

21121  
15



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLÁN"**

**"OPTIMIZACIÓN DE ACCESORIOS EN LA  
OPERACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN  
DE AGUA POTABLE."**

**SEMINARIO TALLER EXTRACURRICULAR  
"SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE"**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
PRESENTA:**

**HUERTA ORTIZ MARCO ANTONIO**

**Asesor: M. en I. José de Jesús Ávila Prieto**



**Acatlán, Estado de México, Agosto 2003**



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

A



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Con todo el amor, respeto y admiración que te tengo:

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impresa el contenido de mi trabajo (excepcional).

NOMBRE: Huerta Ortiz  
Marco Antonio  
FECHA: 12/NOV/03  
FIRMA: 

"Éste es mi testimonio de gratitud a la grandeza de Dios,  
por bendecirme con tu invaluable compañía  
a lo largo de mi carrera y mi vida". Lo logramos!

Gracias.

Marco Antonio Huerta Ortiz

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## PRESENTACIÓN.

La elaboración de este proyecto es el resultado de las actividades realizadas dentro de el seminario-taller extracurricular llamado "Sistemas de Abastecimiento de agua potable", propuesto por la Universidad Nacional Autónoma de México Campus Acatlán.

El proyecto se realiza en base a un problema real, buscando ayudar a una comunidad rural, con el fin de mejorar la calidad de vida de la población residente en la zona de estudio, diseñando un sistema de abastecimiento que no existía, o tal vez era ineficiente.

El objetivo de un sistema de abastecimiento es proporcionar un servicio eficiente, considerando calidad, cantidad y continuidad.

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo innegables ventajas como son el mejoramiento económico, social y cultural. Sin embargo, también es cierto que por esta causa han surgido múltiples problemas de tipo ambiental como la contaminación atmosférica, el transporte y disposición de desechos líquidos y sólidos y el abastecimiento de agua para usos municipales.

El agua es indispensable para la vida y por ello el hombre, en muchos casos ha buscado para su establecimiento los lugares que le ofrecen mayores comodidades y facilidades para el desarrollo de sus múltiples actividades, procurando tener cerca una fuente de abastecimiento de agua, pero no siempre ha podido conseguirlo por

razones diversas teniendo que establecerse en sitios que quizá no fueron los mejores para su desenvolvimiento. Así surgió la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, pero las grandes ventajas de tener agua donde se necesita justifican los trabajos para captarla y conducirla. El conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua constituye un **sistema de abastecimiento de agua potable.**

El aprovisionamiento de agua se ha ido dificultando con el paso de los años, y esta tendencia continua, pues las poblaciones están en un crecimiento constante, al contrario de las fuentes de captación, en las que va disminuyendo su gasto disponible o se contaminan haciendo que sus aguas no sean aptas para consumo humano lo que nos dirige a buscar una fuente alterna que probablemente se encuentre lejos de la población a beneficiar o en caso de estar contaminada, que el tratamiento de esas aguas para que sean óptimas para el consumo humano sea muy costoso.

El problema del agua potable no tiene solución permanente, por lo que en este aspecto siempre se debe estar buscando nuevas fuentes de aprovisionamiento, realizando estudios hidrológicos o geohidrológicos para tener a la mano forma de ampliar los sistemas. El aumento de la población y el ascenso de su nivel cultural y social hacen insuficiente en poco tiempo las obras proyectadas, imposibilitándose de esa manera que con las existentes se pueda seguir el ritmo de crecimiento que las necesidades exigen y

complicando cada vez más la obtención de nuevos caudales, pues las fuentes actuales van haciéndose incapaces y es necesario utilizar las que están situadas a mayor distancia, u otras cuyas aguas requieren tratamientos más elaborados para hacerlas adecuadas para el consumo.

El siguiente trabajo de investigación propone la optimización de accesorios, como son válvulas de seccionamiento y válvulas reductoras de presión, aplicada a una red de distribución tradicional con el fin de hacer una comparación de costos así como del funcionamiento hidráulico de la red a través del análisis de pérdidas locales y la operación de la red con gasto mínimo .

El análisis de operación con gasto mínimo y pérdidas locales se efectúa para considerar las presiones más altas a la que se sometería la red de distribución .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

# INDICE

	Pág.
<b>CAPITULO I.</b>	
<b>INTRODUCCIÓN.</b>	
I.1. Seminario y aplicación a la Población.....	8
I.2. Descripción de Trabajos Anteriores.....	
I.2.1. Componentes de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable.....	12
Fuentes de Abastecimiento.....	12
Captación.....	14
Conducción.....	14
Potabilización.....	15
Almacenamiento y Regulación.....	16
Línea de Alimentación.....	17
Red de Distribución.....	17
I.3. Válvulas.....	
I.3.1. Válvulas de Seccionamiento.....	18
Tipo Compuerta.....	18
Mariposa.....	20
Globo.....	21
Ubicación.....	22
I.3.2. Otras Válvulas en la Red de Distribución.....	22
Ubicación de las Válvulas de Admisión y expulsión de Aire y Desagüe.....	25
Localización de tuberías de Agua Potable.....	26
Diseño de Cruceros.....	26
<b>CAPITULO II.</b>	
<b>PÉRDIDAS LOCALES.</b>	
II.1. ¿ Cómo se Calculan ?.....	
II.1.1. Pérdidas Locales ó Menores.....	27
II.1.2. Valores de $k$ para la Ecuación de Pérdida de Energía.....	29
II.2. Pruebas de Laboratorio.....	
II.2.1. Pérdida por Fricción en Válvulas y Conexiones.....	31
II.2.2. Pérdida de Carga en Válvulas y Conexiones.....	32
II.3. Método de la Tubería Equivalente.....	
II.3.1. Diámetro de la Tubería Equivalente.....	33
II.3.2. Longitud Equivalente.....	33

**CAPITULO III.  
CALCULO HIDRÁULICO.**

	Pág.
III.1. Ecuaciones Fundamentales.	
III.1.1. Métodos de Análisis.....	41
Principios Básicos.....	41
Flujo con Potencial.....	43
Método Experimental .....	44
III.1.2. Métodos .....	44
Método Lagrangiano.....	44
Método Euleriano.....	45
III.1.3. Ecuación de Darcy-Weisbach.....	49
Pérdida de Carga para Tubos Circulares.....	49
Principio de la Conservación de la Materia.....	53
Ecuación Diferencial de Continuidad.....	54
III.2. Modelos Matemáticos.	
III.2.1. Análisis de Redes por Computadora.....	55
Componentes.....	55
Análisis del Funcionamiento de Redes de Distribución.....	56
Programas Actuales.....	60
Otras Aplicaciones.....	63
III.3. Programa de Cálculo de Redes del Instituto de Ingeniería.....	64
III.4. Aplicación en la Red de Distribución de San Luis Mextepec.	
III.4.1. Datos Básicos del Proyecto.....	68
Características de la Zona de Estudio.....	68
Análisis de la Demanda.....	80
III.4.2. Gastos de Diseño.....	92
Gasto Medio Diario.....	92
Gasto Máximo Diario.....	93
Gasto Máximo Horario.....	94
III.5. Funcionamiento Hidráulico de la Red de Distribución.....	95
Red de Distribución Operando con Gasto Máximo Horario.....	96
Red de Distribución Tradicional Operando con Gasto Mínimo.....	98
Red de Distribución Propuesta Operando con Válvulas Reductoras De Presión.....	102

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

	Pág.
<b>CAPITULO IV. COSTOS COMPARATIVOS.</b>	
IV.1. Costos de La Red Tradicional y La Propuesta.....	105
IV.2. Comparación de Costos.....	106
 <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	 107
 <b>ANEXO I.</b>	
Esquema de la Red de Distribución de Agua Potable de San Luis Mexptepec Operando como una Red Tradicional.....	109
 <b>ANEXO II.</b>	
Cuadro de Cruceros de la Red de Distribución de Agua Potable de San Luis Mexptepec operando como una Red Propuesta.....	110
 <b>ANEXO III.</b>	
Lista de Piezas Especiales y la relación con su Longitud Equivalente.....	111
 <b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	 112

CAPITULO I.  
**INTRODUCCIÓN**

**I.1. Seminario y Aplicación a la Población.**

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo innegables ventajas como son el mejoramiento económico, social y cultural. Sin embargo, también es cierto que por esta causa han surgido múltiples problemas de tipo ambiental como la contaminación atmosférica, el transporte y disposición de desechos líquidos y sólidos y el abastecimiento de agua para usos municipales.

El agua es indispensable para la vida y por ello el hombre, en muchos casos ha buscado para su establecimiento los lugares que le ofrecen mayores comodidades y facilidades para el desarrollo de sus múltiples actividades, procurando tener cerca una fuente de abastecimiento de agua, pero no siempre ha podido conseguirlo por razones diversas teniendo que establecerse en sitios que quizá no fueron los mejores para su desenvolvimiento.

Así surgió la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, pero las grandes ventajas de tener agua donde se necesita justifican los trabajos para captarla y conducirla. El conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua constituye un sistema de abastecimiento de agua potable.

El problema del agua potable no tiene solución permanente, por lo que en este aspecto siempre se debe estar buscando nuevas fuentes de aprovisionamiento, realizando estudios hidrológicos o geohidrológicos para tener a la mano forma de ampliar los sistemas.

El aumento de la población y el ascenso de su nivel cultural y social hacen insuficiente en poco tiempo las obras proyectadas, imposibilitándose de esa manera que con las existentes se pueda seguir el ritmo de crecimiento que las necesidades exigen y complicando cada vez más la obtención de nuevos caudales, pues las fuentes actuales van haciéndose incapaces y es necesario utilizar las que están situadas a mayor distancia, u otras cuyas aguas requieren tratamientos más elaborados para hacerlas adecuadas para el consumo.

## **I.2. DESCRIPCIÓN DE TRABAJOS ANTERIORES.**

Se considera agua potable o agua apta para consumo humano, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Se considera que no causa efectos nocivos a la salud cuando se encuentra libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumpla además con los requisitos que se señalan en el Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios y en la Norma Oficial Mexicana correspondiente. Las descargas de excreta de enfermos o portadores contienen los agentes biológicos que son responsables de que la enfermedad se extienda por medio del agua: el portador puede no darse cuenta de que está infectado.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Por estas razones es muy importante tomar precauciones con el agua desde que se extrae del medio natural, hasta que se le descarga de nueva cuenta ya usada en el ambiente. La Figura 1.1 muestra la configuración de un sistema hidráulico urbano, que tiene por objeto evitar la propagación de enfermedades infecciosas mediante el adecuado tratamiento y disposición de los desechos humanos y con la potabilización de los suministros de agua.

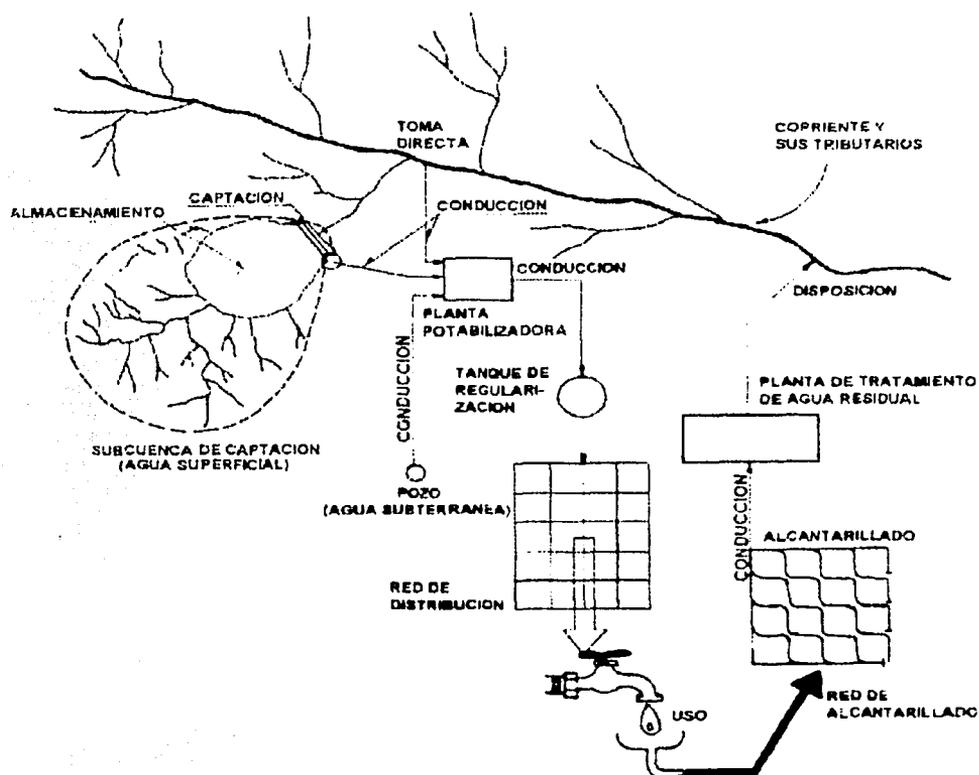


FIGURA 1.1

En la Figura 1.1 se observa que las partes de que consta un sistema hidráulico urbano son las siguientes: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, conducción, regularización, distribución, recolección, conducción, tratamiento del agua residual y disposición. El sistema de abastecimiento de agua potable es un subsistema del sistema hidráulico urbano y está integrado por los siguientes elementos: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, regularización y distribución. (Figura 1.2). En el apartado 1.2 se da una breve explicación de cada una de las estructuras profundizando más en el componente del sistema de abastecimiento de agua potable, que atañe a este trabajo, la fuente de abastecimiento y captación.

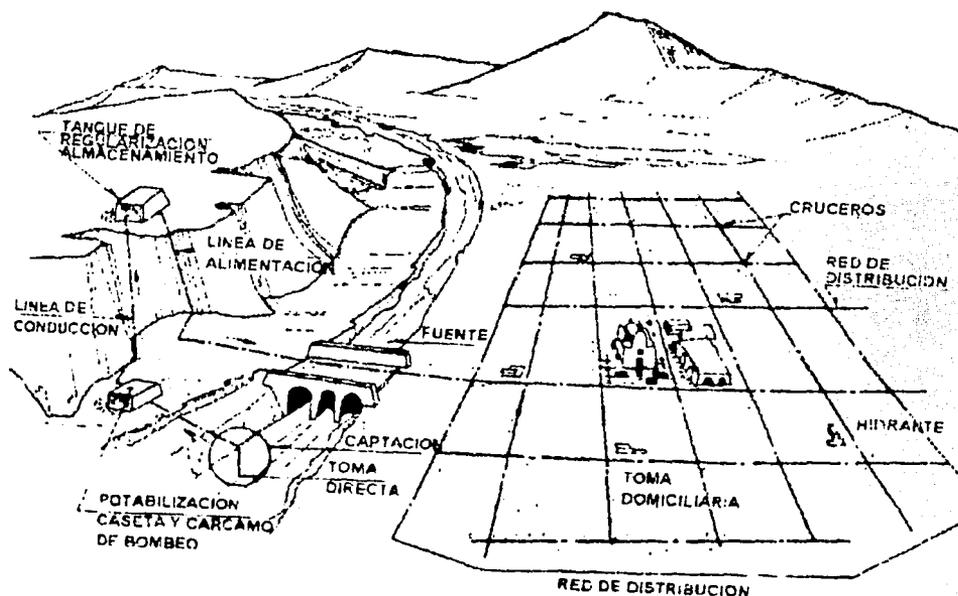


FIGURA 1.2

## **I.2.1. Componentes de un Sistema de Abastecimiento de Agua.**

### Fuentes de Abastecimiento

El Origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el Ciclo Hidrológico , o sea, los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios (Fig. 1.3). Tomando como punto de partida la evaporación del agua en la superficie del océano, el agua en estado gaseoso circula con la atmósfera presentando desplazamientos vertical y horizontal.

En la atmósfera se condensa y se precipita nuevamente a la superficie: tres cuartas partes al mismo océano y un poco menos de la cuarta parte a la superficie continental.

En el océano y en el continente inicia nuevamente el paso de evaporación y en la superficie continental llena lagos, se infiltra en el terreno y circula dentro de él para aflorar en áreas de menor elevación o hasta volver subterráneamente al mar, se retiene en la vegetación y finalmente escurre superficialmente y forma cauces desembocando en lagos o vasos de almacenamiento artificiales para su regulación a fin de usarla, o controlar los caudales de escurrimiento para su uso; de la superficie del terreno se produce la evaporación de agua que transporta la atmósfera junto con la que transpiran los organismos animales y vegetales y el resto vuelve al mar.

Así, gracias al ciclo hidrológico, se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento:

- Agua superficial
- Agua subterránea:
- Agua atmosférica y
- Agua salada

Por lo tanto, hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable las aguas superficiales y las aguas subterráneas.



FIGURA 1.3

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Captación

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento. Dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud. El diseño de la obra de captación debe ser tal que se prevean las posibilidades de contaminación del agua, para evitarlas.

- **Planta de bombeo.**

Es la estructura que permitirá llevar el agua desde niveles topográficos bajos a niveles altos, para su conducción a la zona de uso.

## Conducción

Se denomina línea de conducción a la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta un punto que puede ser un tanque de regularización a un cárcamo para una segunda conducción o a una planta potabilizadora.

- **Conducciones por Bombeo.**

La conducción por bombeo es necesaria cuando se requiere adicionar energía para obtener energía dinámica asociada con el gasto de diseño. Este tipo de conducción se usa generalmente cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es menor a la altura piezométrica requerida en el punto de entrega. El equipo de bombeo proporciona la energía necesaria para lograr el transporte de agua.

- **Conducción por Gravedad.**

Una conducción por gravedad se presenta cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor a la altura piezométrica requerida o existente en el punto de entrega del agua, el transporte del fluido se logra por la diferencia de energías disponibles.

### Potabilización

El termino "tratamiento" se refiere a todos aquellos procesos que de una u otra manera sean capaces de alterar favorablemente las condiciones del agua.

Cuando el tratamiento que se le da al agua es con el fin de hacerla apta para la bebida, se le llama "potabilización" a este tratamiento y "plata potabilizadora" a la obra de ingeniería civil en la que se construyen unidades necesarias para producir el agua potable.

Son tres los objetivos principales de una planta potabilizadora, proporcionar agua:

- Segura para consumo humano
- Estéticamente aceptable
- Económica

En grado significativo, cuanto más protegida sea la fuente, será menor el tratamiento requerido; así, dicha protección juega un papel primordial en la consecución de los objetivos anteriores.

### Almacenamiento y Regulación

Las principales ventajas del almacenamiento para distribución son:

- Se logra casi igualar las demandas sobre la fuente de abastecimiento, los medios de producción y la línea de conducción y distribución, no necesitando ser tan grandes los tamaños o capacidades de estos elementos de la planta.
- Se mejoran los gastos y presiones del sistema y se estabilizan mejor para servir a los consumidores en toda la zona de servicios.
- Se dispone de abastecimiento de reserva en el sistema de distribución para el caso de contingencias tales como la lucha contra incendios y las fallas de la corriente eléctrica.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Por otra parte la regularización tiene por objeto transformar el régimen de alimentación de agua proveniente de la fuente que generalmente es constante en régimen de demanda que es variable en todos los casos, ya que la población consume agua en forma variada incrementándose su consumo por la mañana y por la noche, descendiendo en el medio día y en la madrugada.

