



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**  
**Facultad de Ingeniería**

---

---

FUGAS EN REDES DE DISTRIBUCIÓN  
DE AGUA POTABLE

**SERGIO ENRIQUEZ ZAPATA**

**T E S I S**

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS  
DE POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER  
EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
HIDRÁULICA**

CIUDAD UNIVERSITARIA

2009



*“No se pueden predecir los acontecimientos futuros con exactitud si ni siquiera se puede medir el estado presente del universo de forma precisa”*

*Stephen W. Hawking.*

*Con cariño dedicado:*

*A Herminia, Belén y Lisel*

*A la memoria de mi papá Pedro y a mi mamá Elvira*

*A todos mis hermanos y hermanas, especialmente a Martha y a mi cuñado Jesús.*

*A mi suegra Herminia y a mi cuñada Estela.*

Agradecimientos:

Al Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles por su dirección y apoyo en la elaboración de este trabajo.

A mis sinodales: Dr. Ramón Domínguez Mora, M. I. Víctor Franco, Dr. Jesús Gracia Sánchez y Dr. Carlos Agustín Escalante Sandoval, por sus observaciones y consejos en la elaboración de este trabajo.

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM por la formación que me dio.

# FUGAS EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

## C O N T E N I D O

CAPÍTULO	TEMA	Pag.
1.-	INTRODUCCIÓN	1
2.-	LA RED DE DISTRIBUCIÓN	7
2.1.-	Consumos y Demanda	8
2.2.-	El Tanque de regulación	9
2.2.1.-	Caudales máximo horario y máximo diario	9
2.2.2.-	Cálculo de la capacidad del tanque de regulación	10
2.3.-	Tuberías, piezas especiales y equipos de bombeo	13
2.3.1.-	Tuberías	13
2.3.2.-	Piezas especiales	14
2.3.3.-	Bombas	14
2.4.-	Tomas domiciliarias	22
2.5.-	Funcionamiento hidráulico de redes	23
2.5.1.-	Clasificación de las redes de distribución	23
2.5.2.-	Diseño hidráulico de redes	26
2.5.3.-	Análisis hidráulico de redes	35
2.5.4.-	Calibración del modelo numérico de la red	36
2.5.6.-	Operación de la red de agua potable	40
3.-	FUGAS EN REDES DE AGUA POTABLE	46
3.1.-	Definiciones	46
3.2.-	Proyectos básicos para la reducción y control de fugas	49
3.3.-	Diagnóstico y balance de agua	50
3.4.-	Evaluación de fugas en tomas domiciliarias	52
3.4.1.-	Detección de fugas en tomas domiciliarias (métodos y equipos)	55
3.4.2.-	Aforo de fugas en tomas domiciliarias	57
3.5.-	Evaluación de fugas en la red de distribución	63
3.5.1.-	Localización de fugas en la red de distribución (métodos y equipos)	72
3.5.2.-	El sonido de fugas	73
3.6.-	Evaluación de errores de exactitud de micromedidores	75
3.7.-	Evaluación de errores de exactitud de macromedidores	77

3.8.-	Análisis de pérdidas por fugas (red y tomas domiciliarias)	77
3.9.-	Jerarquización de acciones para la reducción y el control de pérdidas	79
3.10.-	Métodos para la reducción y el control de pérdidas	81
3.10.1.-	Rehabilitación	83
3.10.2.-	Sustitución/reemplazo de tuberías	88
4.-	ENFOQUE IWA/AWWA EN LA EVALUACIÓN DE PÉRDIDAS	91
4.1.-	El índice de pérdidas en la infraestructura (ILI)	94
5.-	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
	REFERENCIAS	111



## 1.- INTRODUCCIÓN

La sociedad moderna ha visto al agua solo como un recurso que puede ser tomado y utilizado sin control ni medida, cuando debería tratarse como un recurso vivo del cual depende toda la naturaleza y que es limitado.

En la prisa por el crecimiento económico, la autosuficiencia alimentaria y el bienestar material, de manera repetida se han ignorado los límites de nuestro medio ambiente, sobre-explotando los acuíferos, lagos y lagunas, contaminando y derivando las corrientes de los ríos hasta niveles ecológicamente dañinos.

En casi todas las naciones, independientemente de las divisiones políticas, los recursos hídricos son compartidos entre grupos sociales y, en la medida en que se acentúa la escasez del agua, se generan tensiones entre las fuerzas sociales y políticas por los derechos sobre el agua, con el riesgo de terminar en actos violentos.

Por otra parte, según la Organización Mundial de la Salud<sup>1</sup> (OMS), a nivel mundial 1.6 millones de muertes anuales son atribuibles al agua contaminada y al saneamiento deficiente. En consecuencia en las comunidades donde no existe un sistema de abastecimiento de agua potable, o donde este tiene serias deficiencias, las enfermedades causadas por agua contaminada generan muertes y costos de salud importantes.

En un análisis de costo/beneficio (OMS 2004)<sup>2</sup>, se encontró que, reducir las enfermedades relacionadas con el agua y saneamiento, produce beneficios económicos sustanciales, y se estimó que, por cada dólar invertido se produciría un rendimiento económico de entre \$3 y \$34 dólares, dependiendo de la región y varía dependiendo del tipo de tecnología aplicada. Sin embargo, el manejo de los recursos hídricos enfrenta, entre otras, las limitantes siguientes:

- La naturaleza misma del recurso, que en muchos casos es considerado como un derecho por el cual no se debe pagar, aunque lo que se cobra en realidad es el servicio.
- Instituciones débiles, politizadas, con poca autonomía, baja capacidad técnica y financiera, y con funciones y acciones duplicadas.
- Políticas públicas de administración del agua y marcos regulatorios y legales deficientes, que no aplican un criterio de integralidad.
- Falta de compromiso de los actores principales en la provisión de los servicios.
- Conflictos locales-regionales.
- Limitaciones fiscales.

Respecto a lo anterior, se ha afirmado que la falta de financiamiento es el problema más importante que debe resolverse pero, si ello es una condición necesaria para el mejoramiento del servicio, no es suficiente. También es importante contar con políticas públicas e instituciones adecuadas que permitan una gestión integral del recurso hídrico.

En consecuencia, las tareas que deben realizarse para un uso correcto del agua se encuentran en las siguientes áreas:

- Primero, una gestión adecuada para asegurar que el agua sea consumida en forma eficiente y racional. Por la importancia que tiene el recurso para el bienestar de la sociedad, se debe asegurar el acceso universal, pero esta obligación no debe estar en conflicto con su uso eficiente y racional, con el cobro del servicio de acuerdo a la capacidad de pago del usuario y al uso que se le da al recurso.
- Segundo, una administración que permita la distribución adecuada del agua entre los diferentes usuarios y asegurar los mecanismos para resolver los inevitables conflictos que se derivan de esta realidad. Esto implica que los precios diferenciados deben reflejar incentivos correctos para su consumo, evitando el despilfarro o la inequidad, pero también cuidando que los precios reflejen el valor que el recurso aporta a la calidad de vida del usuario.
- Tercero, una administración financiera eficiente. De poco sirve tener los precios correctos si lo que se entrega no se factura y lo que se factura no se cobra y lo cobrado no se administra bien.

Los resultados de una encuesta que el BID hizo en el 2005, indican que el principal obstáculo para desarrollar las inversiones para el aumento de la cobertura es la política de precios y tarifas, que se caracteriza por el establecimiento de precios que no cubren el costo del servicio, ni siquiera los costos de operación y mantenimiento, lo que supone una sangría para los presupuestos públicos o, en su defecto, un deterioro continuado de la calidad del servicio. Hay casos en que se pretende que la mayoría de los consumidores que tienen malos servicios subsidien a los que tienen los mejores servicios o actividades lucrativas; porque, precisamente son los segmentos de población de bajos ingresos los que reciben agua a través de sistemas ineficientes y pagan precios muy elevados por recibir un servicio de mala calidad.

- Cuarto, en función de la importancia social del recurso, se requiere de un marco institucional que promueva la gestión integral de los recursos hídricos y mayor eficiencia en la utilización de recursos financieros por medio del incremento en la eficiencia y eficacia del trabajo técnico desempeñado por los Organismos Operadores. Por este motivo, la eficiencia y calidad en la gestión pública es imperativa para comenzar a solucionar muchos de los problemas.

Por lo anterior se debe proveer a las instituciones con marcos regulatorios que contengan reglas de operación claras e instrumentos financieros adecuados.

Si se crea el ambiente institucional y las políticas apropiadas, se necesitará también trabajar en el mejoramiento de los procedimientos y técnicas para la reducción de pérdidas y el uso eficiente y racional del agua que permita lograr la sostenibilidad a largo plazo. Esto requiere esfuerzos en las siguientes áreas:

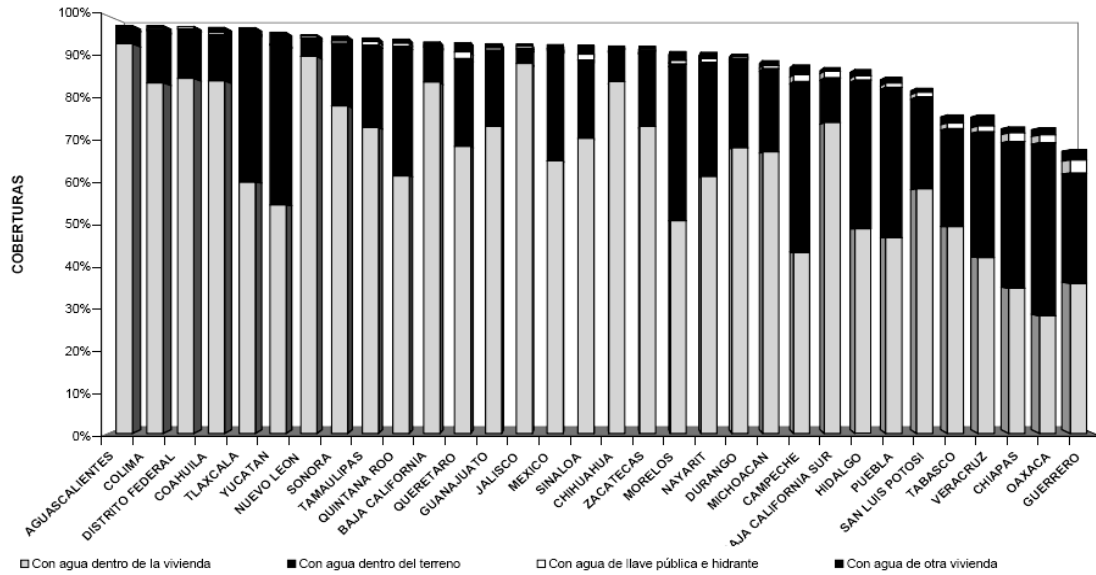
- Primero, mejorar la eficiencia física y operativa del sistema. Esto implica mejorar la capacidad técnica de los recursos humanos para que sean capaces de mejorar el funcionamiento hidráulico de las redes de forma que esto ayude a lograr un desempeño óptimo y reducir los costos de operación y mantenimiento.
- Segundo, mejorar la eficiencia financiera y operativa, trabajando en la creación de incentivos a través de políticas y precios relativos y absolutos, la eficiencia en la administración financiera y el financiamiento de operaciones económicamente viables.
- Tercero, preparación de proyectos que sean financiables. Una de las principales razones de la deficiencia en la prestación del servicio es la carencia de proyectos bien estructurados, que sean financiables.
- Cuarto, elaboración e implantación de programas de capacitación, información, incentivos y apoyos dirigidos a los usuarios sobre formas y medidas de participación en programas de uso eficiente y racional del agua.

Hacer más con menos es el paso más simple y el primero en el camino hacia el uso racional y sustentable del agua. Usando el agua con mayor eficiencia y reduciendo el consumo, sin que esto signifique un sacrificio del confort o de la sanidad, se lograría el equivalente a la creación de nuevas fuentes de abastecimiento.

En el ámbito nacional, hasta diciembre del 2005 (CONAGUA 2006)<sup>3</sup>, se reportó que, de la población que habita en viviendas particulares 89.8% cuentan con servicio de agua, lo que representa una cobertura de 89.5%, de donde se deduce que existe un 10.5% de la población que no tiene el beneficio que proporciona un sistema de agua potable. Por lo tanto, la dotación de más y mejores servicios de agua potable para la población del país, es un objetivo prioritario de los gobiernos federal, estatal y municipal.

La ***cobertura de agua potable***, para cada una de las entidades federativas del país se muestra en la figura 1, desglosada de acuerdo con el nivel de servicio que, como puede verse, en la mayoría de los sistemas de abastecimiento, es por medio de tomas domiciliarias (es la suma de usuarios con agua dentro del terreno y con agua dentro de la vivienda).

Figura 1. Cobertura de agua potable en México, 2005.



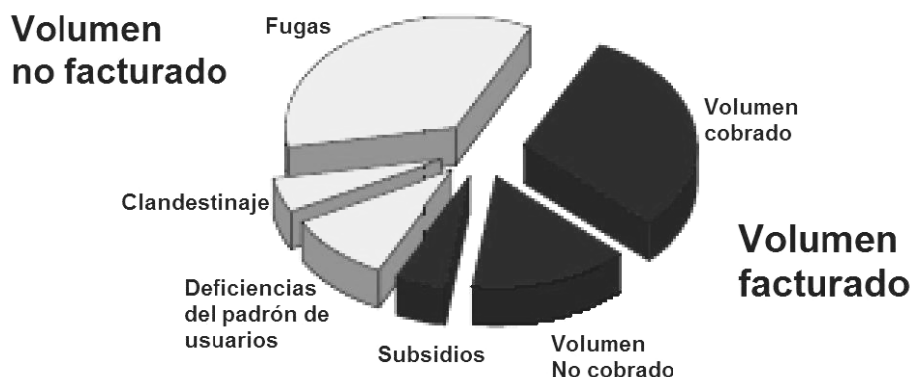
Sin embargo, aumentar o garantizar el abasto de agua potable en muchas ciudades del país es cada día más difícil debido a que las fuentes de abastecimiento son insuficientes o se localizan a distancias tan grandes, que el costo de las obras requeridas para su explotación resulta poco atractivo desde el punto de vista financiero.

Además de lo anterior, para proporcionar el servicio de agua potable, debe considerarse que la disponibilidad del agua para consumo humano está disminuyendo drásticamente y puede agotarse debido a que: es un recurso limitado, persisten hábitos de derroche cada vez más generalizados y aumentan día a día las presiones por el crecimiento demográfico.

Por otra parte, para suministrar el servicio de agua potable, los organismos operadores emplean recursos económicos importantes no solo en actividades de operación sino en acciones de mantenimiento correctivo. Debido a esto último, dichos organismos requieren establecer programas de reducción de pérdidas y de incremento de la eficiencia física y administrativa y, con ello, poder disminuir los gastos realizados para proporcionar el servicio, cumpliendo con los estándares de calidad establecidos en el país.

En relación con lo anterior, una empresa de agua y saneamiento tiene un grado de eficiencia física alto cuando es pequeña la diferencia entre el volumen de agua suministrada a la red de distribución y el volumen de agua consumida; a dicha diferencia se le conoce como **agua no contabilizada**, ANC, la cual en el 2005 a nivel nacional fue de 42%, y fue obtenida con la información proporcionada por 190 organismos operadores, esto se ilustra en la figura 2.

Figura 2. Composición del Agua No Contabilizada (volumen no facturado), 2005.



A partir de estudios realizados en 15 sistemas de agua potable del país (IMTA 1992)<sup>4</sup>, se reportó que las pérdidas físicas de agua potable promedio fueron de 36.4% del volumen producido y variaban desde 22.9% hasta el 62.9%. Las mayores pérdidas fueron por fugas en tomas domiciliarias con 24.5% del volumen producido\*, la pérdida por fugas en las tuberías de la red de distribución fue de 10.6% del volumen producido y la pérdida por errores en la medición del consumo domiciliario fue de 1.3% del volumen producido.

Las fugas producidas con mayor frecuencia fueron causadas por roturas y perforaciones en tuberías, debido principalmente a una mala calidad de los materiales y a una instalación deficiente.

De acuerdo con todo lo anterior, el problema del agua no contabilizada, *ANC*, se puede dividir en dos aspectos:

- ◆ Parte del agua producida por el organismo operador no llega a los usuarios, y
- ◆ Parte del agua que si es recibida por los usuarios no produce ningún ingreso económico.

Por lo tanto, las pérdidas se pueden clasificar como:

- 1).- Pérdidas físicas o reales y,
- 2).- Pérdidas comerciales o aparentes.

En el presente trabajo solo se profundizará en el primer problema que tiene que ver con el funcionamiento, operación y mantenimiento de las redes de distribución y con las pérdidas físicas en tuberías de la red y en tomas domiciliarias. Respecto al segundo aspecto, los problemas comerciales, financieros e institucionales solo se tratarán de forma general.

\* 16.8% del total de las tomas instaladas tuvo fugas. Del total de fugas ocurridas, de 80 a 90% ocurrieron en tomas domiciliarias y de 10 a 20% ocurrieron en la red de distribución.

## **OBJETIVOS**

Los objetivos del presente trabajo son los siguientes:

- Revisión de los principios fundamentales empleados para el diseño, operación y rehabilitación de los sistemas de distribución agua potable.
- Presentación de un método para evaluar el agua no contabilizada en sistemas de distribución de agua potable.
- Presentación de las principales técnicas de detección y localización de fugas en redes de distribución de agua potable y en tomas domiciliarias.
- Presentación de acciones prioritarias para la reducción y control de pérdidas en sistemas de distribución de agua potable.

2.-

## LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Un sistema de distribución o **red de distribución**, que en lo sucesivo solo se le llamará "**red**", es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde la descarga de los tanques de regulación hasta las viviendas de los usuarios o su cercanía. Su finalidad es transportar el agua hasta las tomas domiciliarias e hidrantes públicos para los consumos: doméstico, público, comercial, industrial y demandas extraordinarias como son la extinción de incendios y otros. Por otra parte, el término **sistema de abastecimiento** se emplea para designar a las obras de captación, conducción, planta potabilizadora, tanques de regulación y estaciones de bombeo.

El **servicio de agua potable** se define como el conjunto de operaciones realizadas para proveer de un volumen suficiente de agua, con una calidad requerida, a una presión adecuada y a lo largo del día, a los habitantes de una localidad mediante el uso de un sistema integrado de abastecimiento y distribución.

Las obras de **captación** sirven para extraer las aguas aprovechables de los distintos tipos de fuentes donde se encuentra de forma natural. La **conducción** comprende estructuras como son los canales a cielo abierto, acueductos y estaciones de bombeo, las cuales sirven para transportar el agua desde las obras de captación hasta las plantas de tratamiento y a la red de distribución. Las plantas de **tratamiento** de agua potable, son las estaciones donde se llevan a cabo una serie de procesos que le dan al agua la calidad requerida para el consumo humano.

El medio que se emplea para poner el agua a disposición de los usuarios son las conexiones o **tomas** domiciliarias y los **hidrantes** públicos o una combinación de ambos; contar con uno u otro de estos medios determina el nivel del servicio de agua potable.

La red debe proporcionar el servicio de agua potable bajo las siguientes premisas:

- ◆ Continuidad, es decir que el servicio debe ser todo el tiempo.
- ◆ Cantidad, significa que el volumen que recibe cada usuario debe ser suficiente para la satisfacción de sus necesidades.
- ◆ Calidad, el servicio debe proveerse con una presión adecuada para que pueda subir hasta una altura de tres pisos como mínimo y,
- ◆ Costo, este debe ser el mínimo posible por concepto de construcción, operación y conservación.

El régimen de presiones en una red depende de dos factores:

- 1) Las necesidades del servicio que obligan a seleccionar una presión mínima capaz de atender dos clases de requerimientos: los de las edificaciones y la demanda contra incendio, y

- 2) Las condiciones topográficas de la localidad, donde en ningún punto de la red se debe exceder una presión máxima permisible.

La presión mínima debe verificarse en la red de distribución, de tal manera que en todos los puntos de la misma se tenga una presión por lo menos igual a esta, en la hora de máxima demanda.

De acuerdo con lo indicado en el libro de redes de distribución (CONAGUA 1996)<sup>5</sup>, las presiones o cargas disponibles de operación, que se han de obtener en el diseño de la red, deberán estar comprendidas entre 1 y 5  $kg/cm^2$  (de 10 a 50 metros de columna de agua, *m.c.a.*), para la **red primaria**, definida esta como la formada por tuberías de 6 pulgadas de diámetro o mayores y sirven principalmente para abastecer a las tuberías de menor diámetro instaladas frente a las viviendas de los usuarios donde se conectan las tomas domiciliarias.

El **gasto de diseño para la red** debe ser el que resulte mayor, calculado con los siguientes consumos:

- 1) El consumo máximo horario, **CMH**, más la demanda comercial.
- 2) El consumo máximo diario, **CMD**, más la demanda industrial y contra incendio.

## 2.1. Consumos y demanda.

El consumo es el volumen de agua potable que, suministrado por medio del sistema de distribución, es recibido por los usuarios, en este volumen no está considerado el de las pérdidas en las red de distribución.

Según su uso, el consumo se divide en:

- 1) **Doméstico**, que incluye el **residencial** (viviendas con dos o más baños y jardín de 50  $m^2$  o más), el **medio** (viviendas con dos o más baños y jardín de hasta 35  $m^2$ ), y el **popular**.
- 2) **No doméstico**, que incluye el **comercial**, el **industrial** y para **servicios** públicos.

En ningún caso el consumo de agua debe ser menor que un mínimo indispensable, el cual puede definirse como el requerido para satisfacer las necesidades básicas de alimentación e higiene. Gleick (1996)<sup>6</sup> ha determinado que el consumo mínimo debe ser de 50 *litros/habitante/día*; sin embargo, en localidades rurales del país los consumos más comunes son de 20 a 45 *litros/habitante/día*, para redes con hidrantes públicos, y de 70 a 120 *litros/habitante/día* para redes con tomas domiciliarias.



De acuerdo con lo indicado en el libro de datos básicos (CONAGUA 1994)<sup>7</sup>, en el cuadro 2.1 se muestran los consumos domésticos típicos para localidades urbanas del país que disponen de un sistema de abastecimiento y distribución, y en función del tipo de clima.

Cuadro 2.1.- Consumo doméstico típico para localidades urbanas de México.

CLIMA	CONSUMO DOMÉSTICO (litros/habitante/día)		
	RESIDENCIAL	MEDIO	POPULAR
CÁLIDO	400	230	185
SEMICÁLIDO	300	205	130
TEMPLADO	250	195	100

La **dotación** de agua se define como el volumen de consumo típico más las pérdidas admisibles; las pérdidas, se pueden considerar que son del 15% al 25% del volumen producido (Van der Zaag 2003)<sup>8</sup>, en función de la edad de la red y de la presión de servicio, como se verá más adelante.

El consumo varía con las regiones, las costumbres locales, con la actividad productiva y con la disponibilidad hidrológica, por lo cual la dotación deberá ajustarse a las necesidades de la localidad y a la disponibilidad física real de agua a mediano plazo.

## 2.2. El Tanque de regulación.

### 2.2.1. Caudales máximo horario y máximo diario.

El tanque de regularización es un depósito que recibe y almacena un volumen de agua proveniente de la obra de captación y sirve para satisfacer las demandas variables de la red de distribución, manteniendo una presión suficiente en el servicio a los usuarios; por esto, se ubica en zonas elevadas permitiendo que la alimentación a la red se pueda realizar por gravedad.

El **caudal de diseño** para las tuberías de **conducción** que llegan al tanque de regularización es el máximo diario,  $Q_{md}$ , y para la tubería que sale del tanque para alimentar a la red es el máximo horario,  $Q_{mh}$ , en el día de máxima demanda. Debido a que el gasto de entrada al tanque en general se mantiene constante, será menor que el gasto de salida cuando se presente la demanda máxima, por lo tanto, la tubería de entrada será de menor diámetro que el de salida.

Para lograr una distribución de presiones de servicio más uniforme, el tanque debe localizarse lo más cerca posible al **centro geográfico de consumo** y se debe evitar el abastecimiento por un solo extremo de la red ya que, en este caso, resultará una pérdida de carga muy grande y presiones de servicio bajas en el extremo opuesto al de alimentación de la red.

En algunos esquemas de abastecimiento se emplea un bombeo directo a la red con excedencias hacia el tanque de regularización; este tipo de abastecimiento no es recomendable y se deberá preferir el bombeo directo al tanque elevado ya que, en este último caso, se obtiene una mayor eficiencia en el equipo de bombeo al mantener un caudal constante.

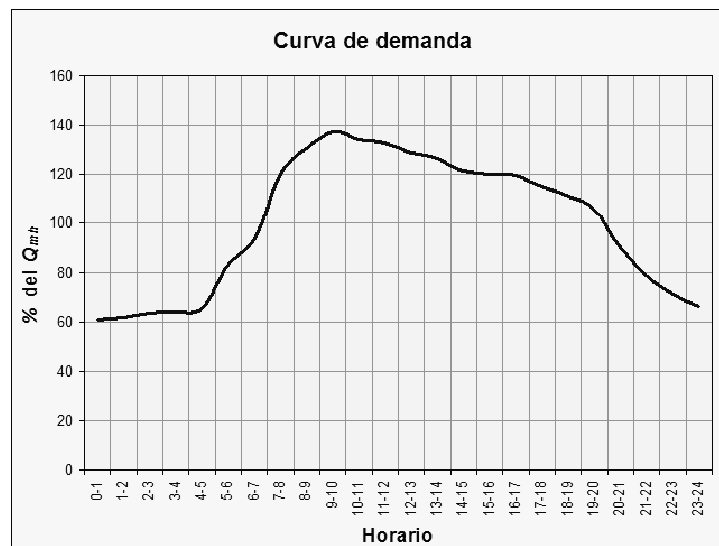
### 2.2.2. Cálculo de la capacidad del tanque de regulación.

La capacidad de un tanque de regulación comprende el volumen necesario para regular las presiones del servicio, más un volumen para almacenamiento que se utiliza en casos de falla en la obra de captación o durante emergencias. Cuando se tiene una condición de **abastecimiento variable** desde la obra de captación, por ejemplo cuando la fuente es un manantial, para el diseño de la capacidad del tanque se debe considerar el gasto mínimo de suministro constante, es decir el gasto base.

La **profundidad hidráulica** del agua dentro del tanque puede ser de 1.0 a 3.5 m para tanques de mampostería y de 2 a 5.5 m para tanques de concreto reforzado de hasta 10 000 m<sup>3</sup> y, de 5 a 9 m cuando son de concreto presforzado de hasta 50 000 m<sup>3</sup>.

Para calcular la capacidad del tanque, generalmente se considera un periodo de 24 horas y una ley de demandas previamente identificada, como la que se muestra en la figura 2.1 (CONAGUA 1994)<sup>9</sup>. La ley de demandas, muestra los volúmenes de agua demandada que deben ser satisfechos hora por hora a lo largo de un día y, debido a que estos son variables, el tanque de regulación sirve para almacenar, cuando la demanda es menor que el abastecimiento, y para compensar el déficit, cuando la demanda es mayor que el abastecimiento.

Figura 2.1. Variación horaria típica de la demanda en poblaciones del país.



Los coeficientes de variación diaria y horaria expresan la magnitud que la demanda puede excederse respecto al volumen promedio anual diario y horario; es decir, representa la magnitud de la variación máxima de la demanda, de un día respecto al promedio anual y de una hora respecto al promedio diario anual respectivamente.

Por lo tanto, el volumen de regulación requerido será igual a la diferencia entre el volumen de abastecimiento a la red o volumen de salida ( $V_s$ ), y el volumen de suministro al tanque o volumen de entrada ( $V_e$ ), en un periodo de 24 horas.

Las diferencias se calculan en intervalos de una hora y se van acumulando para elaborar una curva-masa de **demanda** y una de **abastecimiento**, expresadas **como porcentajes del gasto máximo diario**. Cuando se tienen varias curvas masa, debido a que el tanque cuenta con varias entradas o salidas, estas se suman para obtener las curvas resultantes representativas, tanto de entrada como de salida. En la figura 2.2 se muestran los porcentajes para un suministro al tanque de 24 horas al día, de donde resultará una diferencia máxima negativa (déficit), y una diferencia máxima positiva (excedente), para el periodo considerado.

Cuando el periodo de suministro es de 20 horas, se considera un horario de las 4:00 a 24:00 horas, para un periodo de 16 horas de suministro se considera un horario de las 6:00 a 22:00 horas y para un periodo de 8 horas de suministro se considera un horario de las 7:00 a 15:00 horas.

Para calcular **el volumen del tanque**,  $C_t$ , se debe obtener primero el coeficiente de regulación horario,  $R$ , este se obtiene al sumar los valores del porcentaje horario acumulado máximo excedente (positivo), más el porcentaje máximo absoluto deficitario (negativo), y se realiza una transformación de unidades, de litros a metros cúbicos y de segundos a horas, como se indica a continuación.

$$C_t = R Q_{md}$$

Donde:

$C_t$  es la capacidad del tanque, en  $m^3$ .

$Q_{md}$  es el **gasto máximo diario**, en  $l/s$ .

$R$  es el coeficiente de regulación, y se define como sigue:

$$R = \frac{3.6(\%max\ excedente + \%max\ de\ déficit\ absoluto)}{100}$$

$$Q_{md} = Q_m CVD$$

$Q_m$  es el **gasto medio diario** anual, en  $l/s$ .

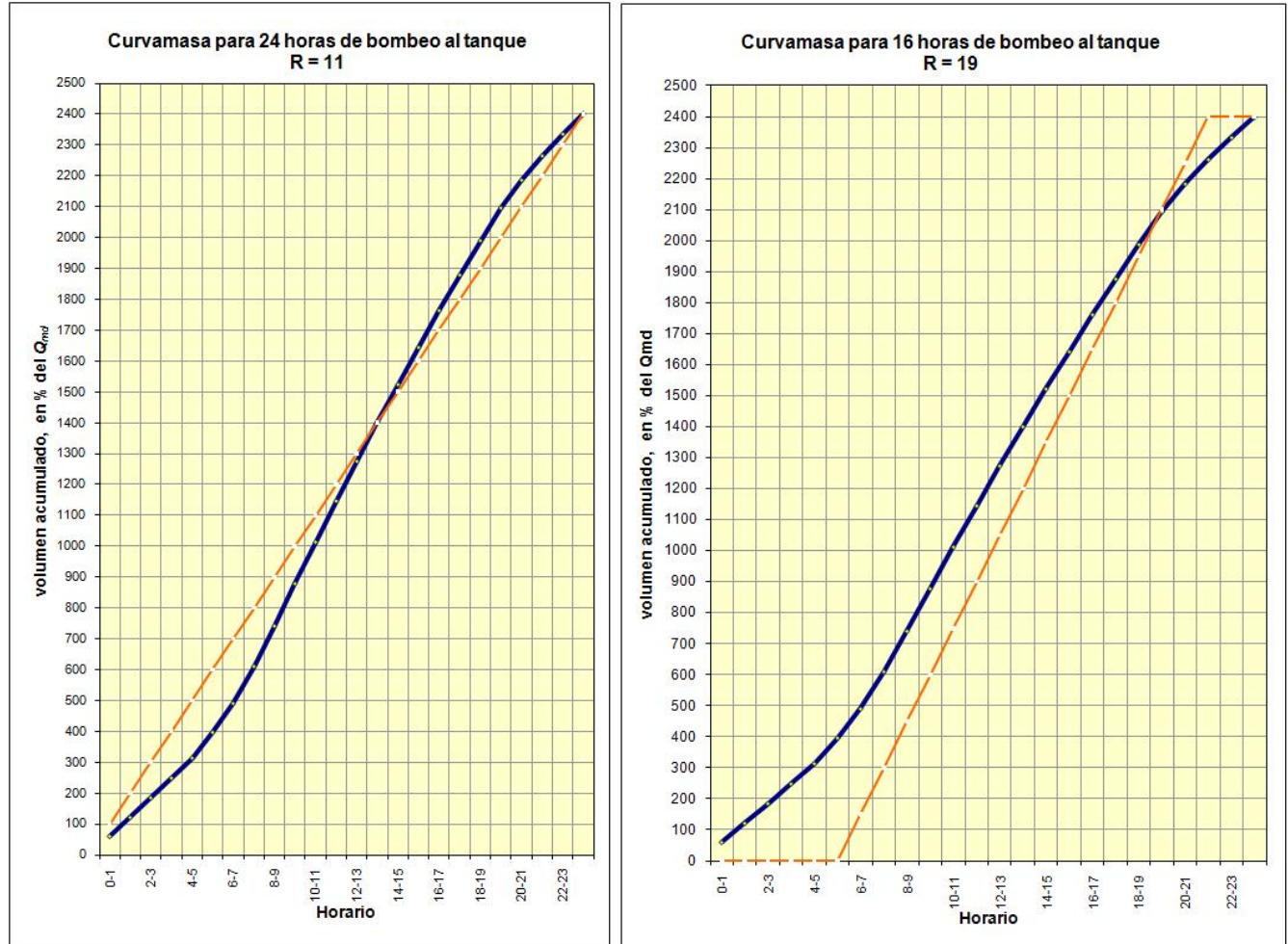
$$Q_m = \frac{D P}{86400}$$

$CVD$  es el coeficiente de variación diaria,  $CVD = 1.2$  a  $1.5$ , es adimensional.

$D$  es la dotación, en  $l/hab/día$  (consumo más pérdidas).

$P$  es la población de proyecto,  $hab$ .

Figura 2.2. Volúmenes acumulados de la demanda y del abastecimiento.