### Línea de alimentación.

Es el conjunto de tuberías que llevan el agua del tanque de regulación a la red.

### Red de distribución

Después de la regularización, el sistema de distribución debe entregar el agua a los propios consumidores. Es obvia la importancia del sistema de distribución, si se toma en cuenta que más de la mitad de la inversión total en un sistema de abastecimiento de agua corresponde a la distribución del agua potabilizada.

Para ser adecuado, un sistema de distribución debe poder proporcionar un amplio suministro de agua potable, cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio. El sistema debe mantener presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual que ha de proporcionar el abastecimiento necesario para la protección contra incendio.

### **1.3.Válvulas de seccionamiento**

La válvula de seccionamiento se utiliza para controlar el flujo dentro del tubo, ya sea para impedir el paso del agua o reducir el gasto a un valor requerido.

Las válvulas de seccionamiento pueden ser, por ejemplo:

- tipo compuerta
- de mariposa
- Globo

#### Válvulas tipo compuerta.

Estas válvulas presentan un cuerpo totalmente hermético donde un disco circular, rectangular o compuerta se desliza perpendicular a la dirección del flujo. Los principales subtipos de éstas válvulas son: doble disco y de base flexible.

Este tipo de válvulas en la posición totalmente abierta permiten el paso de un gasto sólo ligeramente menor que el de la tubería sin válvula instalada, esto debido a que la base y las guías se proyectan hacia dentro del flujo. Por lo anterior éstas válvulas tienen gran capacidad de descarga, pequeña presión actuante y pérdidas moderadas.

Las válvulas de compuerta son adecuadas únicamente para aislamiento, es decir, para posiciones totalmente abierta o cerrada . Si se usan para estrangular o regular el flujo pueden ser considerablemente dañadas, ya que una pequeña abertura permite una alta capacidad de flujo que genera a su vez grandes vibraciones.

La válvula de compuerta de doble disco es una de las más utilizadas en conducciones de agua limpia. Cuando la línea es presurizada con valores que exceden 1700 Kpa y la válvula esta cerrada, los discos son presionados hacia afuera por dispositivos de ésta, logrando un cierre a prueba de fugas. El uso de éstas válvulas para aguas con gran cantidad de sólidos en suspensión es inadecuado.

Las válvulas de compuerta presentan un desnivel en la base, en éste se acumulan sólidos que impiden que la válvula sea completamente cerrada. La válvula de compuerta de base flexible reduce un forma importante éste problema porque su base no presenta el desnivel. En éste caso el disco tiene un borde de caucho que es directamente apoyado en el cuerpo de la válvula, esta característica la hace adecuada para trabajar con el agua que tenga arena, agua residual, así como agua limpia.

Cabe mencionar que su uso está restringido a tuberías cercanas a la horizontal. Estas válvulas pueden cerrar en forma hermética contra presiones de trabajo de 1380 Kpa.

### Válvula de mariposa.

Una válvula de mariposa, consiste básicamente de un disco que gira sobre un eje 90 grados para pasar de totalmente abierta a totalmente cerrada. Existen discos de diseños variados; entre otros están los simétricos, asimétricos, excéntricos y de flujo libre. La forma del disco influye en la capacidad del flujo y en el par requerido para accionar la válvula.

El uso de esta válvula se ha incrementado en la actualidad debido a su funcionamiento adecuado, tamaño compacto, ligereza y bajo costo. Es adecuada para regular el flujo por estrangulamiento, así como, para trabajar totalmente cerrada o abierta. Con discos diseñados para aumentar la capacidad de flujo la válvula mariposa se acerca a la de compuerta en la posición totalmente abierta. La cavitación y el par pueden ser controlados por medio del diseño del disco.

En su fabricación se utilizan diversos materiales para el cuerpo, el disco o la base, con la finalidad de adecuarse a cualquier líquido. El diseño de la mayoría de las válvulas de mariposa no es adecuado para estrangulamiento severo (superior al 70 %) del flujo en la conducción. El uso más frecuente de éstas es para agua y aire, sin embargo no son adecuadas para aguas residuales o aguas con arenas, porque la parte inferior del eje que soporta el disco acumula arena y genera excesiva abrasión.

## Válvula de Globo.

La válvula de globo es adecuada para una gran variedad de aplicaciones en sus versiones automática y manual. Tiene un disco o tapón que se mueve verticalmente dentro de una protuberancia del cuerpo. La dirección normal del flujo es de izquierda a derecha a través de la válvula.

Por la acción de dos giros de 90 grados, el primero ascendente y el segundo hacia fuera, de manera que el flujo es controlado por el disco o tapón.

Las pérdidas de carga y las presiones de éste tipo de válvula son mayores que en las válvulas mariposa o las de compuerta, debido a la amplitud de posiciones de apertura en que puede trabajar.

El control puede ser manual o automático.

Las válvulas de diámetro pequeño se operan manualmente .

Una válvula de globo puede ser adaptada para mantener constante: la presión de entrada, la presión de salida, el porcentaje del flujo y el nivel del tanque de almacenamiento, actúa como una válvula de anticipación a las ondas transitorias o una aliviadora de presión.

Esta válvula presenta en la posición totalmente abierta pérdidas más grandes que las de compuerta, cono y mariposa, porque el paso del flujo es complicado; si se adiciona un dispositivo supresor de cavitación, que consiste en uno o más cilindros que contienen muchos orificios pequeños que disipan energía y suprimen la cavitación, mejora el comportamiento al respecto, pero las pérdidas para la posición totalmente abierta se incrementan en forma considerable. El uso más frecuente es donde se requiere estrangulamiento del flujo, tal como, en el control de la presión o flujo.

Las válvulas de globo deben ser utilizadas en aguas claras, nunca deben usarse en agua residual porque sufrirían taponamiento por sólidos.

#### Ubicación de las válvulas de seccionamiento.

La ubicación y cantidad de válvulas de seccionamiento o aislamiento en una red de distribución se determinan con base en los siguientes objetivos:

- 1) Poder aislar un tramo o una parte de la red en caso de reparaciones o ampliaciones, manteniendo el servicio en el resto de ésta. Mientras más válvulas se tengan en la red, menor será la parte sin servicio en caso de una reparación, pero el costo inicial se incrementará

- 2) Hacer posible el control de fugas mediante distritos hidrométricos.
- 3) Derivar en un momento dado mayor caudal en un tramo determinado, cuando se trate de surtir a un hidrante contra incendio por medio de la operación de cierre de las válvulas correspondientes.

Dado el elevado costo de las válvulas, su cantidad y ubicación deben basarse en comparaciones económicas de variantes. El costo de las válvulas, la afectación económica de la interrupción del servicio, y el costo y facilidades de operación de la red, deben ser los factores a considerar en la comparación.

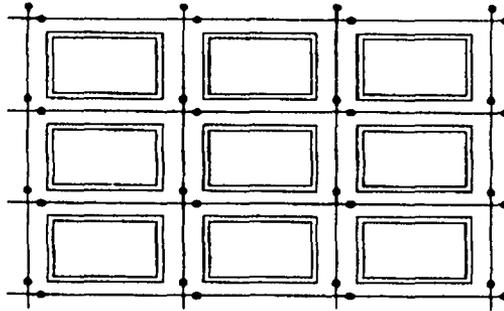
Como un mínimo se ubicarán válvulas de seccionamiento en los siguientes lugares:

- 1) En la red primaria:
  - En los cruces de las tuberías.. No más de tres válvulas se necesitan en una cruz, no más de dos en una te.

2) En la red secundaria:

- En todas las conexiones con la red primaria.
- En los cruces de las tuberías de la red secundaria, cuando ésta es del tipo convencional.

Fig. 1.3.1. Ubicación de las válvulas de seccionamiento. Es recomendable como se ve en la fig. para aislar un punto no se cierran más de 4 válvulas, ni se aíslan más de 3 tramos.



Con vista a tener una cantidad menor de válvulas y un establecimiento natural de zonas de presión, se recomienda el uso de la red secundaria en bloques.

Aunque excepcionalmente puede haber casos especiales en los que pueden utilizarse otros tipos de válvulas en la red de distribución (tales como de globo, mariposa, etc.), generalmente se utilizan las válvulas de compuerta, debido particularmente a su menor pérdida de carga. En general, las válvulas requieren un mantenimiento adecuado para lograr un servicio satisfactorio.

### **I.3.2. Otras válvulas en la Red de Distribución.**

#### **Ubicación de válvulas de admisión y expulsión de aire y desagüe.**

Se colocarán válvulas de admisión y expulsión de aire en tuberías de diámetro grande de la red primaria, en los lugares donde es posible la acumulación de aire, por ejemplo en los cambios de pendiente brusca antes y después del punto más alto. Las válvulas deben ser combinadas, o se deben instalar en un punto los dos tipos de válvulas de admisión y expulsión: válvula de admisión y expulsión de aire y válvula eliminadora de aire.

Las válvulas de desagüe se colocarán en las partes más bajas de las tuberías principales para permitir el vaciado de las tuberías en caso de roturas, eliminándose al mismo tiempo los sedimentos que se pudieran depositar en éstos sitios. También se pueden utilizar para el lavado de la línea durante la construcción.

#### **Localización de tuberías de agua potable.**

En todos los casos las tuberías de agua potable deben ir por encima del alcantarillado de aguas negras a una distancia mínima de 1.00 m horizontalmente y 0.30 m verticalmente.

No se permite por ningún motivo el contacto de las tuberías de agua potable con líneas de gas, poliductos, teléfonos, cables u otras.

## Diseños de cruceros.

Las piezas especiales que se utilizan en el diseño de los cruceros pueden ser de hierro fundido, acero, PVC, polietileno, fibrocemento, acero con recubrimiento de concreto. El tipo de pieza a utilizar dependerá del material de las tuberías a unir, así como de su diámetro.

Cuando se requiere conectar tuberías de diferente diámetro se utilizan reducciones.

En caso de que se tengan cambios de dirección o ramificaciones, se recomienda, por economía, colocar la reducción antes de las piezas que forman los cruceros anteriores.

Generalmente se utilizan juntas en los siguientes casos:

- Para unir tuberías del mismo o de diferente material.
- Para unir tuberías con piezas especiales y válvulas.
- Para absorber movimientos diferenciales de la tubería ( en la conexión con una estructura, en caso de sismo, etc.).
- Para absorber movimientos en la tubería por efectos de temperatura.

## CAPITULO II

### **PERDIDAS LOCALES**

#### **II.1 ¿Cómo se calculan?**

##### II.1.1. Pérdidas Locales o Menores.

Las pérdidas locales o menores en las tuberías (por ejemplo, debido a válvulas) corresponden a la disminución de energía por motivos distintos a la originada por la fricción y en sitios específicos, ya sea por el cambio de geometría o alteración de flujo. Su magnitud  $h_L$  es proporcional a la carga de velocidad aguas abajo dicho sitio, su expresión general (King, Wisler y Woodburn, 1948) es:

$$h_L = K \frac{V^2}{2g}$$

El coeficiente K es adimensional y depende del tipo de pérdida y del número de Reynolds.

En el método de cálculo, estas pérdidas se toman en cuenta mediante el cambio del coeficiente C de la ecuación, Para ello conviene escribir la ecuación como:

$$h_L = K \frac{V^2 A^2}{2g A^2} = \frac{K Q^2}{2g A^2} = \frac{0.08263 K Q^2}{D^4}$$

Para la fórmula de Darcy-Weisbach, el coeficiente C (del tubo que tiene la pérdida local) se aumenta en la cantidad.

$$\Delta C = \frac{0.08263K}{D^4}$$

$$D^4$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Las pérdidas locales de energía se generan en distancias relativamente cortas, por accesorios tales como codos, tes, cruces, válvulas, etc. Para calcular las pérdidas locales de energía se utiliza la expresión general:

$$h = K \frac{V^2}{2g}$$

donde  $k$  es un coeficiente de pérdida que depende del tipo de accesorio que lo genera,  $g$  es la gravedad terrestre y  $V$  es la velocidad media del flujo, por lo general aguas abajo del dispositivo, exceptuando el caso de la llegada del flujo de una tubería a un depósito; en cuyo caso  $V$  es la velocidad en el tubo.

En la tabla 2.1.2. se muestran algunos valores de  $k$  en función del tipo de accesorio.

En el caso de un ensanchamiento brusco el valor de  $k$  es igual a 1.0 y el valor de  $V$  de la ecuación de pérdida de energía se sustituye por la diferencia de velocidades existente en los tubos aguas arriba y aguas abajo del ensanchamiento.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla II.1.2. Valores de  $k$  para la ec. de Pérdida de Energía.

Valores de  $K$  para la ecuación de pérdida de energía

<b>ACCESORIO</b>	<b>COEFICIENTE <math>K</math></b>
<b>1. De depósito a tubería (pérdida a la entrada)</b>	
- Conexión a ras de la pared.....	0.50
-Tubería entrante .....	1.00
- Conexión abocinada.....	0.05
<b>2. De tubería a depósito (pérdida a la salida).....</b>	
	1.00
<b>3. Contracción brusca (véase tabla II.2.1)</b>	

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Valores de  $K$  para la ecuación de pérdida de energía

**ACCESORIO**

**COEFICIENTE  $K$**

**4. Codos y tes**

Algunos valores de  $k$  son:

- Codo de  $45^{\circ}$  ..... 0.35 a 0.45
- Codo de  $90^{\circ}$  ..... 0.50 a 0.75
- tes ..... 1.50 a 2.00

**TABLA II.2.1. Valores de  $K_c$  para una contracción brusca.**

$D_1/D_2$	$K_c$
1.20.....	0.08
1.40.....	0.17
1.60.....	0.26
1.80.....	0.34
2.00.....	0.37
2.50.....	0.41
3.00.....	0.43
4.00.....	0.45
5.00.....	0.46

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 2.2 Pruebas de laboratorio

### 2.2.1. Pérdida por Fricción en Válvulas y Conexiones.

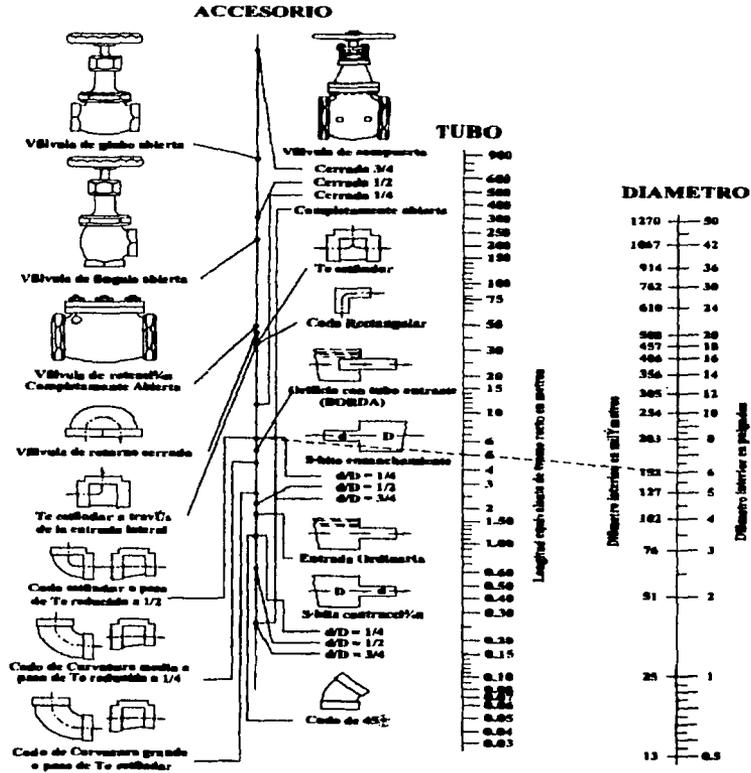


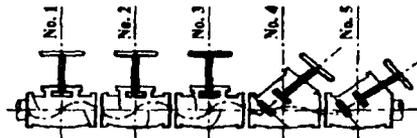
Figura 7.20 Pérdida por fricción en válvulas y conexiones.

**Forma de Uso:** Unase el punto correspondiente de la pieza de que se trata al diámetro en la tercera escala. La intersección con la escala central determina la longitud de un tramo recto de tubo del mismo diámetro que genera una misma pérdida por fricción.

## 2.2.2. Pérdida de Carga en Válvulas y Conexiones.

		Codo estándar	Codo de radio medio	Codo de radio grande	Codo de 45°	Te	Curva de retorno	Válvula de compuerta abierta	Válvula de globo abierta	Válvula de ángulo abierta
		3	4	5	6	7	8	9	10	11
13	1"	0.457	0.427	0.335	0.235	1.036	1.158	0.106	4.877	2.560
19	1/2"	0.671	0.548	0.427	0.305	1.372	1.524	0.143	6.705	3.658
25	1"	0.823	0.701	0.518	0.396	1.768	1.859	0.183	8.230	4.572
32	1 1/2"	1.128	0.914	0.732	0.488	2.377	2.591	0.244	11.278	5.472
38	1 1/2"	1.311	1.097	0.853	0.610	2.743	3.048	0.290	13.411	6.706
51	2"	1.676	1.402	1.067	0.762	3.353	3.962	0.366	17.374	8.334
64	2 1/2"	1.981	1.646	1.280	0.914	4.267	4.572	0.427	20.117	10.058
76	3"	2.469	2.073	1.554	1.158	5.182	5.486	0.518	25.908	12.802
89	3 1/2"	2.896	2.438	1.829	1.341	5.791	6.401	0.610	30.175	15.240
102	4"	3.353	2.774	2.134	1.524	6.706	7.315	0.701	33.528	17.678
114	4 1/2"	3.658	3.048	2.406	1.707	7.315	8.230	0.792	39.624	18.593
127	5"	4.267	3.658	2.713	1.859	8.230	9.449	0.884	42.672	21.336
152	6"	4.877	4.267	3.353	2.347	10.058	11.278	1.067	48.768	25.298
203	8"	6.401	5.486	4.267	3.048	13.106	14.915	1.372	67.056	33.528
254	10"	7.925	6.706	5.182	3.962	17.069	18.593	1.737	88.392	42.672
305	12"	9.754	7.925	6.096	4.572	20.117	22.250	2.042	101.632	51.816
356	14"	10.973	9.449	7.010	5.182	23.165	25.908	2.438	118.872	57.912
406	16"	12.802	10.668	8.230	5.791	26.518	30.480	2.743	131.400	67.056
457	18"	14.021	12.192	9.144	6.401	30.480	33.528	3.109	152.400	76.200
508	20"	15.850	13.106	10.363	7.010	33.528	36.576	3.658	170.688	85.344
559	22"	17.678	15.240	11.278	7.620	39.624	42.672	3.962	185.928	94.488
610	24"	19.202	16.154	12.192	8.534	42.672	45.720	4.267	207.264	103.632
762	30"	24.079	20.776	15.240	10.668	50.292	57.912	5.182	262.128	128.016
914	36"	28.651	24.079	18.288	13.106	60.960	67.056	6.096	304.800	152.400
1067	42"	36.576	28.956	21.946	15.240	73.152	79.248	7.010	365.760	182.880
1219	48"	41.148	33.528	24.994	17.578	83.820	91.440	7.925	426.720	207.264

Además de las válvulas indicadas en la tabla hay muchos otros tipos, algunos de los cuales se muestran a continuación.