Cuadro 2.2.- Coeficiente de regulación para localidades urbanas de México

Tiempo de suministro al tanque	Coeficiente de regulación $R$
<b>24 hrs.</b>	11
<b>20 hrs.</b> (de las 4:00 a las 24:00 hrs.)	9
<b>16 hrs.</b> (de las 6:00 a las 22:00 hrs.)	19
<b>8 hrs.</b> (de las 7:00 a las 15:00 hrs.)	49

El **gasto máximo horario**,  $Q_{mh}$ , se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_{mh} = Q_m CVD CVH$$

Donde:

$CVH$  es el coeficiente de variación horaria,  $CVH = 1.5$  a  $2.0$ , es adimensional.

Antes de calcular el volumen definitivo del tanque, es conveniente estudiar el comportamiento del mismo con diferentes volúmenes iniciales almacenados, menores y mayores al máximo déficit presentado, con el fin de observar que no se presenten desajustes en la capacidad de abastecimiento al inicio del ciclo diario. Al volumen de regularización se le debe sumar el volumen estimado para emergencias y una sobre-elevación  $\Delta y = 0.25$  y (donde  $y$  es la elevación calculada del tanque).

Como medida de protección, los tanques de regularización deben tener un tubo de demasías, el cual debe desalojar el gasto máximo diario que proviene de la línea de conducción o suministro al tanque. Para determinar el diámetro del tubo se puede emplear la fórmula general del gasto en orificios que se indica a continuación:

$$Q = C A \sqrt{2g h}$$

Donde:

$Q$  es el gasto de descarga del tubo vertedor de demasías igual al gasto máximo diario,  $Q_{md}$ , en  $m^3/s$ .

$C$  es el coeficiente de descarga para orificios; para forma circular de arista viva,  $C = 0.06$

$A$  es el área del tubo vertedor de demasías, en  $m^2$ .

$g$  es la aceleración de la gravedad,  $g = 9.81 m/s^2$ .

$h$  es la profundidad hidráulica del agua medida desde la superficie libre hasta el eje del tubo, en  $m$ .

El diámetro del tubo,  $d$ , en  $m$ , se obtiene con la siguiente fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{C \pi \sqrt{2g h}}}$$

El valor obtenido con la fórmula anterior, se debe ajustar al valor más cercano al diámetro de las tuberías comerciales.

## 2.3.- Tuberías, piezas especiales y equipos de bombeo.

### 2.3.1. Tuberías

La red de distribución está formada por una red de tuberías que, dependiendo de su ubicación tienen una función determinada. Son **tuberías de alimentación** las que salen de un tanque de regularización o de una estación de bombeo directo a la red y terminan donde se encuentra la primera derivación o tubería de distribución. Las tuberías de distribución pueden ser de dos tipos: tuberías primarias o tuberías secundarias. Las **tuberías primarias** son aquellas que reciben el

caudal de las tuberías de alimentación para su distribución y están conectadas de manera que forman circuitos alrededor de zonas de servicio; estas, a su vez alimentan a las **tuberías secundarias** o de relleno, estas sirven para transportar el agua desde los circuitos principales a través de las calles de una localidad y sirven para abastecer a las **tomas domiciliarias**, éstas últimas son el medio para entregar el agua a los usuarios en el límite de su predio o propiedad.

Aunque no es una regla, las tuberías primarias, generalmente son de **diámetros** mayores a 4 *pulgadas* o 100 *mm* y las secundarias pueden variar de 2 a 4 *pulgadas* (50 a 100 *mm*), en función del número de usuarios que deban abastecer.

Los **materiales** más empleados son: **acero** al carbón, hierro fundido y concreto presforzado para tuberías de alimentación, y fibrocemento (también conocido como asbesto-cemento, A-C), polietileno de alta densidad (**PEAD**), y policloruro de vinilo, **PVC**, para tuberías primarias y secundarias.

### 2.3.2. Piezas especiales

Las **piezas especiales** sirven para unir los extremos de las tuberías primarias y secundarias o para controlar el flujo en la red; estas pueden ser: cruceros, tees, codos, cople, carretes, extremidades, reducciones, juntas, tapas ciegas, empaques, válvulas de seccionamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas sostenedoras de presión, válvulas de control del flujo, válvulas de retención, válvulas aliviadoras de presión, válvula de admisión/expulsión de aire y válvulas antiarriete.

### 2.3.3. Bombas

Cuando es necesario llevar el agua a una elevación mayor, para su distribución por gravedad mediante un tanque de regularización, será necesario disponer de estaciones de bombeo diseñadas para el gasto máximo diario requerido por la zona que se vaya a abastecer. Cuando se trata de estaciones que bombean directamente a la red, la estación se diseña para el gasto máximo horario.

Las bombas son turbinas que reciben energía mecánica proveniente de un motor eléctrico o de un motor de combustión interna y pueden ser de **desplazamiento positivo** (volumétricas), o **dinámicas** (de velocidad).

El funcionamiento de las **bombas de desplazamiento positivo** se basa en el llenado y cierre de una cámara que transmite el volumen almacenado a otra cámara, o a la descarga, esto sucede cuando, por medio de su eje, la cámara de ingreso recibe el impulso del motor, haciendo variar su volumen.

Las bombas de desplazamiento positivo pueden operar con presiones altas (300 *atm*  $\approx$  300 *kg/cm<sup>2</sup>*), pero gastos bajos ( $\sim$ 6 *l/s*). Este tipo de bombas pueden ser: **alternativas** (pistón o

émbolo y diafragma), o **rotativas** (pistones, engranajes internos o externos, rotor lobular, paletas y de husillo).

Las turbinas de las **bombas dinámicas** tienen un rotor sobre el que están colocados álabes o impulsores que, al girar, hacen pasar al fluido a través de ellos y le transmiten un impulso o cantidad de movimiento con esto se convierte la alta velocidad de giro del rotor en presión al salir de la sección del impulsor, es por esto que se les conoce como **rotodinámicas**.

Las bombas dinámicas proveen mayores gastos que las de desplazamiento positivo, pero son poco efectivas con fluidos de alta viscosidad, por lo cual, para que funcionen adecuadamente, la cavidad del impulsor debe estar llena de fluido; es decir, deben “cebarse” o estar equipadas con un dispositivo “autocebante” para evitar que la cámara del impulsor se vacíe. Una bomba dinámica puede proveer gastos de hasta 20 m<sup>3</sup>/s, pero con presiones bajas.

Las bombas más empleadas en el abastecimiento de agua potable son las denominadas centrífugas; sin embargo, es más correcto referirlas como rotodinámicas, ya que solo la de flujo radial es centrífuga pura.

### 2.3.2.1. Curvas características de las bombas

Para comprender el funcionamiento de las bombas, es necesario relacionar el concepto de potencia con las variables fundamentales del flujo de fluidos, estas variables son la carga hidráulica y el gasto. Para esto, son importantes las siguientes definiciones:

**Nivel estático**, es la elevación de la superficie libre del agua cuando no se está bombeando o también es la distancia vertical desde el brocal donde se instala la bomba hasta el espejo del agua.

**Nivel dinámico**, debido a que el nivel estático disminuye desde que se inicia el proceso de bombeo hasta que se establece el equilibrio entre el gasto de salida de la bomba y la capacidad de la fuente de abastecimiento, en ese momento el nivel dinámico el cual se determina como la distancia vertical desde el brocal hasta la superficie libre del agua en la fuente.

**Trabajo**,  $W$ , es la energía transferida de un sistema a otro y es igual al producto de la Fuerza por la distancia recorrida entre los sistemas.

$$\text{Trabajo} = W = (\text{Fuerza})(\text{distancia})$$

**Fuerza**,  $F$ , es el producto de la masa por la aceleración.

$$\text{Fuerza} = F = (\text{Masa})(\text{aceleración})$$

En el caso de un volumen de agua, la masa,  $M$ , se expresa como  $M = \rho dV$ , donde  $\rho$  es la masa contenida en la unidad de volumen y se conoce como simplemente como densidad y  $dV$  es el volumen elemental de agua.

**Energía,  $E$** , es la capacidad que posee un cuerpo para realizar un trabajo.

**Potencia,  $P$** , es la relación de la energía transferida o trabajo realizado, por unidad de tiempo.

En relación con la figura 2.3, para llevar un volumen elemental de agua,  $dV$ , desde la posición  $A$  hasta la posición  $D$ , es necesario realizar un trabajo representado por  $dW$  en la siguiente ecuación:

$$dW = \rho g dV H_B = \gamma dV H_B$$

Donde:  $dW$ , es el trabajo hecho por un volumen elemental de agua, en  $kg-m$ .

$dV$  es un volumen elemental de agua, en  $m^3$ .

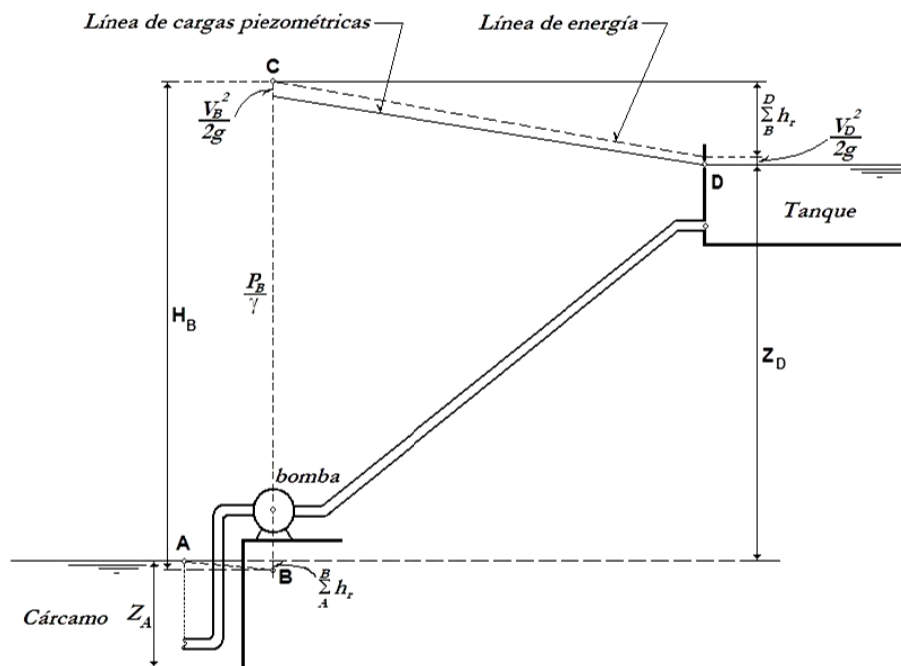
$\rho$ , es la densidad del agua, en  $kg-s^2/m^4$ .

$g$  es la aceleración de la gravedad, su valor típico es igual a  $9.81 m/s^2$ .

$\gamma$  es el peso del fluido por unidad de volumen o peso específico del agua, en  $kg/m^3$ .

$H_B$  es la energía agregada al agua por la bomba, en  $m$ .

Figura 2.3. Variables fundamentales en un sistema de bombeo.





La potencia,  $P$ , se determina con la siguiente expresión:

$$dP = \frac{\text{trabajo}}{\text{tiempo}}$$

$$dP = \frac{dW}{dt} = \frac{\gamma dV H_B}{dt}$$

Donde  $dP$  es la potencia un volumen elemental de agua, en  $kg\text{-}m/s$ .

$dt$  es el tiempo utilizado para realizar el trabajo, en *segundos*.

Sustituyendo en la ecuación anterior  $dW = \gamma dV H_B$  y  $dQ = dV/dt$ , resulta que

$$dP = \gamma dQ H_B$$

Sumando los volúmenes elementales de la potencia,  $dP$ , y transformando las unidades de la potencia de la bomba, a caballos de potencia,  $HP$ , por sus siglas en inglés, resulta:

$$P = \frac{\gamma Q H_B}{76}$$

Considerando que existen pérdidas de energía por fricción al paso del agua por entre los álabes de la bomba, la potencia  $P$  de la bomba se reduce, por lo que solo se obtiene una fracción de la potencia recibida por el motor que la acciona, y se expresa por medio de un factor menor a la unidad y que se conoce como la eficiencia de la bomba,  $\eta_b$ , la cual se obtiene experimentalmente. Asimismo, el motor que acciona la bomba tiene un factor que reduce su potencia nominal y se le conoce como eficiencia del motor,  $\eta_m$ . En consecuencia, la eficiencia real del conjunto motor-bomba,  $\eta$ , se obtiene como el producto de las dos eficiencias, de donde:  $\eta = \eta_b \eta_m$ , por lo tanto la potencia real,  $P_r$ , que debe tener una bomba se calcula con la fórmula siguiente:

$$P_r = \frac{\gamma Q H_B}{\eta 76}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre las secciones A y D de la figura 2.3, se obtiene lo siguiente:

$$H_B - h_{rAB} = Z_D + \frac{V_D^2}{2g} + h_{rBD}$$

o bien,

$$H_B = Z_D + \frac{V_D^2}{2g} + h_{rBD} + h_{rAB}$$

Donde:

$H_B$  es la carga real que debe proporcionar la bomba, en  $m$ .

$h_{rAB}$  son las pérdidas de energía producidas en el tubo de succión, en  $m$ .

$V_D$  es la velocidad del flujo en la sección  $D$ , en  $m/s$ .

La correcta selección de una bomba, implica conocer las condiciones en que trabajará; es decir, que se requiere investigar los requisitos del sistema y determinar cual será su eficiencia. Para esto, se emplean las graficas elaboradas por los fabricantes y que son de gran ayuda para determinar la eficiencia de equipos de bombeo. Estas toman en cuenta la velocidad específica y los límites de desviación de eficiencia que pudiera ser influida por: la calidad del producto, forma de la curva elegida, aspereza de la superficie, espacios libres internos, pérdidas mecánicas, capacidad para el manejo de sólidos y tolerancia en las pruebas.

Un parámetro característico de las bombas, que relaciona los tres factores principales que influyen en su funcionamiento (gasto, carga y velocidad de rotación), es el índice conocido como velocidad específica,  $N_s$ . Este parámetro es un grupo dependiente porque se deriva de los números adimensionales independientes ya conocidos (velocidad, gasto y potencia unitarios), y se obtiene con la eliminación del diámetro característico  $D$ , de la bomba (Warnick 1984)<sup>10</sup>.

La **velocidad específica**,  $N_s$ , de una serie de bombas homólogas se define como la velocidad de un determinado modelo de la serie, de un tamaño tal que descarga la unidad de gasto operando contra la unidad de carga y se determina con la siguiente ecuación:

$$N_s = \frac{N \sqrt{Q}}{H^{3/4}}$$

Donde:

$N$  es la velocidad de rotación de la bomba, en  $rpm$  (revoluciones por minuto).

$Q$  es el gasto, en  $galones/min$ .

$H$  es la carga real proporcionada por cada paso de la bomba, en  $pies$ .

Como se puede ver, la velocidad específica ( $N_s$ ), no es adimensional, por lo cual, siempre se debe especificar el sistema de unidades empleado. La ecuación de la velocidad específica anterior (con unidades en el sistema inglés), equivalente en el sistema métrico, con  $Q$  en litros/minuto y  $H$  en metros, es la siguiente:

$$N_s = 0.211 \frac{N \sqrt{Q}}{H^{3/4}}$$

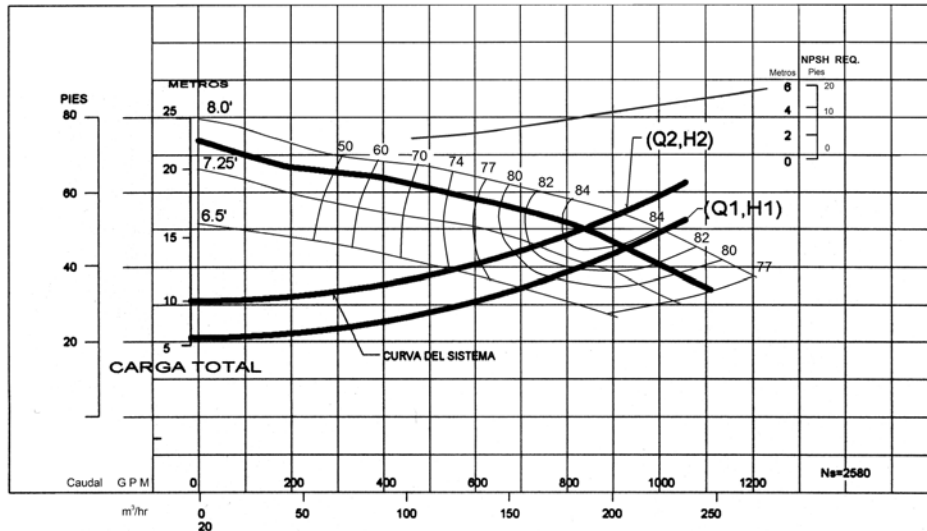
Las ecuaciones anteriores sirven para bombas de una sola etapa y succión simple. Para bombas de succión doble se emplea la mitad del gasto de la bomba y, en el caso de bombas con varios impulsores, se utiliza la carga proporcionada por cada etapa.

En el caso de una sola bomba, la relación entre el gasto,  $Q$ , la carga,  $H$ , la velocidad de rotación,  $N$ , la potencia,  $W$ , suministrada por la bomba y el número de impulsores, se muestra en la figura 2.4, y puede ser:

- 1). En una etapa, en este caso  $Q$  varía directamente con el número de impulsores en paralelo, y
- 2). Para una velocidad conocida,  $H$  varía directamente con el número de impulsores en serie, es decir, con el número de etapas.

Cada una de las bombas que trabajan en serie suman sus cargas, este tipo de arreglo se usa para elevar el agua por etapas en sistemas de gran altitud, pero si trabajan en paralelo suman sus gastos, este último esquema se emplea cuando se requiere proporcionar un gasto variable.

Figura 2.4. Curvas características de una bomba.



Los valores de la velocidad específica son calculados en los puntos de máxima eficiencia y su valor numérico es típico del tipo de bomba. Si  $Q$  se usa en  $m^3/s$  y  $H$  en  $m$ , las bombas con  $N_s < 20$  (1000 en el sistema inglés), generalmente son bombas centrífugas (flujo radial), y las bombas con  $N_s > 200$  (10 000 en el sistema inglés), usualmente son bombas de flujo axial (tipo turbina). Un valor típico de la velocidad de rotación de una bomba es,  $N = 1760 \text{ rpm}$ . De lo anterior se puede ver que, para las mismas condiciones hidráulicas, a mayor  $N_s$  menor será el tamaño de la máquina.

Para el estudio en un modelo numérico, la curva característica de una bomba, como la figura 2.5, se puede ajustar a un polinomio de la forma siguiente:

$$Q = a_0 + a_1 h + a_2 h^2$$

El gasto de la bomba se calcula con la siguiente fórmula:

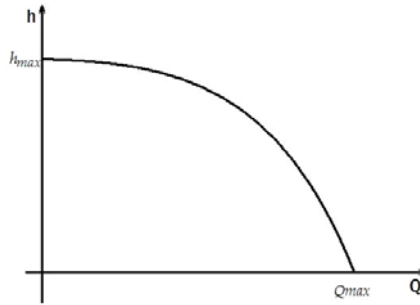
$$Q^{j+1} = \alpha_B^j h^{j+1} + \gamma_B^j$$

Donde:

$$\alpha_B^j = a_1 + 2a_2 h^j$$

$$\gamma_B^j = Q_B^j - \alpha_B^j h^j$$

Figura 2.5. Curva característica de una bomba ajustada a un polinomio.



El punto de trabajo de una bomba debe situarse en el tercio medio de la curva, si la bomba trabaja más hacia la derecha de su curva, se produce una inversión del empuje. En estas condiciones, la mayoría de las bombas ejercen una tracción hacia arriba que arrastra al motor produciendo el rozamiento del contracojinete con la parte inferior del cojinete radial superior por un periodo de tiempo prolongado, con su consecuente destrucción y la de los demás cojinetes.

Para satisfacer la ley de demandas, previamente identificada, y proveer los volúmenes de agua que deben ser satisfechos hora por hora a lo largo de un día y, debido a que estos son variables, se debe emplear un tanque de regulación, que almacena el agua cuando la demanda es menor que el abastecimiento y compensa el déficit cuando la demanda es mayor que el abastecimiento. Sin embargo, cuando una red es abastecida por medio de bombeo directo a la red, es el equipo de bombeo el que debe ajustarse a las variaciones de la demanda, con las consecuentes pérdidas de energía, debido a que no es posible mantener una eficiencia óptima para una variación amplia del gasto bombeado; esta variación, a su vez, produce una variación en la presión del servicio que, de manera gradual y constante, agotará la resistencia de diversos elementos de la red, produciendo fugas, tanto visibles como no visibles.

Una forma de mejorar la operación de los equipos de bombeo que descargan directamente a la red de distribución, es mediante la instalación de un variador de frecuencia, el cual es un dispositivo electrónico que se utiliza para variar la velocidad de rotación de motores de inducción eléctrica y, con esto, es posible variar el caudal y la carga de bombeo; sin embargo, la instalación de un variador de frecuencia produce pérdidas eléctricas adicionales a los motores, por lo que, la potencia requerida del motor se debe incrementar en un 10%. Si se instala un variador de frecuencia, se deben limitar los picos de tensión a una rampa máxima de  $500 \text{ V}/\mu\text{s}$  y a un pico de tensión máximo de  $1000\text{V}$ , según norma EN 60034, para lo cual, se deben utilizar filtros, especialmente cuando la longitud del cable entre el variador y el motor es mayor a 15 metros<sup>11</sup>.

Con un variador de frecuencia se puede realizar un arranque y un paro suaves y controlados, con lo cual se elimina el golpe de ariete y, en consecuencia, no es necesario emplear un banco de capacitores (el equivalente a un tanque de regulación hidráulico), para compensar la potencia eléctrica reactiva, por lo que se puede lograr un ahorro energético. En este caso, se debe instalar una válvula de control para regular el gasto de salida.

También, con el fin de reducir los costos por concepto de consumo de electricidad por los equipos de bombeo, además de lo anterior, se debe considerar que los diferentes tipos de tarifa, contratados con la compañía eléctrica, son mucho mayores en los periodos llamados “de punta”, establecidos de las 18:00 a las 22:00 horas del día, para que al diseñar los sistemas de bombeo a tanques de regulación o directo a la red de distribución, se analice la factibilidad de preferir horarios de bombeo fuera de los periodos “pico”.

Por otra parte, respecto a la carga de succión, el Instituto de Hidráulica (Hydraulic Institute), de los Estados Unidos de América, define la Carga de Succión Positiva Neta (CSPN o NPSH por sus siglas en inglés —Net Positive Suction Head), como la carga total de succión absoluta, medida al nivel de la entrada del tubo de succión y corregida de acuerdo con el plano de referencia, menos la presión de vaporización del agua. Dicho de otra forma, dicha carga se determina mediante un análisis del balance de energía, desde el punto de succión de la bomba, para determinar si el líquido se vaporizará en el punto de presión más baja de la bomba. Esto se expresa con la fórmula siguiente:

$$CSPN = \frac{P_0}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} - z_i - h_{fsucc}$$

Donde  $p_0$  es la presión atmosférica,  $p_v$  es la presión de vaporización del agua,  $z_i$  es la elevación del impulsor sobre el nivel del almacenamiento y,  $h_{fsucc}$  es la pérdida de carga entre la entrada de la succión y el impulsor de la bomba.

Por otra parte, se sabe que la presión que un líquido ejerce a su alrededor, depende de su temperatura y que la temperatura a la que ocurre dicha vaporización disminuye al disminuir la presión del medio a su alrededor; asimismo, si la presión del fluido alcanza la presión del medio a su alrededor, el fluido empieza a convertirse en vapor. A esta presión se le conoce como presión de vaporización, y esta es una característica única para cada fluido.

De acuerdo con lo anterior, la CSPN es simplemente una medida de la magnitud de la carga de succión real que evita la vaporización del agua en el punto de presión más baja en la bomba. Al fenómeno de vaporización del agua cuando la presión del agua dentro de la succión de la bomba disminuye por debajo de la presión de vaporización y su colapso, cuando llega a una zona de mayor presión con producción de daños a los impulsores de la bomba, se le conoce como cavitación.

La CSPN requerida es una función del diseño de la bomba, considerando que a medida que el fluido pasa de la succión de la bomba al ojo del impulsor, la velocidad se incrementa y la presión disminuye y, también, que hay pérdidas de presión debido a la turbulencia al momento de chocar el fluido contra los impulsores. En consecuencia, la CSPN requerida es la carga positiva necesaria para contrarrestar dichas pérdidas de presión en la bomba y lograr que la mayor parte del fluido se mantenga por encima de su presión de vaporización, con lo cual se evita la

cavitación. Por lo tanto, la CSPN requerida varía con la velocidad y capacidad de cada bomba en particular.

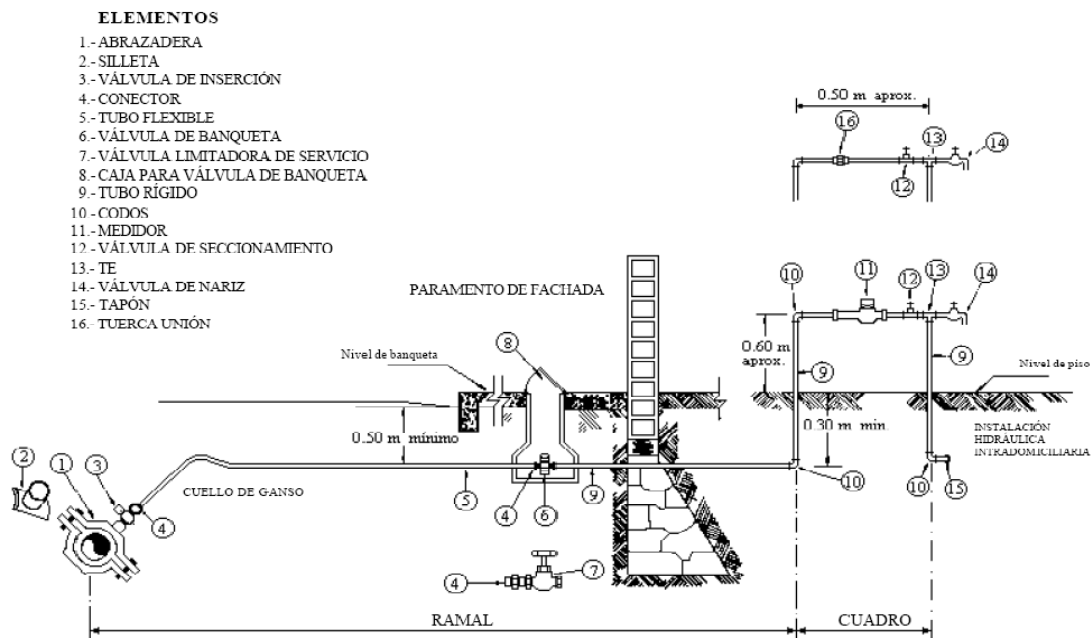
Una CSPN disponible que sea insuficiente causará un funcionamiento inapropiado de la bomba y será necesario un rediseño normalmente costoso. Por otra parte, un CSPN excedido incrementará sin necesidad el costo del sistema.

## 2.4.- Tomas domiciliarias.

Una "toma domiciliaria" es el conjunto, de piezas y tubos, que permite el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario. Está constituida por dos elementos: el ramal y el cuadro del medidor, tal como se indica en la figura 2.6.

Los materiales que se pueden emplear para la instalación de tomas domiciliarias son los siguientes:

Figura 2.6. Esquema ilustrativo de una toma domiciliaria típica.



- 1).- Abrazadera: bronce, hierro fundido, policloruro de vinilo (PVC), polietileno de alta densidad (PEAD); en función del material de la tubería de la red.
- 2).- Válvula de inserción: bronce, PVC.
- 3).- Ramal: cobre flexible tipo 'L' o PEAD para el cuello de ganso y, cobre rígido tipo 'M' o hierro galvanizado (Fo Go) para el resto.
- 4).- Válvula de banqueta: bronce.

- 5).- Codos, tees y conectores: cobre, Fo Go.
- 6).- Válvula de globo: bronce.
- 7).- Medidor: bronce, PEAD.
- 8).- Llave de manguera o de nariz: bronce

Los materiales antes mencionados deben cumplir con la norma NOM-002-CNA-1995, que establece las especificaciones y métodos de prueba para la toma domiciliaria para abastecimiento de agua potable.

Para satisfacer demandas grandes como la de hoteles fábricas, condominios y otros grandes consumidores las tomas se pueden dimensionar de acuerdo con las necesidades particulares y con la presión disponible en la red de distribución durante los periodos de demanda pico.

## **2.5.- Funcionamiento hidráulico de redes.**

### **2.5.1. Clasificación de las redes de distribución:**

- 1).- Red abierta o ramificada.
- 2).- Red cerrada o en malla.
- 3).- Red combinada.

Las **redes abiertas** tienen una línea de alimentación troncal o tubería primaria que sirve para suministrar el agua a las líneas secundarias que se derivan de ella, formando un sistema en forma de árbol. Esta configuración se emplea cuando la topografía de la localidad es irregular o cuando los usuarios están muy dispersos. Siempre que sea posible se debe evitar el diseño de este tipo de red, debido a que en los extremos de sus ramas se forman puntos de estancamiento que favorecen el crecimiento bacteriano y sedimentación, además de que en caso de reparaciones, los usuarios que se encuentren aguas abajo del punto de reparación se quedarán sin servicio mientras dure la reparación, sin posibilidad de abastecerlos por otro punto de la red.

En las **redes cerradas**, ver la figura 2.7, todas las tuberías están interconectadas formando circuitos o polígonos, de forma que el agua puede alcanzar un punto determinado desde varias direcciones. Las tuberías secundarias pueden estar interconectadas entre ellas, en cuyo caso se les conoce como **red secundaria convencional**.

Figura 2.7.- Esquemas de redes cerradas

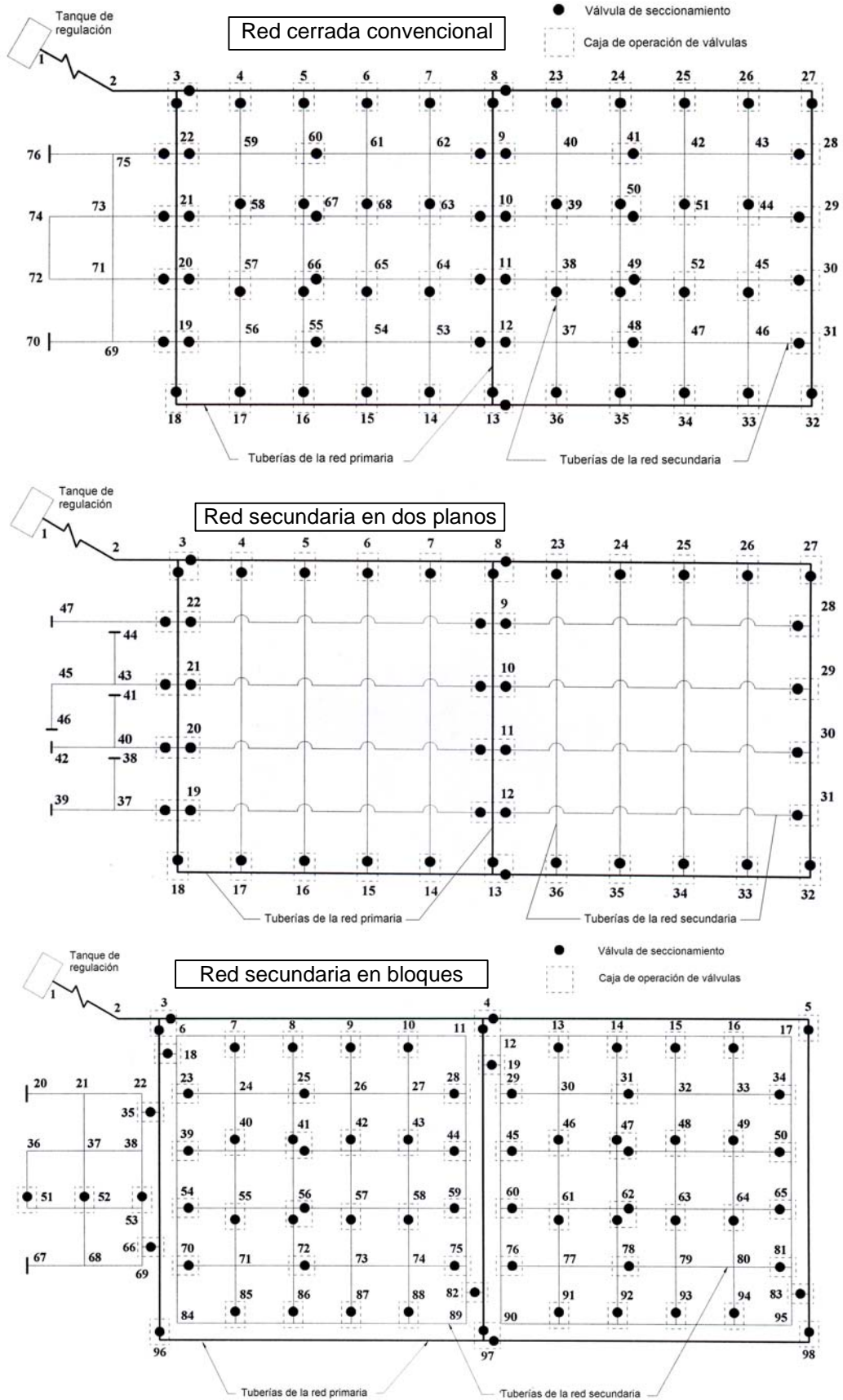
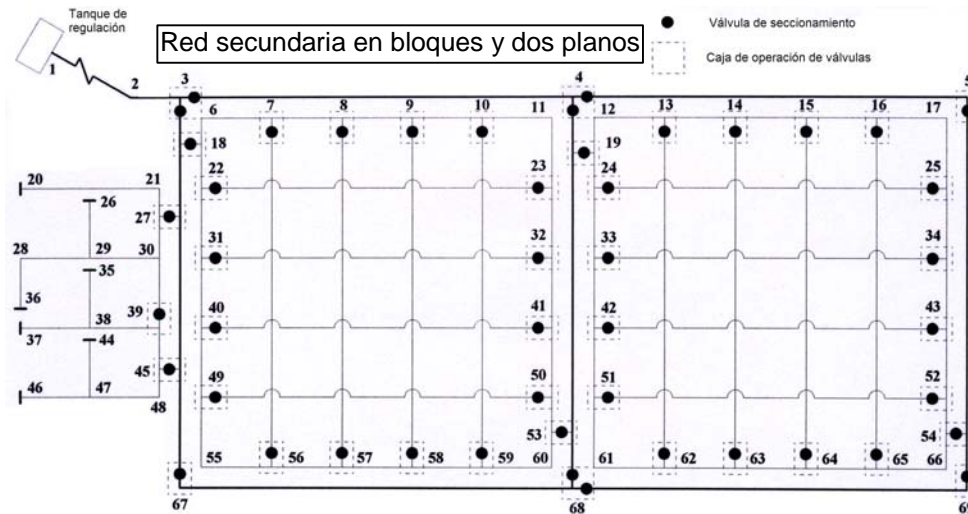




Figura 2.7. Continuación - Esquemas de redes cerradas



Cuando solo las tuberías secundarias paralelas se conectan en sus extremos a la red primaria, se forman dos conjuntos de tuberías perpendiculares entre sí, en este caso se les denomina **red secundaria en dos planos**. A su vez se pueden formar bloques de red secundaria que solamente se conectan solo en dos extremos con la red primaria y, en las tuberías que forman a esta, no se conecta ninguna toma domiciliaria; a estas redes se les llama **red secundaria en bloques** y puede ser de tipo convencional o en dos planos, cada bloque puede tener longitudes de 2000 a 5000 m.