Válvula	1	2	3	4	5
	3.9	3.4	2.7	2.5	0.6

Una forma para determinar la pérdida de carga a través de las válvulas es:

$$h = f \frac{V^2}{2g}$$

donde:  $h$  = pérdida de carga ( m )

$V$  = velocidad ( m/s )

$f$  = coeficiente de fricción ( adim. )

## **II.3. Método de la Tubería Equivalente.**

### II.3.1. Diámetro de la Tubería Equivalente.

En un sistema de red hidráulica, se deben balancear los gastos en cada intersección y las sumas de pérdidas de carga entre dos puntos cualesquiera del sistema deben ser las mismas, cualquiera que sea la ruta por la que se desplace el agua. En la solución de problemas específicos se comprende generalmente, en primer lugar, la simplificación de disposiciones intrincadas y su combinación en una o más líneas equivalentes. El problema que aquí se considera es un circuito simple, A B C D ( figura II.3.1. ).

### II.3.2. Longitud Equivalente.

Ejemplo:

Se supone que es recomendable sustituir el circuito AD con una sola longitud equivalente de tubería de 24 pulg. ( 610 mm ) con un valor de  $C= 100$  . El proceso para la determinación de la longitud equivalente comprende tres pasos básicos, que se describen a continuación.

#### 1. Longitud equivalente de tubería para la rama ABD.

Se supone que hay un gasto de 219.065 l/s a través de ABD.

Para la tubería AB de 24" con  $C= 110$ , la pérdida de carga resulta:

$$h_f = \left( \frac{Q}{0.0177435 d^{2.63} C} \right)^{1/0.54} L$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Método de la Tubería Equivalente.

Ejemplo:

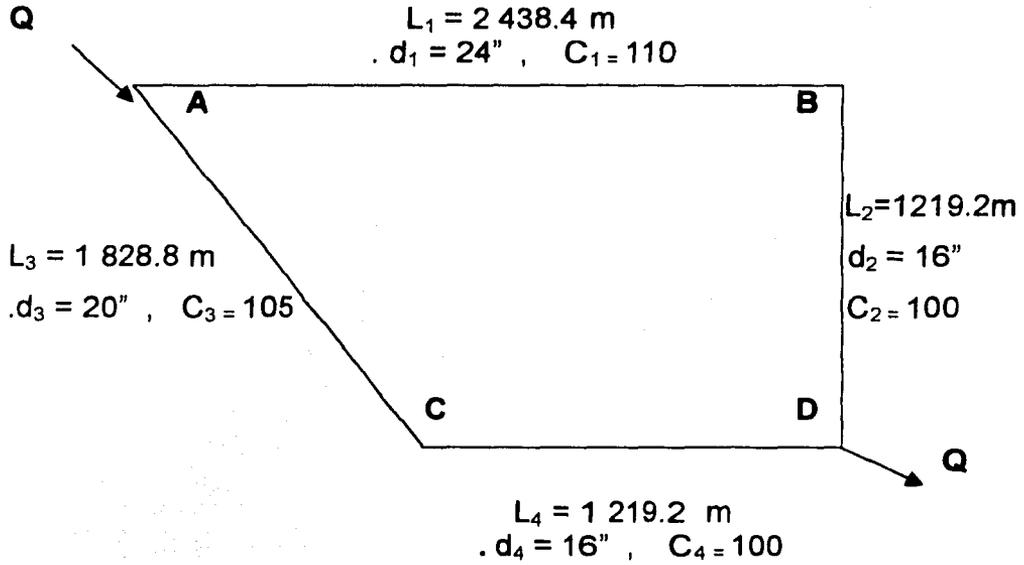


figura II.3.1.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$h_f = \left( \frac{219.065}{0.0177435 \times 24^{2.63} \times 110} \right)^{1/0.54} 2,438.4$$

$$h_f = 2.894 \text{ m}$$

La pérdida de carga en 1219.2 m de tubería de 16 pulg. Con C= 100 es:

$$h_f = \left( \frac{219.065}{0.0177435 \times 16^{2.63} \times 100} \right)^{1/0.54} 1,219.2$$

$$h_f = 12.44 \text{ m}$$

Como AB y BD se encuentran conectadas en serie, la pérdida de ABD es igual a la pérdida de AB más la pérdida en BD, o sea.

$$2.894 + 12.44 = 15.334 \text{ m}$$

La pérdida en 1000 m de tubería de 24 pulg. con C= 100 es:

$$h_f = \left( \frac{219.065}{0.0177435 \times 24^{2.63} \times 110} \right)^{1/0.54} 1,000$$

$$h_f = 1.42 \text{ m}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Dividiendo la pérdida en ABD por 1.42 y multiplicando por 1000, se deriva la longitud de 24 pulg. C= 100, equivalente a ABD, o sea:

$$\frac{15.334 \text{ m}}{1.42 \text{ m}} \times 1000 = 10,798.59 \text{ m}$$

que resulta de :

$$\frac{1.42 \text{ m}}{1000 \text{ m}} = \frac{15 \ 334}{X}$$

## 2. Longitud equivalente de tubería para la rama ACD

Se supone que se tiene el mismo gasto de 219.065 l/s a través de ACD. La pérdida de carga en AC es:

$$h_f = \left( \frac{219.065}{0.0177435 \times 20^{2.63} \times 105} \right)^{1/0.54} 1,828.8$$

$$h_f = 5.75 \text{ m}$$

Como puede verse en la figura 2.3.1. CD es idéntica a BD, o sea **12.44 m**.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Como AC y CD se encuentran conectadas en serie, la pérdida en ACD es igual a la pérdida en AC más aquella de CD, o sea:

$$5.75 + 12.44 = 18.19 \text{ m}$$

Dividiendo la pérdida en ACD por la pérdida en 1000 m de tubería de 24 pulg.  $C=100$  ( 1.42 ) y multiplicando por 1000, se deriva la longitud equivalente de tubería de 24 pulg.  $C= 100$ , de ACD, o sea:

$$\frac{18.19 \text{ m}}{1.42 \text{ m}} \times 1000 = 12,809.86 \text{ m}$$

### 3. Longitud equivalente de tubería para el circuito AD

Se supone una pérdida de carga en AD de 15.24 m.

Para ABD, la longitud equivalente de tubería fue de 10,798.59 m.

En consecuencia, la pérdida por 1000 m de tubería equivalente es:

$$\frac{10\,798.59}{1\,000} = 10.79859$$

$$\frac{15.24}{10.79859} = 1.41 \text{ m}$$

El gasto al cual 1000 m de tubería de 24 pulg.  $C= 100$ , experimenta una pérdida de carga de 1.41 es:

$$Q = 0.0177435 C d^{2.63} \left( \frac{h_f}{L} \right)^{0.54}$$

$$Q = 0.0177435 \times 100 \times 24^{2.63} \left( \frac{1.41}{1000} \right)^{0.54}$$

$$Q = 218.56 \text{ l/s}$$

Para ACD, la longitud equivalente de tubería fue de 12 809.86 m. Por tanto la pérdida por 1000 m de tubería de 24 pulg. C= 100 es:

$$\frac{15.24}{12.81} = 1.19 \text{ m}$$

El gasto al cual 1000 pies de tubería de 24 pulg. C= 100 experimenta una pérdida e 1.19 m es:

$$Q = 0.0177435 \times 100 \times 24^{2.63} \left( \frac{1.19}{1000} \right)^{0.54}$$

$$Q = 199.43 \text{ l/s}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Por lo tanto, el gasto total ( el gasto en ABD más el gasto en ACD ) es:

$$Q = 218.56 + 199.43$$

$$Q = 417.99 \text{ l/s}$$

La pérdida en 1000 m de tubería de 24 pulg. C= 100 a un gasto de 417.99 l/s es:

$$h_f = \left( \frac{417.99}{0.0177435 \times 24^{2.63} \times 100} \right)^{1/0.54} \times 1,000$$

$$h_f = 4.68 \text{ m}$$

Dividiendo la pérdida en AD ( supuesta inicialmente de 15.24 m ) por 4.68 m y multiplicando por 1000, se obtiene la longitud de tubería de 24 pulg. C= 100, que equivalente a AD, o

$$\frac{15.24 \text{ m}}{4.68 \text{ m}} \times 1000 = 3253.10 \text{ m}$$

Para comprobar el análisis, es necesario demostrar que la pérdida de carga en ABD es igual a la pérdida de carga en ACD, como sigue:

a) La pérdida en AB a 219.065 l/s es 2.894 m.

La pérdida en BD a 219.065 l/s es 12.44 m.

La pérdida en ABD es:

$$12.44 + 2.894 = 15.334 \text{ m} .$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

b) La pérdida en AC a 199.43 l/s es:

$$h_f = \left( \frac{199.43}{0.0177435 \times 20^{2.63} \times 105} \right)^{1/0.54} 1,828.8$$

$$h_f = 4.83 \text{ m}$$

La pérdida en CD a 199.43 l/s es:

$$h_f = \left( \frac{199.43}{0.0177435 \times 16^{2.63} \times 100} \right)^{1/0.54} 1,219.2$$

$$h_f = 10.45 \text{ m}$$

Por lo tanto, la pérdida ACD es:

$$4.83 + 10.45 = 15.28 \text{ m.}$$

Por lo tanto, como las pérdidas en ABD y ACD son esencialmente iguales, el análisis es válido.

CAPTULO III.  
**CÁLCULO HIDRÁULICO**

**III.1. Ecuaciones Fundamentales.**

**III.1.1. Métodos de Análisis.**

Principios Básicos.

En la mecánica de fluidos los métodos de análisis consideran la capacidad de un flujo para transportar materia y el mecanismo por el que cambia sus propiedades de un lugar a otro, para lo cual se establece como axioma que en los fluidos se satisfagan los principios básicos de la mecánica del medio continuo, a saber:

- a) Conservación de la materia (principio de continuidad).
- b) Segunda ley de Newton (impulso y cantidad de movimiento).
- c) Conservación de la energía (primera ley de la termodinámica).
- d) Segunda ley de la termodinámica.

El principio de la conservación de la materia o del transporte de masa permite derivar la primera ecuación fundamental o de continuidad, que admite diferentes simplificaciones de acuerdo con el tipo de flujo de que se trate o de las hipótesis que se deseen considerar.

La segunda ley de Newton establece la relación fundamental entre la resultante de las fuerzas que actúan sobre una partícula y la variación en el tiempo de la cantidad de movimiento. De acuerdo con la forma en que se aplique, puede conducir a dos ecuaciones: la primera

(componente escalar según el flujo) llamada de la energía, permite calcular las diferentes transformaciones de la energía mecánica dentro del flujo y las cantidades disipadas en energía calorífica que, en el caso de los líquidos, no se aprovecha.

La segunda, de tipo vectorial llamada del impulso y cantidad de movimiento, permite determinar alguna de las fuerzas que producen el flujo si se conoce el cambio en la cantidad de movimiento y las restantes fuerzas.

En la dinámica de fluidos (especialmente en el flujo de gases) el análisis requiere, además, la inclusión de leyes termodinámicas referentes al transporte de calor debido al flujo y, para ello, el principio de la conservación de la energía permite derivar una ecuación que relaciona la presión, densidad, temperatura, velocidad, elevación, trabajo mecánico y la cantidad de calor comunicado al flujo (o el que éste cede). Esta ecuación admite simplificaciones importantes al analizar el flujo de líquidos, al punto en que se obtiene la misma ecuación de energía que resulta de la ecuación componente de la cantidad de movimiento en la dirección del flujo. La segunda ley de la termodinámica tiene menos interés en el flujo de líquidos.

Puesto que el interés principal de este trabajo es estudiar el escurrimiento de líquidos, se considera suficiente la obtención de las tres ecuaciones fundamentales de la hidráulica a partir de los dos primeros principios los cuales se analizan en este capítulo.

## Flujo con potencial

Otro método aplicado a la solución de problemas en la dinámica de fluidos, consiste en la elaboración de un modelo matemático basado en considerar la existencia de un flujo con potencial. Para este tipo de flujo la hipótesis consiste en tratarlo como irrotacional, lo que constituye la base de la hidrodinámica clásica, una rama de la mecánica de fluidos que ocupó la atención de eminentes matemáticos como Stokes, Rayleigh, Rankine, Kelvin y Lamb. En una gran cantidad de problemas prácticos de interés en la hidráulica, esta suposición puede ser aceptada debido a que el agua posee una viscosidad muy pequeña y se acerca a la condición de fluido ideal. En otros problemas, es necesario considerar los efectos viscosos y estudiar las fuerzas de fricción originadas por la turbulencia que acompaña al movimiento. Una parte de la energía de la corriente se utiliza para vencer las fuerzas de resistencia originadas por estos efectos o las debidas a cambios en la geometría de la conducción (cambios de dirección, ampliaciones, reducciones, etc.); también se utiliza en accesorios de cierre (válvulas, compuertas, etc.) para regular el gasto.

Esa parte de la energía de la corriente se transforma en otro tipo de energía que en los problemas de hidráulica se considera como energía perdida en el movimiento y, por supuesto, es necesario determinar.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Método experimental

El tratamiento de un flujo con base exclusivamente en el análisis matemático es insuficiente para resolver todos los problemas, si no es con el auxilio de métodos experimentales. El planteamiento racional de un experimento permite continuar, complementar o sustituir el análisis en aquellos puntos en que la solución matemática se torna imposible o muy compleja, a tal grado que para obtenerla, sea necesario conceder hipótesis simplificadoras; éstas, además de restar generalidad a la misma, pueden llegar a falsear resultados al punto en que ellos no tengan semejanza alguna con la situación real del problema.

### **III.1.2. Métodos**

#### Método Lagrangiano.

Los métodos de análisis en la mecánica de fluidos se basan en una extensión de los puntos de vista lagrangiano y euleriano, para describir un flujo, referidos ahora a regiones dentro del mismo sobre las cuales se satisfacen los principios fundamentales.

En el análisis lagrangiano los principios básicos se aplican a una cantidad definida de materia que ocupa cierta región del flujo y que recibe el nombre de sistema. Éste puede cambiar de forma, posición y

condición térmica dentro del flujo pero debe contener siempre la misma cantidad de masa en cualquier instante que se considere. La finalidad de tal análisis será predecir el estado del sistema, esto es, determinar sus propiedades siguiendo su movimiento en el espacio dentro del flujo. Se utiliza invariablemente en la mecánica del cuerpo rígido donde el sistema se conoce como cuerpo libre y en la termodinámica donde se le llama sistema cerrado. Aunque a primera vista parece razonable utilizar el análisis lagrangiano, éste se aplica sólo en casos especiales debido a la dificultad física y matemática para identificar los sistemas de fluidos, a medida que pasan por las distintas configuraciones de frontera. Además, el tipo de información suministrada por esta forma de análisis no siempre es el indicado.

### Método Euleriano.

El segundo método de análisis tiene aquí mayor aplicación; se llama euleriano y estudia el flujo con base en el análisis de un volumen adecuado de fluido llamado volumen de control fijo respecto de un sistema coordinado y de forma y magnitud constantes. El contorno de dicho volumen se llama superficie de control.

En el análisis se considera el intercambio de masa, energía y cantidad de movimiento, a través de las fronteras del volumen de control que puede ser de tamaño diferencial o de magnitud finita. El primer tipo ha sido tradicional en la mecánica de fluidos cuando se aplica a volúmenes de control de tamaño muy pequeño de

dimensiones  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$  que en el límite expresan las condiciones en el punto de coordenadas  $(x,y,z)$  encerrado por dicho volumen. Este tratamiento equivale a describir las características del flujo en un punto fijo  $(x, y, z)$ , observando el movimiento instantáneo de una partícula del fluido de masa diferencial representada por el punto considerado.

Al aplicar la ley de la conservación de la materia al volumen de control diferencial, se obtiene la ecuación diferencial de continuidad; si se aplica la segunda ley de Newton, se obtiene la ecuación diferencial de Navier-Stokes. En este capítulo se presentan la ecuación diferencial de continuidad y las ecuaciones del movimiento para un volumen de control diferencial orientado según una línea de corriente; tienen utilidad posterior en la solución de algunos problemas locales de flujo. Sin embargo, el intento de una integración general torna las soluciones muy complejas y, por lo mismo, de poca utilidad práctica. Por otra parte, de acuerdo con la naturaleza del problema la información requerida con frecuencia se refiere a resultados gruesos de las características en el conjunto, más que a las variaciones de un punto a otro.

La integración aproximada de las ecuaciones del movimiento dentro de una vena líquida, simplifica la solución y equivale a utilizar volúmenes finitos de control. El procedimiento consiste en suponer que el movimiento de un líquido, en cualquier conducción, se estudie como si fuera una vena líquida limitada, tanto en el caso de

conducciones forzadas o a presión (tuberías) por las paredes rígidas de frontera, como en el caso de conducciones abiertas (canales): en parte por paredes rígidas y en parte por la superficie libre del líquido en contacto con la atmósfera. En estas condiciones, la frontera de la vena líquida admite cierta deformación parcial o totalmente y el problema se reduce a estudiar el movimiento a lo largo de una sola dimensión (unidimensional), que corresponde a la dirección en que se produce el flujo, eliminando con ello las complejidades del tratamiento tridimensional. De este modo, las variables características del flujo (velocidad, gasto, presión) se representan a través de la media de los valores que hay en los puntos de una misma sección transversal de la conducción y las magnitudes de dichos promedios concentrados en el centro de gravedad de la sección. De este modo, hay variación de los mismos sólo en la dirección del movimiento general y en el tiempo, aun cuando existan cambios en el área de una sección a otra (que pueden también depender del tiempo). La dirección en que ocurre la variación no es necesariamente rectilínea sino a lo largo del eje del conducto. Esto equivale a estudiar el escurrimiento sobre la línea de corriente hipotética que coincide con dicho eje, y los valores medios de las características en un punto sobre el mismo serán representativos de la sección que contiene al punto tratado, mediante términos correctivos que tomen en consideración la distribución real de velocidades en toda la sección.

En este apartado se establecen las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, referidas al flujo unidimensional; ellas son:

La de continuidad, la de energía, la de impulso y cantidad de movimiento. Para el establecimiento de estas ecuaciones no se hace distinción entre flujo laminar y flujo turbulento, pues en ambos casos son válidas. Análogamente, las ecuaciones obtenidas para el flujo unidimensional se refieren al movimiento de un líquido real dentro de la vena líquida, la clasificación en flujos, rotacional e irrotacional, basada en el tipo de deformación de cada partícula, carece de aplicación en estas ecuaciones.

En la deducción de las mismas, las pérdidas de energía antes mencionadas se tomarán en consideración empleando una fuerza de resistencia, que comprende las fuerzas viscosas y de fricción, sujeta a una valuación empírica o semi-empírica. En las ecuaciones se incluyen los coeficientes de corrección necesarios para tomar en cuenta la distribución real de velocidades en una sección y se evalúan sus efectos.