Como se puede ver en la figura 2.7, una de las diferencias entre los esquemas de redes convencionales y las redes en dos planos, es que, en estas últimas, el número de cruces, válvulas de seccionamiento y cajas de válvulas que es necesario instalar para aislar sectores de tuberías secundarias es menor y se puede abarcar un mayor número de calles; de esta forma, es posible controlar el flujo con mayor rapidez.

Las redes de distribución se pueden estudiar desde dos puntos de vista: el diseño y el análisis de su funcionamiento.

El **diseño hidráulico** de redes consiste en seleccionar el tipo de red y su configuración así como los diámetros de las tuberías que la conforman de modo tal que las presiones sean adecuadas, que conduzcan agua en cantidad suficiente y con una velocidad que produzca una pérdida de carga, entre nodos, menor que una máxima admisible, en cualquier tiempo, en todos los puntos de la red y a un costo mínimo.

La **velocidad máxima admisible**,  $V_{max}$ , del flujo en tuberías para agua potable es de 3 m/s para concreto, y 5 m/s, para otros materiales.

El **análisis del funcionamiento hidráulico** o revisión de las redes de distribución consiste en determinar los gastos que fluyen en las tuberías así como los niveles piezométricos en los nodos de la red a partir de los datos de un diseño ya establecido y se basa en la aplicación de las ecuaciones fundamentales del movimiento de fluidos a presión. Para esto, se requiere conocer las características físicas de las tuberías, conexiones y bombas, así como los gastos de demanda y las elevaciones de nodos y de tanques de regulación.

La revisión sirve para verificar que la **presión** en cualquier punto de la red sea mayor que una mínima ( $h_{min}$ ), establecida y menor a una máxima, ( $h_{max}$ ), para evitar daños a las instalaciones o a los aparatos domésticos y que, de esta forma, el agua llegue durante las 24 horas del día a los usuarios. Las presiones admisibles deben estar entre **10 y 30 m.c.a.**

### **2.5.2. Diseño hidráulico de redes.**

El diseño hidráulico de redes se refiere al procedimiento mediante el cual se seleccionan las dimensiones de tuberías y accesorios que formarán la red de distribución, para conducir el agua hasta los sitios de demanda, de modo tal que las presiones de operación sean las admisibles, y se realiza siguiendo los siguientes pasos:

- 1).- Los tanques de regularización se ubican lo más cerca posible del centro geográfico de la red, para lo cual se emplea un plano topográfico con escala 1:2000 con curvas de nivel equidistantes a 0.50 m y con el apoyo de una poligonal con cotas en los cruces de las intersecciones de las calles.
- 2).- Se traza un esquema de la red donde las líneas primarias o de alimentación se dibujan de modo que se formen circuitos amplios (a este esquema también se le conoce como esqueleto de la red).
- 3).- Se calcula el gasto máximo horario para cada área o circuito principal, considerando los consumos típicos y la población de diseño.
- 4).- Se asigna una dirección lógica del flujo en cada tramo de las tuberías que forman la red y se calcula el gasto propio de cada tubería empleando un caudal unitario, es decir, por metro de longitud de tubería, el cual resulta de dividir el gasto máximo horario total entre la longitud virtual total de los circuitos; la longitud virtual se calcula como el doble de la longitud real si la tubería va a alimentar a usuarios en ambos lados de cada calle y la longitud virtual es igual a la longitud real cuando va a alimentar a usuarios por un solo lado, por ejemplo en las calles que están en los límites exteriores de la red.
- 5).- En forma ficticia se supone que en algunos tramos se interrumpe el flujo del agua para formar una red abierta, con el objeto de identificar plenamente cuál tubería alimenta a otras. Así se llegan a definir puntos en los cuales ya no hay posibilidad de alimentación a otros tramos, a dichos puntos se les llama puntos de equilibrio.

6).- Se suman los gastos propios calculados en el inciso 4), empezando desde los puntos de equilibrio de la red y en el sentido contrario al sentido del flujo determinado en el mismo inciso 4), hasta llegar al punto de alimentación de la red.

7).- Se calcula el diámetro de las tuberías empleando la ecuación de continuidad.

$$Q = A \times V \quad (2.1)$$

Donde:

A es el área de la sección transversal de la tubería, en  $m^2$ .

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad (2.2)$$

Despejando el diámetro, queda:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \quad (2.3)$$

Si se considera una velocidad media,  $V = 1.2 \text{ m/s}$ , y  $Q$  en  $m^3/s$ , se obtiene  $d$ , en  $m$ , como:

$$d = 1.03\sqrt{Q} \quad (2.4)$$

Al convertir el gasto,  $Q$ , de  $m^3/s$  a **litros/s** y el diámetro,  $d$ , de metros a **pulgadas**, se tiene que:

$$d = 1.2824\sqrt{Q} \quad (2.5)$$

8).- Se identifica el nudo de la red con la presión más desfavorable, este puede ser aquel que para llegar a él se producen las mayores pérdidas de carga y que a la vez exista la presión requerida entre 10 y 30 m.c.a. Estos puntos pueden ser los más distantes al tanque regularizador, los nudos con mayor elevación topográfica o el que tenga ambas condiciones.

La pérdida de carga,  $h_f$ , entre los extremos de una tubería se pueden expresar como:

$$h_f = h_s - h_i = C|Q|Q \quad (2.6)$$

Donde  $h_s$  es el nodo con mayor carga o inicial y  $h_i$  es el nodo final en la dirección del flujo, de donde se obtiene:

$$Q = \begin{cases} k(h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -k(h_i - h_s)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad (2.7)$$

Donde:

$$k = \left(\frac{1}{C}\right)^{1/2} \quad (2.8)$$

Las fórmulas más empleadas para el cálculo de las pérdidas de carga son la de Hazen-Williams y la de Darcy-Weisbach; sin embargo, Kamand (1988)<sup>12</sup>, encontró que, si se utiliza la fórmula de

Hazen-Williams, las pérdidas calculadas pueden tener un error de -37.4% a +15.5%; esto puede deberse a que esta última tiene un origen semi-empírico y equivale a emplear la fórmula de Darcy-Weisbach para el caso de tuberías lisas. En consecuencia, es preferible calcular las pérdidas de carga,  $h_f$  (en  $m$ ), con la formula de Darcy-Weisbach que se indica a continuación:

$$h_f = f \frac{L V^2}{d 2g} \quad (2.9)$$

Donde  $f$  es el coeficiente de rugosidad (adimensional y dependiente de  $R_e$  y  $\varepsilon/d$ ),  $L$  es la longitud real de la tubería (en  $m$ ),  $d$  es el diámetro de la tubería (en  $m$ ),  $V$  es la velocidad del flujo (en  $m/s$ ), y  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ). Swamee y Jain propusieron una ecuación para calcular  $f$ , que se expresa como sigue:

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{\varepsilon/d}{3.71} + \frac{5.74}{R_e^{0.90}} \right) \right]^2} \quad (2.10)$$

Donde  $\varepsilon$  es la altura promedio de las rugosidades que presentan los diferentes materiales en el interior de las tuberías; sin embargo, en la literatura existente no se dan recomendaciones respecto al valor que se debe adoptar de acuerdo con las características cualitativas de las tuberías. Por su parte, algunos fabricantes de tuberías, a partir de pruebas en sus laboratorios, proporcionan los valores, indicados en la tabla 2.4, de la rugosidad  $\varepsilon$ .

$R_e$  es el número adimensional de Reynolds, que mide la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas y se calcula con la siguiente ecuación:

$$R_e = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza viscosa}} = \frac{V d}{\mu / \rho} = \frac{V d}{\nu}$$

Donde:  $V$  es la velocidad del flujo en  $m/s$ ,  $d$  es el diámetro de la tubería en  $m$ . y  $\nu$  es la viscosidad cinemática en  $m^2/s$ .

Cuadro 2.3.- Rugosidad  $\varepsilon$  de tubos.

Material	$\varepsilon$ en $mm$
Vidrio, cobre, plástico, hule	0.0015
Hierro fundido nuevo	0.005 a 0.010
Hierro fundido semi-oxidado	0.010 a 0.015
Hierro fundido oxidado	0.015 a 0.030
Cemento liso	0.003 a 0.008
Acero	0.04 a 0.10
Fibrocemento	0.025
Concreto	0.16 a 2 o mayor

De acuerdo con el principio de continuidad, como  $Q = VA$  y  $A = (\pi d^2)/4$ , se obtiene:

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (2.11)$$

se hace:

$$C = f \frac{L}{d} \frac{1}{2g A^2} \quad (2.12)$$

simplificando, se obtiene:

$$C = 0.0826 \frac{f L}{d^5} \quad (2.13)$$

Para el caso de una red de tubos, en el análisis hidráulico se deben cumplir las siguientes Leyes de Kirchoff:

Primera ley de Kirchoff.- En cada nodo “n” la suma algebraica de los gastos que ingresan a él debe ser igual al gasto de salida por el nodo “n”, lo que se expresa como:

$$\sum Q_j = \sum q_n \quad (2.14)$$

Donde  $Q_j$  son los gastos de las tuberías que concurren al nodo “n” (por convención, los gastos que entran al nodo son positivos y los que salen de él son negativos), y  $q_n$  es el gasto de demanda (de salida) por el nodo.

Segunda Ley de Kirchoff.- En cada circuito la suma algebraica de todas las pérdidas de carga debe ser cero:

$$\sum H_f = 0 \quad (2.15)$$

Al aplicar la primera Ley de Kirchoff a una red, se obtiene un sistema de ecuaciones incompatible, pero si en lugar de los gastos se emplea la ecuación (2.7), entonces se obtiene un sistema de ecuaciones compatible pero resulta una función no lineal, por lo que, para linealizar dicha función se emplea la **serie de Taylor** de donde se tendrán como incógnitas las cargas en los nodos.

La serie de Taylor se emplea para representar una función  $f(z)$ , como una serie de potencias de la forma siguiente:

$$f(z) = a_0 + a_1(z - a) + a_2(z - a)^2 + \dots + a_n(z - a)^n + \dots$$

Para obtener el coeficiente  $a_0$ , se obtiene el valor de la función  $f(z)$  evaluada en el punto  $z = a$ , de donde:

$$f(z) = a_0$$

Para el resto de los coeficientes  $a_n$ , se obtienen las derivadas sucesivas de  $f(z)$

$$f'(z) = a_1 + 2a_2(z - a) + 3a_3(z - a)^2 + 4a_4(z - a)^3 + \dots$$

$$f''(z) = 2a_2 + [2 * 3a_3(z - a)] + [3 * 4a_4(z - a)^2] + [4 * 5a_5(z - a)^3] + \dots$$

$$f'''(z) = [2 * 3 a_3] + [2 * 3 * 4 a_4(z - a)] + [3 * 4 * 5 a_5(z - a)^2] + \dots$$

.....

$$f^n(z) = n! a_n$$

Evaluando las derivadas  $f^n(z)$  en el punto  $z = a$ , se obtiene:

$$a_1 = f'(a)$$

$$a_2 = \frac{f''(a)}{2!}$$

$$a_3 = \frac{f'''(a)}{3!}$$

.....

$$a_n = \frac{f^n(a)}{n!}$$

Al sustituir los coeficientes, se obtiene la función  $f(z)$  en serie de Taylor.

$$f(z) = f(a) + f'(a)(z - a) + f''(a) \frac{(z - a)^2}{2!} + f'''(a) \frac{(z - a)^3}{3!} + \dots + f^n(a) \frac{(z - a)^n}{n!} + \dots$$

Para el caso en el que  $z^{j+1} = z^j + \Delta z$ , la función  $f(z^{j+1})$  en serie de Taylor resulta:

$$f(z^j + \Delta z) = f(z^j) + \frac{f'(z^j)\Delta z}{1!} + \frac{f''(z^j)\Delta z^2}{2!} + \dots$$

De donde, despreciando los términos de orden superior, se obtiene:

$$f(z^{j+1}) = f(z^j) + f'(z^j)\Delta z.$$

Más adelante se presenta el resultado del desarrollo de la serie de Taylor aplicado a la función de la ecuación (2.7).

Con el problema planteado, se puede construir una matriz de cargas como incógnitas y un vector de términos independientes formado por la suma de gastos en los nodos. Este sistema de ecuaciones lineales se puede resolver en forma iterativa mediante correcciones cíclicas de los gastos hasta lograr una convergencia determinada por una tolerancia previamente seleccionada.

### 2.5.2.1 Diseño por el método de Hardy Cross

Para aquellos casos en que no se dispone de una computadora o cuando la red tenga menos de 20 nudos, se puede usar el **método de Cross**. Este procedimiento separa el problema planteado en varios, cada uno asociado a un circuito de la red. En este método se debe cumplir que la suma de

las diferencias de cargas de las tuberías de cada circuito sea igual a cero. Para encontrar los gastos que cumplen con este requisito, se sigue un proceso de aproximaciones sucesivas.

El método consiste en agregar un cierto gasto correctivo,  $\Delta Q$ , al que fluye en cada tubería del circuito. Se acepta que los gastos de las tuberías del circuito tienen un signo, positivo si coincide con el sentido de movimiento de las manecillas del reloj o negativo en caso contrario. El gasto correctivo se suma al que existe en las tuberías hasta conseguir que la suma de diferencias de cargas en las tuberías del circuito sea cercana a cero.

El gasto correctivo se obtiene por medio de la expresión siguiente:

$$\Delta Q = (\Sigma C|Q|Q) / (2\Sigma C|Q|) \quad (2.16)$$

Donde  $C$  está definido por medio de la ecuación (2.13).

La aplicación del método de Cross es conveniente para redes pequeñas (con menos de 20 nudos), ya que para redes mayores su convergencia puede ser lenta o inclusive puede no ser alcanzada.

El método consiste en seguir los pasos siguientes:

- 1) Se obtienen los coeficientes  $C$  asociados a la fricción para cada tubería de la red empleando la ecuación (2.13),  $C = 0.0826 fL/d^5$ .
- 2) Se suponen los gastos en las tuberías de modo que cumplan con la ecuación de continuidad de cada nudo (ecuación 2.14).
- 3) Para cada circuito de la red:
  - i) Se obtiene la cantidad  $C|Q|$  para cada tubería.
  - ii) De acuerdo con la ecuación 2.6, la pérdida de carga en cada tubería se calcula como  $C|Q|Q$ .
  - iii) Se determina la suma de  $C|Q|$  de todas las tuberías del circuito, es decir  $\Sigma C|Q|$ .
  - iv) Se encuentra la suma algebraica de las pérdidas de carga en las tuberías del circuito,  $\Sigma C|Q|Q$ .
  - v) Se calcula el gasto correctivo para el circuito con la ecuación (2.16),  $\Delta Q = (\Sigma C|Q|Q) / (2\Sigma C|Q|)$ .
  - vi) El gasto correctivo se suma algebraicamente a los gastos de las tuberías del circuito.
- 4) Se aplica el paso 3) a todos los circuitos de la red.
- 5) El proceso anterior se repite hasta que las sumas algebraicas de las pérdidas de carga de todos los circuitos tengan un valor cercano a cero.

### 2.5.2.2 Diseño usando el método de Newton-Raphson como solución numérica.

La serie de Taylor que representa una función  $f(z)$  en una serie de potencias tiene la forma siguiente:

$$f(z) = a_0 + a_1(z - a) + a_2(z - a)^2 + \dots + a_n(z - a)^n + \dots$$

Los coeficientes  $a_n$ , se obtienen evaluando la función  $f(z)$ , primero en el punto  $z = a$ , de donde resulta:

$$f(a) = a_0$$

El coeficiente  $a_1$ , se obtiene con la primera derivada de  $f(z)$ , respecto de  $z$ , y despreciando los términos de orden superior resulta lo siguiente:

$$f'(z) = a_1$$

Por lo tanto, sustituyendo los coeficientes en la serie de Taylor, queda de la forma siguiente:

$$f(z) = f(a) + f'(a)(z - a)$$

Si se despeja  $z$ , de la ecuación anterior y, considerando que la solución se obtiene cuando  $f(z) = 0$ , se obtiene lo siguiente:

$$z = a - \frac{f(a)}{f'(a)}$$

Cambiando la notación anterior por:  $z = z_{i+1}$  y  $a = z_i$ , la expresión anterior queda de la forma:

$$z_{i+1} = z_i - \frac{f(z_i)}{f'(z_i)}$$

Con base en el desarrollo de la serie de Taylor para la función de gasto  $f(Q)$ , hasta la primera derivada y aplicando el método de Newton-Raphson, se obtiene la aproximación de la ecuación (2.7)  $\{Q = k(h_s - h_i)^{1/2}\}$ , que se indica a continuación (Fuentes y Sánchez 1991)<sup>13</sup>.

$$Q^{k+1} = \alpha^k (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \frac{1}{2} Q^k \quad (2.17)$$

Donde:

$h_s$  es el nodo con carga mayor o inicial y,

$h_i$  es el nodo final en la dirección del flujo.

$$\alpha^k = 1/(2C|Q^k|) \quad (2.18)$$

La expresión (2.17) es la ecuación fundamental del método, y es una aproximación lineal de la ecuación de flujo en una tubería. A medida que  $k$  aumenta, la ecuación (2.17) tiende a ser igual a la ecuación (2.7).

Si los gastos (en el entendido que corresponden a los valores de gasto de la iteración  $k$ ) de cada tubería de la red se expresan en términos de las cargas de presión por medio de la ecuación



(2.17), se forma un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son las cargas de presión en la iteración  $k + 1$ .

Cuando la red tiene más de 20 nodos, conviene emplear alguna técnica iterativa. En este caso, para resolver los sistemas lineales que resultan al plantear la solución en la forma de un sistema de ecuaciones lineales, existen varios métodos, entre los que se pueden mencionar, el de *Gauss-Seidel* y el de *Newton-Raphson*. Estos métodos se basan en una técnica iterativa para resolver un sistema lineal del tipo  $\mathbf{Ax} = \mathbf{b}$ , que se inicia con una aproximación inicial  $\mathbf{x}^{(0)}$  a la solución  $\mathbf{x}$ , y genera una sucesión de vectores  $\{\mathbf{x}^{(k)}\}_{k=0}^{\infty}$  que converge a  $\mathbf{x}$ .

En este tipo de técnicas iterativas se involucra un proceso que convierte al sistema lineal en un sistema equivalente de la forma  $\mathbf{x} = \mathbf{T}\mathbf{x} + \mathbf{c}$  para una matriz  $\mathbf{T}$  de  $n \times n$  elementos y un vector  $\mathbf{c}$ . Ya seleccionado el vector inicial  $\mathbf{x}^{(0)}$  la sucesión de vectores solución aproximada se genera calculando:

$$\mathbf{x}^{(k)} = \mathbf{T}\mathbf{x}^{(k-1)} + \mathbf{c}$$

Al sistema de ecuaciones lineales que se forma se le llama modelo matemático de la red y, a la solución que se obtiene mediante un algoritmo que es ejecutado por una computadora, se le llama simulación del funcionamiento hidráulico de la red, el cual sirve para reproducir y estudiar la forma en que varían el caudal en las tuberías y la presión en los nodos de la red, con el fin de llevar a cabo un análisis que permita determinar la forma óptima de operación que cumpla con los criterios establecidos en el diseño. Se debe señalar que el método de Newton-Raphson converge rápidamente a partir de una suposición razonable de una solución inicial, pero puede no convergir si la suposición inicial no es razonable.

Una modificación en el método de Gauss-Seidel que es útil para disminuir el número de iteraciones requeridas para llegar a una solución suficientemente aproximada, es el cálculo de aproximaciones  $x^{(1)}, x^{(2)}, \dots, x^{(k)}$ , por medio de la siguiente fórmula:

$$x_i^{(k+1)} = x_i + r_i^{(k)}$$

Donde  $r_i^{(k)}$  es el vector residual de la  $k$ -ésima aproximación a la solución del sistema lineal, que se determina como:

$$r_i^{(k)} = \frac{-\sum_{j=1}^{i-1} a_{ij} x_j^{(k)} - \sum_{j=i+1}^n a_{ij} x_j^{(k-1)} + b_i}{a_{ii}}$$

La modificación consiste en multiplicar la cantidad  $r_i^{(k)}$  por una constante  $\omega$  por lo que la fórmula anterior queda de la forma siguiente:

$$x_i^{(k+1)} = x_i + \omega r_i^{(k)}$$

El método iterativo planteado con la ecuación anterior, se conoce como método de sobre relajación sucesiva (SOR). El factor  $\omega$  se elige de tal forma que minimice el número de iteraciones para llegar a la aproximación deseada de la solución. Por condiciones de convergencia,  $1 < \omega < 2$ .

Un método para obtener el diseño óptimo de redes de distribución; es decir, que permite encontrar la combinación de diámetros comerciales de las tuberías que forman la red de distribución, que resulta de costo menor y satisface las condiciones de gasto y presión ya comentados, fue desarrollado por Fuentes y Carrillo (1998)<sup>14</sup>.

Al momento de diseñar una red, se deben considerar dispositivos como bombas y válvulas de control, así como las pérdidas locales causadas por las piezas especiales, por lo que, a continuación, se presentan las formulas empleadas para representar cada dispositivo empleado y de esta forma se mejoran los programas de cálculo que simulan el funcionamiento de la red.

Las redes de distribución se diseñan de tal forma que se asegure una presión mínima de operación en todos los puntos de la red durante 24 horas al día. Esto significa que dicha presión mínima generalmente se alcanza solo en algunos puntos críticos de la red que, por su posición altimétrica o su distancia desde las fuentes de alimentación o por la combinación de ambas situaciones, generan restricciones hidráulicas en el funcionamiento de todo el sistema. Por lo tanto, teniendo en cuenta que el sistema se diseña para asegurar la presión mínima durante todo el día, esta sólo se alcanza realmente durante periodos cortos que coinciden con los picos de la demanda del sistema; el resultado de este criterio de diseño es que, para una gran parte del día el sistema de distribución está sujeto a presiones excesivas.

**Curva característica carga-gasto de una bomba**, la función que describe esta relación se ajusta a un polinomio de segundo grado de la forma:

$$Q = a_0 + a_1 h + a_2 h^2$$

Usando la serie de Taylor e incluyendo las derivadas de la función para  $f(h) = Q$ , resulta lo siguiente:

$$Q_B^{k+1} = \delta^k + \beta^k h^{k+1}$$

Donde:

$$\delta^k = Q^k - (a_1 + 2a_2 h^k)h^k$$

$$\beta^k = a_1 + 2a_2 h^k$$

**Descargas libres**, estas pueden ser: hidrantes, roturas o fugas, a partir de la fórmula para descarga por un orificio:

$$Q_L = c_d A \sqrt{2gh}$$

Donde  $c_d$  es el coeficiente adimensional de gasto (aproximadamente igual a 0.60),  $A$  es el área del orificio,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $h$  la carga de presión dentro de la tubería de la red. Nuevamente con el uso de la serie de Taylor, se obtiene lo siguiente:

$$Q_L^{k+1} = \varepsilon^k + \lambda^k h^{k+1}$$

Donde:

$$\varepsilon^k = \frac{Q_L^k}{2}$$

$$\lambda^k = -\frac{Q_L^k}{2h^k}$$

Para las **pérdidas locales**, por ejemplo, debido a válvulas, codos, reducciones, etcétera; la pérdida de energía es causada por el cambio en la geometría de la sección o de la dirección, lo que a su vez afecta al flujo, para estos casos se utiliza la siguiente fórmula:

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

El coeficiente  $K$  es adimensional y depende del tipo de elemento o accesorio y su valor generalmente es dado por el fabricante.

### 2.5.3. Análisis hidráulico de redes.

El propósito del análisis hidráulico de redes es controlar el efecto que resulta, en el estado del servicio, cuando se hace cualquier cambio en el diseño o en las condiciones de operación de la red. En el análisis hidráulico de redes se determinan el sentido y magnitud de los gastos que fluyen en las tuberías, así como la distribución de presiones en los nodos de la red a partir de los datos de un diseño ya establecido y bajo condiciones específicas de operación; es decir, se obtiene la solución matemática para un conjunto de incógnitas.

Para el análisis de una red se consideran esencialmente dos partes:

- 1).- La elaboración del esquema de la red, definido por los datos de tuberías, nudos, bombas, tanques y válvulas,
- 2).- La elaboración del modelo matemático y el programa computacional.

El modelo computacional de una red, es una herramienta muy útil cuando se desea controlar el crecimiento de la red, para que éste sea de forma ordenada y de acuerdo con el crecimiento poblacional y con la demanda; es decir, sirve para la planeación y operación del sistema. Además, también sirve de apoyo para la atención óptima de accidentes o fallas en la red.

Asimismo, el modelo de una red se puede emplear para vigilar y evaluar su desempeño y estado de operación en todo tiempo, el cual, debe mantenerse en un estado normalizado. De esta forma, es posible identificar anomalías que permitan aplicar acciones correctivas inmediatas, con el fin

de que dichas anomalías no causen una pérdida significativa de recursos económicos o daños irreparables.

Por lo que respecta al modelo, no siempre es posible encontrar una solución matemática para cualquier combinación de incógnitas; sin embargo, para que esto si sea posible, Shamir & Howard (1977)<sup>15</sup>, recomiendan utilizar las siguientes reglas de asignación de incógnitas, cuyo número, debe ser igual al número total de nodos en la red:

- 1).- Un nodo con un consumo desconocido, debe estar conectado, al menos, con un nodo que tiene un consumo conocido.
- 2).- En un elemento con una característica desconocida (p.ej. la resistencia), en sus dos nodos extremos, no podrán tener más de una incógnita adicional, ya sea una de las cargas o el consumo en los dos extremos.
- 3).- En cualquier nodo, al menos uno de los siguientes podría ser incógnita: el consumo en el nodo; la carga en el mismo nodo o en cualquiera adyacente o la característica de un elemento que está conectado al nodo.

Si se siguen estas reglas, en principio es posible resolver la red, y converge rápidamente si el conjunto de valores asignados a las incógnitas es razonable. En algunos casos, dependiendo principalmente de la configuración del esquema y de la combinación de las incógnitas así como de la calidad de los datos, la solución converge lentamente. Al respecto, se sabe que *existe una gran sensibilidad en la ecuación de continuidad a las variaciones en la resistencia* (fricción).

Mediante un análisis de sensibilidad de las incógnitas, es posible evitar la divergencia. Este análisis se realiza utilizando el sistema de derivadas parciales que describen la solución de la red, con la ayuda de la matriz Jacobiana.

Cuando el coeficiente de fricción es la incógnita, entonces cada solución obtenida, al variar los parámetros de la red, resulta en un valor diferente de dicho coeficiente de fricción. Las variaciones obtenidas de esta forma, se pueden usar para determinar el valor de una característica para el elemento en cuestión de tal manera que la red se comporte como la real.

Los análisis descritos antes, se pueden emplear para lo siguiente: calibración, operación y control, diseño y optimización.

#### **2.5.4. Calibración del modelo numérico de la red.**

Como ya quedó establecido en el capítulo 2.5.3, el conjunto de datos que describen una red de distribución y el programa con el que se obtiene la solución numérica, constituyen el modelo de la red. Por lo que se refiere **a la calibración del modelo**, esta consiste en ajustar las características físicas y parámetros en el modelo de forma que representen el comportamiento real de la red, con la mayor exactitud posible. También se mencionó antes, que la calidad de los

datos recolectados en campo son determinantes en este proceso, particularmente en lo que se refiere a la medición de los gastos de extracción o consumos en los nodos y a la determinación de los coeficientes de fricción, por medio de la medición de la pérdida de carga.

Para calibrar un modelo, se deben seleccionar varios puntos para la medición de gasto y presión. El número mínimo de puntos de medición de gasto y presión para la calibración se puede determinar con la ayuda del cuadro 2.4 (Ochoa y Bourguett 2001).

Cuadro 2.4.- Número de estaciones de medición para calibración de un modelo.

Nº de nodos en el modelo de la red	Nº total de estaciones de medición†	Nº de estaciones de medición de <b>gasto</b>	Nº de estaciones de medición de <b>carga</b>
50	10	5	5
60	15	7	8
80	20	11	9
100	25	13	12
150	30	17	13
200	33	19	14
250	36	20	16
300	39	22	17
350	41	24	17
400	43	25	18
500	44	26	18

Respecto a la ubicación de las estaciones de medición, el criterio recomendado es tratar de abarcar todas las zonas de presión de la red, así como sitios de bifurcación de líneas mayores a 10 pulgadas de diámetro, las salidas de los tanques de distribución, tanques de regulación y puntos críticos de suministro (de presión baja y alta).

Es importante considerar que al menos los puntos ubicados en los cárcamos o tanques ubicados antes de distribuir el agua a la red deben tener macromedidores calibrados y medir durante todo el tiempo, ya que se usan como referencia para hacer consistente la información con otros puntos de medición realizados en periodos diferentes; para esto, se propone el siguiente procedimiento:

- a).- En una primera etapa de medición, se selecciona la fuente principal de alimentación a la red, para tomar lecturas de gasto y/o presión a intervalos regulares. Esta estación de medición se utilizará como pivote para hacer consistentes los datos de las mediciones realizadas en otras estaciones en periodos distintos.
- b).- Con los datos de medición en la estación pivote, se obtiene el promedio de gasto y presión para cada intervalo.
- c).- Se identifican y registran los gastos máximos y mínimos.

† Todas las estaciones de medición de gasto pueden ser utilizadas como estación de medición de presión al mismo tiempo; sin embargo, no es admisible tomar sólo 5 puntos y en ellos medir ambas variables.

- d).- En forma simultánea, repetir los pasos b) y c) en cada una de las fuentes de alimentación y en las estaciones de medición seleccionadas. Cuando no sea posible realizar todas las mediciones en forma simultánea, en una segunda o subsecuentes etapas se deben repetir los pasos b) y c) en las estaciones de medición en una o más etapas posteriores a la medición en las estaciones pivote.
- e).- Se comparan los registros promedio de la estación pivote con los registros obtenidos en la segunda etapa de medición
- e).- Para considerar calibrado el modelo las diferencias entre los datos de presión del modelo numérico y los medidos en campo deben ser menores a  $\pm 20.0\%$ , o  $< 0.70 \text{ kg/cm}^2$ .

Se debe poner especial atención al medir el diámetro de las tuberías y al estimar el coeficiente de fricción, principalmente si se considera que la mayoría de las redes ha sufrido cambios cuando se realizan reparaciones con materiales diferentes a los originalmente instalados.

De acuerdo con lo anterior, los objetivos de la calibración de un modelo de la red de agua potable son:

- 1). Establecer la validez del modelo,
- 2). Establecer un punto o estado de referencia que permitirá evaluar otros estados operacionales, y
- 3). Obtener un mayor conocimiento de la forma en que se comporta la red ante determinadas operaciones.

Cuando se elabora un modelo, se debe tomar en cuenta que no se deben incluir detalles en exceso, hasta el punto de querer modelar incluso las tomas domiciliarias o en algunos casos la red secundaria, porque su manejo se puede volver muy complicado y con el riesgo de introducir errores al capturar un gran número de datos; además, no aumenta notablemente la exactitud de los resultados respecto de modelos simplificados. Por lo tanto, el grado de calibración dependerá del fin para el que se usará el modelo.

En consecuencia, la calibración de un modelo, es un proceso en el cual se ajustan los datos de entrada hasta que los resultados de salida son equiparables a las mediciones reales obtenidas en campo para un tiempo determinado. Por lo tanto, algunos de los ajustes que se realizan durante la calibración incluyen los siguientes:

- ◆ Ajuste de las cargas de bombas para simular los gastos y presiones reales,
- ◆ Ajuste de diámetros de las tuberías para simular válvulas de control parcialmente cerradas,
- ◆ Ajuste de válvulas reguladoras de presión para simular presiones aguas debajo de un punto,
- ◆ Redistribución de las demandas en nodos para obtener las presiones reales de campo medidas en puntos clave del sistema, y
- ◆ Ajuste de los coeficientes de fricción para obtener los caudales y presiones deseados.

Los métodos de calibración pueden ser:

- 1).- Calibración manual.
- 2).- Calibración auxiliada por computadora.

#### **2.5.4.1. Calibración manual**

Este método de calibración consiste en editar los datos del modelo, a juicio del programador (que debe ser experimentado), correr el programa y comparar los resultados de la simulación con los reales medidos en campo.

#### **2.5.4.2. Calibración auxiliada por computadora**

En este método, se emplean programas de computadora para realizar una serie de funciones como son: (1) comparar los resultados de una simulación con los datos de mediciones en campo, (2) extraer los datos de mediciones en campo obtenidos mediante instrumentos digitales (data-loggers, telemetría, etc.), y compararlos con los resultados de una simulación, (3) revisar el formato de los datos de la red, (4) programar las características del sistema en los datos del modelo (p.ej. los niveles de tanques de regulación y las cargas de bombeo), (5) transferir datos entre archivos y (6) identificación de los ajustes necesarios en el modelo de acuerdo con una exactitud predeterminedada.

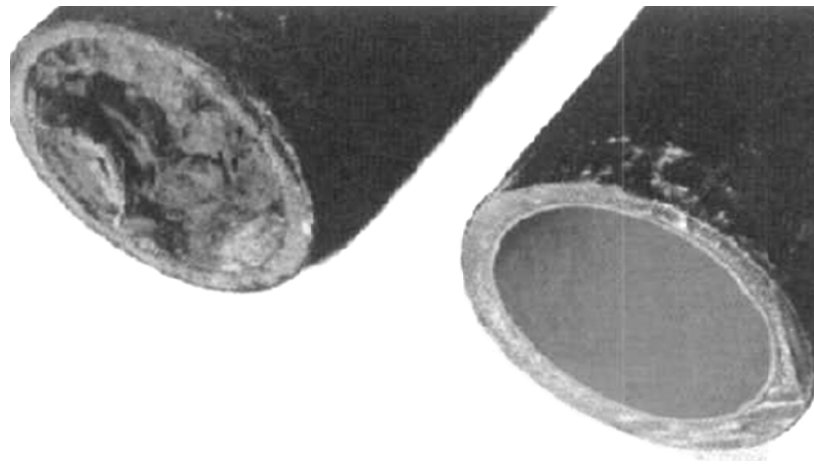
#### **2.5.4.3. Fuentes de error e incertidumbre**

Los errores en los procesos de calibración de modelos pueden tener orígenes diversos. Existen principalmente tres categorías de errores: (1) de los datos de la red, (2) de los valores de operación de la red, y (3) de las mediciones (Lee y Davies)<sup>16</sup>.

Para reducir al mínimo las fuentes de error, se debe verificar lo siguiente: (i) que la configuración de la red en el modelo sea igual a la red real observada en campo, (ii) que los límites de las zonas de presión estén claramente definidos por: válvulas totalmente cerradas en un sector de la red, si esta es abastecida por un sistema de bombeo y tanques de regulación o controladas por válvulas reguladoras de presión, (iii) que el valor de los coeficientes de fricción sea evaluado por medio de la pérdida de carga entre nodos, (iv) que la distribución de las demandas concentradas en los nodos sea apropiada; esto es importante, principalmente si se ha considerado que la demanda se distribuye uniformemente en cierta área, aunque en realidad no ocurre así por factores como son: viviendas inhabitadas, tomas canceladas o variaciones estacionales), (v) elevaciones de cotas y niveles del agua de tanques de regulación, (vi) que las curvas de operación sean las reales de bombas, (vii) que el estado de apertura o cierre de válvulas de seccionamiento sea el real, (viii) que la exactitud y calibración de los instrumentos y equipos de medición de presión, caudal, elevación y niveles sea admisible; al respecto, vale la pena agregar que también es necesario revisar que los métodos y procedimientos de medición se realicen de acuerdo con las normas y

cuidados recomendados por los fabricantes de los instrumentos y equipos, ya que, personal con poca experiencia o habilidad, puede generar errores considerables, se puede mencionar a manera de ejemplo que un error común es ubicar un medidor de caudal tipo velocidad cerca de elementos que generan turbulencia (codos, cambios de diámetro, etc), otro ejemplo es usar un medidor de caudal ultrasónico sin haber medido físicamente el diámetro interior de una tubería, ya que en muchos casos las tuberías antiguas pueden tener un diámetro reducido debido a que tienen incrustaciones en su interior.

Figura 2.8. Tubería con incrustaciones que reducen su área interior.



## 2.6. Operación de la red de agua potable

El término “operación”, proviene de la raíz latina “*operári*”; que significa “*obrar*”, por lo tanto, aplicado a un sistema de abastecimiento de agua potable, la operación es la realización de algún trabajo (o una serie ordenada de movimientos), sobre un componente del sistema con el fin de producir un efecto deseado. Dicho trabajo lo puede desarrollar una persona a quien compete el funcionamiento y ajuste de una pieza o equipo, conforme a un plan previsto, o también se puede desarrollar mediante el uso de un sistema automatizado.

Para la toma de decisiones en la operación, se deben seguir tres etapas secuenciales que son:

1. Programación del rendimiento.
2. Seguimiento y asistencia diarios.
3. Evaluación del rendimiento.

La programación del rendimiento se refiere al establecimiento de los objetivos que debe lograr la operación de una red de distribución. Al respecto, los prestadores de servicio del agua potable deben operar el sistema, basados en la sostenibilidad del recurso y, en general, deben lograr los siguientes objetivos:



- ◆ Social: Que la población reciba un servicio de calidad a un precio justo.
- ◆ Técnica: Que el sistema funcione y cumpla con las normas técnicas establecidas.
- ◆ Ambiental: Que la presión sobre el recurso se compense con acciones de mejora sostenida en la eficiencia.
- ◆ Económica: Que se logre y mantenga un estado financiero sano.

Ya que se han definido cuáles son los objetivos que se deben lograr, en la etapa de asistencia y seguimiento diarios, se debe verificar que cada parte del sistema operativo cumpla con sus funciones, para lo cual se deben establecer metas, las cuales deben definirse de tal forma que sean:

1. Medibles, se deben seleccionar los índices que describan mejor el rendimiento de cada componente de la red y de las actividades a realizar; por ejemplo la presión mínima, máxima y promedio del servicio, la eficiencia física, el consumo *'per cápita'* promedio, el consumo mínimo nocturno, el índice de pérdidas en la red de distribución, etc.
2. Específicas, estableciendo con precisión, en manuales de operación, cómo se debe ejecutar cada acción.
3. Trazables, empleando un sistema de registro (formatos estandarizados de registro, gráficas y medios de difusión), que permita visualizar la evolución de cada índice o variable.
4. Alcanzables, es decir, que tengan factibilidad técnica y económica en un tiempo razonable.
5. Sensatas, se deben adecuar los recursos disponibles (humanos y materiales), por medio de la capacitación y del uso de tecnologías apropiadas para cada caso en particular.

Para llevar a cabo una buena supervisión se deben considerar las características de cada elemento que conforma el sistema operativo; ya que dependiendo de las características de cada uno, será posible: delegar responsabilidades, proporcionar apoyo o solo dar instrucciones.

Finalmente, la evaluación del rendimiento se realiza mediante el análisis de los resultados obtenidos en un periodo, comparados con las metas establecidas y su publicación y difusión para determinar las medidas correctivas que sean necesarias.

En el presente trabajo solo se tratan aspectos generales de la operación. Por lo tanto, para que la operación pueda lograr que el sistema funcione en forma óptima es necesario que los servicios de agua potable se provean en cantidad, calidad, continuidad, confiabilidad y costo, suficientes para satisfacer las necesidades de los usuarios y de acuerdo con el tipo de consumo: doméstico (residencial, medio, popular), y no doméstico (comercial, industrial, público).

La toma de decisiones en la operación se realizan solo después de analizar los datos, obtenidos de mediciones realizadas en el sistema, para que las variables se mantengan dentro de los límites establecidos en las normas técnicas.

Un sistema de abastecimiento proporciona una buena calidad del servicio si provee de agua con cualidades apropiadas para el tipo de consumo y si se administra con una presión adecuada,

durante un periodo suficiente y en los sitios requeridos; por ejemplo, para consumo doméstico debe ser potable, es decir, que debe cumplir con la norma NOM-127-SSA1 y, de acuerdo con las recomendaciones de la CONAGUA (redes de distribución 1996)<sup>17</sup>, que pueda alcanzar los pisos altos de edificaciones para vivienda de no más de 6 pisos o con una presión mínima de 15 m.c.a. y una máxima de 50 m.c.a., así como mantener el abastecimiento durante el tiempo suficiente como para proveer, en los domicilios donde se requiera, el volumen que satisfaga las demandas estándar: desde 100 hasta 400 litros/habitante/día y que se realice de forma que se consuma el mínimo de energía(CONAGUA datos básicos 1994)<sup>18</sup>.

La toma de decisiones durante el proceso de operación puede ser de dos formas:

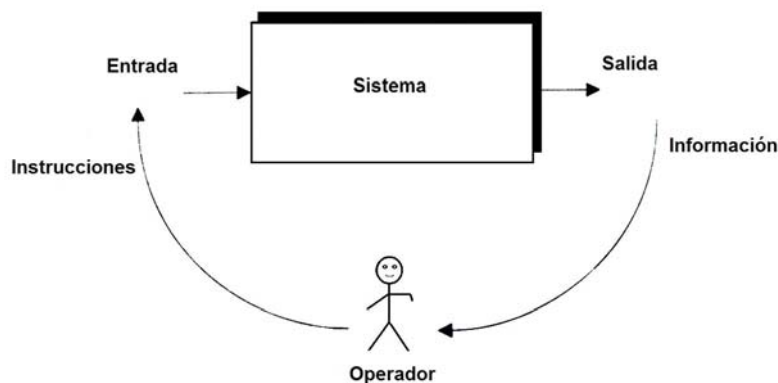
- 1.- Empírica
- 2.- Asistida por computadora.

A su vez, la realización de acciones determinadas en la fase de toma de decisiones se puede efectuar de dos formas:

- 1.- En forma manual.
- 2.- Con servo-mecanismos controlados a distancia.

Cuando la operación se realiza en forma empírica y manual, se le conoce como sistema de operación manual (Figura 2.9), pero cuando se realiza asistida por computadora y utilizando servo-mecanismos<sup>‡</sup> controlados a distancia se dice que es un sistema de operación automatizada; sin embargo, por razones de seguridad, las acciones siempre deben ser aprobadas por un operador experimentado antes de que sean aplicadas. De esta forma, un sistema operador de agua nunca estará totalmente automatizado.

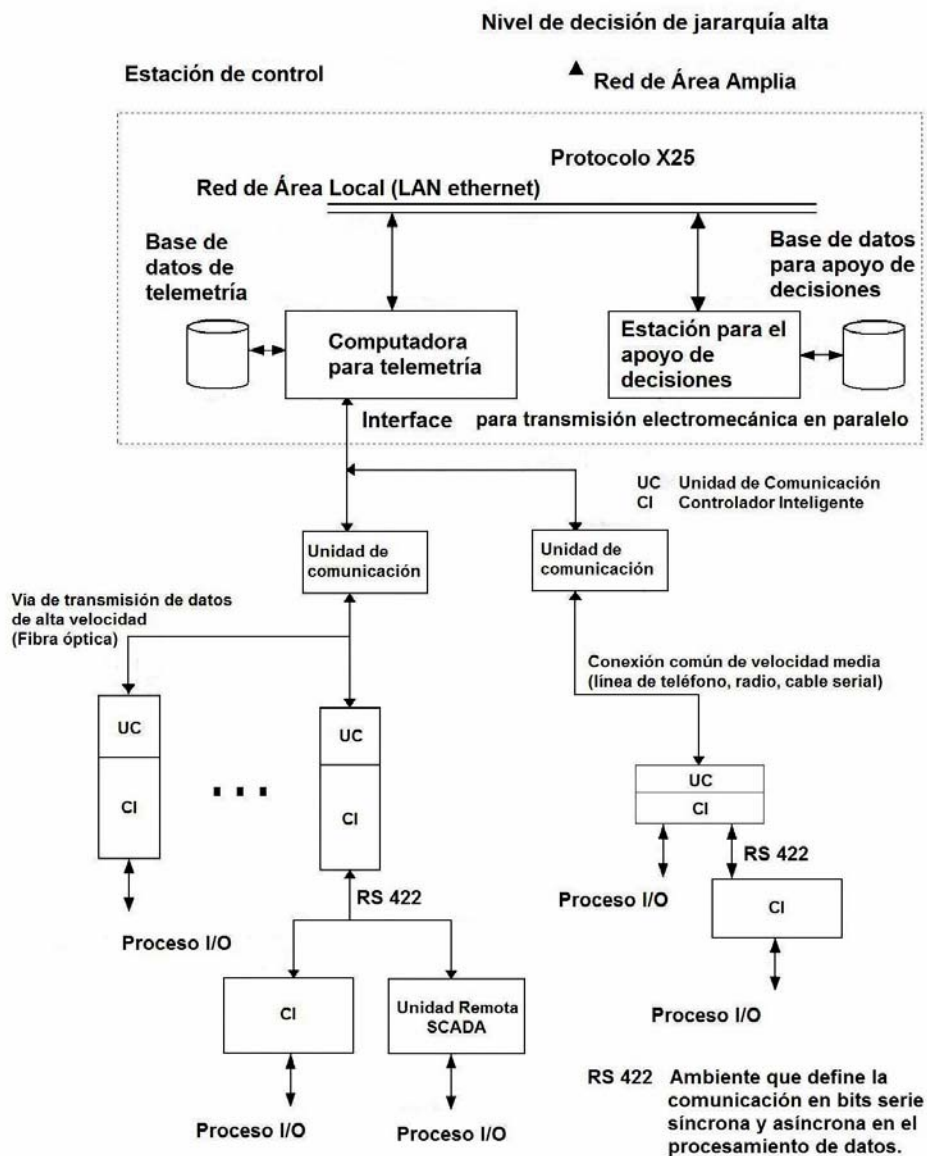
Figura 2.9.- Operación de una red de distribución controlada por un operador.



<sup>‡</sup> Los servomecanismos pueden ser mecánicos, eléctricos, hidráulicos u ópticos. Son dispositivos de mando, o un conjunto de estos, que permite la automatización del control de un mecanismo o de una fuente de energía y regulación que, introduciendo en él un valor que se desea dar a una variable, la ajusta automáticamente hasta que llega al valor deseado. La característica fundamental de estos dispositivos consiste en que la potencia empleada en la regulación es mucho mayor que la suministrada al aparato para señalar el valor deseado de la variable. Dicha potencia se activa por la llamada señal de error, que viene determinada por la diferencia entre la señal establecida como salida para una determinada señal de entrada y la señal de salida real. La señal de error se envía a la entrada para compensar el error detectado, de forma que el mecanismo se autorregula.

En los sistemas de operación automatizada generalmente existen tres niveles, tal y como se puede ver en la Figura 2.10: el sistema de telemetría, la oficina de control y el nivel de coordinación. El sistema de telemetría permite la transmisión de datos en ambas direcciones entre el sistema físico y el sistema de cómputo usando ligas de comunicación.

Figura 2.10.- Operación de una red de distribución controlada por un sistema automatizado.



El sistema de cómputo y otros equipos auxiliares en la oficina de control se interconectan por medio de una red de área local (LAN por sus siglas en inglés, local área network) y, en el caso de redes de distribución grandes, normalmente existe otro nivel de decisión que lo comunica con las oficinas de control locales por medio de una red de área amplia (WAN por sus siglas en inglés, wide area network) y, el más alto nivel de jerarquía para la toma de decisiones se encarga de coordinar las actividades de varios centros de control locales.

Un operador experimentado se encuentra a cargo de la oficina de control en el esquema operacional. Este recibe los datos de mediciones realizadas en la red de distribución y es el que define las decisiones que se deben aplicar; es por ello que se le debe dotar con recursos eficientes y suficientes que sirvan de interfase para conocer el comportamiento de la red de agua potable y poder aplicar las acciones de control operacional.

El sistema de telemetría emplea programas para la comunicación, procesamiento y presentación de datos usando una computadora y un sistema de comunicación a distancia; con este sistema se controlan diferentes servomecanismos que se encuentran acoplados a distintos componentes físicos de regulación, como son: medidores de nivel, válvulas, compuertas y motores de bombas. Este sistema genera una base de datos que tiene un papel preponderante, pues facilita el acceso a la información que describe el comportamiento de la red de distribución.

El sistema de control computacional emplea una estación de trabajo especializada que cuenta con varios módulos de programas para: administración, planeación y simulación de la red de distribución, y sirven de soporte para la toma de decisiones.

Las interfases de comunicación permiten conectar los sistemas de medición y los servomecanismos que manejan los elementos físicos, con el sistema computacional de la oficina de control. Primero codifican las señales analógica/digital (A/D) o digital/analógica (D/A), mediante un módem, para enviarlas después por medio de un sistema de transmisión que puede ser: telefónico, señal de radio o cables serial. Esto se realiza con el uso de tarjetas entrada/salida (I/O por sus siglas en inglés), existentes en puertos serial.

Los sitios más importantes donde se instalan sistemas de medición y control son: estaciones de bombeo, tanques de regulación, válvulas de seccionamiento o de control en puntos de entrega a circuitos principales o sectores de abastecimiento de la red de distribución y en puntos críticos por su elevación o por su lejanía respecto de los puntos de abastecimiento.

Un proceso importante en la operación es la medición de las variables hidráulicas (profundidad hidráulica del agua en tanques, caudales y presión en tuberías), ya que son los datos que permiten al operador determinar los ajustes necesarios. Es muy importante que estas mediciones se realicen usando instrumentos debidamente dimensionados y calibrados, para que puedan proveer de datos confiables que apoyen una buena toma de decisiones.

Como la meta principal de la operación es la de satisfacer la demanda de los usuarios, mantener los parámetros del sistema dentro de los límites admisibles establecidos en las normas técnicas y minimizar los costos de las acciones de operación, se requiere más de un índice descriptor del desempeño de cada elemento del sistema. Por ejemplo, si no es posible satisfacer la cantidad de agua demandada por todos los usuarios (situación de déficit en el sistema), se deben tomar en

cuenta no solo las necesidades cualitativas sino también las cuantitativas de los usuarios, con el fin de distribuir el déficit global entre todos los usuarios.

En este caso, el problema de control de operaciones se puede plantear como un problema de optimización dinámica con objetivos múltiples, sujeto a restricciones; esto, significa que se llega a la optimización por descomposición y solución de los problemas de decisión, en diversas etapas que equivalen a la solución del problema de decisión original.

### 3.- FUGAS EN REDES DE AGUA POTABLE.

En el capítulo 2.6 se mencionó la necesidad de seleccionar índices que permitan describir mejor el rendimiento de cada componente de la red de distribución y de las actividades a realizar, por lo cual, a continuación se presentan algunas definiciones que sirven de base para la evaluación y el seguimiento.

#### 3.1.- Definiciones.

**Fuga**, es el caudal de agua que sale sin control por cualquier componente del sistema de abastecimiento y distribución debido a fallas y que, por lo tanto, no es aprovechada para ningún uso. Dependiendo de su magnitud, se puede medir en litros/segundo o en litros/minuto.

**Pérdida admisible por fugas**, es la cantidad máxima de agua que es aceptable perder por fugas; esto es, el volumen de agua perdida cuyo costo resulta menor que el costo de eliminar las fugas. En términos generales, una pérdida admisible se encuentra entre 15% y 20% del volumen producido.

**Volumen captado**,  $V_{capt}$ , es el volumen anual de agua que se extrae de las fuentes de abastecimiento por medio de las obras de toma de fuentes superficiales y subterráneas, se expresa en  $m^3$ .

**Volumen suministrado**,  $V_{sum}$ , es el volumen anual de agua potabilizada que recibe la red de distribución por medio de tuberías que salen de los tanques de regulación, más el volumen anual abastecido por los pozos que bombean directo a la red, más el volumen anual de agua de reuso, se expresa en  $m^3$ .

**Volumen de consumo**,  $V_{cons}$ , es el volumen anual de agua que reciben los usuarios por medio de tomas domiciliarias y de hidrantes públicos, incluye el consumo registrado por el sistema de micro-medición más el consumo estimado para usuarios sin micro-medidor (corregidos por errores), se expresa en  $m^3$ . Estrictamente hablando, el consumo debe limitarse al volumen real empleado por los usuarios.

**Volumen facturado**,  $V_{fact}$ , es el volumen anual de agua registrado por los medidores instalados (sin corregir por fallas en los medidores), más el volumen de agua estimado de usuarios que pagan el servicio por cuota fija, y que sirve de base para la expedición de los recibos de cobro del servicio, se expresa en  $m^3$ .

**Agua no contabilizada**,  $ANC$ , es la diferencia entre el volumen suministrado a la red de distribución y el volumen facturado. El  $ANC$  incluye: (a) el volumen perdido por fugas en la red y en tomas domiciliarias –pérdidas físicas–, y (b) el volumen no registrado por errores

de medición y por consumos no autorizados o clandestinos –pérdidas administrativas–. El nivel de ANC es un indicador de qué tan bien es operado y administrado un sistema de agua potable.

$$ANC = V_{prod} - V_{fact}.$$

**Demanda de agua,  $D_{pobl}$ ,** es el volumen de agua que debe ingresar a la red de distribución para satisfacer las necesidades de los usuarios más las pérdidas admisibles por fugas (15 a 25% del volumen producido).

$$D_{pobl} = (\text{Consumo típico} \times \text{Población de proyecto}) + \text{pérdidas admisibles}$$

**Dotación de agua,  $D_{ot}$ ,** es el volumen diario promedio anual de agua asignado a cada habitante, expresada en *litros/habitante/día*. Se calcula como el volumen suministrado anualmente,  $V_{sum}$ , en  $m^3$ , dividido entre la población total servida,  $P_{ts}$ .

$$D_{ot} = \frac{V_{prod} 1000}{365 P_{ts}}$$

**Pérdidas por fugas en la red de agua potable,  $F_R$ ,** expresadas en número de fugas por kilómetro de red por año (*fugas/km/año*), es la cantidad de fugas ocurridas en tuberías de la red primaria y secundaria de la red de distribución durante un periodo de un año,  $F_R$ , y distribuidas de manera uniforme entre la longitud total de la red de distribución,  $L_R$ , en *km*.

$$F_R = \frac{F_R}{L_R} 100$$

**Pérdidas por error de los medidores,  $E_m$ ,** es la diferencia entre el volumen real de agua entregado al usuario de una toma,  $V_{real}$ , y el volumen registrado por el aparato de medición instalado en la toma,  $V_{med}$ .

$$E_m = V_{real} - V_{med}.$$

Cuando el error se expresa en porcentaje, queda de la forma siguiente:

$$\%E_m = \frac{V_{real} - V_{med}}{V_{real}} 100$$

**Pérdidas comerciales,  $P_{comer}$ ,** es el volumen de agua entregado a los usuarios pero que no es registrado por errores de los medidores instalados,  $E_{med}$ , más el volumen de consumos por tomas no autorizadas (usuarios clandestinos),  $P_{cland}$ , más el volumen de consumos no registrados por errores en el sistema de cobranza del organismo operador,  $P_{cobra}$ , más el volumen de consumos por errores en la estimación de consumos de usuarios registrados pero sin medidor,  $P_{estima}$ .

$$P_{comer} = E_m + P_{cland} + P_{cobra} + P_{estima}$$

**Eficiencia Física,  $e_{fis}$ ,** expresada en porcentaje, es la relación del volumen de consumo,  $V_{cons}$ , dividido entre el volumen suministrado,  $V_{sum}$ , a la red de distribución.

$$e_{fis} = \frac{V_{cons}}{V_{sum}} 100$$

**Eficiencia Comercial**,  $e_{com}$ , expresada en porcentaje, es la relación del volumen de consumo facturado,  $V_{fact}$ , y cobrado a tiempo, dividido entre el volumen de consumo,  $V_{cons}$ .

$$e_{com} = \frac{V_{fact}}{V_{cons}} 100$$

**Eficiencia Global**,  $e_{glob}$ , expresada en porcentaje, es la relación del volumen de consumo facturado,  $V_{fact}$ , cobrado a tiempo, dividido entre el volumen suministrado,  $V_{sum}$ .

$$e_{com} = \frac{V_{fact}}{V_{sum}} 100$$

**Cobertura del servicio de agua potable**,  $C_{ap}$ , expresada en porcentaje, es la relación de la Población total servida,  $P_{ts}$ , definida esta como la que tiene fácil acceso a los servicios de agua potable, sea con conexión directa en el hogar o dentro de los 200 m de distancia a una toma de agua comunitaria; dividida entre la población total,  $P_t$ , bajo la responsabilidad de la empresa operadora.

$$C_{ap} = \frac{P_{ts}}{P_t} 100$$

**Cobertura de micromedición**,  $C_{microm}$ , expresada en porcentaje, es la relación del número de micromedidores que funcionan instalados en tomas domiciliarias,  $T_m$ , dividido entre el número total de tomas,  $T_t$ ,

$$C_{microm} = \frac{T_m}{T_t} 100$$

**Relación de trabajo**,  $R_t$ , expresada en porcentaje, es la relación de los costos totales anuales de la operación del sistema,  $C_{ta}$ , dividido entre los ingresos totales anuales producto de la misma operación,  $I_{ta}$ .

$$R_t = \frac{C_{ta}}{I_{ta}} 100$$

**Costo unitario de operación**,  $C_{uo}$ , expresada en  $pesos/m^3$ , es el cociente del costo de operación total anual del sistema,  $C_{ta}$ , dividido entre el volumen total anual de agua suministrado,  $V_{sum}$ .

$$C_{uo} = \frac{C_{ta}}{V_{sum}}$$

**Control de pérdidas**, es el conjunto armónico de actividades realizadas por un organismo operador para alcanzar y mantener en un nivel mínimo los componentes de las pérdidas, en condiciones de viabilidad técnica, económica, financiera, institucional y social.



**Programa de reducción y control de pérdidas**, es el instrumento gerencial que define objetivos, acciones, componentes estrategias y recursos organizados de manera tal que permita la reducción y el control de las pérdidas en un organismo operador y promueva el uso eficiente y racional del agua, de manera sostenida en el mediano y largo plazos.

El **objetivo** de un programa de reducción y control de pérdidas, es establecer las metas y acciones necesarias para el diagnóstico del estado de pérdidas y la formulación e implantación de soluciones prácticas para lograr su reducción hasta llegar a valores admisibles y en plazos adecuados.

Un programa de reducción y control de fugas se puede dividir en cuatro bloques que se explican a continuación:

- 1). Proyectos básicos,
- 2). Diagnóstico del estado de pérdidas,
- 3). Reducción de pérdidas y
- 4). Control y seguimiento.

### **3.2. Proyectos básicos para la reducción y el control de fugas.**

Los proyectos básicos son el conjunto de acciones directas e indirectas que permiten establecer una estructura adecuada dentro de un Organismo Operador (*OO*), para apoyar los programas de diagnóstico, reducción, control y seguimiento.

Para lograr lo anterior, es necesario obtener un conjunto de información básica que permita definir cuantitativa y cualitativamente cada uno de los componentes del sistema de distribución (red y tomas domiciliarias), lo cual a su vez permitirá validar la información básica que será necesario conocer o generar, para evaluar las pérdidas, mediante la aplicación del método establecido por la CONAGUA (Enriquez et al 1994)<sup>19</sup>.

Antes de desarrollar cualquier proyecto, primero se debe definir el periodo de análisis, este puede ser un mes, un periodo estacional (lluvias, estiaje, vacaciones etc.), o un año; además, se deben elegir las unidades de medida e índices apropiados. A continuación se indica la información básica que es necesario obtener:

- Nombre, ubicación y clima de la localidad.
- Población y actividad económica de la localidad.
- Plano actualizado de la red a escala 1:2000, indicando: diámetros, materiales y antigüedad de las tuberías, así como zonas de presión, localización de tanques de regularización, rebombes y pozos que abastecen directamente a la red.

- Ubicación, dimensiones, especificaciones y estado físico de: tanques de regulación, equipos de bombeo, válvulas de control, equipos de macromedición y aparatos de micro-medición instalados.
- Estructura y contenido del padrón de usuarios.
- Descripción de procedimientos de operación y control del sistema de abastecimiento.
- Volumen de agua producida, volumen de consumos y volumen de facturación.
- Registro de fugas reportadas, localizadas y reparadas.

Siempre será más recomendable elegir el periodo de un año, debido a que en periodos cortos los datos que se obtienen al realizar mediciones pueden cambiar con relativa rapidez, por ejemplo, los consumos de usuarios cambian de manera notable del periodo de estiaje al periodo de lluvias.

### **3.3. Diagnóstico y balance de agua.**

El diagnóstico de un sistema de abastecimiento de agua potable, es el resultado de un examen destinado a detectar e identificar las fallas que pueden existir en una parte física del sistema analizado, así como la determinación de la naturaleza de dichas fallas. El diagnóstico debe combinar un análisis adecuado de la información histórica relativa al diseño, funcionamiento, operación y administración del sistema. Algunas deficiencias como lo es un nivel elevado de daños físicos, se identifican fácilmente por la dificultad para proveer a los usuarios, de un volumen adecuado, a pesar de extraer una cantidad suficiente de las fuentes de abastecimiento.

Otros problemas como son una eficiencia hidráulica baja, se pueden sospechar por la existencia de presiones bajas, y se confirman mediante el análisis del funcionamiento hidráulico, que se lleva a cabo usando modelos computacionales alimentados con información de mediciones realizadas en campo. Otros síntomas requieren un procedimiento de diagnóstico más complejo. La confirmación de una baja eficiencia electromecánica, por ejemplo, requiere de la medición de parámetros eléctricos, mecánicos e hidráulicos.

De acuerdo con lo anterior, la etapa de diagnóstico se basa en la evaluación del volumen de pérdida por fugas y en el análisis de los patrones de ocurrencia de las mismas, donde además, se identifican las posibles causas que determinan el estado actual de pérdidas.

La evaluación tiene varios niveles de aproximación dependiendo del método utilizado. Una evaluación por medición, muestreo y encuesta, será más confiable que una estimación basada solo en registros históricos.

Para evaluar el volumen de pérdida por fugas y analizar los patrones de ocurrencia, primero se realiza un balance del agua en el sistema de agua potable. En esta evaluación, principalmente se

busca determinar la magnitud de las pérdidas de agua potable por fugas existentes en la red de distribución y en tomas domiciliarias, así como por errores de micromedición.

El balance de agua en la red de distribución se plantea con la siguiente ecuación:

$$\text{SUMINISTRO} = \text{CONSUMO MEDIDO} + \text{CONSUMO ESTIMADO} + \text{PÉRDIDAS EN EL SISTEMA}$$

A su vez, el volumen de pérdidas en el sistema, se calcula como sigue:

$$\text{PÉRDIDAS EN EL SISTEMA} = \text{VOLUMEN DE FUGAS EN LA RED} + \text{VOLUMEN DE FUGAS EN TOMAS DOMICILIARIAS} + \text{VOLUMEN SUB-MEDIDO POR ERRORES DE MEDICIÓN} + \text{VOLUMEN DE CONSUMOS NO AUTORIZADOS}$$

De acuerdo con lo anterior, para poder llevar a cabo el balance de agua es necesario realizar tres evaluaciones principalmente:

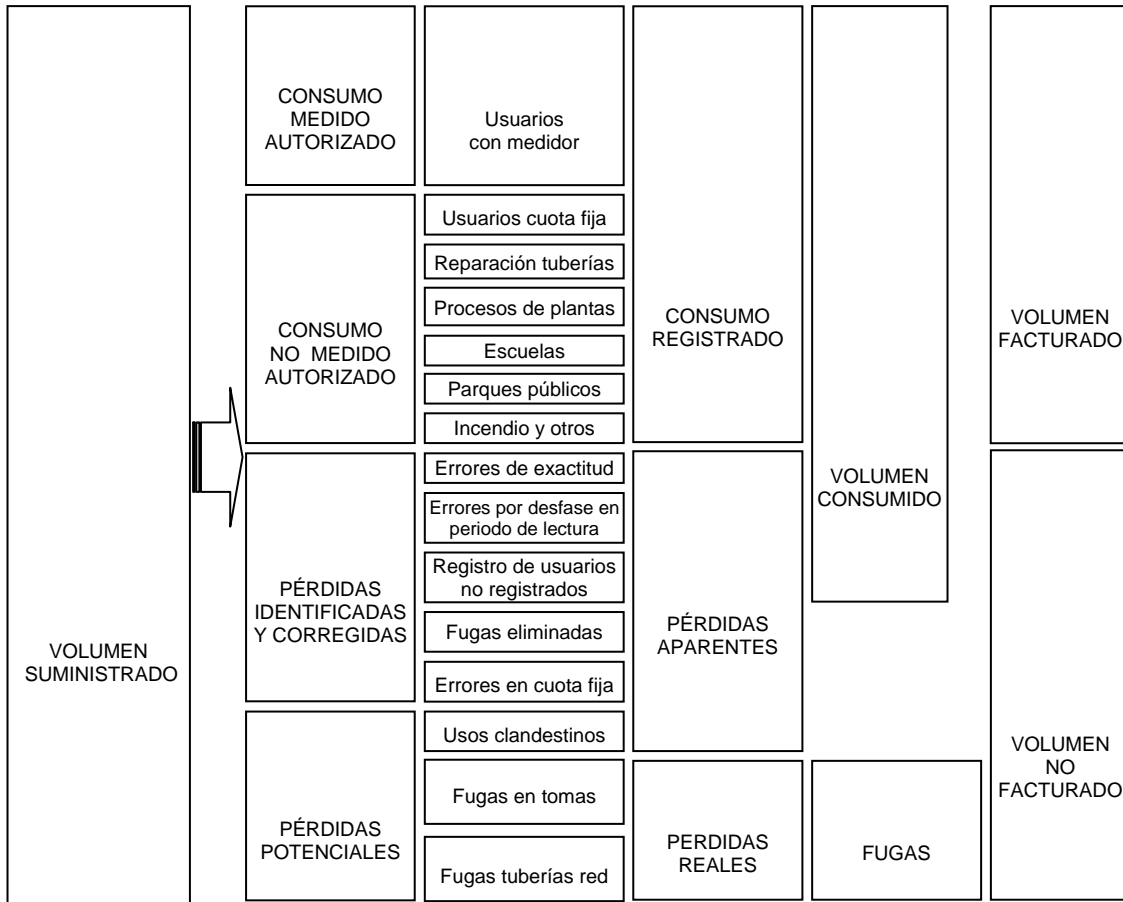
- 1). Evaluación de fugas en tomas domiciliarias,
- 2). Evaluación de fugas en la red de agua potable y,
- 3). Evaluación de errores de medición.