Para calcular los gastos que circulan en los tubos, existen ecuaciones tanto teóricas como empíricas. La ecuación de Poiseuille para un flujo laminar y la ecuación universal de Darcy-Weisbach, son ejemplos de ecuaciones deducidas teóricamente, las fórmulas de Manning y HazenWilliams, utilizadas para proyectos de alcantarillado y conducciones forzadas son ejemplos de ecuaciones obtenidas experimentalmente.

### III.1.3. Ecuación de Darcy-Weisbach.

#### Pérdida de Carga para Tubos Circulares.

- Ecuación de Darcy-Weisbach. Alrededor del año 1850, Darcy, Weisbach y otros investigadores dedujeron una fórmula para determinar la pérdida de carga por rozamiento en conducciones a partir de los resultados de experimentos efectuados con diversas tuberías. La fórmula ahora conocida como ecuación de Darcy-Weisbach para tuberías circulares es:

$$h_f = (f L/d)(v^2/2g)$$

donde:

$h_f$  = pérdida de carga (m)

$f$  = coeficiente de rozamiento

$L$  = longitud de la tubería (m)

$V$  = velocidad (m/s)

$g$  = aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$d$  = diámetro de la tubería (m)

La expresión en términos de caudal se transforma en:

$$hf = \frac{8 f L Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

El valor del coeficiente  $f$  varía al considerar distintos factores: el número de Reynolds ( $NR$ ), la rugosidad y el diámetro de la tubería, entre otros. La relación entre estas variables se representa gráficamente a través de lo que se conoce como el ábaco de Moddy.

Los efectos del diámetro y la rugosidad, se expresan mediante la rugosidad relativa, que es la relación entre la rugosidad absoluta de las paredes internas del tubo ( $\epsilon$ ) y el diámetro ( $D$ ) de la tubería, ambas expresados en las mismas unidades de longitud. El número de Reynolds es:

$$NR = \frac{V D \rho}{\mu}$$

donde:

$NR$  = número de Reynolds (adimensional)

$\rho$  = densidad del fluido ( $\text{kg/m}^3$ )

$\mu$  = viscosidad en  $\text{Kg/seg-m}$

$D$  = diámetro en  $m$

Si se conoce o puede estimarse el valor de la rugosidad absoluta " $\epsilon$ " puede obtenerse el valor correcto de " $f$ " para flujo totalmente turbulento, para la determinación del valor de " $f$ ", se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

1.- De tabla se obtiene el valor de la rugosidad absoluta " $\epsilon$ " en tubos comerciales.

2.- Se calcula la rugosidad relativa a partir de la siguiente expresión:

$$\text{Rugosidad relativa} = \epsilon / D$$

donde:

$\epsilon$  = rugosidad absoluta (mm)

D = diámetro (mm)

3.- Una vez que se obtiene la rugosidad relativa, se traza una línea horizontal para interceptar el valor correspondiente a " $f$ " para cada una de las condiciones que se requiera.

**Fórmula de Manning.** Basándose en trabajos realizados a finales del siglo pasado, Robert Manning dio a conocer su famosa fórmula para flujo a superficie libre. Aunque esta fórmula fue originalmente concebida para el proyecto de canales abiertos, actualmente se utiliza también para conductos cerrados:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

donde:

V = velocidad (m/s)

n = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico (m)

S = pendiente de la línea de carga (m/m)

El radio hidráulico se define como:

$$R = \frac{\text{área de la sección mojada}}{\text{perímetro de la sección mojada}} = \frac{A}{p}$$

Para tuberías a sección llena el radio hidráulico es:

$$R = D/4$$

Sustituyendo el valor R, la fórmula de Manning para tubería a sección llena, queda:

$$V = \frac{0.397 D^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

o, en función de caudal:

$$Q = \frac{0.312 D^{8/3} S^{1/2}}{n}$$

donde:

Q = caudal (m<sup>3</sup>/s)

### Valores de n para la fórmula de Manning.

Tubería de :	Vel máx. permisible ( m/s )	n Coef. De Rugosidad De Manning	c Coef. De Capacidad Hidráulica
Concreto simple hasta 0.45 m. De diámetro	3.0	0.011	140
Concreto reforzado de 0.60 m. De diámetro o mayor	3.5	0.011	140
Fibro-cemento	5.0	0.010	140
Acero galvanizado	5.0	0.014	140
Acero sin revestimiento	5.0	0.014	140
Acero con revestimiento	5.0	0.011	140
Poliétileno de alta densidad	5.0	0.009	140
PVC ( policloruro de vinilo )	5.0	0.009	140

### Principio de conservación de la materia

De acuerdo con este principio, de la masa de fluido que en la unidad de tiempo entra a un volumen especificado dentro del flujo, una parte se queda almacenada en su interior y el resto sale del volumen. Si el volumen que se estudia es de forma y magnitud constantes (volumen de control), el almacenaje no puede ser indefinido.

Matemáticamente es preferible tratar con la cantidad neta de masa que sale y que entra, sumadas algebraicamente; así el principio de la conservación de la materia, aplicado a un volumen de control fijo completamente arbitrario dentro del flujo, se expresa en la forma siguiente:

Cantidad neta de masa que atraviesa la superficie  
[la frontera del volumen] + en la unidad de tiempo.

Este principio se aplica lo mismo a un volumen de control de tamaño diferencial que a uno finito, de lo cual se deriva la llamada ecuación de continuidad.

### Ecuación diferencial de continuidad

Si bien esta ecuación no tiene mucha aplicación en los problemas de flujo unidimensional en hidráulica, aquí se presenta su derivación para ser utilizada en los problemas de flujo con potencial. Para obtenerla se aplica el principio de conservación de la materia al volumen de control diferencial, mostrado en la figura. (de lados  $dx$ ,  $dy$ ,  $dz$ ).

## **III.2. Modelos Matemáticos .**

### **III.2.1. Análisis de Redes por Computadora.**

#### **Componentes.**

El análisis de redes por computadora es el proceso de emplear un modelo matemático contenido en un programa de cálculo para simular el funcionamiento hidráulico de un sistema de distribución de agua potable, así como para definir los requerimientos para cumplir con criterios preestablecidos de diseño en lo referente a gastos, velocidades y presiones disponibles.

El modelo de computadora o "programa de redes, está compuesto de dos partes: un archivo de datos de la red que define el sistema en términos de tuberías, nudos y parámetros operacionales de tanques, estaciones de bombeo y válvulas; y un programa que resuelve una sede de ecuaciones hidráulicas basadas en las ecuaciones fundamentales.

El archivo de datos contiene las características físicas de los tubos, tales como la longitud, coeficiente de rugosidad, diámetro, y datos de elevaciones en los nudos, los cuales definen su cota topográfica y la demanda o abastecimiento de agua en dichos nudos. Estas uniones de tuberías indican extremos finales de tramos o segmentos de ellas. También se incluyen en este archivo los parámetros operacionales de

la red, los cuales determinan el estado actual de las instalaciones complementarias del sistema tales como gasto y carga proporcionados por las estaciones de bombeo y elevación del nivel del agua en los tanques de distribución, así como el estado de las válvulas (reguladoras de presión, gasto, e incluso de seccionamiento, las cuales pueden ser cerradas por cuestiones operativas).

El programa se basa en un proceso iterativo, partiendo de condiciones iniciales, para establecer una solución o conjunto de valores que satisfagan simultáneamente las ecuaciones de continuidad y energía en cada nudo de la red. Para redes con pocos circuitos, el cálculo puede realizarse manualmente lo cual resulta muy laborioso y susceptible a errores en redes con mayor cantidad de circuitos. Por otra parte, el proceso se agiliza notablemente empleando como herramienta un programa de cálculo por computadora.

#### Análisis del Funcionamiento de Redes de Distribución.

El análisis de redes por computadora tiene ventajas importantes, en lo referente a factores como su eficiencia, bajo costo, así como su sencillez. La eficiencia radica en el hecho de que se dispone de computadoras lo suficientemente potentes y rápidas como para realizar los cálculos correctos en poco tiempo. Lo anterior, permite la evaluación de un mayor número de opciones de solución en poco tiempo a un costo accesible. El costo del análisis por computadora se refleja en consecuencia en el diseño de la red haciéndola más

económica y eficiente. Así mismo, los costos de construcción, operación y mantenimiento son reducidos al poder proponer la red más económica y que cumpla con los parámetros hidráulicos de funcionamiento así como las normas. La sencillez en el análisis permite una mayor concentración del analista y del operador en el funcionamiento de la red, lo cual redundará en una mejor comprensión del funcionamiento del sistema, así como en el desarrollo de mejores estrategias de operación bajo cualquier condición de funcionamiento.

Los programas de redes han evolucionado paralelamente a las computadoras, de tal forma, que un avance en el campo de la computación, es reflejado inmediatamente en los programas de redes. El análisis del funcionamiento de redes de distribución se inició en 1936, cuando se publicó el método de Hardy Cross.

Este método es un esquema numérico sistemático que permite el cálculo de gastos velocidades y presiones en una red de distribución.

Dada su laboriosidad y susceptibilidad a errores humanos en redes complejas o de varios circuitos que eran resueltas manualmente, se convirtió en una aplicación ideal la utilización de las computadoras.

En la modelación de redes de distribución se emplearon computadoras analógicas (1940), consistentes en una especie de modelo físico de la red construido con cables, resistencias y bulbos, el cual simulaba el flujo de la red con corrientes eléctricas.

Con la aparición de las primeras computadoras (grandes, costosas y poco potentes en comparación con las actuales) se desarrollaron los primeros programas de redes (1950), los cuales tuvieron un uso muy limitado debido a la dificultad para poder tener acceso a ellas. Las computadoras de esta época eran manejadas a través de multiusuarios y se manejaban en terminales.

En 1965 apareció el programa de Shamir-Howard, y en 1969 el de Epp- Fowler. El programa de Shamir-Howard se basaba en el principio de continuidad para determinar un conjunto preestablecido de incógnitas como presiones, consumos y características de los tubos y de los nudos. Por su parte, el programa de Epp-Fowler se orientaba al análisis de los circuitos y sólo permitía el cálculo de gastos y presiones en la red.

Los programas de redes desarrollados en los años 60' presentaban limitaciones como lo es el análisis de una sola zona de presión. Algunos de los programas más avanzados de esta época usaban soluciones correspondientes a un tiempo determinado como datos iniciales para calcular la situación del sistema un intervalo de tiempo después. A este proceso se le llamó "simulación de soluciones múltiples", "simulación continua", "simulación temporal" o "simulación de periodos extendidos".

En los años 70, los programas de redes presentaron importantes mejoras, tales como la posibilidad de simular todos los componentes del sistema de distribución, incluyendo estaciones de bombeo, válvulas reguladoras de presión y de retención, almacenamientos, así como la simulación dinámica o continua del sistema. A finales de los años 70 disminuyó el costo de las computadoras y aumentó la disponibilidad de programas auxiliares al análisis de redes como los de construcción de redes y comparación de resultados. En ese momento el análisis de redes por computadora se volvió más accesible.

Finalmente, en los 80's y 90's han aparecido numerosos programas para el análisis de redes con mayores capacidades (número de tubos, circuitos o nudos), rutinas de simulación estática o dinámica, así como un mejor manejo de la base de datos (compatible con otros programas), gráficas, cálculos de costo de bombeo, diseño de redes y rutinas de diseño óptimo de tuberías. Así mismo, algunos programas han combinado las capacidades de manejo de mapas computarizados, bases de datos y análisis de la red, así como el análisis mejorado de la demanda contra incendio y el reporte de resultados en bases de datos. También han aparecido programas auxiliares o utilerías que comparten información con programas de análisis de redes como sistemas para el manejo de información geográfica (Geographic Information Systems, GIS), sistemas de diseño asistido por computadora (Computer Assisted Design, CAD) y otros que utilizan los datos y resultados del análisis de redes para elaborar gráficas, planos y reportes correspondientes a la red de tuberías, presiones, gastos, y

comparación de alternativas.

### Programas Actuales.

Un programa actual de redes realiza una serie de funciones adicionales a las básicas correspondientes al cálculo de gastos y presiones disponibles (a veces expresadas como carga). Algunas de las funciones adicionales más comunes de estos programas son:

- 1) Determinación automática de la ubicación de hidrantes contra incendio. Selección de acuerdo a la zona y a la demanda contra incendio el número de hidrantes necesarios.
- 2) Pronóstico de la demanda. Cálculo de los gastos requeridos en función del uso del suelo y factores de variación tales como horas pico.
- 3) Optimización del diseño. Determinación del diámetro más económico para cada tramo del sistema de tuberías que cumpliendo con la normatividad en cuanto a funcionamiento en le conjunto resulte el sistema de menor costo.
- 4) Usos de energía eléctrica. Uso de factores costo-energía para calcular requerimientos de energía y costos de bombeo.

- 5) **Gráficos.** Presentación en pantalla y en impresión del trazo y datos de la red, así como de su solución consistente en presiones, gastos, curvas piezométricas, etc,
- 6) **Generación de datos de la red.** Incluye la posibilidad de extraer una parte de la red y generar automáticamente el archivo de datos para su análisis. Esta capacidad puede ser empleada para combinar archivos de datos y simular redes de mayor dimensión.
- 7) **Generación de hidrogramas.** Graficación de hidrogramas para mostrar la variación de la demanda o del nivel en los tanques de distribución
- 8) **Distribución de demandas de la red.** Se refiere a la asignación de demandas en los nudos.
- 9) **Trazado de la red.** Es la capacidad para realizar planos de la red con las características físicas y de funcionamiento de la misma.
- 10) **Optimización de operaciones.** Es el proceso de determinar una estrategia de operación basada en la operación de costo mínimo.
- 11) **Comparación de resultados.** Análisis conjunto de opciones mediante tablas y/o gráficas.
- 12) **Trazo de curvas piezométricas.** Similares a las curvas de nivel topográficas pero referentes a cargas disponibles.

- 13) Trazo de curvas de presión/gasto. Posibilidad de trazar curvas de presión y gasto simultáneamente.
- 14) Simulación de componentes de la red. Incluye la modelación de bombas, válvulas de diferentes tipos (reguladoras de presión, de retención y de control de gasto) y en diferentes estados (sin operar, abierta, cerrada o semiabierta) y de almacenamientos.
- 15) Simulaciones temporales. El cálculo de gastos y presiones en una red bajo condiciones de demanda variable en un período de tiempo, usualmente de 24 horas presentando resultados a cada hora.

Los programas de redes se pueden obtener de fuentes tales como firmas consultoras, vendedores de software o de libros (algunos con los programas incluidos), universidades e incluso de instituciones gubernamentales.

Los programas de redes tienen gran variedad de aplicaciones, sin embargo, pueden clasificarse en tres categorías: planeación, diseño y operación.

Una aplicación primaria de los programas de redes es el desarrollo de planes de inversión a corto plazo, los cuales incluyen diseño y trazo preliminar de tuberías, ubicación de futuras instalaciones y programación de obra.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Otras Aplicaciones.

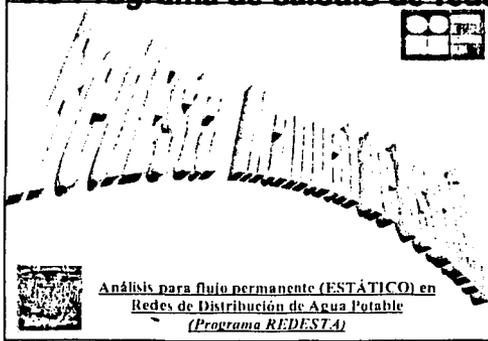
Otras aplicaciones incluyen el desarrollo de planes de rehabilitación de tuberías, así como mejoras al sistema para mantener su crecimiento o su eficiencia. Los planes de rehabilitación incluyen la limpieza y el revestimiento de tuberías, mientras que los planes de mejoras al sistema tratan la instalación de nuevas tuberías o acciones tendientes a cumplir criterios de diseño referentes a gastos y presiones disponibles.

El diseño de redes abarca la ubicación y diseño de los diversos componentes de la red como tuberías, estaciones de bombeo, válvulas, y tanques de distribución. Es posible incluso, analizar la eficiencia del sistema para proveer la demanda contra incendio en una serie de condiciones desfavorables.

Durante la operación, los sistemas de redes se utilizan para desarrollar estrategias de operación, entrenamiento de operadores y para analizar problemas de operación. Las estrategias de operación pueden estar basadas en condiciones de emergencia, cortes de energía eléctrica, restricciones del agua proveniente de la fuente, o de índole diversa. Por ejemplo, pueden desarrollarse planes de contingencia en el caso de falla de una estación de bombeo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 3.3 Programa de cálculo de redes del Instituto de Ingeniería.




---

---

---

---

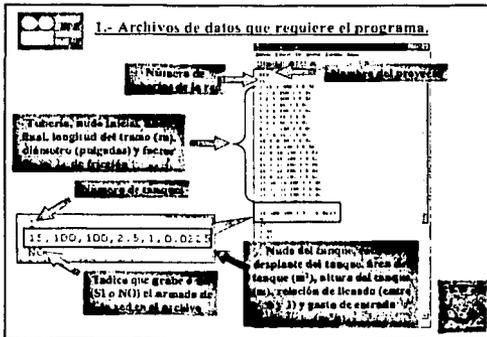
---

---

---

---

REDESTA




---

---

---

---

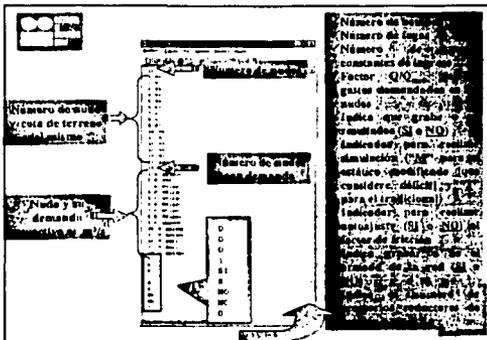
---

---

---

---

Archivo de Datos




---

---

---

---

---

---

---

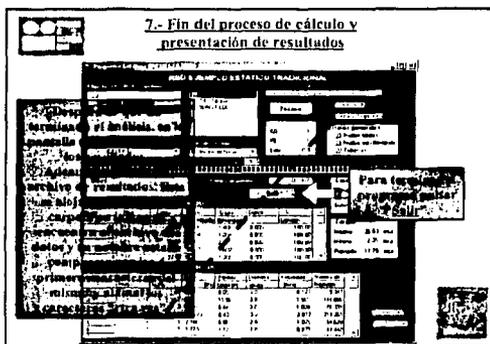
---

Tuberías y Nodos

TESIS CON FALLA DE ORIGEN








---



---



---



---



---



---



---

Presentación de Resultados.

El Programa de Cálculo de Redes del Instituto de Ingeniería , REDESTA es aplicable solo al análisis para flujo permanente o sea, estático en Redes de Distribución de Agua Potable.

El Funcionamiento Hidráulico e la Red se presenta a través de tablas, donde las características de los Nodos y las Tuberías de la red aparecen sus respectivos valores para ser interpretados.

A través de los listados de resultados se conoce como funciona la red de distribución , tiene el inconveniente de estar limitado hasta tener solo 40 nodos y en los resultados no aparecen las longitudes de los tramos así como tampoco los diámetros de los mismos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### **III.4. Aplicación en la red de distribución de San Luis Mextepec.**

#### **III.4.1. Datos básicos del proyecto.**

Características de la zona de Estudio.

#### **Situación Geográfica.**

El municipio de Zinacantepec se localiza a los 19°17'00" de latitud norte ya los 99°44'00" de longitud oeste del Meridiano de Greenwich. En la geografía del Estado de México se encuentra ubicado territorialmente en la parte meridional del valle de Toluca, cerca de las faldas del volcán Xinantécatl, también conocido con el nombre de Nevado de Toluca.

El Municipio de Zinacantepec colinda con los siguientes municipios:

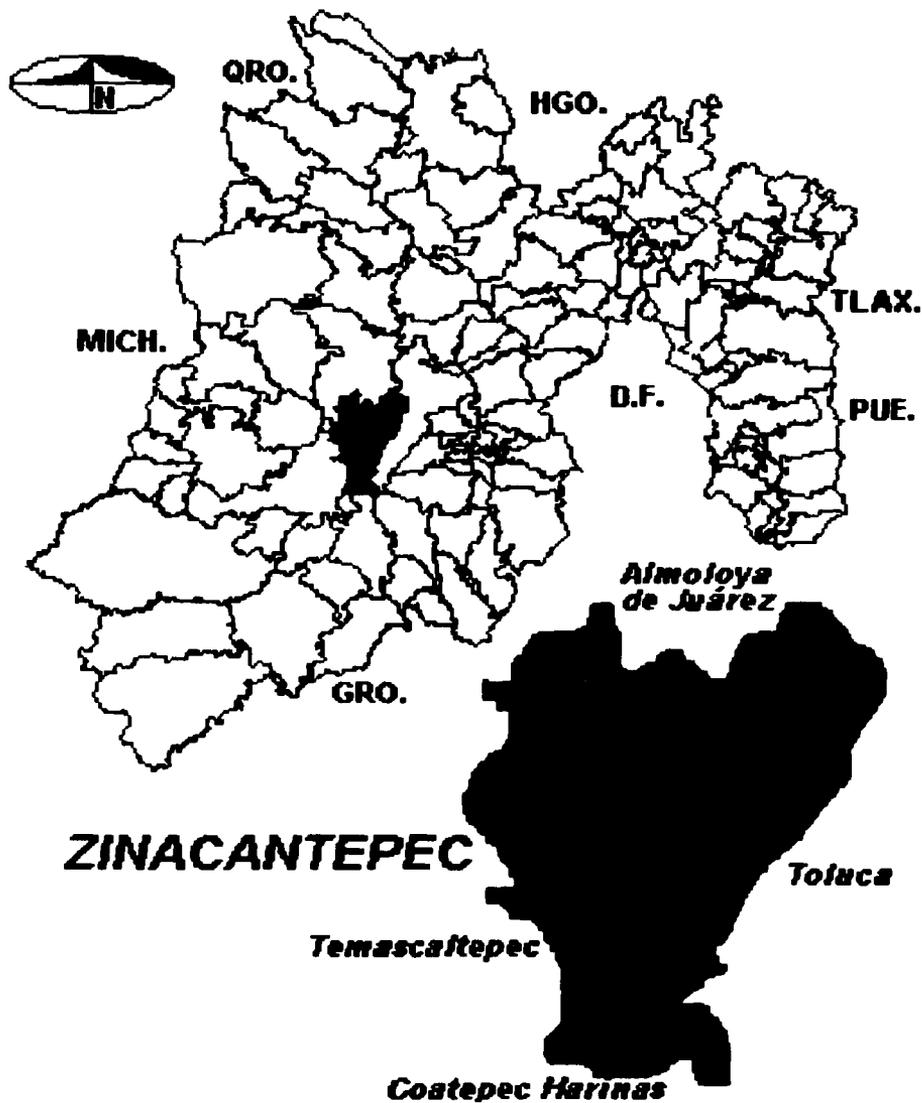
<i>Norte</i>	<i>Con el Municipio de Almoloya de Juárez</i>
<i>Este</i>	<i>Con los Municipios de Toluca y Calimaya</i>
<i>Sur</i>	<i>Con el Municipio de Texcaltitlán</i>

<i>Sureste</i>	<i>Con los Municipios de Villa Guerrero y Coatepec Harinas</i>
<i>Oeste</i>	<i>Con los Municipios de Temascaltepec y Amanalco de Becerra</i>

El municipio cuenta con una extensión territorial de 308.68 km<sup>2</sup> distribuidos de la siguiente manera: 13 045 has corresponden a la agricultura, 13 402 has al forestal, 3 167 al sector pecuario, 614 al área urbana y 640 a otros usos en el que encuentra la actividad industrial, agua y suelo erosionado. De acuerdo con esta distribución, el sector agrícola forestal es el más importante en el municipio.

El municipio se encuentra en la meseta más elevada del país, a una altura que va desde los 3200 hasta los 2750 msnm. Comprende terrenos que ocupan las laderas que bajan del Nevado de Toluca hasta las llanuras del valle, están situados a diferentes niveles que descienden desde los 4,578 (altitud del Xinantécatl) hasta los 2,600 msnm aproximadamente.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Croquis de localización del Municipio de Zinacantepec.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## División Política

El municipio pertenece al Distrito Judicial y Rentístico de Toluca, comprendido dentro de la zona económica I con cabecera en Toluca; actualmente pertenece al III distrito electoral con cabecera en Lerma y al XLV distrito local electoral con cabecera en Zinacantepec.

Para el cumplimiento de sus funciones políticas y administrativas, el municipio de Zinacantepec cuenta con la siguiente división territorial: una Villa que es la cabecera municipal, la cual se integra por cuatro delegaciones que corresponden a igual número de barrios, 30 delegaciones y 7 subdelegaciones distribuidas en el resto del territorio municipal.

## Clima.

El territorio municipal comprende parte de la unidad geomórfica del Valle de Toluca, su clima predominante es templado subhúmedo; teniendo clima frío húmedo en las laderas, a pie del Xinantécatl, con abundantes precipitaciones.

El clima es muy variable y con grandes oscilaciones según la temporada del año, y en el transcurso del día, en el verano en los meses de abril, mayo y junio se presentan temperaturas más calurosas

cercanas a los 28°C, durante el invierno, en los meses de octubre a febrero descienden hasta los 5°C bajo cero.

Los vientos se presentan en los meses de enero, febrero y marzo, siendo dominantes los que van de oeste a este y viceversa; la estación más seca comprende los meses de diciembre a abril.

La precipitación pluvial promedio anual es de 1,225.6 mm. Las precipitaciones se presentan en los meses de mayo a octubre.

### Hidrología

Existen accidentes hidrográficos dentro del municipio, conformados por arroyos que forman una corriente importante conocida como el río Tégala o Parcioneros, el cual a su vez se alimenta de los ríos: San Pedro y La Huerta o Chiquito; contando con el arroyo La Cocinera, y con el río Del Molino para formar la ramificación del Verdiguel, afluente del río Lerma.

Los manantiales que existen provienen del manto friático de las lagunas del volcán, llamadas a menudo ojos de agua. a corriente más importante es el río Tégala o Parcioneros, siendo sus afluentes el río San Pedro, La Huerta ó Chiquito, además del arroyo de La Cocinera.

## Orografía

Los terrenos ocupados por el municipio forman joyas, peñas, montes, pendientes accidentadas abarcando 55%; 35% corresponde a planicies accidentadas y escarpadas, y 10% abarca llanuras con morrenas (estas provocadas por la erosión glacial y deshielo).

En la región noreste se encuentra una elevación que se conoce como El Molcajete, al oeste El Murciélagos, y la de Santa María del Monte. Las zonas accidentadas se localizan en el sur centró, poniente y en pequeñas proporciones al norte.

En las planicies accidentadas se ubican las poblaciones: Santa Cruz Cuauhtenco, San Juan de las Huertas, Téjala y Ojo de Agua. Dentro de la planicie el espacio geográfico lo ocupan las poblaciones: San Miguel Zinacantepec, San Antonio Acahualco y San Luis Mextepec.

Estas caprichosas formas geográficas, muestran que el territorio de Zinacantepec ofrece una topografía inclinada que desciende de sur a norte, lo cual provoca hondonadas profundas por las cuales ocurre la precipitación junto con guijarros y cantos rodados, dando origen a riachuelos y ríos de diminuto caudal, teniendo su origen en el Xinantécatl, siendo éste la elevación más importante, formado por materiales de origen volcánico, piroclastos, basaltos, vidrio volcánico, bombas (rocas de enorme dimensión), brecha volcánica (lava).

## Geología

La estratigrafía del municipio en el caso del Valle de Toluca es de las más recientes del Estado de México, ya que está compuesta de rocas volcánicas de composición dasítica, andesítica y basáltica, con depósitos de vidrio volcánico (piedra pómez), sedimentos piroclásticos asociados y rocas clásticas y epiroclásticas, así como depósitos sedimentarios fluviales y lacustres producidos simultáneamente con el vulcanismo, como consecuencia directa de éste por la presencia de mantos friáticos.

## Flora y Fauna

- Flora:

La composición vegetal del municipio se desarrolla en su mayoría por la llamada ribera (arbustos, árboles, hierbas de tamaño variable), sobresaliendo árboles frutales, entre ellos: pera, manzana, ciruela, chabacano, durazno, capulín, tejocote; productos que son cultivados en pequeños huertos y hogares.

A pie de monte se cultiva manzano, peral, chabacano, tejocote y nogal, teniendo un gran número de *Pinus montezumae* (pinos), *Cupressus lindlyi* (cedros), hóyameles, sauce llorón, encinos y robles, entre otros. Se encuentran plantas comestibles como: maíz, chícharo, haba, cebolla y avena.

Siendo las de hortaliza: col, lechuga, betabel, zanahoria, chayote, chilacayote, papa, pápalo, yerbas de olor, apio, cilantro, perejil, papa blanca y roja, tunas, nopal, nabos, corazones, huazontles, quelites, verdolagas, mutitos, quintoniles.

Las hierbas medicinales (herbolaria) son las siguientes: hierbabuena, manzanilla, gordolobo, estafiate, malvas, ruda, carricillo, ajenjo, árnica, borraja, epazote, ajonjolín, tabaquillo, epazote de perro, diente de león, jaras, sábila, anís, toronjil y té del monte.

Entre las plantas de ornato destacan: las rosas, margaritas, cempasúchil, azucena, dalia, alcatraz, chícharo de flor, malvón, gloria, alhelí, vara de San José, lirio, margaritón, perrito, geranio, flor de mayo, violeta silvestre, clavel, primavera, aretillo, mirasoles, gladiolos, etcétera.

- Fauna:

En el presente, la fauna está pasando por un proceso de extinción a nivel mundial, tan es así, que el municipio manifiesta escasa presencia de: ardillas, tlacuache, zorrillo, gato montés, coyote, tejón, cacomiztle, águila real, correcaminos, cuervos, buitres, camaleón, lechuzas, culebra de agua, luciérnaga, búho y otros que abundaban en épocas pasadas.

Entre los animales domésticos encontramos: caballos, burros, conejos, borregos, cerdos, gallinas, guajolotes, patos, gansos, palomas, cabras, perros, gatos, jilgueros, gorriones y canarios de ornato.

Los arácnidos se encuentran debido a la humedad, y también hacen presencia los insectos como: chinches, cara de niño, catarinas, orugas, hormigas, libélulas, frailes, langostas, pinacates, cucarachas, grillo, cochinilla y moscos, entre otros.

Los peces se crían en los arroyos predominando: la trucha arcoiris, carpa de Israel, pescadito, rana, sapo, ajolote, caracoles comestibles y acociles.

### Composición del Suelo.

El suelo de la parte norte del municipio está constituido por rocas andesíticas, corrientes, brechas y tobas que datan del terciario medio. El subsuelo de la cabecera está formado por capas rocallosas, calcáreas, de poca intensidad arenosa, gravosa y arcillosa. El suelo es propicio para la agricultura de temporal.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Comunicaciones y Transportes.

- Transportes

Las líneas de autobuses de pasajeros que prestan servicio de transporte actualmente son los siguientes:

**México- Toluca-Zinacantepec y Ramales.**

Dentro de esta línea se desprenden los autobuses troncales, mismos que cubren las siguientes rutas:

**Toluca – Zinacantepec - San Juan de las Huertas**

**Toluca - Santa María del Monte**

Los autobuses México – Toluca - Zinacantepec y Ramales cubren la ruta (de paso), Toluca, Raíces, Buenavista y Loma Alta.

Autobuses Urbanos y Suburbanos Xinantécatl. Cubren las siguientes rutas:

**Toluca – Zinacantepec - San Cristóbal Tecolot**

**Toluca – Zinacantepec - San Antonio Acahualco**

**Toluca – Zinacantepec - San Pedro Téjala y el Contadero**

**Toluca – Zinacantepec - San Juan de las Huertas**

**Toluca - Santa Cruz Cuauhtenco**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

En este rubro se aclara que la mayor parte de las rutas antes mencionadas comunican a San Luis Mextepec.

El servicio de taxi, se brinda en las comunidades aledañas a la cabecera municipal.

### Carreteras.

A continuación se presenta una tabla, la cual registra la longitud de la red carretera, federal y estatal que cuentan con pavimento y caminos rurales.

<b><i>Longitud de la red carretera por tipo de camino</i></b>	<b><i>Kilómetros</i></b>
<i>Troncal federal privada</i>	<i>21.50</i>
<i>Alimentación pavimentada</i>	<i>55.64</i>
<i>Estatal revestida</i>	<i>26.10</i>
<i>Caminos rurales revestidos</i>	<i>7.90</i>
<i>Total</i>	<i>111.14</i>

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Topografía

Los estudios topográficos son el conjunto de actividades de campo y gabinete que tienen como finalidad proporcionar información altimétrica y/o planimétrica, para representarlas en planos ya una escala adecuada.

Para la elaboración de los levantamientos topográficos, se debe recabar previamente la información cartográfica, fotogramétrica y topográfica existente sobre el área en estudio.

La información mínima que se debe recopilar es la cartografía, editada por las dependencias y entidades de la federación (INEGI, SEDENA, CNA, ETC.) y gobiernos estatales.

De existir levantamientos topográficos anteriores de la zona en estudio, se analiza la información para determinar la posibilidad de utilizarlos, actualizarlos o complementarlos, según sea el caso.

Cuando exista topografía de áreas vecinas, se establecen los puntos de liga con respecto a la nueva área de estudio, los mismos que deben ser referenciados.

Dentro de la zona de estudio la topografía es predominantemente plana, en toda la superficie urbanizable o urbanizada, el punto mas alto se localiza en un cerro colindante a la población, su altitud es de 2,770 m.s.n.m. , la mayor altitud de la zona de proyecto es de 2,725 m.s.n.m. y la menor es de 2,705 m.s.n.m.

La fuente de abastecimiento se localiza dentro de la población a una altitud de **2,721.83 m.s.n.m.**

### Análisis de la Demanda.

Utilizando la información que proporciona el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), relativa a cuando menos los últimos tres censos disponibles, se realiza la proyección de la población al término del periodo de diseño en que se ejecutan los estudios y proyectos.

Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático, como lo es el aritmético, geométrico, mínimos cuadrados, fórmula de interés compuesto, similitud, etc.

En 1995, de acuerdo a los resultados de un conteo general de población y vivienda desarrollado por INEGI, la población total municipal ascendió a 105,566 habitantes, siendo 52,487 hombres y 53,079 mujeres. La densidad de población en el año de 1990 fue de 271 hab/Km<sup>2</sup>, con un crecimiento medio anual de 3.36% que arroja un promedio de 5.1 hab/vivienda.

Los datos que se obtuvieron se presentan en la siguiente tabla.

<b>Evento Censal</b>	<b>Fuente</b>	<b>Total de Habitantes</b>	<b>Hombres</b>	<b>Mujeres</b>
1900	censo	2111	1001	1110
1910	censo	2190	1039	1151
1920	censo	2041	961	1080
1930	censo	1821	861	960
1940	censo	2288	1097	1191
1950	censo	2811	1342	1469
1960	censo	3766	1996	1770
1970	censo	5691	3025	2666
1980	censo	6031	3025	3006
1990	censo	6956	3546	3410
2000	censo	8083	4203	3880

Dadas las características históricas de crecimiento de la población y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad, se adoptó un **periodo económico de proyecto de 10 años**, basándose en la tabla III.4.2, considerado a partir del año 2003, con lo cual la población se proyectará al año 2013.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Se ha usado para fijar el período de diseño con un criterio estándar que depende de la población. Las recomendaciones en este sentido son las que se presentan en el tabla III.4.2.

<b>TABLA III.4.2. PERIODO DE DISEÑO PARA DIFERENTES POBLACIONES</b>	
<b>LOCALIDADES</b>	<b>PERIODO DE DISEÑO ( AÑOS)</b>
De hasta 4000 habitantes	5 años
De 4000 a 15,000 habitantes	10 años
De 15,000 a 70,000 habitantes	15 años
Mas de 70,000 habitantes	20 años

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Para la proyección de la población a futuro usaremos los siguientes métodos:

### Modelo Aritmético

El modelo aritmético tiene como característica un incremento de población constante para incrementos de tiempos iguales, y en consecuencia la velocidad del crecimiento, o sea la relación del incremento de habitantes y el período de tiempo es una constante; expresando como ecuación se tiene:

$$\frac{dp}{dt} = ka \quad \text{o bien} \quad dp = Ka dt \quad (1)$$

Donde P es la población, t es el tiempo y Ka una constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo ( año, decenio, etc). Integrando (1)

$$\int_1^2 dp = Ka \int_1^2 dt$$

$$P_2 - P_1 = Ka(t_2 - t_1) \quad (2)$$

De la ecuación (2) se obtiene ka:

$$ka = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

Para un momento T cualquiera se tiene la ecuación lineal:

$$P = P_2 + Ka(t_2 - t_1)$$

así usando los dos ultimos censos 90 y 2000, se obtiene una población de **9549 habitantes**.

Usando otros métodos se tiene los siguientes resultados

Método	Proyección
Método Aritmético	9,549
Método Incrementos Diferenciales	9,547
Método de Interés Compuesto	9,778
Método de la Extensión de la curva	9550
<i>Promedio</i>	<b>9,606</b>

Estimación de la demanda de Agua potable

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los elementos que integran el sistema de abastecimiento de agua potable, se proyectan con capacidad prevista para dar servicio durante un lapso futuro después de su instalación, Este lapso se denomina periodo de diseño. No siempre se proyectan sistemas para poblaciones estáticas, si no que existen incrementos de población.

Así mismo, el periodo de diseño es el lapso de tiempo en el que se estima que las obras por construir serán eficientes, es decir, el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados. Rebasando el periodo de diseño, la obra continuara funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos, los cuales están en función del costo del dinero, esto es, a mayor tasas de interés menor período de diseño; sin embargo no se pueden desatender los aspectos financieros, por lo que en la selección del período de diseño se deben considerar ambos aspectos. Considerando lo anterior, el dimensionamiento de las obras se realizará a períodos de corto plazo, definiendo siempre aquellas que, por sus condiciones específicas, pudieran requerir un período de diseño mayor por economía de escala.