La **evaluación de fugas en tomas domiciliarias** se basa en el estudio de una muestra aleatoria estratificada, representativa de las tomas existentes en el sistema (CONAGUA, Control de Fugas 1994) y comprende la determinación de dos parámetros: el porcentaje de tomas que tienen fuga y el caudal promedio de agua que se pierde por cada una de las tomas con fuga. Al llevar a cabo esta acción, también se registran datos de las condiciones en que se presentan las fugas.

Las **pérdidas en la red** de distribución, comprende las fugas en tuberías de la red de distribución y las debidas a conexiones no autorizadas; la evaluación se realiza utilizando la técnica de distritos hidrométricos, **DH's**, que se presenta más adelante. La selección del número y extensión de los **DH's**, debe ser tal que representen al total de zonas de distribución; para esto, es necesario llevar a cabo la medición de consumos reales de los usuarios dentro de cada **DH**.

Las pérdidas de agua por **errores de exactitud de los micromedidores**, son pérdidas de tipo administrativo, ya que es agua aprovechada por los usuarios, pero que no es registrada ni cobrada por el Organismo Operador. Este tipo de pérdidas se determina mediante la verificación, en campo, de la exactitud de una muestra representativa de los medidores instalados.

Figura 3.1. Esquema del balance de agua.



### 3.4. Evaluación de fugas en tomas domiciliarias.

La evaluación de fugas en tomas domiciliarias se logra mediante el estudio de dos muestras aleatorias representativas de la población total: 1). Muestra para determinar el porcentaje de tomas con fuga y 2). Muestra para determinar el caudal promedio de las tomas con fuga. Para esto, se deben ejecutar las siguientes actividades:

- Determinación de sectores homogéneos o estratos para el muestreo.
- Cálculo del tamaño de la muestra de tomas domiciliarias, para detección de fugas.
- Cálculo del tamaño de la muestra para el aforo de fugas en tomas domiciliarias.
- Selección aleatoria de domicilios para la detección de fugas.
- Selección aleatoria de domicilios para el aforo de fugas ocurridas en tomas domiciliarias.

La muestra aleatoria representativa de tomas domiciliarias para detección de fugas, permite determinar el porcentaje de tomas que tienen fuga, con un nivel de confianza y un error en la estimación previamente elegidos. Para considerar que una muestra es representativa, el tamaño mínimo tanto para detección de fugas como para el aforo de fugas, debe ser de 30.

El tamaño inicial,  $n_o$ , de la **muestra para** determinar el porcentaje de tomas domiciliarias con fuga se calcula con la siguiente expresión:

$$n_o = \frac{Z_c^2}{N d^2} \left[ \sum_{i=1}^m N_i P_i (100 - P_i) \right] \quad (3.1)$$

Cuando la población es pequeña, el tamaño inicial,  $n_o$ , de la muestra se debe corregir usando la fórmula siguiente:

$$n = \frac{n_o}{1 + \frac{n_o}{N}} \quad (3.2)$$

donde:

- $n_o$  es el tamaño inicial de la muestra.
- $n$  es el tamaño final de la muestra representativa ajustado por tamaño de la población.
- $Z_c$  es el área bajo la curva de probabilidades con distribución normal asociada a un intervalo de confianza seleccionado; para un 95% de confianza,  $Z_c = 1.96$ .
- $N$  es el número total de tomas domiciliarias abastecidas por la red.
- $d$  es el error admisible en la estimación, expresado en %.
- $N_i$  es el número total de tomas domiciliarias en la  $i$ -ésima zona homogénea de muestreo.
- $m$  es el número total de zonas homogéneas de muestreo en que se divide al sistema.
- $P_i$  es la proporción de tomas que han tenido fuga, obtenido del reporte anual, para la  $i$ -ésima zona de muestreo, en %.

El nivel de confianza equivale a la probabilidad de que el resultado obtenido con una muestra aleatoria representativa será el mismo que se obtendrá con cualquier otra muestra nominalmente idéntica y con una diferencia máxima menor o igual al porcentaje de error en la estimación que se haya seleccionado.

El tamaño final de la muestra que se haya determinado con la fórmula (3.2), se deberá distribuir entre los estratos que se hayan seleccionado y en proporción a su tamaño; es decir, en proporción al número de tomas existentes en cada estrato respecto a la población total de tomas. Esto se hace multiplicando el tamaño de la muestra por el número de tomas en el estrato dividido entre el número total de tomas en la red.

$$n_i = n \frac{N_i}{N} \quad (3.3)$$

donde:

- $n_i$  es el número de tomas que deberán ser inspeccionadas en el  $i$ -ésimo estrato de muestreo.
- $n$  es el tamaño final de la muestra representativa ajustado por tamaño de la población.
- $N_i$  es el número total de tomas domiciliarias en el  $i$ -ésimo estrato de muestreo.
- $N$  es el número total de tomas domiciliarias abastecidas por la red.

Se considera como estrato para el muestreo aleatorio a sectores de la red de distribución que sean homogéneos, es decir, a conjuntos de la red o de tomas domiciliarias, que tienen características físicas similares y pertenecen a una misma zona de presión. A este tipo de selección de la muestra representativa se le llama muestreo aleatorio estratificado y permite lograr una mejor estimada de los promedios de los estratos y por lo tanto de la población total, puesto que también se reduce la variancia de los eventos en cada estrato.

Por lo que se refiere a las características físicas, en orden de importancia, se debe tomar en cuenta la antigüedad, el material de los elementos y la frecuencia con que ocurren las fugas en un periodo anual. Respecto a la presión, se deben seleccionar zonas abastecidas por un solo tanque de regulación y donde las variaciones espaciales no sean mayores a 1 kg/cm<sup>2</sup>.

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (Ochoa y Bourguett 2001)<sup>4</sup>, recomienda que el número de estratos sea el que se indica en el cuadro 3.1, de acuerdo con el tamaño de la población.

Cuadro 3.1.- Número de estratos de muestreo según el tamaño de la población.

Población (en hab x 1000)	10-50	51-150	151-300	301-700	> 700
Nº de estratos	4 - 6	6 - 8	8 - 10	10 - 14	16

Como se puede ver en el cuadro 3.1, el número de estratos solo está en función del tamaño de la población, sin embargo, se debe observar que no es el tamaño de la población lo que determina cuándo es homogénea una zona de la red y por lo tanto no debería emplearse como único criterio para determinar el número de estratos; en su lugar, se debe considerar la similitud de los factores que inciden directamente en el número y frecuencia de las fugas que ocurren en un sistema.

Para poder determinar cuándo es homogéneo un sector de la red de distribución, primero se identifican las zonas donde la presión del servicio es controlada por un solo tanque de regulación y donde los elementos de la infraestructura se encuentran dentro del intervalo de una misma antigüedad y tipo de material previamente identificados. Cuando no se tienen datos suficientes o confiables, el número anual de fugas detectadas y reparadas también se puede utilizar como un factor que determina el grado de homogenización, puesto que el promedio anual de fugas reparadas es consecuencia directa de todos los factores anteriores.

El criterio anterior implica grandes dificultades, sobre todo, cuando no existe información suficiente y confiable como para identificar plenamente cuáles zonas de la red cumplen con todos los requisitos de homogeneidad, por lo cual, para efectos prácticos se deberá usar un criterio flexible ya que, de otra manera, resultaría un número de estratos demasiado grande encareciendo sensiblemente el costo del estudio. En consecuencia, cuando por razones económicas se debe reducir el número de sectores de muestreo, lo que se hace en la práctica es ampliar el intervalo en

la antigüedad de las instalaciones, así como en el número anual de fugas y en la presión de servicio, para abarcar zonas más amplias de muestreo.

Ejemplo 1:

Sea una localidad asentada en una extensión de  $3,018 \text{ km}^2$ , con una población total de 82,856 habitantes, donde solo 80,370 habitantes reciben el servicio de agua potable por medio de 21,417 tomas domiciliarias instaladas y, la longitud total de la red de distribución es de 360 km. Las colonias registradas en el catastro urbano de la ciudad han sido agrupadas en ocho zonas que presentan características homogéneas. Calcular la cobertura del servicio de agua potable y el tamaño de la muestra representativa para determinar el porcentaje de tomas domiciliarias con fuga.

La cobertura del servicio es: 
$$C_{ap} = \frac{80,370}{82,856} 100 = 97\%$$

Al iniciar un muestreo no se tiene un dato sobre el número probable de tomas con fuga en cada una de las zonas homogéneas, por lo que se opta por emplear conservadoramente un 15% de tomas con fuga para todos los sectores, como una primera estimación del tamaño de la muestra. En el cuadro siguiente se muestra el número y porcentaje de tomas en cada zona:

Cuadro 3.2.- Datos de tomas instaladas.

Nº de zona:	1	2	3	4	5	6	7	8	Suma
Nº de tomas:	3,768	1,713	3,238	1,553	4,054	2,768	2,379	1,964	21,417
%	17.6	8.0	15.1	7.3	18.9	12.9	11.0	9.2	100

C

Considerando un intervalo de confianza de 95% y un error en la estimación de 5%, empleando la fórmula (3.1), se obtiene lo siguiente:

$$n_0 = \frac{1.96^2}{21,417 (5)^2} (21,417)(15)(100 - 15) = 196$$

El tamaño inicial de la muestra se distribuye entre las zonas de muestreo en proporción al número de tomas en cada uno; en caso de que la muestra sea menor a 30 (que es la mínima considerada como representativa), se toman 30; de donde resulta lo indicado en el cuadro 3.3.

### 3.4.1.- Detección de fugas en tomas domiciliarias (métodos y equipos).

Una vez calculado el tamaño de la muestra, de manera aleatoria se seleccionan los domicilios donde se realizará una inspección a la toma domiciliaria, con la finalidad de determinar si existe fuga o no. Para detectar la existencia de fugas en tomas domiciliarias existen varios métodos, entre los cuales se encuentran los siguientes:

- a).- Caída de presión.

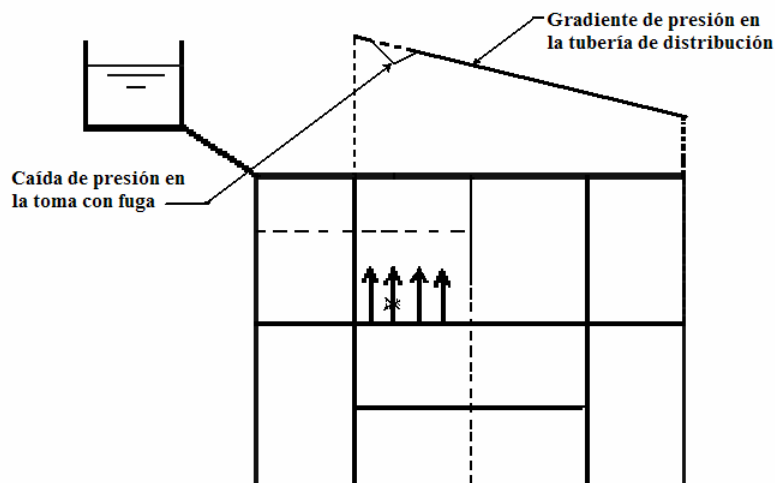
b).- Captación del sonido de fuga.

Cuadro 3.3.- Distribución de la muestra calculada.

ZONA <i>i</i>	TOMAS EN CADA SECTOR		DISTRIBUCIÓN DE LA MUESTRA	
	Cantidad, $N_i$	%	PROPORCIONAL	DEFINITIVA
1	3,768	17.6	35	35
2	1,713	8.0	16	30
3	3,238	15.1	30	30
4	1,553	7.3	14	30
5	4,054	18.9	37	37
6	2,768	12.9	25	30
7	2,379	11.0	22	30
8	1,964	9.2	18	30
TOTAL:	21,417	100.0	120	252

**Detección de fugas por caída de presión.-** Este método consiste en medir la presión en la toma seleccionada y en dos o más tomas adyacentes conectadas en la misma línea de distribución y, si en la toma seleccionada la presión es menor, en una cantidad igual o mayor a  $0.05 \text{ kg/cm}^2$ , a cualquiera de las tomas adyacentes, entonces existe una fuga. Para medir la presión, se usa un manómetro Bourdon o un piezómetro y se debe llevar a cabo en forma simultánea en todas las tomas, así como verificar que durante la medición no haya flujo en el ramal de las mismas y ajustar las presiones considerando las diferencias de nivel entre los puntos de medición.

Figura 3.2.- Detección de fugas en tomas domiciliarias por caída de presión.



**Detección de fugas por captación del sonido de fuga.-** Este método consiste en escuchar, sobre el terreno, donde se encuentra instalada la toma, si existe el sonido característico producido por una fuga, para esto se puede emplear un geófono mecánico o un detector electrónico de fugas. La aplicación de este método requiere que el personal, encargado de efectuar la inspección, reciba



previamente una capacitación tanto en el uso de los equipos como en la correcta identificación de los diferentes tipos de sonido que producen las fugas, asimismo, debe ser capaz de identificar y tomar en cuenta los diferentes factores que afectan la transmisión del sonido.

De acuerdo con diversas experiencias, es muy recomendable inspeccionar las tomas domiciliarias aplicando primero el método de detección por caída de presión y después, como forma de verificación, el método de detección por captación del sonido.

Después de registrar la cantidad de tomas que se detectaron con fuga en cada uno de los estratos de muestreo, se calcula el porcentaje de tomas con fuga,  $F_{td}$ , con la siguiente fórmula:

$$F_{td} = \frac{N^{\circ} \text{ de tomas inspeccionadas que resultaron con fuga}}{N^{\circ} \text{ total de tomas inspeccionadas}} * 100 \quad (3.4)$$

Ejemplo 2:

El número de tomas que resultó después de distribuir la muestra inicial, se selecciona aleatoriamente en cada zona y, después de inspeccionar cada una de las tomas para determinar cuántas de ellas tenían fuga, resultó lo que se indica en el cuadro siguiente:

Cuadro 3.4.- Resultados de la inspección de tomas para detección de fugas.

ZONA <i>i</i>	PRESIÓN PROMEDIO kg/cm <sup>2</sup>	Nº TOTAL DE TOMAS <i>N<sub>i</sub></i>	Nº DE TOMAS INSPECCIONADAS	Nº DE TOMAS CON FUGA	% DE TOMAS CON FUGA <i>P<sub>i</sub></i>	<i>N<sub>i</sub>*P<sub>i</sub>*(100-P<sub>i</sub>)</i>
1	4.00	3,768	35	3	8.6	2961798.72
2	3.79	1,713	30	3	10.0	1541700.00
3	4.19	3,238	30	2	6.7	2024106.18
4	3.42	1,553	30	3	10.0	1397700.00
5	4.63	4,054	37	2	5.4	2070945.36
6	2.29	2,768	30	3	10.0	2491200.00
7	4.98	2,379	30	4	13.3	2743248.00
8	2.30	1,964	30	3	10.0	1767600.00
TOTAL	3.82	21,417	252	23	9.2	16998298.26

Al recalculer el tamaño de la muestra con los datos obtenidos, resulta:

$$n_0 = \frac{1.96^2}{21,417 (5)^2} (16,998,298.26) = 122$$

De donde se comprueba que la muestra estudiada es suficiente y, por lo tanto, representativa de las zonas de muestreo que componen la red de distribución.

### 3.4.2.- Aforo de fugas en tomas domiciliarias

La muestra para aforo de fugas en tomas domiciliarias sirve para determinar el gasto promedio de agua potable que se pierde por cada toma con fuga. Para esto, será necesario excavar para

localizar y aforar la fuga. El tamaño de la muestra para aforo de fugas en tomas domiciliarias se calcula con la siguiente ecuación:

$$n_0 = \frac{Z_c^2}{N d^2} \sum S_{qi}^2 N_i \quad (3.5)$$

donde:

$n_0$  es el tamaño inicial de la muestra.

$Z_c$  es el área bajo la curva de probabilidades con distribución normal, asociada a un nivel de confianza seleccionado (para un nivel de confianza de 95%,  $Z_c = 1.96$ ).

$d$  es el error admisible en la estimación, en *litros/min*.

$S_{qi}^2$  es la varianza del gasto de fuga en tomas domiciliarias en la  $i$ -ésima zona de muestreo.

$$S_{qi}^2 = \frac{\sum_{j=1}^n (q_j - q_p)^2}{N_i - 1} \quad (3.6)$$

$N_i$  es el número total de tomas aforadas en la  $i$ -ésima zona de muestreo.

$q_p$  es el gasto promedio de las fugas ocurridas en la  $i$ -ésima zona de muestreo, *litros/min*.

$q_j$  es el gasto de la  $j$ -ésima fuga en la  $i$ -ésima zona de muestreo, *litros/min*.

El aforo de fugas de la muestra debe coincidir en su ubicación con los estratos seleccionados para la detección de fugas; sin embargo, en la práctica el costo de excavar para aforar y reparar las tomas detectadas con fuga no visible es alto, por lo se ha optado por aforar todas las fugas visibles reportadas usualmente. Cuando no se tiene información del gasto de fugas para el cálculo inicial de la muestra, se puede tomar un valor de la desviación estándar de 0.8 a 1.3 *litros/min*, y un error en la estimación de 0.09 a 0.15 *litros/min*. Si en las diversas zonas del sistema de distribución existe poca diferencia en las presiones de servicio y en las condiciones generales de instalación, así como en los patrones de ocurrencia de fugas en tomas domiciliarias, es recomendable tomar valores menores de la desviación estándar y valores mayores si existen diferencias sustanciales.

Es recomendable obtener el gasto que se pierde por fugas en tomas domiciliarias, mediante un aforo volumétrico directo descargando libremente a la atmósfera. Al realizar esta actividad, se debe considerar que el gasto de fuga aforado con descarga libre puede ser mayor al descargado cuando la tubería está enterrada, debido a que el suelo saturado que rodea a la fuga se opone al flujo que sale, y a que la diferencia será mayor si el material es arcilloso y menor si el suelo es arenoso.

Para realizar el aforo de fugas, el volumen que se escapa por la fuga, se capta en un depósito apropiado mientras, en forma simultánea, se mide el tiempo con un cronómetro; el volumen captado en el depósito, se cuantifica vaciando su contenido en una probeta graduada.

Otra forma de estimar el gasto de fugas es aplicando la ecuación para **descarga libre**, por orificios:

$$q_{Ft} = C_d A_o \sqrt{2gh} \quad (3.7)$$

Donde  $q_{Ft}$  es el gasto de la fuga, en  $m^3/s$ ,  $C_d$  es el coeficiente adimensional de gasto (igual a 0.65 para orificios circulares de arista viva),  $A_o$  es el área del orificio, en  $m^2$ ,  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $9.81 m/s^2$ ), y  $h$  es la carga de presión, en  $m$ .

Aquí se debe observar que las variaciones instantáneas de presión introducen un error, que varía en proporción al inverso de la raíz cuadrada de la presión, de acuerdo con lo siguiente:

Si se considera la fórmula general del gasto en orificios, para el cálculo del gasto de fuga por orificios en tubos, se tiene que:

$$q_{ft} = C_0 A_f \sqrt{h} \quad (3.7a)$$

donde:

- $q_{ft}$  es el gasto de descarga por el orificio de la fuga.
- $C_0$  es una constante igual a  $C_d \sqrt{2g}$ .
- $h$  es la presión de servicio en la toma, en *m.c.a.*

Como  $C_0 = C_d \sqrt{2g}$  es una constante y, si se considera que el área de la fuga,  $A_f$ , también es una constante, al derivar la función del gasto respecto a la carga de presión,  $h$ , se obtiene la variación en el gasto aforado por unidad de presión del servicio en la toma domiciliaria y resulta lo siguiente:

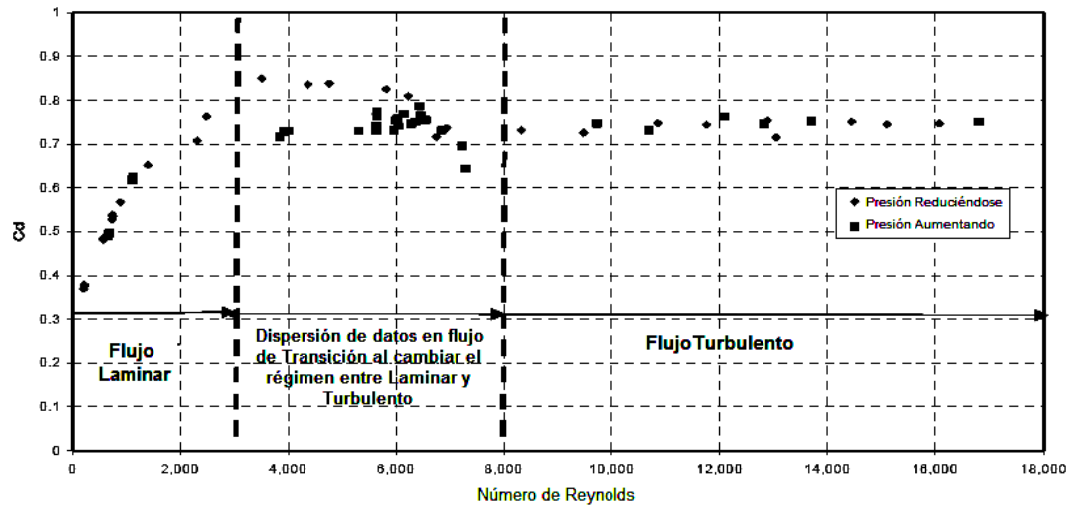
$$\frac{\partial q_{ft}}{\partial h} = \frac{C_0 A_f}{2\sqrt{h}} = c h^{-0.5}$$

Como se puede ver de la fórmula anterior, resulta una función potencial inversa, del gasto de fuga respecto a la presión; por esta razón, cuando se tienen presiones bajas ( $< 10 m.c.a.$ ), se tendrá una variación apreciable en el caudal aforado, y puede considerarse despreciable cuando las presiones son mayores a este valor. Por esto, para reducir la magnitud del error en la medición, es muy recomendable realizar el aforo en los horarios cuando haya poca variación en la demanda, e instalar un manómetro en una toma cercana que sirva de referencia durante el aforo y; en caso de que se observe una variación mayor a  $0.7 m.c.a.$ , se debe repetir la medición.

No se debe ignorar la influencia de la variación de presión sobre el caudal de fugas, ya que Lambert (2001a)<sup>32</sup>, encontró que el área del orificio por donde ocurre la fuga no se mantiene constante sino que varía con la presión, entonces dicha área (rajadura longitudinal que se abre en una sola dimensión), varía linealmente con la presión; es decir con  $p^{1.0}$  y, por lo tanto, el caudal de fuga variará con  $p^{1.5}$ . Si la rajadura se abre en dos dimensiones (longitudinalmente y radialmente), entonces el área variará con  $p^{2.0}$  y el caudal de fuga con  $p^{2.5}$ .

Lambert también demostró que la suposición de que el coeficiente de descarga,  $C_d$ , es constante no es necesariamente válida para las fugas en redes de distribución, puesto que dicho coeficiente es función del régimen de flujo; en la figura 3.3, se puede ver la relación entre  $C_d$  y el número de Reynolds,  $Re$ , obtenido para un orificio de 1 mm de  $\varnothing$ , en una tubería de cobre de 15 mm de diámetro.

Figura 3.3.- Relación del coeficiente de descarga de un orificio y el número de Reynolds.



Como se puede ver, para el flujo laminar  $C_d$  aumenta rápidamente hasta 0.80 a medida que aumenta  $Re$  ( $Re < 3000$ ,  $q_{fuga} < 10$  l/hr), esto implica que las fugas pequeñas son muy sensibles a los cambios de presión, dado el cambio observado en  $C_d$ . En la zona de transición,  $C_d$  varía entre 0.70 y 0.85 ( $10$  l/hr  $< q_{fuga} < 30$  l/hr, mientras que en flujo totalmente turbulento  $C_d$  se mantiene alrededor de 0.75 ( $Re > 8000$ ,  $q_{fuga} > 30$  l/hr).

Teniendo en cuenta lo anterior, la ecuación 3.7a se puede expresar de la forma siguiente:

$$q_{ft} = k_f p^x \quad 0.5 \leq x \leq 2.5 \quad (3.7b)$$

Donde  $x$  es el exponente de la presión estática  $p$  y el coeficiente de fuga  $k_f$  es igual a  $C_d A_f \sqrt{2g}$ .

A partir de dichos resultados, diversos expertos recomiendan adoptar una expresión potencial simple para representar la relación del caudal de fuga y la presión de servicio, como la siguiente:

$$q_f = p^{N1} \quad (3.7c)$$

Según Greyvenstein y Van Zyl (2005)<sup>20</sup>, el exponente de fugas  $N1$ , tiene los valores indicados en el cuadro 3.5.

Los diferentes materiales de las tuberías absorben parte de la presión del agua como esfuerzos sobre las paredes del conducto y, por lo tanto, las propiedades del material de la tubería tienen un

papel importante en el comportamiento del caudal de fuga. Las fallas que ocurren en las tuberías de materiales diferentes son características de cada uno de ellos.

Cuadro 3.5.- Valores del exponente N1.

Tipo de material y de falla en la tubería	<i>N1</i>
Asbesto-cemento con rajadura longitudinal	0.79 – 1.04
Acero con perforaciones por corrosión	1.90 – 2.30
Acero y PVC con perforación redondeada	0.52 – 0.53
PVC con rajadura longitudinal	1.38 – 1.85
PVC con rajadura transversal	0.40 – 0.53

Los efectos que se indican a continuación se pueden asociar al incremento en la presión interna en un tubo:

- ◆ Rajaduras pequeñas o fracturas que no fugan con presión baja y temperatura alta, se pueden abrir con una presión más alta.
- ◆ Posible aumento del área de una fuga existente si se incrementan los esfuerzos sobre la pared del tubo.
- ◆ Aumento en la frecuencia de ocurrencia de fugas.

En la Universidad de Johannesburgo se desarrolló un modelo básico para calcular el caudal de fuga en una perforación circular en un tubo elástico, que tiene la siguiente expresión:

$$q_f = C_d \frac{\pi d_o^2}{4} \sqrt{2g} \left( H^{1/2} + \frac{2c\rho g D}{3tE} H^{3/2} + \left( \frac{c\rho g D}{3tE} \right)^2 H^{5/2} \right) \quad (3.7.d)$$

Donde  $d_o$  es el diámetro original de la perforación,  $D$  es el diámetro interior de la tubería,  $t$  es el espesor de la pared de la tubería,  $E$  es el módulo de elasticidad y  $c$  es una constante. Como se puede ver, el proceso de variación del área de las fallas que produce cambios en el caudal de las fugas es más complejo que la expresión potencial simple en función de la carga de presión  $H$ . La ecuación 3.7d, contiene la suma de tres términos con la carga de presión elevada a un exponente de 0.5, 1.5 y 2.5 respectivamente, que parece coincidir bien con las observaciones experimentales realizadas por Greyvenstein y Van Zyl (2005).

Al terminar el aforo del total de fugas de la muestra aleatoria, se obtiene el promedio de los caudales aforados. En este caso se deberá hacer lo posible para asociar el caudal promedio de fugas con cada uno de los estratos de muestreo seleccionados para la detección de fugas en tomas domiciliarias.

Cuando el servicio de abastecimiento se proporciona por tandeos, la presión en la red se suspende en periodos a lo largo del día, esto ocasiona que, en estos periodos, la pérdida por fugas

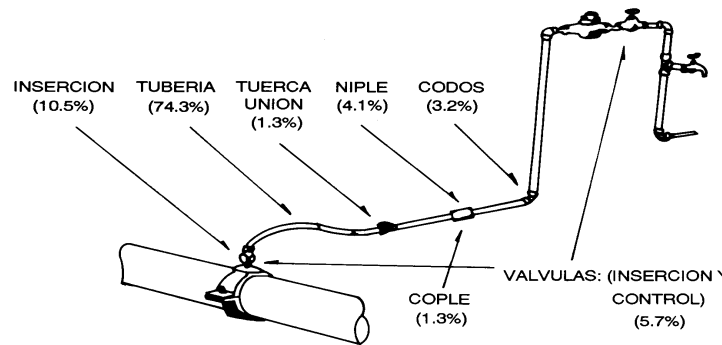
será nula y el volumen total se calculará solo por el tiempo efectivo en que haya servicio en las tuberías de la red.

En consecuencia, para calcular el gasto real de pérdidas por fugas, se debe multiplicar el caudal aforado por el porcentaje de tiempo en que se proporciona el servicio, o continuidad del servicio,  $C_s$ ; es decir, se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$C_s = \frac{\# \text{ de horas de servicio anual en la zona de estudio}}{24 * 365} \quad (3.8)$$

Al momento de aforar y reparar las fugas, se deben registrar datos sobre la forma de instalación, materiales, tipo de falla y otros datos que ayuden a determinar las causas que provocaron la aparición de las fugas. En la figura 3.4 se muestran los resultados obtenidos durante el año 1992 en el país. Las fugas en conexiones domiciliarias usualmente tienen caudales de 1.2 a 15 *litros/min* y pueden presentarse como: rajaduras, perforaciones, corte o piezas flojas.

Figura 3.4.- Ubicación y frecuencia de fugas en tomas domiciliarias.



Ejemplo 3:

Calcular el tamaño inicial de una muestra para determinar el caudal de fuga promedio. Cuando no se tienen datos para calcular la desviación estándar de los gastos de fuga, se puede tomar conservadoramente un valor de 0.8 *litros/min*, para la desviación estándar del gasto de fuga y, como error admisible en la estimación, 0.12 *litros/min* ( $\approx 7\%$  del gasto promedio de fuga). Utilizando la ecuación (3.5), se tiene lo siguiente:

$$n_0 = \frac{Z_c^2 S_{qi}^2}{d^2} = \frac{1.96^2 (0.8)^2}{(0.12)^2} = 170$$

Ejemplo 4:

Con los datos del ejemplo 2, calcular el tamaño de la muestra para el aforo de fugas en tomas domiciliarias, si los resultados de fugas aforadas son los que se muestran en el cuadro 3.6.

Cuadro 3.6.- Resultados de fugas aforadas en tomas domiciliarias.

Nº de zona	Caudal de fugas aforadas ( $q_i$ ), l/s															$q_{prom}$ , l/s	$S$ , l/s
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
1	0.36	1.56	2.40	0.96	0.18	4.32	2.22	3.06	0.90	1.74	2.46	1.26	0.54	2.28	0.84	1.76	1.14
2	3.00	0.84	0.96	0.12	2.46	1.62	0.66	0.66	3.48	0.84	2.04	1.14	1.20	-	-	1.46	1.00
3	3.06	0.48	1.80	0.72	0.60	1.44	2.22	1.86	2.46	0.60	1.68	1.02	0.60	1.98	0.30	1.39	0.84
4	0.24	2.04	2.82	2.28	1.20	0.66	1.92	2.58	0.96	0.84	4.20	1.80	-	-	-	1.80	1.11
5	4.20	1.80	2.40	1.86	0.54	1.74	1.56	2.40	1.32	1.44	1.68	2.40	1.56	2.04	1.14	1.87	0.82
6	3.06	1.02	0.30	2.40	0.78	3.48	1.38	1.62	0.60	1.44	1.50	3.24	1.74	-	-	1.74	1.02
7	1.08	2.94	1.56	2.52	0.60	2.10	1.50	0.24	1.62	1.38	1.56	1.44	0.54	2.46	1.92	1.56	0.76
8	4.32	1.80	4.32	1.20	2.28	4.50	4.02	3.36	2.46	3.12	1.68	2.52	3.90	1.56	3.06	2.94	1.11

$$n_0 = \frac{Z_c^2}{d^2 N} \sum S_{qi}^2 N_i = \frac{(1.96)^2}{(0.12)^2 (21417)} \left[ (1.14)^2 (3768) + (1)^2 (1713) + (0.84)^2 (3238) + (1.11)^2 (1553) + (0.82)^2 (4054) + (1.02)^2 (2768) + (0.76)^2 (2379) + (1.11)^2 (1964) \right] = 252$$

Por lo tanto, la muestra inicial es insuficiente y se deberá completar el aforo de 252 fugas.

### 3.5. Evaluación de fugas en la red de distribución.

La evaluación de fugas en la red de distribución se realiza mediante el estudio de las pérdidas que ocurren en sectores de la red denominados distritos hidrométricos, **DH**, los cuales se eligen de modo tal que sean representativos de todo el sistema.