Siempre que sea factible se deberán concebir proyectos modulares, que permitan diferir las inversiones el mayor tiempo posible. Se buscará el máximo rendimiento de la inversión, al disponer de infraestructura con bajos niveles de capacidad ociosa en el corto Plazo. De acuerdo con los criterios anteriores, las componentes de los sistemas deberán diseñarse para períodos de cinco años o más.

En la tabla III.4.3. se presentan los períodos de diseño recomendables para los diferentes elementos de los sistemas de agua potable y alcantarillado.

**DISEÑO**

<b>ELEMENTO</b>	<b>PERIODO DE DISEÑO ( AÑOS)</b>
Fuente	
Pozo	5
Embalse (presa)	Hasta 50
Línea de Conducción	De 5 a 20
Planta potabilizadora	De 5 a 10
Estación de bombeo	De 5 a 10
Tanque	De 5 a 20
Distribución primaria	De 5 a 20
Distribución Secundaria	A saturación (*)
Red de atarjeas	A saturación (*)
Colector y Emisor	De 5 a 20
Planta de tratamiento	De 5 a 10

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

(\*) En el caso de distribución secundaria y red de atarjeas, por condiciones de construcción difícilmente se podrá diferir la inversión.

En la tabla III.4.4. se indica la vida útil de algunos elementos de un sistema de agua potable, considerando una buena operación y mantenimiento.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Se deben tomar en cuenta todos los factores, características y posibles riesgos de cada proyecto en particular, para establecer adecuadamente el período de vida útil de cada una de las partes del sistema.

<b>TABLA III.4.4. VIDA UTIL</b>	
<b>ELEMENTO</b>	<b>VIDA UTIL ( AÑOS)</b>
<b>Pozo</b>	
Civil	De 10 a 30
Electromecánica (*)	De 2 a 20
Línea de Conducción	De 20 a 40
<b>Planta potabilizadora</b>	
Civil	40
Electromecánica	De 5 a 20
<b>Tanque</b>	
Superficial	40
Elevado	20
Distribución primaria	De 20 a 40
Distribución secundaria	De 15 a 30
Red de Atarjeas	De 15 a 30
Colector y emisor	De 20 a 40
<b>Planta de tratamiento</b>	
Civil	40
Electromecánica	De 15 a 20

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Dotación.

Se entiende por dotación a la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual incluyendo perdidas se expresa en litros por habitante por día (l/hab/d). Para determinar los gastos que se requieren para las condiciones inmediatas del proyecto de la localidad en estudio, se utilizan los valores correspondientes de dotación de acuerdo a las Normas de Proyecto para Obras de Abastecimiento de Agua Potable en la Republica Mexicana propuestas por la Secretaria de Desarrollo Urbano y Ecología que están en función del clima y el número de habitantes.

<b>NUMERO DE HABITANTES</b>	<b>CLIMA</b>		
	<b>Cálido</b>	<b>Templado</b>	<b>Frió</b>
2,500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor de 150,000	350	300	250

Esta comunidad con un clima dominante su clima es de templado a cálido y debido a proyectos de crecimiento urbano y seguridad se contempla una dotación de 150 l/hab/d.

### Coefficientes de variación

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborables y otras actividades.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni durante el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente,

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria adecuado es:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Coefficientes de variación diaria y horaria

- Hacer un estudio de demanda de la localidad.

Si no se puede llevar a cabo lo anterior:

Considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios, que se obtuvieron del estudio de "Actualización de dotaciones del país", llevado a cabo por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua; En donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un período representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima.

Del análisis de la información de este trabajo, se identificó que no había una diferencia significativa entre el tipo de usuario, clima y estaciones del año, por lo que se pueden utilizar valores promedio, que se dan a continuación:

COEFICIENTES DE VARIACION DIARIA Y HORARIA	
CONCEPTO	VALOR
Coeficiente de Variación Diaria (CVd)	1.40
Coeficiente de Variación Horaria (Cvh)	1.55

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### III.4.2. Gastos de diseño.

#### Gasto Medio Diario.

Es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio. La expresión que define el gasto medio diario es el siguiente:

$$Q_m = \frac{Pob * Dot}{86400}$$

donde:

$Q_m$ : Gasto Medio Diario. (l/s)

Pob: Población de proyecto. (hab.)

Dot: dotación. (l/hab./d)

86,400: Cantidad de segundos en un día.

$$Q_m = \frac{9606 * 150}{86400} = 16.67 \text{ lps}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Gasto Máximo Diario.

Es el caudal que debe proporcionar la fuente de abastecimiento, y se utiliza para diseñar la obra de captación, su equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regularización y almacenamiento.

$$Q_{md} = \left( \frac{Pob * Dot}{86400} \right) * C_{vd}$$

donde:

- $Q_{md}$ : Gasto Máximo Diario. (l/s)  
Pob: Población de proyecto. (hab.)  
Dot: dotación. (l/hab./d)  
86,400: Cantidad de segundos en un día.  
 $C_{vd}$ : Coeficiente de variación diaria. (1.4)

$$Q_{md} = \left( \frac{9606 * 150}{86400} \right) * 1.40 = 23.34 \text{ lps}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Gasto Máximo Horario.

Es el requerido para satisfacer a la población en el día y la hora de máximo consumo. Se usa en el cálculo de las redes de distribución.

$$Q_{mh} = \left( \frac{Pob * Dot}{86400} \right) * C_{vd} * C_{vh}$$

donde:

- $Q_{mh}$ : Gasto Máximo Horario. (l/s)  
Pob: Población de proyecto. (hab.)  
Dot: dotación. (l/hab./d)  
86,400: Cantidad de segundos en un día.  
 $C_{vh}$ : Coeficiente de variación diaria. (1.55).

$$Q_{mh} = \left( \frac{9606 * 150}{86400} \right) * 1.40 * 1.55 = 36.20 \text{ lps}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### **III.5. Funcionamiento Hidráulico.**

La Red de Distribución de Agua Potable del poblado de San Luis Mextepec, se calcula a partir del Gasto Máximo Horario en donde se muestran los resultados de operación de la red .

En el siguiente análisis se someterá la Red de Distribución al Gasto Mínimo y al análisis de Pérdidas Locales por accesorios, dados como tes, codos, ampliaciones, reducciones y válvulas. Se pretende conocer la forma en que opera la red de distribución en su punto más crítico, que es cuando existe la menor demanda y en horas de la madrugada, donde las presiones en los nodos son las más altas.

El Gasto Mínimo se considera a partir del análisis de Gasto Máximo Horario multiplicado por un factor de variación ( 0.666 ) .

El análisis de Pérdidas Locales por accesorios en la red de distribución, se considera a través de la pérdida de carga por su Longitud Equivalente respectiva, tomada de los nomogramas de pérdida de carga en válvulas y conexiones.

Se presentan una primer tabla con los Datos de Ingreso al Programa de Cálculo REDESTA y una Tabla de Resultados para su interpretación, analizada en Tuberías y Nodos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Red de Distribución San Luis Mexitepec  
Gasto Máximo Horario

Datos de Ingreso						Datos de Ingreso					
Tuberías						Nodos			Gastos		
RED						NO					
SI						38					
47						39				0.00068	
1	99	2	84.06	6	0.15	2	2746.77	5		0.00054	
2	2	5	213.56	6	0.15	5	2719.51	6		0.00065	
3	5	6	295.29	6	0.15	6	2727.05	8		0.00072	
4	6	8	326	4	0.15	8	2712.44	10		0.0006	
5	8	10	361.27	4	0.15	10	2714.56	13		0.00101	
6	10	13	207.53	4	0.15	13	2714.95	17		0.00037	
7	13	43	291.86	3	0.15	17	2712.99	20		0.00068	
8	44	47	355.75	4	0.15	20	2711.07	24		0.0021	
9	47	49	78.29	4	0.15	24	2704.84	25		0.00049	
10	49	2	425.92	6	0.15	25	2704.84	26		0.00033	
11	13	17	159.9	4	0.15	26	2702.17	27		0.00066	
12	17	20	186.57	4	0.15	27	2701.67	28		0.00116	
13	20	24	451.67	4	0.15	28	2706.77	29		0.00068	
14	24	37	627.76	3	0.15	29	2707.66	32		0.00092	
15	37	40	154.52	4	0.15	32	2709.28	34		0.00056	
16	40	43	394.16	4	0.15	34	2712.83	35		0.00029	
17	24	25	276.9	3	0.15	35	2713.13	36		0.0011	
18	25	26	189.99	3	0.15	36	2714.09	37		0.00204	
19	26	27	119.31	3	0.15	37	2716.36	40		0.00173	
20	27	28	504.23	3	0.15	40	2704.84	43		0.00169	
21	28	29	124.61	3	0.15	43	2719.28	44		0.00142	
22	29	32	200.6	3	0.15	44	2708.5	47		0.00092	
23	32	34	234.71	3	0.15	47	2722	49		0.00073	
24	34	35	28.39	3	0.15	49	2723.44	51		0.0002	
25	35	36	109.88	3	0.15	51	2724.76	52		0.0006	
26	36	37	181.18	4	0.15	52	2723.55	55		0.00152	
27	28	70	351.63	3	0.15	55	2722.46	61		0.00168	
28	70	71	176.02	3	0.15	61	2716.85	63		0.00156	
29	71	73	35.18	3	0.15	63	2716.73	66		0.00134	
30	73	74	117.67	3	0.15	66	2715.73	67		0.0004	
31	74	76	211	3	0.15	67	2713.7	68		0.00068	
32	76	36	231.16	4	0.15	68	2709.12	70		0.00138	
33	70	68	606.05	3	0.15	70	2710.3	71		0.00107	
34	68	67	33.33	3	0.15	71	2710.71	72		0.00117	
35	67	66	340.83	3	0.15	72	2710.16	73		0.00032	
36	66	72	253.63	3	0.15	73	2711.13	74		0.0007	
37	72	71	296.32	3	0.15	74	2713.05	76		0.00153	
38	66	63	413.4	3	0.15	76	2713.37	0			
39	63	76	279.74	3	0.15	99	2770	0			
40	63	61	497.1	4	0.15			0			
41	61	40	268.22	3	0.15			1			
42	61	55	548.54	4	0.15			SI			
43	55	44	202.49	3	0.15			M			
44	55	52	485.66	4	0.15			NO			
45	52	51	86.09	4	0.15			0			
46	51	49	102.28	4	0.15						
47	43	44	115.18	3	0.15						
1											
99	2770	150	2	0.5	0.0362						

Red de Distribución  
 San Luis Mexitepec Operando con Gasto Máximo Horario.  
 Datos de Ingreso

Red de Distribución San Luis Mextepec

Gasto Maximo Horario.

TUBERIAS										NUDOS					
TUBO	VEL (m/s)	REYNOLDS	f	Nudos		Gasto (lps)	Dámetro (pulg.)	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Disponibile	Cota Terreno	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
				inicial	final										
47	1.754	133655	0.025	44	43	7.999	3	5.89	51	2762	37.29	2724.71	0.2	0.2	0
2	0.686	104520	0.022	2	5	12.51	6	0.75	2	2768.7	21.94	2746.76	0.68	0.68	0
3	0.656	100008	0.022	5	6	11.97	6	0.95	5	2768	48.45	2719.55	0.54	0.54	0
4	1.396	141867	0.023	6	8	11.32	4	7.43	6	2767	39.97	2727.03	0.65	0.65	0
5	1.308	132844	0.023	8	10	10.6	4	7.25	8	2759.6	47.14	2712.46	0.72	0.72	0
6	1.234	125325	0.023	10	13	10	4	3.72	10	2752.3	37.77	2714.53	0.6	0.6	0
7	0.376	28652	0.028	13	43	1.715	3	0.79	13	2748.6	33.66	2714.94	1.01	1.01	0
8	1.397	141892	0.023	47	44	11.323	4	8.12	43	2747.8	28.54	2719.26	1.69	1.69	0
9	1.51	153422	0.023	49	47	12.243	4	2.08	44	2753.7	45.21	2708.49	1.42	1.42	0
10	1.262	192402	0.021	2	49	23.03	6	4.81	47	2761.8	39.82	2721.98	0.92	0.92	0
11	0.897	91179	0.024	13	17	7.276	4	1.55	49	2763.9	40.46	2723.44	0.73	0.73	0
12	0.852	86542	0.024	17	20	6.906	4	1.64	17	2747.1	34.06	2713.04	0.37	0.37	0
13	0.768	78020	0.024	20	24	6.226	4	3.26	20	2745.4	34.34	2711.06	0.68	0.68	0
14	0.924	18331	0.03	24	37	1.097	3	0.74	24	2742.2	37.32	2704.88	2.1	2.1	0
15	0.981	99664	0.024	40	37	7.953	4	1.78	37	2741.4	25.06	2716.34	2.04	2.04	0
16	0.99	100551	0.024	43	40	8.024	4	4.62	40	2743.2	38.36	2704.84	1.73	1.73	0
17	0.664	50607	0.027	24	25	3.029	3	2.18	25	2740	35.14	2704.86	0.49	0.49	0
18	0.557	42419	0.027	25	26	2.539	3	1.07	26	2738.9	36.74	2702.16	0.33	0.33	0
19	0.484	36905	0.028	26	27	2.209	3	0.52	27	2738.4	36.72	2701.68	0.66	0.66	0
20	0.34	25877	0.029	27	28	1.549	3	1.12	28	2737.3	30.5	2706.8	1.16	1.16	0
21	0.45	10597	0.034	29	28	0.634	3	0.05	29	2737.3	29.66	2707.64	0.68	0.68	0
22	0.28	21959	0.03	32	29	1.314	3	0.33	32	2737.7	28.37	2709.33	0.92	0.92	0
23	0.49	37332	0.028	34	32	2.234	3	1.04	34	2738.7	25.86	2712.84	0.56	0.56	0
24	0.613	46689	0.027	35	34	2.794	3	0.19	35	2738.9	25.75	2713.15	0.29	0.29	0
25	0.676	51535	0.027	36	35	3.084	3	0.89	36	2739.8	25.69	2714.11	1.1	1.1	0
26	0.865	87847	0.024	37	36	7.01	4	1.64	70	2736.9	26.6	2710.3	1.38	1.38	0
27	0.224	17092	0.031	28	70	1.023	3	0.36	71	2737	26.27	2710.73	1.07	1.07	0
28	0.13	10271	0.034	71	70	0.615	3	0.07	73	2737.1	25.98	2711.12	0.32	0.32	0
29	0.451	34347	0.028	73	71	2.056	3	0.13	74	2737.7	24.64	2713.06	0.7	0.7	0
30	0.521	39693	0.027	74	73	2.376	3	0.58	76	2739.4	26.03	2713.37	1.53	1.53	0
31	0.674	51390	0.027	76	74	3.076	3	1.71	68	2736.8	27.73	2709.07	0.68	0.68	0
32	0.349	35411	0.027	36	76	2.826	4	0.37	67	2736.9	23.16	2713.74	0.4	0.4	0
33	0.089	4304	0.042	70	68	0.258	3	0.05	66	2737.1	21.36	2715.74	1.34	1.34	0
34	0.089	7059	0.037	67	68	0.422	3	0.01	72	2736.9	26.77	2710.13	1.17	1.17	0
35	0.18	13742	0.032	66	67	0.822	3	0.24	63	2740.2	23.48	2716.72	1.56	1.56	0
36	0.175	13353	0.032	66	72	0.799	3	0.17	61	2743.9	27.03	2716.87	1.68	1.68	0
37	0.091	6197	0.038	71	72	0.371	3	0.05	55	2753	30.58	2722.42	1.52	1.52	0
38	0.649	49485	0.027	63	66	2.962	3	3.12	52	2760.5	36.99	2723.51	0.6	0.6	0
39	0.39	29740	0.028	63	76	1.78	3	0.81	99	2771	1	2770	0	0	0
40	0.777	78969	0.024	61	63	6.301	4	3.67							
41	0.364	27724	0.029	61	40	1.659	3	0.68	Carga promedio		31.85		Σ=36.22	Σ=36.22	
42	1.189	120816	0.024	55	61	9.641	4	9.16							
43	0.417	31808	0.028	44	55	1.904	3	0.66							
44	1.142	116008	0.024	52	55	9.257	4	7.5							
45	1.216	123527	0.024	51	52	9.857	4	1.5							
46	1.24	126033	0.023	49	51	10.057	4	1.85							
1	1.986	302603	0.021	99	2	36.22	6	2.29							

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Gasto Mínimo

Datos de Ingreso						Nodos		Gastos	
RED Omin		Tuberías				NO			
SI						39		38	
47						2	2746.77	2	0.000453333
1	99	2	84.06	6	0.15	5	2719.51	5	0.00036
2	2	5	213.56	6	0.15	6	2727.05	6	0.000433333
3	5	6	296.29	6	0.15	8	2712.44	8	0.00048
4	6	8	326	4	0.15	10	2714.56	10	0.0004
5	8	10	361.27	4	0.15	13	2714.95	13	0.000673333
6	10	13	207.53	4	0.15	17	2712.99	17	0.000246667
7	13	43	291.86	3	0.15	20	2711.07	20	0.000453333
8	44	47	355.75	4	0.15	24	2704.84	24	0.0014
9	47	49	78.29	4	0.15	25	2704.84	25	0.000326667
10	49	2	425.92	6	0.15	26	2702.17	26	0.00022
11	13	17	159.9	4	0.15	27	2701.67	27	0.00044
12	17	20	186.57	4	0.15	28	2706.77	28	0.000773333
13	20	24	451.67	4	0.15	28	2706.77	29	0.000453333
14	24	37	627.76	3	0.15	29	2707.66	32	0.000613333
15	37	40	154.52	4	0.15	32	2709.28	34	0.000373333
16	40	43	394.16	4	0.15	34	2712.83	35	0.000193333
17	24	25	276.9	3	0.15	35	2713.13	36	0.00073333
18	25	26	189.99	3	0.15	36	2714.09	36	0.00073333
19	26	27	119.31	3	0.15	37	2716.36	37	0.00136
20	27	28	504.23	3	0.15	40	2704.84	40	0.001153333
21	28	29	124.61	3	0.15	43	2719.28	43	0.001126677
22	29	32	200.6	3	0.15	43	2719.28	44	0.000946667
23	32	34	234.71	3	0.15	44	2708.5	47	0.000613333
24	34	35	28.39	3	0.15	47	2722	49	0.000486667
25	36	36	109.88	3	0.15	49	2723.44	51	0.000133333
26	36	37	181.18	4	0.15	51	2724.76	52	0.0004
27	28	70	351.63	3	0.15	52	2723.55	55	0.001013333
28	70	71	176.02	3	0.15	55	2722.46	61	0.00112
29	71	73	35.18	3	0.15	61	2716.85	63	0.00104
30	73	74	117.67	3	0.15	63	2716.73	66	0.000693333
31	74	76	211	3	0.15	66	2715.73	67	0.000266667
32	76	36	231.16	4	0.15	67	2713.7	68	0.000453333
33	70	68	606.05	3	0.15	68	2709.12	70	0.00092
34	68	67	33.33	3	0.15	70	2710.3	71	0.000713333
36	67	66	340.83	3	0.15	71	2710.71	72	0.00078
36	66	72	253.63	3	0.15	72	2710.16	73	0.000213333
37	72	71	296.32	3	0.15	73	2711.13	74	0.000466667
38	66	63	413.4	3	0.15	74	2713.05	76	0.00102
39	63	76	279.74	3	0.15	76	2713.37	0	
40	63	61	497.1	4	0.15	99	2770	0	
41	61	40	268.22	3	0.15			0	
42	61	55	548.54	4	0.15			0.55	
43	55	44	202.49	3	0.15			SI	
44	55	52	485.66	4	0.15			M	
45	52	51	86.09	4	0.15			NO	
46	51	49	102.28	4	0.15			0	
47	43	44	115.18	3	0.15			0	
1									
99	2770	150	2	0.5	0.0362				

**Red de Distribución**  
**San Luis Mextepec Operando con Gasto Mínimo.**  
**Datos de Ingreso**

**TESIS CON**  
**FALLA DE ORIGEN**

Gasto Minimo

TUBERIAS														NUDOS				
TUBO	VEL (m/s)	REYNOLDS	f	Nudos		Gasto (lps)	Dámetro (pulg.)	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Disponible	Cota Terreno	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.			
				inicial	final													
47	0.648	49382	0.027	44	43	2.956	3	0.86	51	2769.7	44.93	2724.71	0.073	0.073	0			
2	0.251	36220	0.025	2	5	4.575	6	0.11	2	2770.7	23.90	2746.76	0.249	0.249	0			
3	0.24	36566	0.025	5	6	4.377	6	0.14	5	2770.6	51.05	2719.55	0.198	0.198	0			
4	0.51	51862	0.025	6	8	4.138	4	1.08	6	2770.4	43.37	2727.03	0.238	0.238	0			
5	0.478	48554	0.026	8	10	3.874	4	1.06	8	2769.3	58.89	2712.46	0.264	0.264	0			
6	0.453	46048	0.026	10	13	3.674	4	0.55	10	2768.3	53.72	2714.53	0.2	0.2	0			
7	0.138	10493	0.034	13	43	0.628	3	0.13	13	2767.7	52.78	2714.94	0.37	0.37	0			
8	0.514	52229	0.025	47	44	4.168	4	1.2	43	2767.6	48.32	2719.26	0.62	0.62	0			
9	0.556	56457	0.025	49	47	4.505	4	0.3	44	2768.5	59.96	2708.49	0.521	0.521	0			
10	0.463	70568	0.023	2	49	8.447	6	0.71	47	2769.7	47.66	2721.98	0.337	0.337	0			
11	0.33	33537	0.027	13	17	2.676	4	0.23	49	2770	46.53	2723.44	0.268	0.268	0			
12	0.313	31836	0.027	17	20	2.54	4	0.25	17	2767.5	54.50	2713.04	0.136	0.136	0			
13	0.283	28712	0.027	20	24	2.291	4	0.5	20	2767.2	58.17	2711.06	0.249	0.249	0			
14	0.285	6462	0.038	24	37	0.387	3	0.11	24	2766.7	61.91	2704.88	0.8	0.8	0			
15	0.362	36779	0.026	40	37	2.935	4	0.27	37	2766.6	50.27	2716.34	0.748	0.748	0			
16	0.366	37141	0.026	43	40	2.964	4	0.7	40	2766.9	62.08	2704.84	0.634	0.634	0			
17	0.242	18453	0.03	24	25	1.104	3	0.33	25	2766.4	61.58	2704.86	0.18	0.18	0			
18	0.203	15451	0.031	25	26	0.925	3	0.16	26	2766.3	64.08	2702.16	0.121	0.121	0			
19	0.176	13429	0.032	26	27	0.804	3	0.08	27	2766.2	64.50	2701.68	0.242	0.242	0			
20	0.123	9386	0.035	27	28	0.562	3	0.18	28	2766	59.22	2706.8	0.425	0.425	0			
21	0.051	391	0.043	29	28	0.231	3	0.01	29	2766	58.34	2707.64	0.249	0.249	0			
22	0.105	8027	0.036	32	29	0.48	3	0.05	32	2766.1	58.78	2709.33	0.337	0.337	0			
23	0.179	13664	0.032	34	32	0.818	3	0.16	34	2766.2	53.39	2712.84	0.205	0.205	0			
24	0.224	17095	0.031	35	34	1.023	3	0.03	35	2766.2	53.12	2713.15	0.106	0.106	0			
25	0.248	18871	0.03	36	35	1.129	3	0.14	36	2766.4	52.30	2714.11	0.403	0.403	0			
26	0.317	32251	0.027	37	36	2.574	4	0.25	70	2765.9	55.64	2710.3	0.506	0.506	0			
27	0.051	6140	0.038	28	70	0.367	3	0.06	71	2765.9	55.24	2710.73	0.392	0.392	0			
28	0.051	3698	0.043	71	70	0.233	3	0.01	73	2766	54.84	2711.12	0.117	0.117	0			
29	0.166	12638	0.033	73	71	0.756	3	0.02	74	2766.1	53.01	2713.06	0.257	0.257	0			
30	0.192	14598	0.032	74	73	0.874	3	0.09	76	2766.3	52.95	2713.37	0.561	0.561	0			
31	0.248	18887	0.03	76	74	1.13	3	0.26	68	2765.9	56.81	2709.07	0.249	0.249	0			
32	0.128	13043	0.032	36	76	1.041	4	0.06	67	2765.9	52.23	2713.74	0.147	0.147	0			
33	0.021	1583	0.04	70	68	0.095	3	0.01	66	2766	50.24	2715.74	0.491	0.491	0			
34	0.034	2583	0.049	67	68	0.155	3	0	72	2765.9	56.78	2710.13	0.429	0.429	0			
35	0.068	5034	0.04	66	67	0.301	3	0.04	63	2766.5	49.72	2716.72	0.572	0.572	0			
36	0.065	4984	0.04	66	72	0.298	3	0.03	61	2767	50.16	2716.87	0.616	0.616	0			
37	0.029	2184	0.051	71	72	0.131	3	0.01	55	2768.4	45.90	2722.42	0.557	0.557	0			
38	0.239	18227	0.031	63	66	1.091	3	0.48	52	2769.5	45.92	2723.51	0.2	0.2	0			
39	0.143	10870	0.034	63	76	0.651	3	0.13	99	2771	1.00	2770	0	0	0			
40	0.285	28992	0.027	61	63	2.313	4	0.56										
41	0.133	10116	0.034	61	40	0.605	3	0.11	Carga promedio		53.05		Σ=13.27	Σ=13.27				
42	0.436	44299	0.026	55	61	3.535	4	1.35										
43	0.152	11557	0.033	44	55	0.692	3	0.1										
44	0.419	42615	0.026	52	55	3.401	4	1.11										
45	0.444	45121	0.026	51	52	3.601	4	0.22										
46	0.453	46040	0.026	49	51	3.674	4	0.27										
1	0.728	110871	0.022	99	2	13.271	6	0.33										

TESIS CON  
 FALTA DE ORIGEN

Debido al aumento de las presiones en los nodos como se muestra en la gráfica siguiente, la mayoría de la red de distribución se encuentra sujeta a presiones por encima de los 50.00 mca por cada nodo, que es el límite según la norma. Se analizará el comportamiento de la red de distribución ahora con Válvulas Reductoras de Presión y a través del análisis de Pérdidas Locales por accesorios.

Con la ayuda de un Programa de Cálculo de Redes Dinámica del Instituto de Ingeniería llamado REDIN nos ofrece de manera visual la distribución de Cargas de Presión en la Red de Distribución de San Luis Mextepec, así como también una propuesta para la ubicación de Válvulas Reductoras de Presión para bajar la presiones en la red.

Se analizará la Red de Distribución de Agua Potable del poblado de San Luis Mextepec a partir del Gasto Mínimo, anteriormente considerado, así como la propuesta de dos Válvulas Reductoras de Presión ubicadas en las tuberías 5 y 8 de la red y se considerará además la pérdida de carga por Longitud Equivalente en cada tramo de la red.

Todos los cálculos de Válvulas de Seccionamiento, Válvulas Reductoras de Presión, tes, codos, ampliaciones, reducciones y cruces se harán afectando a la longitud original la suma de cada uno de los accesorios en su correspondiente Longitud Equivalente y sólo tomada una vez en cada tramo, considerando la longitud más grande que es la más desfavorable para la pérdida de carga.

# SIN VÁLVULAS

Visualizar resultados plot de Archivo Visualizar resultados

RED SAN LUIS MEXTEPEC Q MÍNIMO

Archivo de datos

C:\AALEISAN\_LUIS\ESTATICO\oom\XYZ.bt

Archivo de resultados

C:\AALEISAN\_LUIS\ESTATICO\oom\RMOD.RES

Edición de resultados

Rango de cargas

- Menor que 5.0 mca
- De 5.0 a 10.0 mca
- De 10.0 a 20.0 mca
- De 20.0 a 30.0 mca
- De 30.0 a 40.0 mca
- De 40.0 a 50.0 mca
- Mayor que 50.0 mca

Proposito para válvulas

- 1
- 2
- 3

Nudos

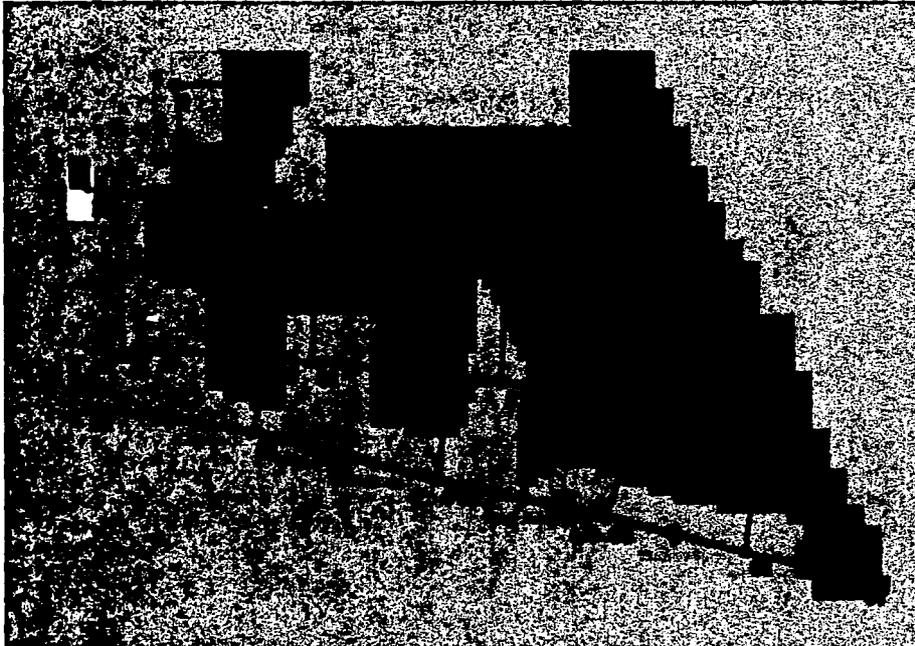
Nivel Piezométrico= 2765.28 m  
 Cota Terreno= 2716.73 m  
 Carga Terreno= 48.55 mca  
 Gasto Demandado= 0.57 l/s  
 Gasto Suministrado= 0.57 l/s  
 Gasto Déficit= 0.00 l/s  
 Déf= 0% Concentración= 0%

Tuberías

Sentido de flujo 27 a 28  
 Q= 0.63 l/s f= 0.0338  
 h<sub>fricción</sub> = 0.22m Vel= 0.14 m/s  
 Diámetro: 3" Long= 504.23m

Válvulas

Cargas de terreno (en mca)  
 A arriba= 0 A abajo= 0  
 Reducción=000.00 mca



San Luis Mextepec

Distribución de Cargas de Presión

Operando con Gasto Mínimo

OPERANDO CON  
 GASTO DE ORIGEN

Datos de Ingreso										38		
Tuberías					Accesorios					2	0.000453333	
RED Qmín Vál 5 y 8					3						5	0.00036
SI					99	2770	150	2	0.5	0.0362	6	0.000433333
	49				100	2712.44	1	36	1	1	8	0.00048
	1	99	2	84.06	101	2722	1	29	1	1	10	0.0004
	2	2	5	224.685	NO						13	0.000673333
	3	5	6	301.234	41						17	0.000246667
	4	6	8	333.777	2	2746.77					20	0.000453333
	5	8	100	10	5	2719.51					24	0.0014
	6	10	13	212.884	6	2727.05					25	0.000326667
	7	13	43	299.734	8	2712.44					26	0.00022
	8	47	101	10	10	2714.56					27	0.00044
	9	47	49	81.19	13	2714.95					28	0.000773333
	10	49	2	437.045	17	2712.99					29	0.000453333
	11	13	17	163.425	20	2711.07					32	0.000613333
	12	17	20	188.795	24	2704.84					34	0.000373333
	13	20	24	456.453	25	2704.84					35	0.000193333
	14	24	37	633.978	26	2702.17					36	0.000733333
	15	37	40	155.038	27	2701.67					37	0.00136
	16	40	43	399.86	28	2706.77					40	0.001153333
	17	24	25	279.887	29	2707.66					43	0.001126667
	18	25	26	192.997	32	2709.28					44	0.000946667
	19	26	27	119.31	34	2712.83					47	0.000613333
	20	27	28	514.715	35	2713.13					49	0.000486667
	21	28	29	125.128	36	2714.09					51	0.000133333
	22	29	32	204.354	37	2716.36					52	0.0004
	23	32	34	238.855	40	2704.84					55	0.001013333
	24	34	35	28.39	43	2719.28					61	0.00112
	25	35	36	112.867	44	2708.5					63	0.00104
	26	36	37	192.712	47	2722					66	0.000893333
	27	28	70	352.148	49	2723.44					67	0.000266667
	28	70	71	176.538	51	2724.76					68	0.000453333
	29	71	73	35.18	52	2723.55					70	0.00092
	30	73	74	121.297	55	2722.46					71	0.000713333
	31	74	76	213.466	61	2716.85					72	0.00078
	32	76	36	233.862	63	2716.73					73	0.000213333
	33	70	68	614.066	66	2715.73					74	0.000466667
	34	68	67	34.488	67	2713.7					76	0.00102
	35	67	66	348.999	68	2709.12					0	
	36	66	72	255.306	70	2710.3					0	
	37	72	71	302.02	71	2710.71					0	
	38	66	63	419.1	72	2710.16					0.55	
	39	63	76	287.614	73	2711.13					SI	
	40	63	61	505.157	74	2713.05					M	
	41	61	40	275.088	76	2713.37					NO	
	42	61	55	558.547	99	2770					2	
	43	55	44	204.176	100	2712.44					100	10
	44	55	52	491.014	101	2722					101	44
	45	52	51	86.09								
	46	51	49	105.404								
	47	43	44	115.698								
	48	100	10	390.152								
	49	101	44	389.458								

**TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN**

**San Luis Mexitepec. Operando con Gasto Mínimo y Válvulas Reductoras de Presión.  
 Datos de Ingreso**

TUBERIAS									NUDOS						
TUBO	VEL (m/s)	REYNOLDS	f	Nudos		Gasto (lps)	Dámetro (pulg.)	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Disponible	Cota Terreno	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
				inicial	final										
47	0.921	70216	0.026	44	43	4.202	3	1.7	51	2766.8	42.01	2724.71	0.073	0.073	0
2	0.093	5592	0.038	2	5	0.669	6	0	2	2770.7	23.9	2746.76	0.249	0.249	0
3	0.023	3938	0.042	5	6	0.471	6	0	5	2770.7	51.16	2719.55	0.198	0.198	0
4	0.023	3938	0.046	6	8	0.233	4	0.01	6	2770.7	43.61	2727.03	0.238	0.238	0
5	0.045	2894	0.165	100	8	0.031	4	0	8	2770.7	58.22	2712.46	0.264	0.264	0
6	0.023	2894	0.046	13	10	0.231	4	0	10	2748.4	33.88	2714.53	0.2	0.2	0
7	0.382	29144	0.028	43	13	1.744	3	0.83	13	2748.4	33.49	2714.94	0.37	0.37	0
8	0.051	5196	0.039	47	101	0.415	4	0.02	43	2749.3	30	2719.26	0.62	0.62	0
9	0.063	9426	0.034	49	47	0.752	4	0.01	44	2751	42.48	2708.49	0.521	0.521	0
10	0.677	103196	0.022	2	49	12.352	6	1.49	47	2769.2	47.17	2721.96	0.337	0.337	0
11	0.141	14323	0.031	13	17	1.143	4	0.05	49	2769.2	45.74	2723.44	0.268	0.268	0
12	0.124	12623	0.032	17	20	1.007	4	0.05	17	2748.4	35.4	2713.04	0.136	0.136	0
13	0.093	9498	0.034	20	24	0.758	4	0.07	20	2748.3	37.28	2711.06	0.249	0.249	0
14	0.159	12143	0.033	37	24	0.727	3	0.35	24	2748.3	43.44	2704.88	0.8	0.8	0
15	0.417	42373	0.026	40	37	3.381	4	0.35	37	2748.6	32.27	2716.34	0.748	0.748	0
16	0.227	23038	0.028	43	40	1.838	4	0.29	40	2749	44.15	2704.84	0.634	0.634	0
17	0.15	11440	0.033	24	25	0.685	3	0.14	25	2748.1	43.3	2704.86	0.18	0.18	0
18	0.111	8438	0.035	25	26	0.505	3	0.06	26	2748.1	45.91	2702.16	0.121	0.121	0
19		6416	0.038	26	27	0.384	3	0.02	27	2748.1	46.39	2701.68	0.242	0.242	0
20	0.031	2311	0.05	27	28	0.142	3	0.02	28	2748	41.28	2706.8	0.425	0.425	0
21	0.06	4549	0.041	29	28	0.272	3	0.01	29	2748.1	40.4	2707.64	0.249	0.249	0
22	0.114	8715	0.035	32	29	0.522	3	0.06	32	2748.1	38.84	2709.33	0.337	0.337	0
23	0.188	14351	0.032	34	32	0.859	3	0.18	34	2748.3	35.47	2712.84	0.205	0.205	0
24	0.233	17782	0.031	35	34	1.064	3	0.03	35	2748.3	35.2	2713.15	0.106	0.106	0
25	0.257	19559	0.03	36	35	1.171	3	0.15	36	2748.5	34.39	2714.11	0.403	0.403	0
26	0.235	23892	0.028	37	36	1.906	4	0.15	70	2748	37.75	2710.3	0.506	0.506	0
27	0.02	413	0.344	70	28	0.011	3	0	71	2748.1	37.37	2710.73	0.392	0.392	0
28	0.093	7118	0.037	71	70	0.426	3	0.04	73	2748.1	36.98	2711.12	0.117	0.117	0
29	0.169	12857	0.032	73	71	0.769	3	0.02	74	2748.2	35.15	2713.06	0.257	0.257	0
30	0.194	14818	0.032	74	73	0.887	3	0.1	76	2748.5	35.1	2713.37	0.561	0.561	0
31	0.251	19106	0.03	76	74	1.143	3	0.27	68	2748.1	38.93	2709.07	0.249	0.249	0
32	0.11	4168	0.042	36	76	0.333	4	0.01	67	2748.1	34.36	2713.74	0.147	0.147	0
33	0.02	162	0.042	68	70	0.091	3	0.01	66	2748.2	32.42	2715.74	0.491	0.491	0
34	0.075	5689	0.039	67	68	0.34	3	0.01	72	2748.1	37.93	2710.13	0.429	0.429	0
35	0.107	8140	0.036	66	67	0.487	3	0.1	63	2749	32.26	2716.72	0.572	0.572	0
36	0.105	7984	0.036	66	72	0.478	3	0.07	61	2750.1	33.29	2716.87	0.616	0.616	0
37	0.111	5118	0.078	72	71	0.049	3	0	55	2754.1	31.67	2722.42	0.557	0.557	0
38	0.319	24334	0.029	63	66	1.456	3	0.83	52	2764.8	41.28	2723.51	0.2	0.2	0
39	0.301	22923	0.029	63	76	1.372	3	0.51	99	2771	1	2770	0	0	0
40	0.419	42611	0.026	61	63	3.4	4	1.16	100	2748.4	36		0	0	0
41	0.477	36379	0.028	61	40	2.177	3	1.16	101	2751	29		0	0	0
42	0.764	77615	0.024	55	61	6.193	4	3.99							
43	0.945	71985	0.026	55	44	4.308	3	3.15							
44	1.364	136588	0.023	52	55	11.059	4	10.7	Carga	promedio =	37.67		Σ=13.27	Σ=13.27	
45	1.389	141094	0.023	51	52	11.259	4	1.94							
46	1.398	142013	0.023	49	51	11.332	4	2.41							
1	0.727	110871	0.022	99	2	13.271	6	0.33							
48	0.165		0.165	10	100	0.031	4	0							
49	0.051	5196	0.039	101	44	0.415	4	0.02							