Un distrito hidrométrico es un sector de la red de distribución, que puede funcionar teniendo un solo punto de abastecimiento y sin ninguna salida para abastecer a otros sectores de la red, esto se hace con el fin de realizar estudios de consumo y detección de pérdidas por fugas. Los distritos hidrométricos se pueden encontrar de manera natural en los límites de la red, o bien, se pueden delimitar mediante el cierre de válvulas de seccionamiento alrededor de una zona bien definida, la cual como ya se dijo, es posible abastecerla por un solo punto de ingreso a la red secundaria; las salidas de caudal son generadas por la demanda dentro de la misma zona, la cual está conformada por la suma de los consumos domiciliarios, fugas existentes en tomas domiciliarias, fugas en la red y por conexiones no autorizadas.

Para identificar zonas de la red que pueden funcionar como distritos hidrométricos se debe proceder de la forma siguiente: sobre los planos de la red de distribución se busca una extensión de red con una longitud mínima de 3 km y donde haya cuando menos 350 tomas domiciliarias activas, la antigüedad y características de las instalaciones de la red debe representar a una de las zonas existentes en la localidad, en lo que se refiere a la presión media de operación y de fugas

anuales por kilómetro de red, con el fin de que representen las condiciones de una extensión de la red con las mismas características. Es muy importante verificar que el área de la red seleccionada pertenezca a una sola zona de presión.

En las referencias 14 y 16, para la evaluación de fugas en tuberías de distribución, se propone aplicar también la teoría de muestreo estratificado simple aleatorio, donde el tamaño de la muestra queda determinado por un número de tramos,  $K_j$ , y por la proporción anual de fugas respecto al total en toda la red,  $P_i$ , de modo que la fórmula queda de la forma siguiente:

$$K_0 = \frac{Z_c^2}{K d^2} \left[ \sum_{i=1}^m K_i P_i (100 - P_i) \right] \quad (3.9)$$

donde:

- $K_0$  es el tamaño de la muestra, definido por un número de tramos.
- $K$  es el número total de tramos de la red.
- $Z_c$  es el área bajo la curva de probabilidades con distribución normal asociada a un intervalo de confianza seleccionado; para un 95% de confianza,  $Z_c = 1.96$ .
- $d$  es el error en la estimación, en %.
- $K_i$  es el número total de tramos en el  $i$ -ésimo estrato homogéneo de muestreo.
- $m$  es el número total de estratos homogéneos de muestreo en que se divide a la red.
- $P_i$  es la proporción anual de fugas respecto al total en toda la red, para el  $i$ -ésimo estrato de muestreo, en %.

Sin embargo, en la fórmula (3.9) no está definido lo que se considera un tramo como unidad de estudio, por lo que la primera dificultad para su aplicación es la definición de la longitud que se debe considerar como un tramo; además, el grado de homogeneidad de una población o sus estratos debe definirse en función de la característica que se está estudiando, es decir, por la frecuencia de aparición de un tipo específico de fugas y por las características físicas y de operación que pueden ser la causa de su ocurrencia. También se puede observar que, al aplicar la fórmula, lo que resulta es un número de tramos que se deben distribuir proporcionalmente al tamaño de cada estrato, por lo que, en la práctica, siempre será un problema encontrar zonas de la red que tengan el número de tramos calculado y que sean factibles de ser alimentados por un solo punto para fines de estudiar su consumo y que las modificaciones no afecten su funcionamiento normal, esto tiene poca factibilidad.

En consecuencia, en lugar de caracterizar a la red por su número de tramos, sería recomendable considerar como factores de muestreo, el número de uniones e inserciones en la red, o bien, la frecuencia de ocurrencia de fugas, este último expresado por el número anual de fugas por kilómetro de red, y una presión media del servicio; de esta forma, lo que resultaría serían zonas



de muestreo con un rango bien definido de características que son representativas de la red, facilitando así la delimitación y extensión de los distritos hidrométricos.

Una vez identificada la zona de la red que podría formar un distrito Hidrométrico, *DH*, se procede a revisar el estado físico y operacional de las válvulas que será necesario cerrar para fijar sus límites y, también, con el fin de asegurar que se pueda lograr su aislamiento hidráulico. En caso de que algunas válvulas no se puedan cerrar herméticamente, se deberán reparar o reemplazar o se buscará un límite más amplio. Además de lo anterior, se deberán incluir distritos hidrométricos específicamente para usuarios de tipo comercial e industrial. El siguiente paso consiste en revisar que el caudal en la tubería de abastecimiento sea suficiente para satisfacer la demanda promedio en esa zona.

Ya delimitado el *DH* y después de haber verificado la capacidad de la tubería de alimentación, se procede a verificar su hermeticidad de la forma siguiente; 1). Se instalan manómetros en puntos extremos –elevaciones altas y bajas del terreno– dentro y fuera del límite del *DH*, para esto, se pueden usar tomas domiciliarias donde previamente se haya cerrado el flujo hacia el interior del predio, 2). Se cierran las válvulas limítrofes, dejando hasta el final la de la tubería que abastece al *DH*, y 3). Al cerrar la válvula del tubo por donde se abastece el distrito, se debe verificar que la presión, en los puntos seleccionados dentro del *DH*, se reduce a cero después de unos minutos y en función de la extensión de la red; en el exterior, la presión se debe mantener sin variación apreciable.

En caso de que la presión no se reduzca a cero, primero se verifica que las válvulas de aislamiento no tengan alguna fuga por el asiento de la compuerta y, de ser necesario, en algunos puntos elevados se pueden instalar válvulas de admisión de aire. Si persiste la existencia de una presión en la red, se buscan líneas de abastecimiento más antiguas que pudieran no estar registradas en los planos, para proceder a su cierre.

Después de haber verificado el aislamiento del *DH*, se abre el abastecimiento y se revisa que la presión en la red aislada sea la normal en condiciones de operación promedio y que en el límite exterior del *DH* no se presenten condiciones inaceptables de abastecimiento, como por ejemplo: una presión de servicio muy baja o muy alta. A continuación se deberá instalar un medidor de caudal y presión en la tubería de entrada que pueda registrar de forma continua el caudal de abastecimiento. Entre los medidores que se pueden emplear para este fin se encuentran: el tubo Pitot Simplex con registrador gráfico, el tubo Pitot Annubar con registrador gráfico y el medidor ultrasónico de tiempo en tránsito.

Posteriormente a lo anterior se realiza una selección aleatoria de una muestra representativa de usuarios domésticos, para determinar el consumo promedio por toma de este tipo de usuarios, cuyo tamaño puede calcularse con la ecuación (3.10), o tomar 30 tomas de usuarios dentro del *DH*; para esto, se requiere verificar previamente que los usuarios tengan instalado, en la toma, un

medidor de consumo bien calibrado, con esto se asegura que el consumo esté correctamente medido.

$$n = \frac{Z_c^2 \sigma_c^2}{d_c^2} \quad (3.10)$$

donde:

$n$  es el tamaño de la muestra o número de tomas a las que se les debe medir el consumo.

$Z_c$  es el área bajo la curva de probabilidades con distribución normal, asociada a un nivel de confianza seleccionado (para un nivel de confianza de 95%,  $Z_c = 1.96$ ).

$d_c$  es el error admisible en la estimación del consumo, en  $m^3/toma/mes$ .

$\sigma_c$  es la desviación estándar del consumo medio de cada toma con medidor, en  $m^3/toma/mes$ .

Ejemplo 5.- Si el consumo promedio de una población es de  $27 m^3/toma/mes$ , con una desviación estándar de  $5 m^3/toma/mes$ , y se selecciona un nivel de confianza de 95% ( $Z_c = 1.96$ ) y se acepta un error en la estimación de  $\pm 1 m^3/toma/mes$ , entonces el tamaño de la muestra,  $n$ , que resulta es:

$$n = \frac{(1.96)^2 (5)^2}{(1)^2} = 96 \text{ usuarios}$$

Una vez que los *DHs*, han sido verificados, se debe llevar a cabo un balance del agua suministrada y consumida con base en la siguiente ecuación:

$$C_T = C_{DT} + C_M + V_P \quad (3.11)$$

donde:

$C_T$  es el volumen total suministrado al distrito hidrométrico, en  $m^3/día$ .

$C_{DT}$  es el consumo total domiciliario promedio diario en el *DH*, en  $m^3/día$ .

$$C_{DT} = \frac{\sum_{i=1}^{30} C_i}{30} N_t$$

$C_i$  es el consumo promedio medido a la  $i$ -ésima toma de la muestra, en  $m^3/toma/día$ .

$C_M$  es el consumo medido a todos los grandes consumidores ( $\geq 500 m^3/mes/toma$ )<sup>§</sup>, dentro del *DH*, en  $m^3/día$ .

$N_t$  es el número total de tomas domiciliarias instaladas dentro del *DH*.

$V_P$  es el volumen total de pérdidas dentro del *DH*, en  $m^3/día$ .

<sup>§</sup> Este valor se propone considerando que es aproximadamente el doble del consumo máximo promedio para uso doméstico ( $260 m^3/toma/mes$ ), de valores reportados en "Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento 2000". Recaudación nominal en las capitales estatales por cobro del servicio de agua, por metro cúbico y sus tarifas 2000, cuadro 19 y Anexo 1c\_2000.xls.

Las **pérdidas en la red** de distribución,  $V_R$ , de los distritos hidrométricos se calculan con la siguiente fórmula:

$$V_R = V_P - V_{Ft} \quad (3.12)$$

donde:

$V_R$  es el volumen de pérdidas en la red del distrito hidrométrico, en  $m^3/día$ .

$V_{Ft}$  es el volumen de agua perdida por fugas en tomas domiciliarias, en  $m^3/día$ .

$$V_{Ft} = F_{td} N_{tDH} q_{FtDH} C_s \quad (3.13)$$

$F_{td}$  es el porcentaje de tomas con fuga de acuerdo con el estrato que le corresponde de la muestra analizada para este fin; dividido entre 100, (ecuación 3.4).

$N_{tDH}$  es el número total de tomas abastecidas por la red del *DH*.

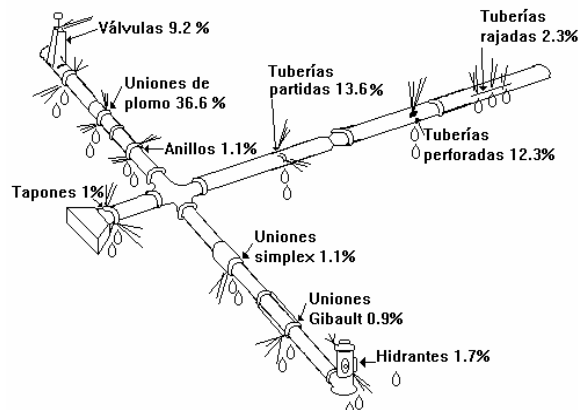
$q_{FtDH}$  es el gasto promedio de fuga en tomas domiciliarias obtenido de la muestra, en  $m^3/día/toma\ con\ fuga$ .

$C_s$  es el factor de continuidad del servicio (ecuación 3.8).

El volumen de pérdidas en la red comprende también las pérdidas por usuarios no registrados (consumo clandestino),  $P_{cland}$ ; sin embargo como este volumen solo se puede determinar si se identifican las conexiones no autorizadas, se consideran como parte de las pérdidas en la red. Los caudales más comunes de fugas en la red varían desde 0.25 hasta 10 *litros/s/fuga*. En la figura 3.4 se muestra la ubicación y porcentajes de fugas que se han presentado en elementos de la red de distribución en el país.

Las variables relacionadas con la ocurrencia de fugas pueden ser de dos tipos 1).- las relacionadas con las características físicas de los componentes de la red y 2).- las características del entorno donde se encuentra la instalación. De esta forma, la ocurrencia de fugas en la red están relacionadas principalmente con: procesos de corrosión, materiales defectuosos, fuerzas internas y externas e instalación deficiente.

Figura 3.4.- Ubicación y frecuencia de fugas en red de distribución<sup>12</sup>.



La corrosión está asociada únicamente a tuberías metálicas y se define como el desgaste total o parcial del constituyente metálico de la tubería, por reacción electro-química entre el material metálico de la tubería y su entorno (interior y exterior).

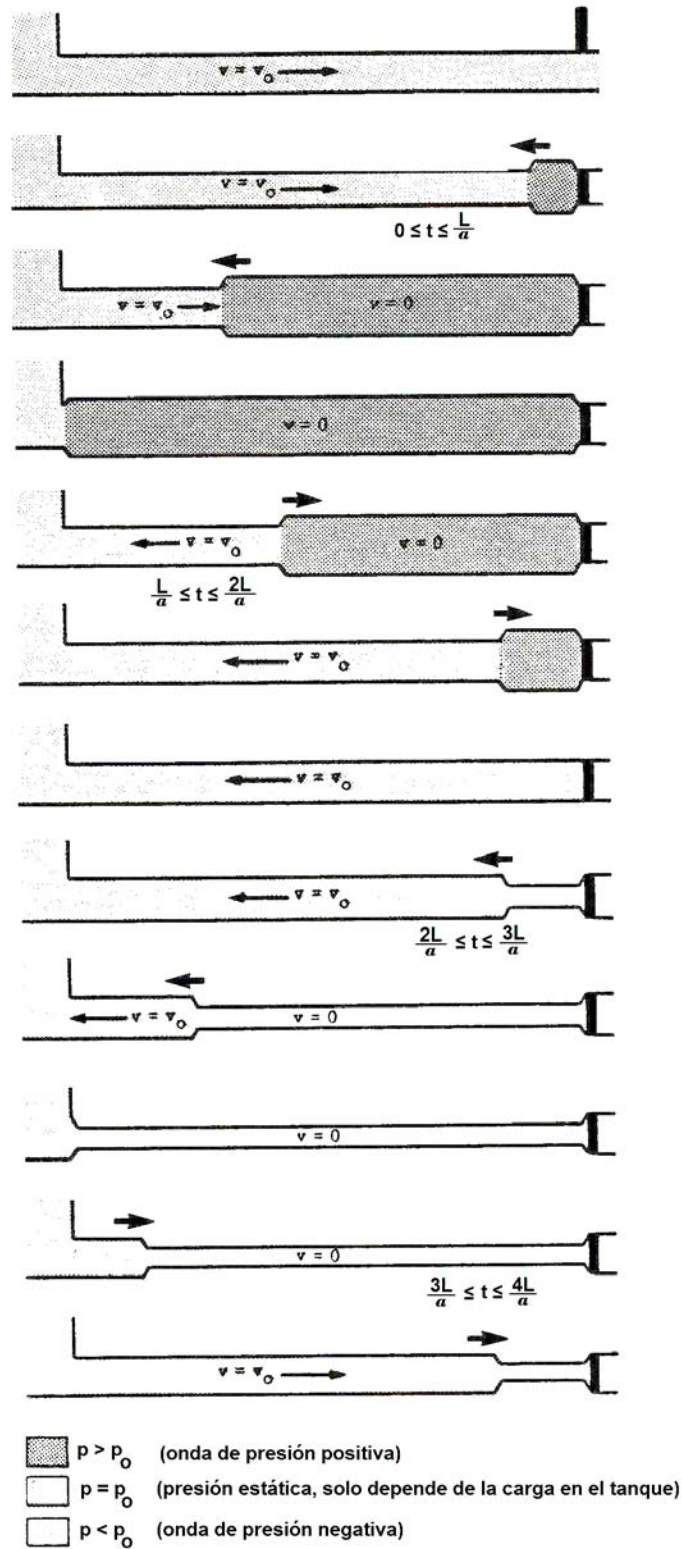
Los procesos de corrosión involucran el flujo de una corriente eléctrica a lo largo de las paredes de las tuberías. En la corrosión interna y en la galvánica, dicha corriente es generada por la tubería en contacto con el agua, el suelo o algún elemento de un material diferente al de la tubería.

Cuando se utilizan materiales defectuosos para la fabricación de las tuberías o accesorios de la red es muy frecuente que se produzcan fallas por rajaduras longitudinales o transversales y perforaciones, debido a que no tienen la capacidad necesaria para resistir los esfuerzos a que es sometida la red durante su construcción y operación normales. Algunas de las deficiencias más frecuentes son: la contaminación del material de fabricación con otro de menor resistencia y la inclusión de aire en el material fundido; estas dos deficiencias producen materiales no homogéneos que reducen sustancialmente su resistencia y uniformidad.

La instalación deficiente es producida principalmente por una mano de obra que no respeta las normas y especificaciones de instalación; dichas normas, se establecen para garantizar la seguridad y correcto funcionamiento de las instalaciones bajo condiciones de operación específicas. El golpe de ariete también puede dañar la red de distribución y causar fugas, sobre todo, cuando no se han instalado dispositivos de protección como son: válvulas aliviadoras de presión, cámaras de aire y válvulas anti-ariete, así como atraques para un soporte adecuado.

El golpe de ariete es un fenómeno que se presenta cuando ocurre un cierre rápido de válvulas o cuando se realiza el paro de una bomba conectada a una tubería. En ambos casos, el caudal se reduce hasta cero en un tiempo muy corto (en segundos). Este cambio de régimen produce una onda de sobre-presión debido a que, el agua que fluye en una tubería a presión tiene momentum y como el cambio en el régimen de flujo se produce en un tiempo corto, el resto de la columna de agua (hacia aguas arriba desde el punto donde se produce dicho cambio), continua viajando con la misma velocidad que antes del cambio en el régimen, por lo que el momentum se convierte en una onda de sobre-presión que viaja hacia aguas arriba hasta reducir el caudal a cero en toda la tubería, expandiéndola en toda su longitud. Después de que la onda de sobre-presión llega hasta el depósito en el tiempo  $t = L/a$  (donde  $L$  es la longitud de la tubería y,  $a$  es la velocidad de la onda de presión y es igual a la velocidad del sonido en el agua, si se considera que la tubería es completamente rígida), después el sentido del flujo se invierte y continúa fluyendo a lo largo de la tubería, por lo que ahora se produce una onda de presión negativa (sub-presión), que se desplaza hacia aguas abajo, comprimiendo la tubería en todo su recorrido, en el tiempo  $t = 2L/a$ . Este ciclo se repite alternando entre ondas de presión positiva y negativa, hasta que las pérdidas por fricción disipan totalmente la energía de dichas ondas de presión, en la figura 3.5 se muestra un esquema de la forma en que se produce el golpe de ariete.

Figura 3.5.- Esquema de la forma en que se produce el golpe de ariete.



Como las tuberías no son completamente rígidas y se deforman bajo el efecto de una sobrepresión, la velocidad,  $a$ , de la onda de presión, disminuye de acuerdo con la fórmula (3.14).

$$a = \frac{a_o}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua} D}{E_{tubo} \delta}}} \quad (3.14)$$

donde:

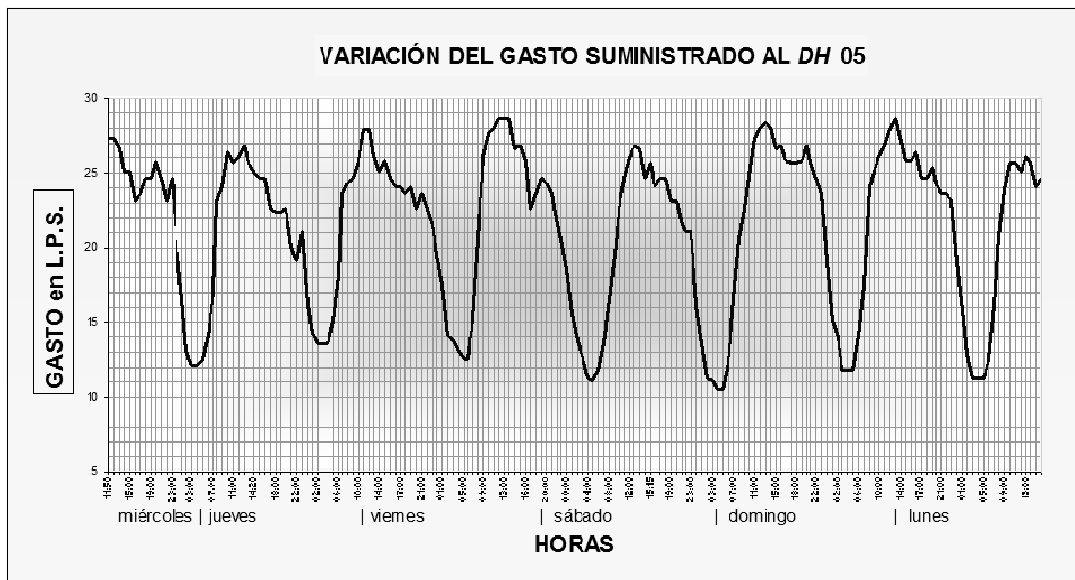
- $a_o$  es la velocidad del sonido en el agua ( $1425 \text{ m/s} \leq a_o \leq 1440 \text{ m/s}$ )
- $E_{agua}$  es el módulo de elasticidad volumétrica del agua ( $E_{agua} = 2.115 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ ).
- $E_{tubo}$  es el modulo de elasticidad (módulo de Young) del material del tubo, en  $\text{kg/cm}^2$ .
- $D$  es el diámetro interior del tubo, en  $\text{mm}$ .
- $\delta$  es el espesor de la pared del tubo, en  $\text{mm}$ .

Es posible demostrar que un cambio instantáneo ( $\Delta v$ ) en la velocidad de un flujo a presión, genera una variación instantánea ( $\Delta H$ ) en la carga hidráulica en el mismo punto y se calcula con la fórmula de Joukowsky:

$$\Delta H = \frac{a}{g} \Delta v = \frac{a_o \Delta v}{g \sqrt{1 + \frac{E_{agua} D}{E_{tubo} \delta}}} \quad (3.15)$$

Respecto a la medición global del volumen abastecido, se realiza preferentemente utilizando el tubo Pitot Simplex con registrador gráfico, instalado sobre la tubería de entrada al  $DH$ . Una vez instalado el equipo, se realizan mediciones continuas de 24 horas durante ocho días en cada distrito Hidrométrico. En la figura 3.6 se muestra un ejemplo del tipo de registro que se obtiene al medir el caudal suministrado a un distrito hidrométrico.

Figura 3.6.- Medición del caudal suministrado a un distrito hidrométrico.



A partir de las curvas que muestran la variación del gasto suministrado a un *DH*, para definir las pérdidas por fugas de agua potable, se calculan los siguientes los índices:

$$CHP = \frac{C_T}{24} \quad (3.16)$$

$$ICH_{MAX} = \frac{CH_{MAX}}{CHP} \quad (3.17)$$

$$ICMN = \frac{CMNh}{CHP} \quad (3.18)$$

$$CEP = \frac{CHP}{3.6 L} \quad (3.19)$$

donde:

$C_T$  es el volumen total de agua promedio semanal que entró al distrito hidrométrico en un periodo de 24 horas, en  $m^3$ .

$CHP$  es el consumo horario promedio semanal en el distrito hidrométrico, en  $m^3/h$ .

$CH_{MAX}$  es el consumo horario máximo promedio semanal en el distrito hidrométrico, en  $m^3/h$ .

$ICH_{MAX}$  es el índice de consumo horario máximo diario en el distrito hidrométrico

$CMNh$  es el consumo horario mínimo nocturno promedio en el distrito hidrométrico, en  $m^3/h$ .

$ICMN$  es el índice de consumo mínimo nocturno en el distrito hidrométrico.

$L$  es la longitud total de la red de distribución del distrito hidrométrico, en  $km$ .

$CEP$  es el consumo específico promedio en el distrito hidrométrico, en  $litros/s/km$ .

El consumo específico horario promedio es un indicador de la densidad de tomas por unidad de longitud de la tubería de la red de distribución.

Cuando en el distrito hidrométrico, además de los usuarios domésticos hay grandes consumidores, se calcula el índice de consumo mínimo nocturno doméstico,  $ICONOD$ , con la siguiente ecuación:

$$ICONOD = \frac{CMNh - cmnGC}{CHP - chpGC} \quad (3.20)$$

donde:

$cmnGC$  es el consumo horario nocturno de los grandes consumidores en el distrito hidrométrico, registrado en el mismo horario en que se mide el  $CMNh$ , en  $m^3/h$ .

$chpGC$  es el consumo horario promedio de los grandes consumidores en el distrito hidrométrico, en  $m^3/h$ .

En sectores con buen mantenimiento y bajo nivel de fugas la relación  $CHP/CMNh$  varía entre 12 y 15.

### 3.5.1.- Localización de fugas en la red (métodos y equipos).

Las fugas pueden ser de dos tipos:

- 1). Visibles y
- 2). No-visibles.

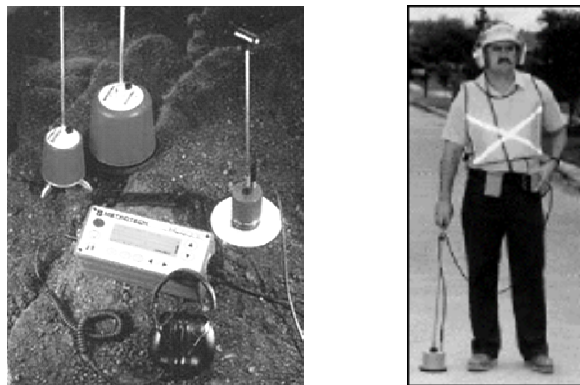
Las **fugas visibles** emergen hacia la superficie del terreno o pavimento por lo que aparecen como humedad o charco, sin embargo, la fuga puede estar localizada a una distancia considerable del sitio donde se observa la humedad, por lo que siempre es necesaria su localización.

En el caso de **fugas no visibles**, el agua se infiltra hacia abajo en vez de fluir hacia la superficie, principalmente cuando el suelo circundante es poroso (arena o roca), de modo que pueden drenar hacia tuberías del alcantarillado, canales o a estratos inferiores del subsuelo.

Los **métodos de detección** de fugas indican únicamente la existencia de fugas en un área perfectamente delimitada, así como una aproximación de su magnitud. Uno de los más utilizados para la detección de fugas, es el método de distritos hidrométricos. También se puede realizar un balance de agua por zonas de la red o la medición, seguimiento y análisis del consumo y de las presiones del servicio.

Las **técnicas de localización** de fugas consisten en ubicar con la mayor exactitud posible el lugar donde ocurre el escape de agua; estas técnicas se basan en la captación e identificación del sonido que produce una fuga de agua, para lo cual se emplean un micrófono que se coloca en el piso y amplificadores electrónicos de sonido equipados con audífonos e indicadores de frecuencias del sonido captado, así como filtros de frecuencia que permiten una mejor identificación de los sonidos. Un operador entrenado conduce la inspección colocando el micrófono sobre la superficie donde se encuentran enterradas las tuberías de la red o de las tomas domiciliarias, para escuchar e identificar los sonidos que pueden ser fugas. Después, verifica las áreas identificadas, para confirmar o desechar la existencia de fugas.

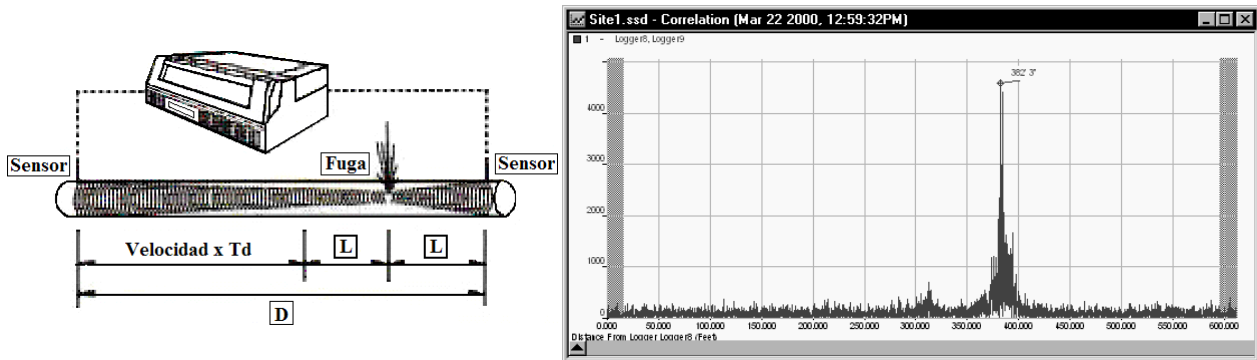
Figura 3.7.- Equipo detector de fugas con micrófono de piso.





Para la localización de fugas, también se emplean instrumentos computarizados que captan las vibraciones producidas por el sonido de fugas que correlacionadas se transforman para generar un espectro de frecuencias, empleando la transformada rápida de Fourier (Wylie 1975)<sup>21</sup>; dicho espectro de frecuencias muestra el intervalo que corresponde al escape de agua y señalan la distancia donde se encuentra la fuga, medida entre los puntos donde se coloca un radiotransmisor y un radio-receptor. Este tipo de equipo se le conoce como localizador de fugas correlador.

Figura 3.8.- Equipo detector de fugas correlador.



### 3.5.2. El sonido de fugas

Básicamente existen dos tipos de sonido de fugas:

- a).- El sonido que se propaga por medio del material de la tubería y del agua que fluye dentro de la misma, tiene frecuencias características de 600 a 2000 Hertz y,
- b).- El sonido de la fuga que se impacta contra el suelo circundante al área de salida, con frecuencias características de 20 a 500 Hertz.

El primer tipo de sonido, en el rango de 600 a 2000 hertz ( $Hz$ ), usualmente se origina por el fenómeno de vibración de una fuga a través de un orificio en el tubo, y se transmite a lo largo de las paredes de la tubería. Las frecuencias más altas están asociadas con fugas pequeñas y las bajas con fugas de gran magnitud. La identificación de este sonido se logra por contacto del equipo con válvulas, hidrantes u otros elementos de la red y puede viajar distancias grandes. El segundo tipo de sonido de fuga, en el intervalo de 20 a 500  $Hz$ , es causado por el impacto del chorro de agua de la fuga al impactar contra el suelo que circunda la zona de la fuga. Este sonido es de baja frecuencia, parecido al ruido de una fuente, y es causado por el agua que circula en la cavidad de suelo cerca de la fuga. A diferencia de la distancia que puede recorrer el sonido de vibración usando las paredes del tubo, la distancia a la que puede llegar el segundo tipo de sonido, se limita a la zona inmediata de la fuga; por esta razón, el sonido de baja frecuencia es muy importante en la localización exacta de la fuga.

### 3.5.2.1. Factores que afectan el sonido de fugas

Hay un número de factores que influyen en el sonido de las fugas, los más importantes son los siguientes:

a) Presión.- Las presiones altas en la red favorecen la localización ya que el agua, al salir con mayor presión, golpea las aristas del orificio en la tubería y el sonido se propaga con mayor intensidad. Usualmente se requiere tener  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  de presión de agua para mejorar la detección del sonido.

b) Tamaño y material del tubo. El metal es mejor conductor de sonido que el no-metálico, se requieren intervalos de búsqueda más cortos que cuando se inspeccionan tuberías no - metálicas. En tuberías de P.V.C. y A-C, el sonido es completamente apagado.

c) Tipo de suelo.- Observaciones empíricas indican que la arena es normalmente un buen conductor de sonido y que la arcilla es un conductor pobre.

d) Tipo de superficie.- Pasto y tierra suelta tienden a aislar el sonido, mientras que el concreto y el asfalto son buenos resonadores y dan un sonido uniforme, por lo cual, una superficie pavimentada brinda mejores condiciones para la localización de fugas. Una superficie asfaltada no es tan confiable porque la distribución de las partículas del asfalto dejan huecos, o pequeñas bolsas de aire, que tienden a mezclar los sonidos del ambiente con el de la fuga por lo que las detecciones son más complicadas. Una superficie con hierba o pasto impide asentar bien el micrófono de piso lo cual ocasiona que la membrana receptora del equipo no capte adecuadamente el sonido que proviene del subsuelo.

e) Tipo de subsuelo.- Dependiendo del tipo del suelo del lugar en donde se presenta una fuga, se tiene diferente calidad de la resonancia del ruido que genera la misma, es importante considerar que un subsuelo duro, como lo es la arena compacta o un suelo rocoso, se transmite mejor el sonido. Un suelo fangoso, como lo es el barro o donde existe material tipo boleto, no tienen buena resonancia.

f) Tipo de fuga.- Una fuga pequeña (grieta u orificio pequeño), presenta un sonido agudo de alta frecuencia; una abertura mayor, provoca un sonido grave de poca intensidad y baja frecuencia.

g) Accesorios y piezas especiales.- Generalmente donde el sonido es más intenso se localiza la fuga, pero bajo algunas condiciones como por ejemplo: cambios de dirección del tubo, tubería doblada, codos, tees, reducciones, etc., amplifican el sonido del flujo y esto puede confundirse con una fuga.

h) Profundidad de la tubería.- El espesor de la capa de suelo que cubre la tubería hace variar la intensidad del sonido.

### 3.6. Evaluación de errores de exactitud de micromedidores.

Los errores de exactitud de micromedidores se refiere a la cantidad de agua que los medidores registran de menos o de más; la submedición constituye una pérdida para el Organismo Operador.

El procedimiento para evaluar los errores de micromedidores es el siguiente:

- Identificación de marcas, modelos y diámetros o tamaños instalados.
- Cálculo del tamaño de la muestra de micromedidores por verificar, de acuerdo con el tipo de usuario (doméstico, comercial, y grandes consumidores), y estratificado por marcas.
- Selección aleatoria de domicilios para la evaluación de los errores de micromedición.
- Pruebas de error a micromedidores.