San Luis Mexitepec. Resultados con Gasto Mínimo y Válvulas Reductoras de Presión.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

# CON 2 VÁLVULAS

Visualizar resultados en 3D  
Archivo: Resultados

## RED SAN LUIS MEXTEPEC Q MÍNIMO VÁLVULAS EN TUBERÍAS 5 Y 8

Archivo de datos  
C:\AALE\SAN\_LUIS\ESTATICO\0201\_XYZ.bd  
Archivo de resultados  
C:\AALE\SAN\_LUIS\ESTATICO\0201RMOD.RES

Edición de resultados



### Rango de cargas

- Menor que 5.0 mca
- De 5.0 a 10.0 mca
- De 10.0 a 20.0 mca
- De 20.0 a 30.0 mca
- De 30.0 a 40.0 mca
- De 40.0 a 50.0 mca
- Mayor que 50.0 mca

### Propuesta para válvulas

- 1
- 2
- 3

### Nudos

Nivel Piezométrico= 2747.36 m  
Cota Terreno= 2709.12 m  
Carga Terreno= 38.24 mca  
Gasto Demandado= 0.25 l/s  
Gasto Suministrado= 0.25 l/s  
Gasto Déficit= 0.00 l/s  
Dif= 0% Concentración= 0%

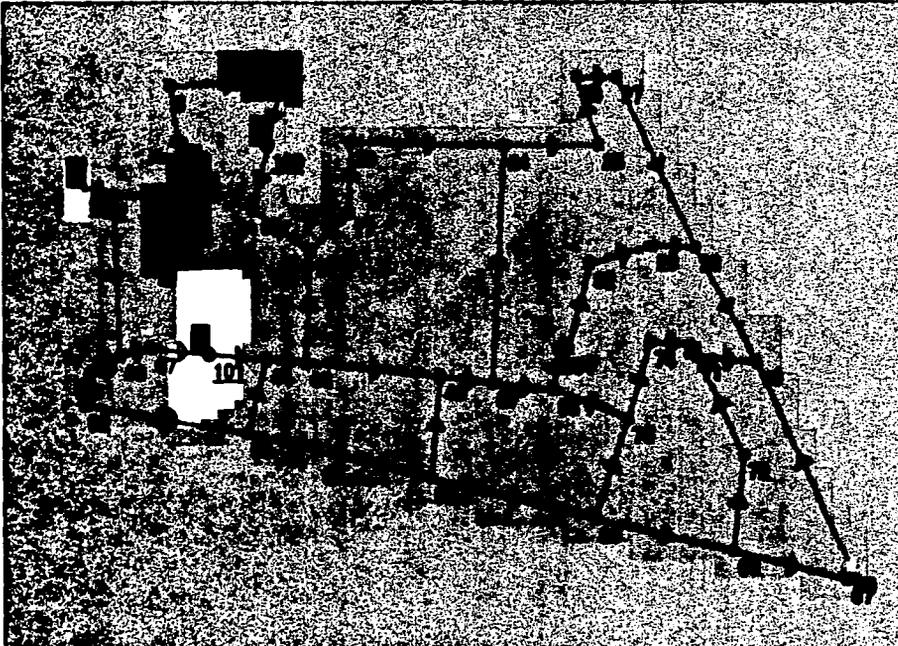
### Tuberías

Sentido de flujo 67 a 68  
Q= 0.37 l/s f= 0.0381  
h<sub>fricción</sub> = 0.01m Vel= 0.08 m/s  
Diámetro= 3" Long= 33.33m

### Válvulas

Cargas de terreno (en mca)  
A arriba=748.36 A abajo= 36.00  
Reducción=712.36 mca

Distribución de Cargas de Presión



San Luis Mextepec. Operando con Gasto Mínimo y Válvulas Reductoras de Presión.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

#### IV.1. Costos de la Red Tradicional y La Propuesta

##### Costos Totales

Red Tradicional						
I	Diámetro (mm)	Material	Tipo	Costo (\$/m)	Longitud (m)	Costo Total
1	152	PVC	C-7	97.60	863.9	84316.64
2	152	PVC	C-5	70.55	1,208.09	85230.75
3	102	PVC	C-7	40.70	8,149.36	331678.91
4	76	PVC	C-5	31.35	2,014.08	63141.4
<b>TOTAL=\$</b>						<b>564367.7</b>

Red Propuesta						
I	Diámetro (mm)	Material	Tipo	Costo (\$/m)	Longitud (m)	Costo Total
1	152	PVC	C-7	97.60	863.9	84316.64
2	152	PVC	C-5	70.55	1,208.09	85230.75
3	102	PVC	C-7	40.70	929.88	37846.12
4	76	PVC	C-5	31.35	9,230.56	289472.11
<b>Válvulas</b>						
	Cantidad	Descripción		Costo(\$/unidad)	Diámetro	
5	2	Reductora de Presión		178,550.00	102 mm	357100.00
<b>TOTAL=\$</b>						<b>853965.61</b>

## IV. 2. Comparación de Costos.

La Lista de precios de la Red Tradicional como el de La Propuesta son proporcionados por AMANCO México, con vigencia Desde 07 mayo del 2003, empresa dedicada a Tubosistemas, con las especificaciones del fabricante y sin IVA.

El análisis de precios se realiza por metro lineal y de acuerdo con el material y tipo del mismo.

El precio de las Válvulas Reductoras de Presión lo proporciona IUSA, Renval. Con las especificaciones del fabricante y sin IVA.

Comparando :

Red Tradicional = \$ 564,367.75	Red Propuesta = \$ 496,865.62
Válvulas = \$ <u>    000.00</u>	Válvulas Red. = \$ <u>357,100.00</u>
<b>Total = \$ 564,367.75</b>	<b>Total = \$ 853,965.61</b>

Se observa que baja el costo en la Red Propuesta debido a que está sujeta a menor presión, en lo que respecta a la tubería, pero se eleva mucho el costo con la inclusión de las válvulas reductoras de presión.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## **Conclusiones y Recomendaciones.**

El estudio hecho a la comunidad de San Luis Mextepec, Zinacantepec, Estado de México, nos comprometió con el objetivo de la carrera de Ingeniería Civil, ya que aplicamos los conocimientos adquiridos en las aulas pero también las experiencias vividas, y sumadas a las de quienes participamos en éste seminario para lograr Un bien a la sociedad y así crecer como profesionista y como persona.

Es conveniente hacer notar que el diseño para el abastecimiento de agua potable a la comunidad de San Luis Mextepec resultó ser de dimensiones pequeñas en comparación con las de otros estudios, pero ésto no lo hace menos atractivo ya que se realizó un estudio completo a la Red de Distribución desde operación con Gasto Máximo Horario, Gasto Mínimo, Accesorios, Análisis Dinámicos y envejecimiento de la misma, lo cual nos abre más las expectativas del comportamiento en un Presente y también en un Futuro de la red.

De acuerdo con análisis presentado de ésta tesis llamada " Optimización de Accesorios en la Operación de la Red de Distribución de Agua Potable ", se hizo aplicable a la red de San Luis Mextepec como un ejemplo del estudio y aplicación de conceptos como Pérdidas Locales a través de sus Longitudes Equivalentes, accesorios en las redes de distribución y Costos Comparativos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Se conoce que no se realiza el cálculo de las pérdidas locales o menores en las redes de distribución sino que sólo se maneja como un porcentaje de las pérdidas por fricción que es del orden del 10 %, al realizar el cálculo a la red de distribución de San Luis Mextepec se aprecia que es muy aproximado al Cálculo Tradicional y en cuestión de los resultados, no genera problemas en el Funcionamiento Hidráulico de la red.

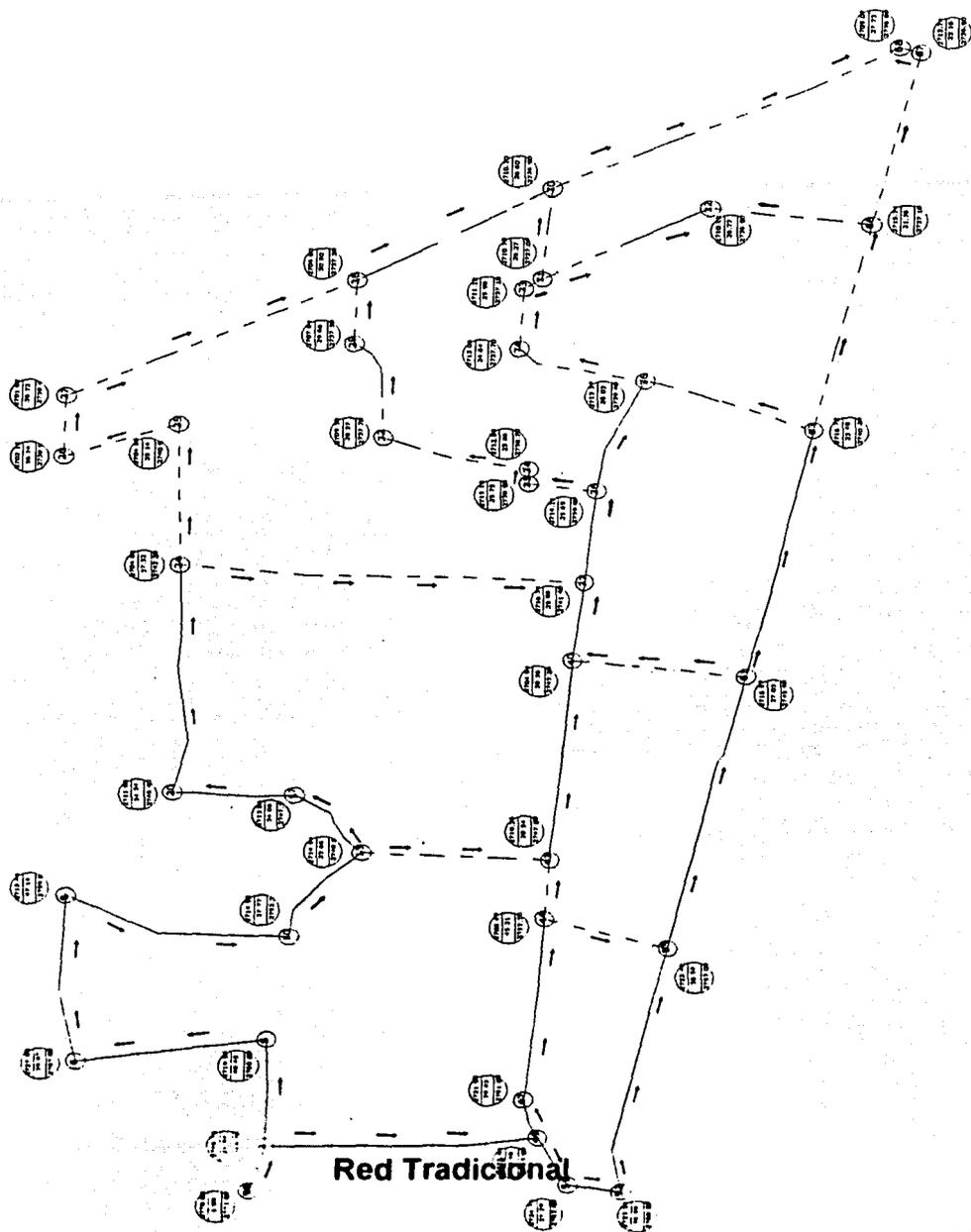
El análisis de las presiones ocasionadas por el Gasto Mínimo y a la hora de menor demanda en la red, provoca que en los casi la mayoría de los nudos de la red estén con cargas de presiones por arriba de los 50.00 mca. , sobrepasando el nivel permitido , lo cual se pretendió solucionar con la propuesta de colocar válvulas reductoras de presión, logrando reducir las presiones pero haciendo también que se elevara el costo de la Red Propuesta y no teniendo grandes mejorías en los costos de las tuberías.

Se recomienda que para redes de distribución pequeñas no es conveniente utilizar éste tipo de accesorios ya que se puede solucionar con la adecuada elección del material, que en clase y tipo solucione los problemas de presión y que además de ser funcionable sea económicamente más viable.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

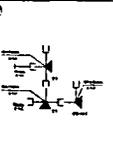
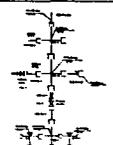
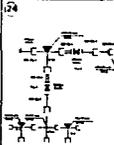
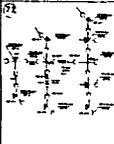
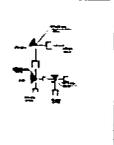
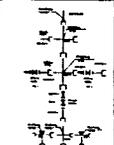
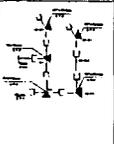
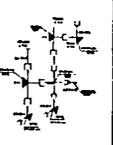
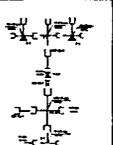
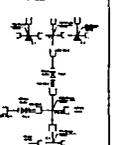
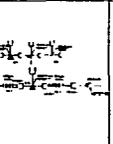
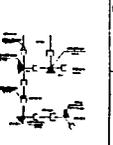
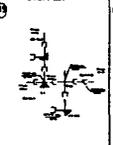
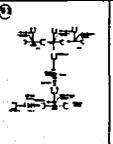
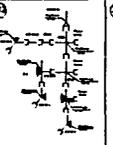
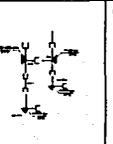
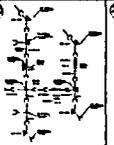
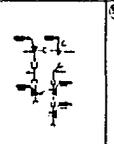
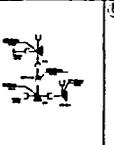
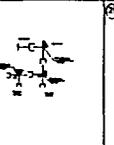
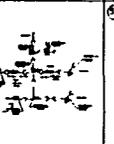
# ANEXO I

## Red de Distribución de de San Luis Mextepec operando con Gasto Máximo Horario



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

# CUADRO DE CRUCEROS

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### ANEXO III.

#### Piezas Especiales y su Longitud Equivalente.

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES				LONG. EQUIV. ml
SIMBOLO	CONCEPTO	CANT.	UNIDAD	
	EXTREMIDAD ESPIGA DE P.V.C. DE: 152 MM. (6") Ø _____ 102 MM. (4") Ø _____ 76 MM. (3") Ø _____	2.00 10.00 14.00	PZA. PZAS. PZAS.	00.000 00.000 00.000
	EXTREMIDAD CAMPANA DE P.V.C. DE: 152 MM. (6") Ø _____ 102 MM. (4") Ø _____ 76 MM. (3") Ø _____	4.00 17.00 31.00	PZA. PZAS. PZAS.	00.000 00.000 00.000
	TAPON CAMPANA DE P.V.C. DE: 76 MM. (3") Ø _____	0.00	PZAS.	00.000
	TEE DE P.V.C. CON CAMPANA DE: 152X152 MM. (6"X6") Ø _____ 102X102 MM. (4"X4") Ø _____ 76X76 MM. (3"X3") Ø _____	2.00 5.00 60.00	PZAS. PZAS. PZAS.	10.058 6.706 5.182
	CRUZ DE P.V.C. CON CAMPANA DE: 76 X76 MM. (3"X3") Ø _____ 102X76 MM. (4"X3") Ø _____	17.00 8.00	PZA. PZA.	5.182 6.706
	CODO DE 45° DE P.V.C. CON CAMPANA DE: 102 MM. (4") Ø _____ 76 MM. (3") Ø _____	6.00 27.00	PZA. PZA.	1.524 1.158
	CODO DE 22°-30° DE P.V.C. CON CAMPANA DE: 102 MM. (4") Ø _____ 76 MM. (3") Ø _____	10.00 4.00	PZAS. PZAS.	1.300 0.780
	CODO DE 90° DE P.V.C. CON CAMPANA DE: 152 MM. (6") Ø _____ 102 MM. (4") Ø _____ 76 MM. (3") Ø _____	2.00 4.00 12.00	PZAS. PZAS. PZAS.	4.877 3.353 2.469
	REDUCCION CAMPANA DE P.V.C. DE: 152X102 MM. (6"X4") Ø _____ 102X76 MM. (4"X3") Ø _____	3.00 9.00	PZAS. PZAS.	1.600 0.650
	VALVULA DE SBCC. TIPO COMPUERTA DE Fo.Fo. DE: 152 MM. (6") Ø _____ 102 MM. (4") Ø _____ 76 MM. (3") Ø _____	2.00 11.00 14.00	PZA. PZAS. PZAS.	1.067 0.701 0.518
	VALVULA REDUCTORA DE PRESION DE Fo.Fo. DE: 152 MM. (6") Ø _____ 102 MM. (4") Ø _____ 76 MM. (3") Ø _____	00.00 2.00 00.00	PZA. PZAS. PZAS.	48.768 33.528 25.908

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## **Bibliografía.**

Comisión Nacional del Agua.  
**MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILADO Y  
SANEAMIENTO.**  
2001.

Extrumex.  
**MANUAL TÉCNICO EXTRUMEX, SISTEMA EXTRU-PAK.**  
2000.

Enrique César Valdez.  
**ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.**  
Vol. I. UNAM.  
Facultad de Ingeniería.

Sotelo Ávila Gilberto.  
**HIDRÁULICA GENERAL.**  
Edit. Limusa.

García Chable Miguel Angel.  
**ELEMENTOS DE HIDRÁULICA APLICADA.**

Murguía Vaca Ernesto  
**INGENIERÍA SANITARIA.**

Comisión Federal de Electricidad.  
**MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.**  
Conducciones a Presión.  
México.  
1981.

Linsey R. K.  
**INGENIERÍA DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS.**  
Edit. CECSA.  
México, D.F., 1984.

Pedro López Alegría.  
**ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN Y  
ELIMINACIÓN DE EXCRETAS.**  
Instituto Politécnico Nacional.  
México, 1990.