Las pruebas de error a micromedidores consisten en medir el volumen entregado, el cual se compara con el volumen registrado por el medidor. La diferencia entre los dos volúmenes constituye el error y, la relación del volumen registrado respecto al real es la exactitud.

Para verificar en campo a los micromedidores se utiliza un recipiente calibrado, con capacidad de 20 litros, con el cual se mide el volumen real entregado y, al mismo tiempo, se toma la lectura inicial y final registrada por el medidor. Cabe hacer aquí la aclaración de que, cuando las pruebas de exactitud a micromedidores se hacen en un laboratorio, se realizan pasando 100 galones o 378.5 litros (AWWA 1973)<sup>22</sup>, a través del medidor sujeto a prueba, volumen que es medido en un tanque debidamente calibrado, de acuerdo con la norma oficial mexicana NOM-042-SCFI-1997. Con los datos obtenidos, se calcula el error ( $e_i$ ), empleando las siguientes ecuaciones:

$$e_i = \frac{V_{Mi} - V_P}{V_P} * 100 \quad (3.21)$$

donde:

$e_i$  es el  $i$ -ésimo error del micromedidor, en %.

$V_P$  es el volumen real extraído o volumen patrón (del recipiente calibrado), en litros.

$V_{Mi}$  es el  $i$ -ésimo volumen registrado por el medidor, en litros.

$$V_{Mi} = L_{Fi} - L_{Ii} \quad (3.22)$$

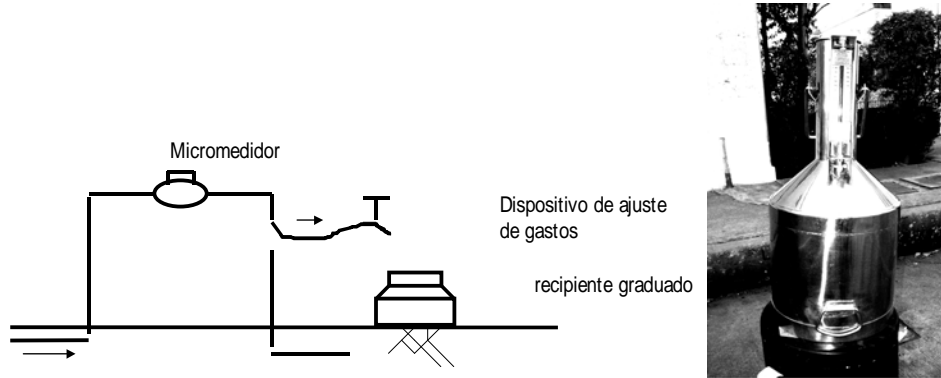
$L_{Fi}$  es la  $i$ -ésima lectura indicada por el medidor al final del aforo, en litros.

$L_{Ii}$  es la  $i$ -ésima lectura indicada por el medidor al inicio del aforo, en litros.

Las pruebas se realizan tres veces como mínimo, para obtener su error promedio. Obsérvese que, en la ecuación (3.21), si el resultado tiene signo positivo indica que el medidor mide de más y si tiene signo negativo significa que mide de menos; esto es importante al momento de realizar las correcciones y determinar el volumen real que se debió de haber medido. En consecuencia, el volumen real ajustado, en función del error calculado, se obtiene con la ecuación (3.23).

$$Vol\ real = \frac{Vol\ medido}{[1 + (\pm e)]} \quad (3.23)$$

Figura 3.9- Esquema de la prueba para la verificación de exactitud de micromedidores.



La estimación de las pérdidas por errores de medición se puede calcular como el promedio aritmético de los errores que resultaron de la muestra estudiada. Sin embargo, se puede observar que existen diversos factores que afectan la magnitud del error en micromedidores y por lo tanto se debe tener mucho cuidado al momento de determinar cuándo es homogénea una población de micromedidores para realizar un muestreo y calcular el error promedio representativo. Entre los factores que tienen más influencia en la magnitud del error, están los siguientes:

1. Edad de instalación del medidor o antigüedad.
2. Tipo de medidor (velocidad o desplazamiento positivo –volumétrico–).
3. Condiciones de instalación de acuerdo con el tipo de medidor.
4. Calidad del agua.

De acuerdo con Congyst (2005)<sup>23</sup> la magnitud del volumen de agua que ha pasado a través de un medidor, tiene un impacto mayor en el cálculo de las pérdidas aparentes dentro del balance.

A continuación se presenta una ecuación de regresión, basada en datos históricos de la Ciudad de Kansas (MO), con la cual se estimó la exactitud de la población total de los medidores instalados por la Cleveland Water Division (CWD), en función del número promedio de años de servicio de la población de medidores:

$$\text{Exactitud} = -0.2654 * (\text{N}^\circ \text{ de años en servicio}) + 101.15 \quad (3.24)$$

Si la edad promedio de los medidores es de 20 años, la exactitud de los micromedidores será la siguiente:

$$\text{Exactitud} = (-0.2654 * 20) + 101.15 = 95.8\% \quad \text{o} \quad 4.2\% \text{ de sub-medición.}$$

Si la edad promedio de los medidores es de 11.4 años, la exactitud resultante es:

$$\text{Exactitud} = (-0.2654 * 11.4) + 101.15 = 98.1\% \quad \text{o} \quad 1.9\% \text{ de sub-medición.}$$

Los resultados anteriores son consistentes con la experiencia del “Metropolitan Domestic Water Improvement District” en Tucson, AZ (Hill & Davis, 2005). En un estudio realizado a micro-medidores domésticos residenciales, determinaron que el tiempo óptimo de reemplazo fue de 11 años. Para un periodo mayor, el costo de la pérdida económica excede al costo del reemplazo.

Como se puede ver en la ecuación de regresión, la variable independiente es la antigüedad promedio de instalación de los medidores, por lo que el cálculo se realiza solo en función del número de años de instalación; sin embargo, como primero se propuso que el volumen de agua que ha pasado a través de un medidor es lo que modifica su exactitud, se debería de haber empleado este dato en la ecuación de regresión.

Respecto al tiempo óptimo de reemplazo en el caso de nuestro país, es muy recomendable que en cada caso en particular se determine cuál es este, debido a que el grado de deterioro de los micromedidores es afectado por diversos factores, entre los que se encuentran los siguientes: la calidad del agua, la presión y continuidad del servicio, así como la forma en que se opera el sistema de distribución, todo lo cual puede aumentar o reducir el deterioro de estos aparatos.

Por otra parte, para efectos prácticos, es recomendable emplear la antigüedad siempre y cuando se tenga la certeza de que la población en estudio es lo suficientemente homogénea en cuanto al tipo de usuario, al volumen de consumo promedio anual, al tipo de medidor instalado, a la calidad del agua suministrada y a las condiciones de instalación de acuerdo con su tipo.

### **3.7. Evaluación de errores de exactitud de macromedidores.**

Cuando se trata de macromedidores los errores más significativos ocurren cuando los aparatos están sobredimensionados; es decir, que su caudal de diseño, es muy superior a los caudales que se miden realmente. De acuerdo con Arregui, et al. (2005)<sup>24</sup>, cuando los medidores están sobredimensionados, los errores pueden estar entre -60% y +10% y, cuando los macromedidores son pequeños respecto a la capacidad requerida, el error es de  $\pm 6\%$ . Asimismo en un estudio realizado en la ciudad de Cleveland, Estados Unidos de América, se investigaron 18 macromedidores y, excluyendo los resultados extremos, de los 16 restantes, resultó que tuvieron un error de -46% (submedición) a +18% (sobremedición), con un error medio igual a -9% (submedición).

### **3.8.- Análisis de pérdidas por fugas (red y tomas domiciliarias).**

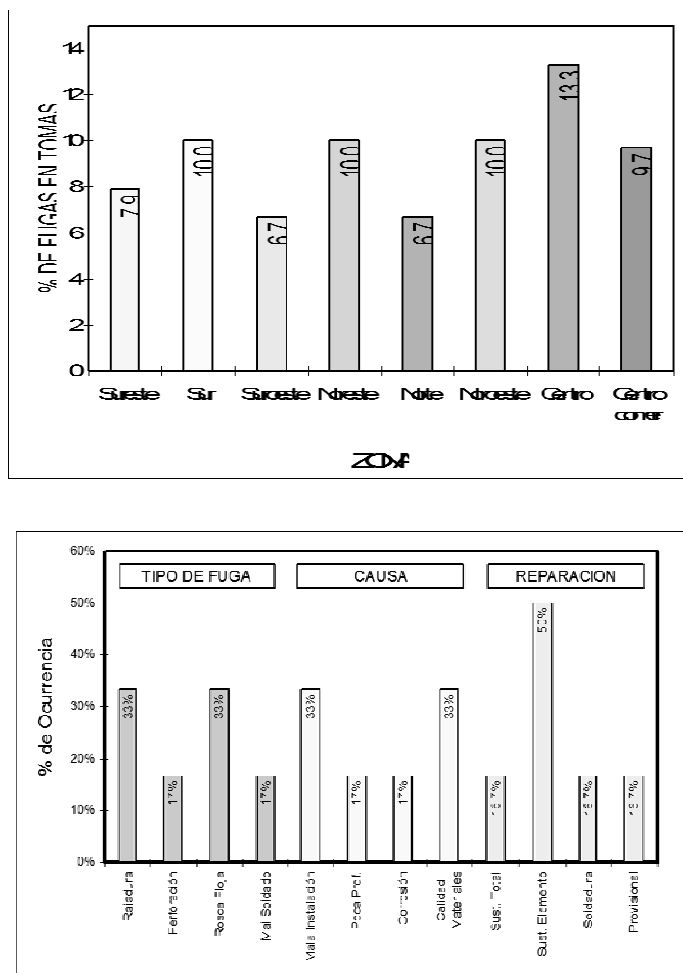
A partir de los resultados obtenidos, es posible llevar a cabo el balance completo indicado en la Figura 3.1; con lo cual, es posible jerarquizar las acciones, de acuerdo con su importancia, facilidad para ser realizadas y costos. Para esto, se analizan tendencias, frecuencias y cantidades

que causan directa o indirectamente las pérdidas de agua potable. Con este fin, se realizan los siguientes análisis:

- Magnitud y causas de la ocurrencia de fugas en tomas domiciliarias.
- Magnitud y causas de las pérdidas en la red de distribución.
- Magnitud de la sub-medición y del la sobre-medición de micromedidores y de macromedidores.
- Evaluación económica y financiera de los programas de reducción y control de pérdidas.

Los patrones de ocurrencia de fugas se refieren a la frecuencia con que se presentan determinadas variables físicas identificadas como causas que producen o favorecen la existencia de fugas.

Figura 3.10.- Ejemplo de resultados de la evaluación de fugas.



### 3.9.- Jerarquización de acciones para la reducción y el control de pérdidas.

El objetivo de un programa de reducción y control de fugas es reducir la magnitud de pérdidas hasta un mínimo determinado por su viabilidad técnica, económica, financiera e institucional, este objetivo se plantea con base en la relación beneficio/costo de cada una de las acciones que se requiere llevar a cabo así como el periodo en que es posible obtener los beneficios.

Para esto, se puede construir una matriz de planificación para cada proyecto, donde se deben definir los objetivos particulares e indicadores verificables objetivamente, que sirven para la evaluación y seguimiento de los programas, los indicadores deben determinar: la cantidad, la calidad, el tiempo y el lugar. Adicionalmente se deberán puntualizar los supuestos que se deberán verificar para sostenerlos a largo plazo.

La prioridad de las acciones se basa en el criterio económico de productividad, definida como la cantidad que se requiere de un recurso determinado (insumos), para producir una unidad de un bien o servicio (producto).

Entonces, la eficiencia en la producción, conducción y distribución del agua, puede medirse por el costo unitario de operación, CUO, ( $\$/m^3$  de agua suministrado); de donde se puede observar que a menor CUO, mayor eficiencia en el servicio. En un contexto ambiental, el concepto de eficiencia incluye también consideraciones sobre la calidad del servicio proporcionado por el sistema de aprovechamiento, así como por el volumen consumido por los usuarios, por lo que cualquier esfuerzo que se realice para aumentar la eficiencia en el uso del agua debe hacerse sin menoscabo en la productividad, higiene y confort de las personas.

El costo de operación, según el Banco Mundial, puede dividirse en tres grandes rubros: 1).- energía/combustible, 2).-personal y 3).- misceláneos (productos químicos y mantenimiento), y recomienda que una composición del costo promedio debe ser la siguiente: 18.4% por costo de energía y combustibles, 46% por gastos de personal, y 35.6% por misceláneos. No se incluyen cargos por depreciación.

De acuerdo con el Banco mundial (Arregui, et al. 2005), el costo unitario de operación varía desde  $\$0.05 \text{ USD}/m^3$ , en Karachi, Paquistán y Changchun, China, hasta  $\$0.31 \text{ USD}/m^3$  en Minas Gerais, Brasil. También indica que cerca de 28% de los organismos operadores estudiados tienen un CUO menor a 10 centavos  $\text{USD}/m^3$ , 44% están entre 10 a 20 centavos  $\text{USD}/m^3$ , y 28% de 20 centavos  $\text{USD}/m^3$  o mayor.

Por lo que respecta a la República Mexicana, de acuerdo con un estudio realizado por el IMTA (Ochoa et al 2000)<sup>25</sup>, en 15 ciudades, se han registrado costos unitarios, que varían desde  $0.74 \text{ \$/m}^3$  ( $0.076 \text{ \$/USD}/m^3$ ) en la ciudad de Obregón, Coahuila, hasta  $9.4 \text{ \$/m}^3$  ( $0.974 \text{ \$/USD}/m^3$ ) en Tijuana, Baja California con un promedio de  $2.95 \text{ \$/m}^3$  ( $0.303 \text{ \$/USD}/m^3$ ).

Con los valores del CUO, es posible realizar un análisis de Beneficio/Costo, tomando como valor del beneficio al CUO y como valor del costo el correspondiente a la eliminación de las pérdidas mediante la aplicación de un programa integral para este fin.

A partir del análisis Beneficio/Costo, se puede establecer una función de ponderación (FP), para cada zona en que se ha dividido a la red de distribución, con la cual se puede determinar cuál de dichas zonas tendrá prioridad para la aplicación del programa de reducción de pérdidas.

$$FP_i = \left[ \frac{BC_i + \frac{M_i}{M_T} + \frac{EF_i}{EF_T} + \frac{FT_i}{FT_T}}{N_p} \right] \quad (3.24)$$

Donde:

- $FP_i$  es el factor de ponderación del *i-ésimo* sector.
- $BC_i$  es la relación Beneficio/Costo del *i-ésimo* sector.
- $BC_T$  es la suma de la relación Beneficio/Costo de todos los sectores.
- $M_i$  Es la cobertura de micromedición en el *i-ésimo* sector.
- $M_T$  Es la suma de las coberturas de micromedición de todos los sectores.
- $EF_i$  Es la eficiencia de facturación en el *i-ésimo* sector.
- $EF_T$  Es la suma de las eficiencias de facturación de todos los sectores.
- $FT_i$  Es el porcentaje de fugas en el *i-ésimo* sector.
- $FT_T$  Es la suma de los porcentajes de fugas de todos los sectores.
- $N_p$  Es el número de parámetros analizados, en este caso, son cuatro (B/C, micromedición, facturación y % de fugas).

Entre las medidas que producen un mayor impacto en el ingreso económico de un organismo operador están las siguientes:

1. Implantación de sistemas eficaces de planeación, programación y coordinación ejecutiva en el organismo operador.
2. Implantación de programas de capacitación de recursos humanos y selección de tecnologías apropiadas, con perfeccionamiento de los programas de capacitación apoyados en instituciones universitarias y asociaciones profesionales.
3. Mejoramiento de la atención a los mecanismos de comunicación interna y externa.
4. Instalación y control de medidores a los grandes consumidores, y/o verificación de la exactitud de los que están instalados.
5. Instalación de macro-medidores, o la verificación del estado físico y de la exactitud de los que están instalados.
6. Revisión y actualización del padrón de usuarios.
7. Elaboración de proyectos de sectorización de la red con distritos hidrométricos integrados.



8. Implantación de programas de detección, localización y eliminación de fugas no visibles, con prioridad de las zonas con mayor densidad de fallas anuales.
9. Implantación de un programa de mejoramiento de la eficiencia electromecánica de equipos de bombeo.

### **3.10.- Métodos para la reducción y el control de pérdidas.**

A partir del análisis de cuatro casos exitosos de reducción de pérdidas (Yepes y Vianderas 1996)<sup>26</sup>, es preferible dirigir primero los esfuerzos a reducir las pérdidas comerciales, esto es, a revisar y actualizar el padrón de usuarios y el sistema de facturación, reemplazar los medidores dañados e incrementar la cobertura de micromedición, antes del establecimiento de un programa de detección y reducción de fugas.

Después de haber llevado a cabo diversas actividades de un programa de evaluación de pérdidas, es posible conocer con detalle las causas, magnitud y características de las fugas en el sistema de distribución y se tienen los elementos necesarios para elaborar y aplicar un programa de reducción y control de las pérdidas.

Los métodos para la reducción y el control de las pérdidas, al igual que en el diagnóstico, también deben evaluar los cambios que se lograrán en el corto mediano y largo plazos, de modo que sea posible planificar las decisiones de reparación o rehabilitación.

Habitualmente los organismos operadores en el país aplican un control pasivo de fugas, el cual consiste en reparar solamente las fugas visibles, las cuales son reportadas por la policía, el personal operativo del organismo operador o los usuarios; esto ocurre solo hasta que las fugas se hacen visibles al momento de llegar hasta la superficie, cerca del lugar donde ocurren, o porque producen una baja presión en la toma domiciliaria y después de un tiempo de existencia no determinado. Este método es el que demanda el menor esfuerzo por parte del organismo operador y reduce las pérdidas en una magnitud tan pequeña que no tiene un impacto apreciable. Este método es el menos recomendable para efectos de un programa de reducción y control de pérdidas por fugas.

A continuación se presentan cuatro métodos que se utilizan para la reducción y el control de pérdidas por fugas:

1. **Control de la presión.** Es el método más simple de reducir y controlar las fugas en sistemas de distribución. En este método el caudal que se pierde por fugas depende directamente de la presión y, particularmente en sistemas donde esta se incrementa a niveles altos durante la noche, es fácil reducir la magnitud de las pérdidas mediante el establecimiento de un sistema de control que permita reducir y/o sostener la presión en niveles aceptables, por ejemplo se pueden instalar dispositivos apropiados para regular la presión en zonas de la red con presiones mayores a la máxima aceptable. Algunos dispositivos que sirven para regular la

presión pueden ser: cajas rompedoras de presión, válvulas reductoras/sostenedoras de presión, válvulas aliviadoras de presión y válvulas de control del bombeo.

En los últimos años se han dado avances importantes en el desarrollo de métodos prácticos para predecir y comprender de qué forma ocurren las fugas y cómo, el caudal de fugas, la frecuencia de rotura en sistemas de distribución y el consumo, están influenciadas por la presión; en virtud de que existe una relación estrecha entre la presión, el caudal de fuga, la frecuencia de roturas nuevas y el consumo. Por lo tanto, la regulación de presiones en los sistemas de distribución de agua potable es reconocida como una de las actividades clave en la reducción de las pérdidas de agua, y en la disminución de la frecuencia de aparición de roturas en las redes de distribución y en conexiones domiciliarias.

2. **Búsqueda y reparación rutinaria de fugas.** En este método se desarrolla un programa de detección de fugas no visibles. Para esto, primero se debe crear un grupo especializado en la detección de fugas y después proceder a la identificación de las zonas de la red donde se han registrado las frecuencias de fugas más altas; esto, con el fin de dar prioridad a dichas zonas para la inspección toma por toma y por tramos de la red, mediante la aplicación de los métodos y el uso de equipos descritos en el capítulo 3.4.1., para su consecuente eliminación, acortando de esta forma su tiempo de existencia. Al concentrar los recursos humanos y materiales e una zona bien identificada, se podrá lograr un ahorro económico importante, ya que principalmente se reducirán los tiempos de traslado.
3. **Medición por áreas de consumo.** En este método se instalan medidores permanentes en puntos estratégicos dentro del sistema de distribución, por ejemplo, en puntos de bifurcación de líneas principales y donde se abastecen zonas con un número de usuarios entre 2000 y 5000 tomas con micromedidor instalado; de esta forma, es posible observar las variaciones del consumo y estimar la magnitud de las pérdidas (por diferencia entre el volumen abastecido y el volumen medido). Con los datos de las mediciones, si se observa un incremento significativo en el volumen abastecido sin haber un incremento en el consumo de los usuarios, se deberá investigar para determinar si el origen es la aparición de nuevas fugas no visibles o de consumos no autorizados, para proceder a su inmediata localización y eliminación. Para esto se debe establecer un programa regular de lectura, registro y análisis de los medidores instalados.
4. **Distritos hidrométricos.** Este método ya fue descrito en el capítulo 3.5, y es un requisito que, antes de llevar a cabo la reparación de las fugas, la red de distribución sea rediseñada con distritos hidrométricos integrados de modo que, las zonas que van a ser aisladas y abastecidas por un solo punto de la red, cumplan con las condiciones mínimas mencionadas en el capítulo 2. La sectorización y el establecimiento de distritos hidrométricos permitirá que el caudal recuperado en uno de ellos no se pierda por las fugas aún presentes en otros sectores de la red.

### **3.10.1- Rehabilitación.**

Para que se puedan lograr resultados exitosos en el corto y mediano plazos, es necesario tener un amplio control en el funcionamiento y la operación de la red, por lo cual se debe establecer alguno de los métodos que se utilizan para la reducción y el control de pérdidas ya mencionados en el capítulo anterior. En particular, el método de distritos hidrométricos es el que ofrece ventajas mayores para optimar el diseño y funcionamiento hidráulico ya que permite a los operadores un manejo más eficiente de la red de distribución.

Para adaptar el funcionamiento de la red de distribución operada con distritos hidrométricos, es necesario sectorizar la red. Entendiendo por sectorización de una red, a la acción de formar zonas de suministro independientes unas de otras, dentro de una red de distribución y donde cada sector puede operarse independientemente sin afectar negativamente la calidad del servicio en los otros.

La sectorización de la red, como parte de un programa de reducción y control de fugas, permite evaluar la magnitud de la reducción de pérdidas, después de haber llevado a cabo un programa de reparación/rehabilitación, lo cual permite también, evaluar los beneficios obtenidos. Es por ello que antes de iniciar la reparación/rehabilitación de las fallas detectadas y localizadas, es necesario sectorizar la red.

Un proyecto de sectorización de una red de distribución requiere la elaboración de un modelo conceptual de la red, con el fin de evaluar su funcionamiento hidráulico actual, así como la forma en que es operado el sistema, para lo cual se procede como ya se indicó en los capítulos 2.5.2 a 2.5.4, 2.6 y 3.5.

Aunque no existen reglas precisas para trazar la sectorización, a continuación se presentan recomendaciones generales para realizar esta tarea.

1. En un plano de la red, identificar zonas de presión existentes (con ayuda del modelo calibrado).
2. Identificar zonas con diferentes niveles de consumo (zonas populares, residenciales, industriales, etc.).
3. Agrupar zonas con cotas topográficas cercanas (cerros, planicies, barrancos, pendientes, etc.).
4. Localizar avenidas importantes (con tránsito vehicular intenso).
5. Identificar zonas con tuberías muy viejas, (con 50 años o más de haber sido instaladas).
6. En cada sector localizar los posibles puntos de abastecimiento y ubicación de estaciones hidrométricas.
7. Verificar que los sectores identificados no abastezcan a otros sectores; es decir, que en lo posible no sea necesario que existan salidas de gasto a otros sectores.

8. Utilizando el modelo calibrado de la red, definir las áreas de influencia de cada fuente de suministro y hacerlas compatibles con el trazo de la sectorización.
9. Marcar los cortes a las líneas (o el cierre de válvulas de seccionamiento) que sea necesario realizar para aislar los sectores.
10. Marcar el estado de apertura actual y el futuro de las válvulas que se van a emplear para aislar los sectores.
11. Realizar simulaciones del funcionamiento hidráulico de la red, y verificar que los resultados cumplan con los requisitos mínimos de calidad del servicio y, cuando sea necesario, incluir en el rediseño la instalación de equipos de bombeo, tanques o tramos nuevos para lograr el 100 % de funcionamiento adecuado.

Antes de tomar la decisión de modificar la red actual y con el fin de asegurar su confiabilidad, es muy recomendable incluir las siguientes obras:

- a).- Dejar una interconexión entre las fuentes de abastecimiento, de forma tal que; ante el eventual fallo de una línea de suministro (línea de conducción o línea primaria), se pueda derivar agua desde otras fuentes hasta la zona con problemas.
- b).- Dejar dos válvulas cerradas, que comuniquen sectores contiguos, para que ante una eventual falla del suministro, sea posible abrir las válvulas y derivar, durante ciertas horas del día, el agua de un sector a otro y poder cubrir parcialmente el suministro.
- c).- Incluir tanques de regulación para disminuir los problemas de variación de presión, y de almacenamiento de reserva.
- d).- Incrementar la capacidad de conducción de las tuberías de suministro cuando estas vayan a servir para atender eventuales cierres de algún tramo de otros sectores por falla de tuberías o bien por la realización de obras de mantenimiento o reparación.
- e).- Reemplazar tuberías muy viejas que producen pérdidas de carga mayores a los valores admisibles (tuberías con incrustación interna de o que hayan tenido reportes de fallas continuas.

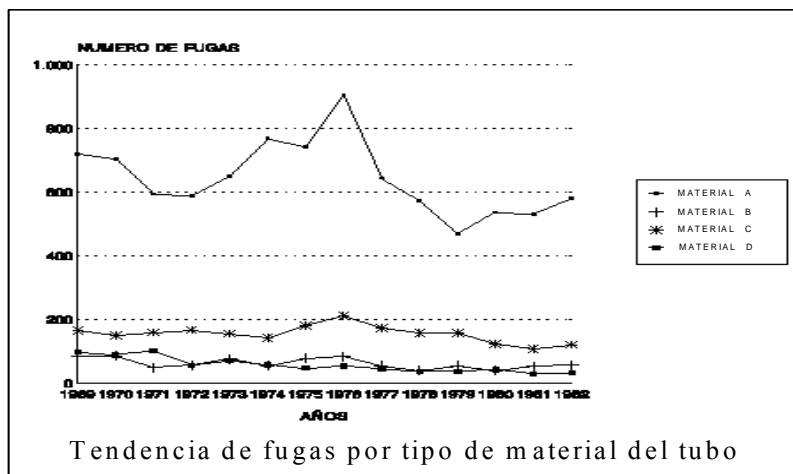
Después de que la red de distribución ha sido sectorizada, se procede al diseño y medición de los distritos hidrométricos dentro de cada sector de operación y, posteriormente, se examinan los patrones de fallas ocurridas y eliminadas, de daños históricos por corrosión y de esfuerzos ambientales que actúan sobre las tuberías, en la Figura 3.11 se muestra un ejemplo. La administración del organismo operador deberá monitorear el sistema para evaluar su estabilidad y confiabilidad en el tiempo. La disponibilidad de esta información facilitará la toma de decisiones para reparar, reemplazar o rehabilitar las líneas principales de distribución.

Las actividades de reparación son las que tienen como fin la compostura de un elemento que ya sufrió una falla total y la rehabilitación se refiere a las que restituyen a un elemento que ha sufrido deterioro y no una falla total, a un estado normal. Una forma de reducir los costos de reparación y reemplazo, es la implantación de un programa de rehabilitación; en particular, la

limpieza y recubrimiento, con cemento, de tuberías de hierro colado, ayuda a incrementar su vida útil. La evaluación económica que permite decidir cuándo una tubería de la red sería candidato para ser rehabilitada, se basa en un análisis de costos de materiales y mano de obra para la obra de construcción y del beneficio que se obtendría al prolongar su vida útil si con ello se logra garantizar la calidad del agua distribuida y mejorar la capacidad hidráulica, desde un punto de vista de la salud y seguridad públicas.

Los organismos operadores pueden emplear dos diferentes tipos de planeación de actividades de reparación/rehabilitación: 1).- La reactiva y 2).- La predictiva o preventiva.

Figura 3.11.- Ejemplo de tendencias y patrones de la ocurrencia de fugas.



La planeación reactiva ocurre cuando un organismo operador programa la realización de una obra después de que ha ocurrido la falla total de un elemento del sistema de distribución y en muchas ocasiones como acciones de emergencia. La planeación preventiva ocurre cuando el organismo operador programa en forma detallada e integral el reemplazo sistemático de elementos del sistema de distribución sin confiarse en el historial de mantenimiento que se le haya dado, y se concentra en la rehabilitación de aquellos con el mayor grado de recuperación de la inversión económica proyectada. Este último tipo de planeación requiere el desarrollo de modelos para predecir el deterioro de elementos del sistema de distribución con el fin de estimar lo que le resta de vida útil y los problemas de mantenimiento que implica. Asimismo, se estiman los costos de las posibles interrupciones al servicio y los de mantenimiento para definir cuál será la mejor estrategia durante su vida útil. Desafortunadamente este tipo de planeación está muy poco desarrollado actualmente en México.

Para la planeación reactiva se puede emplear el análisis de la relación beneficio/costo o también un método de puntaje para la asignación de prioridades de aquellos elementos que tienen un historial de fallas continuas. Cada organismo operador, de acuerdo con sus características y restricciones, deberá decidir la prioridad que tendrá cada factor mediante la asignación de diferentes pesos o puntos que representarán el grado de importancia de factores que no son

cuantificables, así como el número de puntos que indicarán cuándo deberá ser reemplazado un elemento, sin que este método sea limitativo, sino que solo se utilice como lineamiento que puede ser modificado y expandido.

En el cuadro 3.6, se enlistan los puntos asignados a los factores que permiten evaluar cuándo es oportuno reemplazar tuberías de 12 pulgadas de diámetro (300 *mm*) o menores (O’Day 1982)<sup>27</sup>.

Cuadro 3.6.- Puntaje asignado de acuerdo con el estado de las tuberías de la red.

CONSIDERACIONES	PUNTOS
Generales:	
Edad de las tuberías: <ul style="list-style-type: none"> <li>◆ &gt; 80 años de antigüedad</li> <li>◆ 51 a 80 años de antigüedad</li> <li>◆ 21 a 50 años de antigüedad</li> <li>◆ 0 a 20 años de antigüedad</li> </ul>	4 pts. 3 pts. 1 pto. 0 pts.
Historial de fugas y fallas: <ul style="list-style-type: none"> <li>◆ mínimo 2/año o 3 en 5 años</li> </ul>	2 pts./fuga o falla
Hidráulicas:	
Profundidad de instalación: <ul style="list-style-type: none"> <li>◆ Si es menor a la profundidad recomendada por las normas técnicas.</li> </ul>	5 pts.
Divergencia del diámetro estándar de la red: <ul style="list-style-type: none"> <li>◆ Tres o más diámetros.</li> <li>◆ Dos diámetros.</li> <li>◆ Un diámetro.</li> </ul>	3 pts. 2 pts. 1 pto.
Para líneas principales de diámetro pequeño: <ul style="list-style-type: none"> <li>◆ 4 pulg. (100 <i>mm</i>), para abastecer hidrantes contra incendio.</li> <li>◆ 2 pulg. (50 <i>mm</i>), o menores.</li> <li>◆ 3 pulg. (75 <i>mm</i>)</li> <li>◆ 4 pulg. (100 <i>mm</i>)</li> </ul>	4 pts. 3 pts. 2 pts. 1 pto.
Capacidad de conducción (“C” de Hazen-Williams) <ul style="list-style-type: none"> <li>◆ &lt; 70</li> <li>◆ 70 – 79</li> <li>◆ 80 – 89</li> <li>◆ &gt; 90</li> </ul>	4 pts. 3 pts. 2 pts. 1 pts.
Por corrosión	
Corrosión de la tubería (en una longitud de 5 pulg.): <ul style="list-style-type: none"> <li>◆ cuencos pequeños de profundidad &gt; 75% del espesor de la pared.</li> <li>◆ cuencos pequeños de profundidad 50–75% del espesor de la pared.</li> <li>◆ cuencos pequeños de profundidad &lt; 50% del espesor de la pared.</li> </ul>	5 pts. 3 pts. 0 pts.

Resistividad del suelo en <i>ohms-cm</i> : <ul style="list-style-type: none"> <li>◆ &lt; 1000</li> <li>◆ 1000 – 2000</li> <li>◆ &gt; 2000</li> </ul>	3 pts. 1 pts. 0 pts.
Especiales	
Presión de servicio en la zona donde está instalada la tubería	
<ul style="list-style-type: none"> <li>◆ &lt; 2.8 <math>kg/cm^2</math></li> <li>◆ &gt; 2.8 <math>kg/cm^2</math></li> </ul>	4 pts. 0 pts.
Fluctuación de la presión	
<ul style="list-style-type: none"> <li>◆ 3.5 <math>kg/cm^2</math></li> <li>◆ 2.8 <math>kg/cm^2</math></li> <li>◆ 2.1 <math>kg/cm^2</math></li> <li>◆ 1.4 <math>kg/cm^2</math></li> </ul>	8 pts. 5 pts. 3 pts. 1 pts.

Si una tubería se evalúa con 10 o más puntos, su reemplazo está justificado.

El primer paso para la planeación es desarrollar una estrategia, para lo cual, se deben plantear algunas preguntas relativas a las características del sistema de distribución y a la forma en que el sistema es operado y después usar las herramientas y mecanismos disponibles para sugerir soluciones apropiadas, mismas que serán usadas para formular la estrategia. Las preguntas típicas son las siguientes:

¿Cuánta agua se está perdiendo?

¿Dónde se está perdiendo?

¿Por qué se está perdiendo el agua?

¿Qué estrategias se pueden aplicar para reducir las pérdidas y mejorar la eficiencia?

¿Cómo se puede mantener la estrategia y sostener los logros alcanzados?

En el cuadro 3.7 se presentan las tareas requeridas para dar solución a las preguntas planteadas.

Cuadro 3.7.- Resumen de preguntas y tareas requeridas para desarrollar y aplicar una estrategia.

Pregunta	Tarea a realizar
¿Cuánta agua se está perdiendo?  - Componente de medición.	BALANCE DE AGUA - Mejorar la estimación de volúmenes/técnicas de medición. - Política de calibración de medidores. - Identificar mejoras posibles para los procedimientos de registro, análisis y difusión.
¿En dónde se está perdiendo el agua?	AUDITORÍA DEL AGUA - Estudios de detección y evaluación de fugas (conducción,

<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cuantificación de fugas.</li> <li>- Cuantificación de pérdidas aparentes.</li> </ul>	<p>regulación y distribución).</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Estudios operacionales de gestiones/padrón de usuarios.</li> </ul>
<p>¿Por qué se está perdiendo el agua?</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Realización de auditoría en la red y en la operación.</li> </ul>	<p>REVISIÓN DE LAS PRÁCTICAS DE OPERACIÓN DE LA RED</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Investigar: <ul style="list-style-type: none"> <li>● datos históricos.</li> <li>● prácticas deficientes.</li> <li>● calidad de procedimientos gerenciales.</li> <li>● deficiencias en materiales de la infraestructura.</li> <li>● influencias locales/políticas.</li> <li>● factores culturales/sociales/financieros.</li> </ul> </li> </ul>
<p>¿Cómo se puede mejorar la eficiencia?</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Desarrollo de una estrategia y planes de acción.</li> </ul>	<p>ACTUALIZACIÓN Y DESARROLLO DE UNA ESTRATEGIA</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Actualización de registros.</li> <li>- Sectorización de la red.</li> <li>- Establecer un sistema de detección y seguimiento de fugas.</li> <li>- Resolver las causas de las pérdidas aparentes.</li> <li>- Establecer un programa de reducción y control de fugas.</li> <li>- Desarrollar planes de acción a corto/medio/largo plazo.</li> </ul>
<p>¿Cómo se puede sostener la estrategia definida?</p>	<p>POLÍTICA DE CAMBIO, CAPACITACIÓN OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Capacitación: <ul style="list-style-type: none"> <li>● mejorar la conciencia.</li> <li>● aumentar la motivación.</li> <li>● transferir habilidades.</li> <li>● introducir tecnología de punta.</li> </ul> </li> <li>- Operación y mantenimiento: <ul style="list-style-type: none"> <li>● involucrar a la comunidad.</li> <li>● aplicar programas de uso eficiente y racional del agua.</li> <li>● Aplicar las recomendaciones del plan de acciones.</li> <li>● Vigilar los procedimientos de operación y mantenimiento.</li> </ul> </li> </ul>

### 3.10.2- Sustitución/reemplazo de tuberías.

La sustitución de tuberías de la red de distribución, que se realiza mediante la excavación de una zanja, involucra tiempos de sustitución considerables y costos económicos altos. Otros factores como son: la selección adecuada de los materiales de las tuberías y del relleno y la verificación de su calidad, así como de la calidad de la mano de obra, también tienen un impacto directo en la calidad, eficacia y costo de la sustitución de las tuberías en redes de agua potable,.

Entre los métodos para sustitución de tuberías enterradas, está la tecnología de instalación sin excavación de una zanja longitudinal, con la cual, se logra un ahorro sustancial, debido a que solo requiere de una excavación mínima. Esta técnica apareció en los años 1970s y se puede clasificar en tres categorías: 1). Inserción con perforación de microtúnel, 2). Inserción por percusión y, 3). Inserción por tensión. En esta técnica, solo se requiere excavar dos trincheras

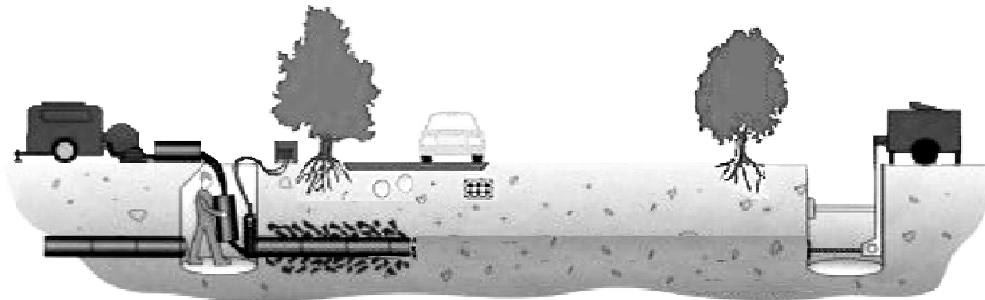


pequeñas, una en cada uno de los extremos de la longitud donde será instalada la tubería nueva, o con separaciones de hasta 80 metros, tal y como se muestra en la figura 3.12. Dichas trincheras, deben tener dimensiones suficientes para colocar un equipo que proporciona la potencia necesaria para perforar el túnel donde se colocará la tubería nueva.

Antes de iniciar cualquier trabajo de excavación, se deberá obtener la mayor cantidad de información disponible sobre instalaciones subterráneas existentes en el sitio de trabajo (tipo de instalación, material, cantidad y ubicación exacta), y dar aviso a las autoridades correspondientes, de los trabajos que se realizarán, con el fin de evitar que se pudieran dañar dichas instalaciones durante los trabajos de instalación.

La inserción por perforación, se conoce también como técnica de microtúnel, en este caso, lo que se realiza es la excavación de un túnel de un diámetro ligeramente mayor que el de la tubería nueva que se va a instalar. El equipo consta de una cabeza de corte, un conjunto de varillas flexibles que sirven para empujar y guiar a la cabeza de corte y una máquina hidráulica de poder que proporciona el empuje y la rotación necesaria para cortar el suelo que sirve como túnel piloto. Después de la perforación piloto el agujero se ensancha hasta el diámetro necesario para colocar la tubería nueva; la cual se sujeta en el extremo posterior de las varillas flexibles y se jala por el extremo opuesto.

Figura 3.12.- Inserción de tuberías sin excavación de zanja, con perforación de microtúnel.



Una variante de esta misma técnica, es mediante el uso de un martillo neumático, conocido también como “topo”, que compacta el terreno para la realización del microtúnel, en el cual se introducen los tramos de tubería nueva. Debe señalarse aquí que, cuando se utiliza este equipo, el terreno por el que se debe pasar ha de ser suficientemente compactable y la distancia entre trincheras no debe ser mayor a 50 metros.

La técnica de inserción por percusión se diferencia de la anterior, en que la forma de perforación e instalación de la tubería es mediante el hincado de la propia tubería en el subsuelo, por lo cual esta técnica solo aplica con tuberías de acero. Por la forma en que se va colocando la tuberías, parte del material desplazado se va acumulando dentro de la tubería, por lo que, al momento de alcanzar la trinchera en el extremo que queda hacia el frente de excavación, se requiere vaciar este material, para lo cual, se necesita aire comprimido y utiliza un dispositivo con forma

cilíndrica en su mayor parte, excepto en la parte anterior y posterior, donde presenta una forma cónica, para la adaptación del cono de empuje, segmentos de empuje y/o cono de vaciado, que transmiten la fuerza de la máquina al tubo a instalar.

Figura 3.13.- Inserción de tuberías sin excavación de zanja, con topo.

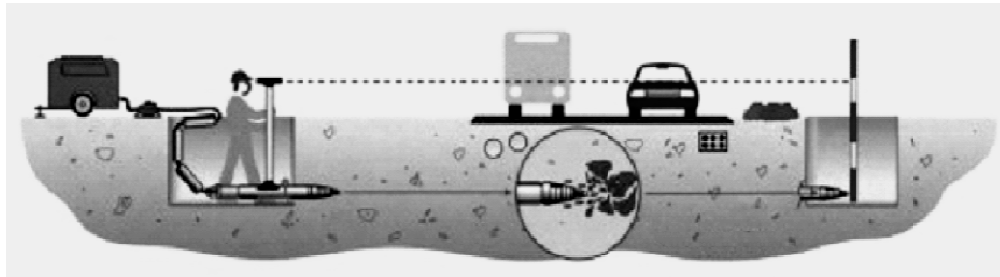
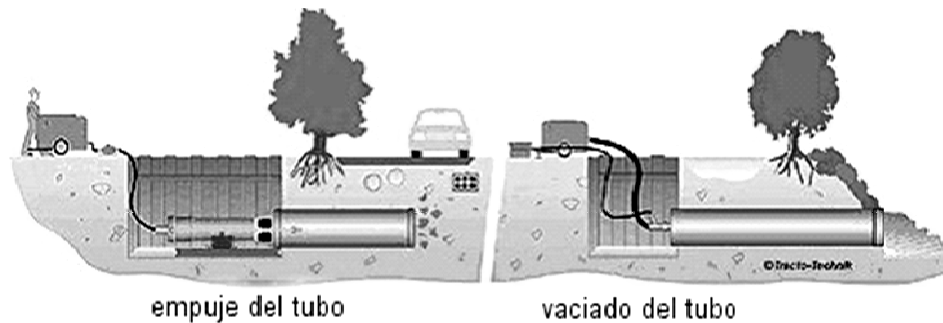


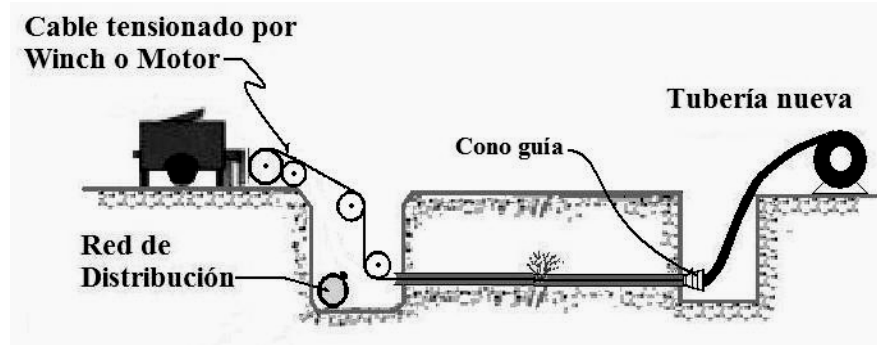
Figura 3.14.- Inserción de tuberías sin excavación de zanja, por percusión.



Todas las técnicas anteriores normalmente se usan para realizar instalaciones nuevas, aunque también se pueden emplear para sustituir tomas en una localización nueva.

La inserción por tensión, se realiza cuando se va a reemplazar, una tubería dañada, utilizando el mismo espacio que ocupa esta. En este caso, se utiliza la misma tubería instalada como guía para instalar la tubería nueva. El procedimiento se inicia con la excavación de dos trincheras, una en cada uno de los extremos de la tuberías que se va a sustituir, después se deberá cerrar el flujo de agua en el tramo a sustituir, para lo cual se cierran las válvulas de seccionamiento más próximas a los extremos del sitio de trabajo, o la válvula de inserción en el caso de las tomas domiciliarias. Posteriormente, se cortan los extremos de la tubería, de forma que quede libre el espacio dentro de la trinchera, después se introduce el cable que, en su extremo posterior tiene una herramienta cónica, hasta llegar al extremo opuesto, donde se coloca un dispositivo que permita jalar el cable con el cono guía; en la parte posterior de este cono, se sujeta un extremo de la tubería nueva que se va a instalar. Ya que se realizó lo anterior, se procede a jalar el cable con el cono guía, el cual cortará o quebrará la tubería instalada y expandirá el diámetro del túnel existente y, al mismo tiempo, instalará la tubería nueva.

Figura 3.15.- Inserción de tuberías sin excavación de zanja, por tensión.



#### 4.- Enfoque IWA/AWWA en la evaluación de pérdidas.

En los capítulos anteriores se han presentado diversos indicadores que han servido para evaluar cuantitativamente las características más importantes que describen el funcionamiento de los sistemas de distribución de agua, sin embargo, varios de ellos no permiten llevar a cabo comparaciones del desempeño con otros sistemas, debido a que no han empleado métodos y procedimientos que tomaran en cuenta factores locales como son, por ejemplo, la continuidad del servicio, la densidad y longitud de tomas domiciliarias, la longitud de tuberías de la red de distribución y la presión de servicio, por esto, la International Water Supply Association (IWSA), en 1996 organizó un grupo de trabajo que incluyó miembros de Estados Unidos, Francia, Reino Unido, Alemania, Japón y España y entre 1997 y el 2000, este grupo de trabajo, con las contribuciones de expertos de varios países más, desarrolló un arreglo racional de indicadores de desempeño para evaluar las pérdidas de agua. Estos indicadores de desempeño fueron publicados en julio del 2000 en el Manual de la “International Water Association” (IWA), denominado “Performance Indicators for Water Supply Services”. Dichos indicadores se pusieron a prueba durante varios años y están basados en lo que la IWA, ha llamado agua no contabilizada (NRW non revenue water), esto es, las pérdidas reales y las pérdidas aparentes, estas últimas asociadas con los errores de medición y de facturación, así como por consumos no autorizados.

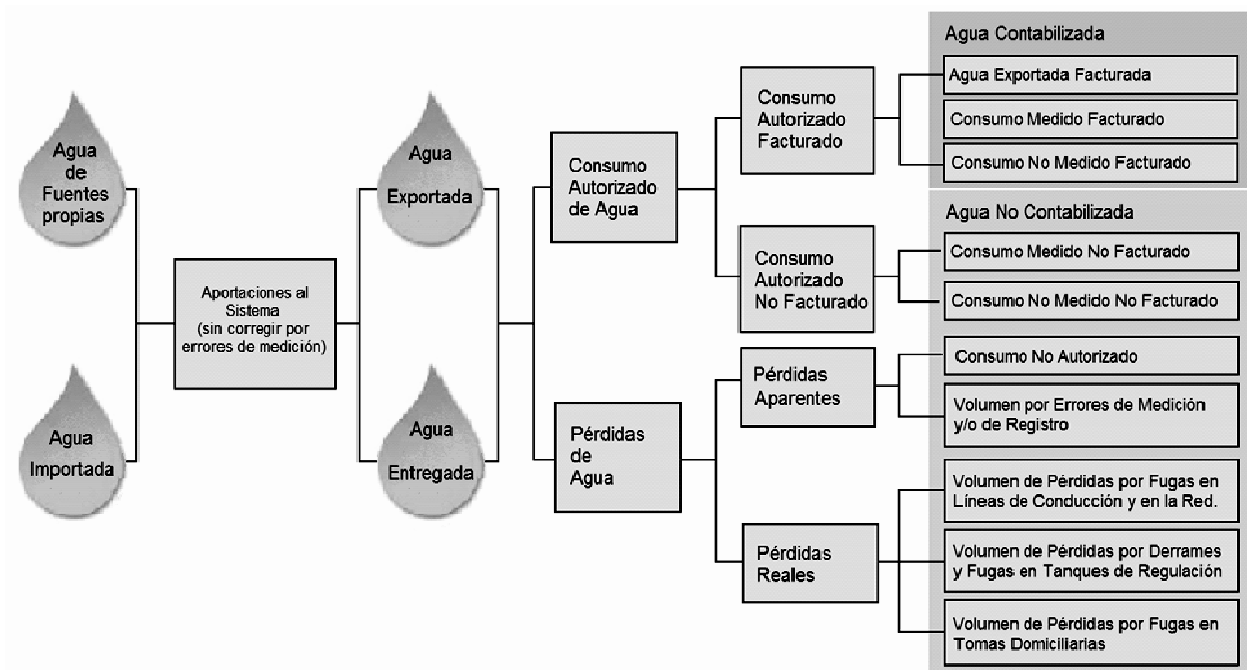
El grupo de trabajo de la IWA (Lambert y Hirner 1999)<sup>28</sup>, recomendaron como el indicador tradicional de desempeño con la mayor aplicabilidad para las pérdidas reales, el referido como indicador técnico de pérdidas reales, TIRL, (technical indicator real losses), se expresa en *Litros/toma/día*, cuando el sistema está presurizado (w.s.p. ‘when the system is pressurised’), esto último significa que las pérdidas se calculan de acuerdo con las horas de servicio.

Sin embargo, el mismo grupo recomendó que para una mejor interpretación del valor TIRL calculado para un sistema individual se debería comparar con un valor calculado de la pérdida anual real inevitable (UARL, unavoidable annual real losses), que usa una metodología que toma en cuenta factores locales como son: la densidad de tomas por *km* de red, ubicación de los micromedidores instalados, y la presión promedio de operación. De esta forma se definió la

relación TIRL/UARL que es adimensional y se le conoce como Índice de Pérdidas en la Infraestructura, ILI, (infrastructure leakage index), que permite evaluar globalmente el desempeño del manejo de la infraestructura.

Con el fin de interpretar los resultados de una auditoría, es importante observar la metodología IWA/AWWA, misma que se resume en las Figuras 4.1 y 4.2.

Figura 4.1.- Esquema para realizar el balance de agua en un sistema de distribución.



El indicador técnico de pérdidas reales, TIRL w.s.p., expresado en *Litros/toma/día*, se obtiene al realizar el balance del agua en el sistema de distribución que se presenta en la Figura 4.2. Nótese que el uso del término de agua no contabilizada (Unaccounted-for-Water, UFW), no es recomendado debido a que es impreciso y tiene diferentes significados para diferentes organismos operadores. El balance está basado en la medición o estimación del volumen de agua producida, importada, exportada, consumida, perdida. El balance proporciona una guía acerca de qué cantidad de agua se pierde por fugas en el sistema de distribución (pérdidas reales), y cuánta agua se debe a las pérdidas aparentes o pérdidas que no son físicas (el agua se aprovecha pero no produce ningún ingreso).

En esta metodología los volúmenes de consumo del agua están clasificados en:

- ◆ Facturado autorizado (es el consumo medido y facturado más el volumen no medido facturado o cuota fija).

- ◆ No medido autorizado que no genera ingresos (equivale al consumo para lavado de tuberías, procesos de plantas, escuelas y parques públicos y contra incendios).
- ◆ Pérdidas que causan una pérdida en el ingreso (es la suma de las pérdidas aparentes y las pérdidas reales).

Figura 4.2.- Balance de agua en sistemas de distribución de agua potable.

Volumen Suministrado (corregido por errores de macromedidores)	Consumo Autorizado	Consumo Autorizado Facturado	Consumo Medido Facturado (incluido el exportado)	CONSUMO FACTURADO	
			Consumo No Medido Facturado		
		Consumo Autorizado No Facturado		Consumo medido No Facturado	AGUA NO CONTABILIZADA
				Consumo No medido No Facturado	
	Pérdidas	Pérdidas Aparentes		Consumo No autorizado	
				Inexactitud de los micromedidores domiciliarios	
		Pérdidas Reales		Fugas en líneas de conducción y en la red de distribución	
				Fugas y derrames en tanques de regulación	
		Fugas en tomas domiciliarias (fuera del predio del usuario)			

**Pérdidas aparentes.**- es el volumen de agua cuyo uso no está autorizado (robos por tomas clandestinas), más las pérdidas por inexactitud de los medidores y por errores de facturación. Aunque generalmente no son tan grandes en magnitud, pueden tener un gran impacto en las finanzas, debido a que su costo se basa en el precio de venta del metro cúbico de agua.

**Pérdidas reales.**- es el volumen de agua correspondiente a las pérdidas físicas reales, incluye las debidas a fugas y derrames en tanques de regulación. Usualmente la pérdida por fugas es el componente de mayor magnitud. El costo del metro cúbico de agua perdida físicamente, o de las pérdidas reales, está basado en el costo marginal de producción del metro cúbico de agua.

En la metodología IWA/AWWA, a las pérdidas físicas reales se les ha llamado **pérdida real anual actual (CARL, Current Annual Real Losses)**, y un subconjunto de esta es la **pérdida real anual inevitable (UARL, Unavoidable Annual Real Losses)**. En esta metodología, se considera que el cálculo de la UARL es superior a otros métodos anteriores para calcular las fugas inevitables, debido a que incluye datos específicos del sistema como se verá más adelante. La pérdida real anual

inevitable (UARL), es el nivel mínimo de fugas teórico que existiría en un sistema de distribución aún después de haber aplicado acciones intensivas de reducción y control de las pérdidas. El cálculo de la UARL incluye fugas admisibles con base en el número de tomas domiciliarias, la longitud del ramal entre la tubería de distribución y el cuadro donde se instala el micromedidor y la presión promedio del sistema. Estos datos específicos del sistema permiten una mejor comparación del funcionamiento entre zonas con diferente presión dentro del sistema y con otros sistemas. La UARL también se puede reportar por toma domiciliaria por día o por toma domiciliaria por día y por unidad de presión (m.c.a. o psi).

Un segundo término usado ampliamente es el nivel económico de fugas (Economic Level of Leakage, ELL). Sin embargo, debido a que la aplicación de todas las acciones posibles no es redituable, cada organismo operador debe determinar cuál sería el nivel óptimo del costo de un programa de control de fugas, donde el costo del agua perdida más el costo del programa de control sea el mínimo. Este nivel de fugas es el ELL y su cálculo puede ser complejo (Pearson and Trow, 2005).

#### **4.1.- El índice de pérdidas en la infraestructura (ILI).**

Se ha reconocido, por muchos expertos en detección y control de fugas, que es imposible eliminar totalmente las fugas en los grandes sistemas de distribución de agua y por lo tanto, debe haber algún valor de pérdida anual real inevitable (UARL, unavoidable annual real losses) que podría lograrse con las actuales condiciones de presión del servicio y suponiendo que no hubiese restricciones económicas o financieras; es decir, para un sistema en buen estado y con buen mantenimiento, esto quedaría representado por el rectángulo pequeño en la Figura 4.3. Por otra parte, si se sabe que como cada año ocurren nuevas fugas, la pérdida real anual actual (CARL) para un determinado sistema de distribución, representado por el rectángulo mayor, aumentará gradualmente a menos que se apliquen efectivamente los cuatro métodos básicos de control de pérdidas representados por las cuatro flechas<sup>29</sup>.

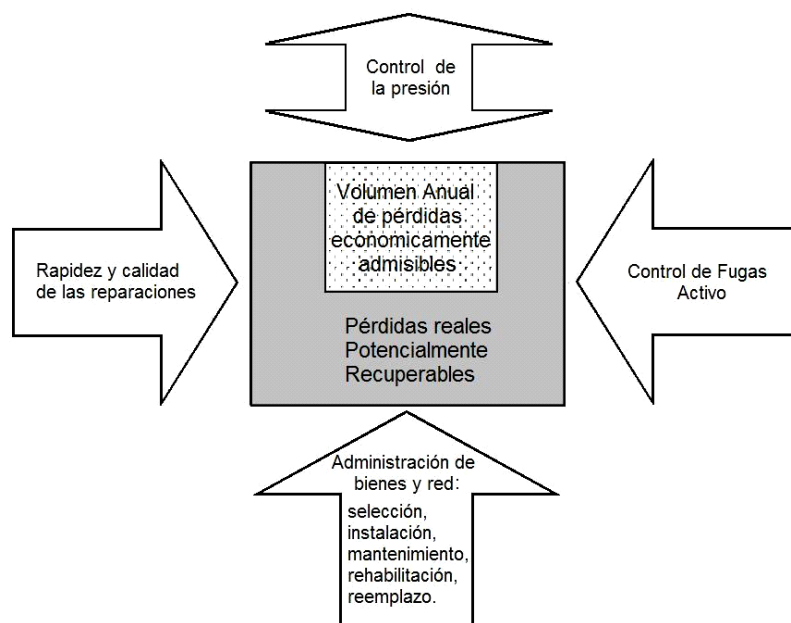
De esta forma, si fuera posible evaluar el volumen de la UARL para cualquier sistema, tomando en cuenta factores locales, entonces sería posible calcular el ILI como un indicador mejorado de las pérdidas reales.

El volumen anual de pérdidas inevitables reales en cualquier sistema es la suma de los volúmenes anuales de pérdidas reales causados por fugas, rupturas y derrames para un sistema en buen estado y con buen mantenimiento (control de fugas activo e intensivo). Por otra parte, como es bien sabido, el volumen que se pierde en cada evento depende de su duración y caudal promedio, por lo que se supuso que todas las fugas detectadas se reparan con rapidez.

Bajo las condiciones antes mencionadas. En el esquema propuesto por la IWA, se consideró una frecuencia de ocurrencia de nuevas fugas en la red de distribución de 13 fugas/100 km de

*red/año*, y en tomas domiciliarias de 5 fugas/1000 tomas/año; este supuesto se determinó con base en datos publicados de estudios de reparación de fugas de diversos países con un sistema que tiene buen mantenimiento. Sin embargo, atribuir el mismo caudal y la misma duración a la misma clase de fugas, sería poco aproximado por lo tanto, se acordó lo que se indica a continuación:

Figura 4.3.- Los cuatro métodos básicos para el control de pérdidas.



Las frecuencias supuestas para fugas detectables se dividieron en dos grupos: fugas ‘reportadas’ (usualmente de corta duración) y fugas ‘no reportadas’ (su duración promedio depende de la frecuencia del control de fugas activo).

A su vez, la frecuencia de fallas en tomas domiciliarias se dividió en dos grupos: ‘en ramal hasta el límite del predio’ y ‘en ramal desde el límite del predio hasta donde se encuentra el micromedidor’ (esto último, cuando el micromedidor se instaló dentro del predio pero retirado del límite con la calle).

Los caudales típicos de fugas en líneas principales fueron cotejados con los datos de varios países y estandarizados para una presión de servicio de 50 *m.c.a.*

En resumen, las consideraciones hechas para calcular cada componente de la pérdida real anual inevitable y para cada grupo de fugas, con una duración promedio (en días), considerada como la óptima (**best practice**), y con una **presión de servicio de 50 *m.c.a.***, son las siguientes:

Frecuencia de ocurrencia de nuevas fugas: **13 fugas/100 km de red/año** con una presión promedio de operación de 50 *m.c.a.*

**95%** de fugas existentes **son reportadas** y **5% no son reportadas**.

La pérdida promedio de **fugas reportadas en red** de distribución es de  $864 \text{ m}^3/\text{fuga}$  ( $12 \text{ m}^3/\text{hr}$  durante **3 días**). Por lo tanto, se tiene un total de:  $(864)(13)(0.95)/100 = 107 \text{ m}^3/\text{km/año}$ .

La pérdida promedio de **fugas no reportadas en red** de distribución es de  $7200 \text{ m}^3/\text{fuga}$  ( $6 \text{ m}^3/\text{hr}$  durante **50 días**). Por lo tanto, se tiene un total de:  $(7200)(13)(0.05)/100 = 47 \text{ m}^3/\text{km/año}$ .

La pérdida promedio de **fugas no visibles en red** es de  $20 \text{ litros}/\text{km}/\text{hora}$  durante **365 días/año** =  $175 \text{ m}^3/\text{km/año}$ .

El **total de pérdidas** por fugas **en tuberías de la red** de distribución con  $50 \text{ m.c.a.}$  de presión promedio es:  $329 \text{ m}^3/\text{km/año}$ .

Frecuencia de fugas en tomas domiciliarias: **5 fugas/1000 tomas/año** con una presión promedio de operación de  $50 \text{ m.c.a.}$  Esta se dividió en: a) frecuencia de fugas en el ramal de tomas, fuera del predio de los usuarios de **3 fugas/1000 tomas/año** y b) frecuencia de fugas en el ramal de tomas, dentro del predio de los usuarios de **2 fugas/1000 tomas/año** (para esta frecuencia se consideró una longitud de  $15 \text{ metros}$  dentro del predio antes del medidor). Asimismo, se considera **75% de fugas reportadas** y **25% no reportadas**.

La pérdida promedio de **fugas nuevas en el ramal de tomas** domiciliarias es de  $1.6 \text{ m}^3/\text{hora}/\text{fuga}$ .

La pérdida promedio de **fugas reportadas** en el ramal fuera del predio de los usuarios es de  $307 \text{ m}^3/\text{fuga}$  ( $1.6 \text{ m}^3/\text{hr}$  durante **8 días**). Por lo tanto, resulta un total de:  $(307)(3)(0.75)/1000 = 0.7 \text{ m}^3/\text{toma/año}$ .

La pérdida promedio de **fugas no reportadas** en el ramal de tomas, fuera del predio de los usuarios es de  $3840 \text{ m}^3/\text{fuga}$  ( $1.6 \text{ m}^3/\text{hr}$  durante **100 días**). Por lo tanto, resulta un total de:  $(3840)(3)(0.25)/1000 = 2.9 \text{ m}^3/\text{toma/año}$ .

La pérdida por **fugas no visibles** en el ramal de tomas, fuera del predio de los usuarios es de **1.25 litros/toma/hora** durante **365 días**. De donde resulta un total de:  $11.0 \text{ m}^3/\text{toma/año}$ .

Por lo tanto, la pérdida por fugas en el ramal de tomas domiciliarias fuera del predio de los usuarios es de:  $14.6 \text{ m}^3/\text{toma/año}$ .

La pérdida promedio de **fugas reportadas** en el ramal de tomas domiciliarias dentro del predio del usuario (en  $15 \text{ metros}$  de tubería), antes del medidor es de  $346 \text{ m}^3/\text{fuga}$  ( $1.6 \text{ m}^3/\text{hora}$  durante **9 días**). Por lo tanto, resulta un total de:  $(346)(2)(0.75)/15 = 35 \text{ m}^3/\text{km/año}$ .



La pérdida promedio de **fugas no reportadas** en el ramal de tomas domiciliarias dentro del predio del usuario (en 15 metros de tubería), antes del medidor es de  $3878 \text{ m}^3/\text{fuga}$  ( $1.6 \text{ m}^3/\text{hora}$  durante **101 días**). Por lo tanto, resulta un total de:  $(3878)(2)(0.25)/15 = 129 \text{ m}^3/\text{km/año}$ .

La pérdida por **fugas no visibles** en el ramal de tomas, dentro del predio de los usuarios (en 15 metros de tubería) antes del medidor es de **0.5 litros/toma/hora** durante **365 días**. De donde resulta un total de:  $292 \text{ m}^3/\text{km/año}$ .

En el cuadro 4.1, se muestran los resultados de las componentes de la pérdida inevitable por fugas, para una presión promedio de servicio de  $50 \text{ m.c.a.}$

Cuadro 4.1.- Resumen de fugas reales anuales inevitables para  $50 \text{ m.c.a.}$  de presión de servicio.

Componente de la infraestructura	Fugas no visibles	Fugas reportadas	Fugas no reportadas	Total	Unidades
Red de distribución.	175	107	47	329	$\text{m}^3/\text{km de red/año}$
Ramal de tomas, desde la red hasta el lím. del predio.	11.0	0.7	2.9	14.6	$\text{m}^3/\text{toma/año}$
Ramal de tomas desde el límite del predio hasta el medidor.	292	35	129	456	$\text{m}^3/\text{km de ramal/año}$

En el cuadro 4.2 se muestran los valores calculados en el cuadro 4.1, pero normalizados a una presión unitaria, en metros columna de agua ( $\text{m.c.a.}$ ); es decir, que los valores se multiplicaron por 1000 para convertir a litros y se dividió entre 50 para obtener el valor con una presión de un  $\text{m.c.a.}$ , lo cual es válido considerando que, en redes de agua potable, el caudal de las fugas varía en forma lineal con la presión, principalmente cuando el material de la tubería es flexible.

Cuadro 4.2.- Resumen de fugas reales anuales inevitables.

Componente de la infraestructura	Fugas no visibles	Fugas reportadas	Fugas no reportadas	Total	Unidades
Red de distribución.	9.6	5.80	2.60	18.0	$\text{l}/\text{km de red}/\text{día}/\text{m.c.a. de presión}$
Ramal de tomas, desde la red hasta el lím. del predio.	0.6	0.04	0.16	0.8	$\text{l}/\text{toma}/\text{día}/\text{m.c.a. de presión}$
Ramal de tomas desde lím. del predio hasta el medidor.	16.0	1.90	7.10	25.0	$\text{l}/\text{km de ramal}/\text{día}/\text{m.c.a. de presión}$

Respecto a las pérdidas por derrames en tanques de regulación ni en tuberías superficiales, el grupo de trabajo de la IWA determinó que no es admisible considerar estas pérdidas dentro de las inevitables, puesto que se está considerando que es un sistema con mantenimiento y operación óptimos. Por lo tanto, las pérdidas anuales inevitables reales, UARL, se pueden calcular con las siguientes fórmulas:

$$\text{UARL (litros/día)} = (18 \text{ Lm} + 0.8 \text{ Nc} + 25 \text{ Lp}) P \quad (3.25)$$

$$\text{o UARL (litros/toma/día)} = (18/DC + 0.8 + 25 Lp/Nc) P \quad (3.26)$$

$$\text{o UARL (litros/toma/día/m.c.a. de presión)} = (18/DC + 0.8 + 25 Lp/Nc) \quad (3.27)$$

$$\text{o UARL (litros/km de red/día)} = (18 + 0.8 DC + 25 Lp/Lm) P \quad (3.28)$$

$$\text{o UARL (litros/km de red/día/m presión)} = (18 + 0.8 DC) + 25 Lp/Lm \quad (3.29)$$

Donde: Lm es la longitud total de tuberías de la red (en *km*); Np es el número total de tomas domiciliarias; Lp es la longitud total del ramal de las tomas domiciliarias (medida desde la red hasta donde está el micromedidor) (en *km*); P es la presión promedio (en metros columna de agua); DC es la densidad de tomas (Np/Lm, en *tomas/km red*).

De acuerdo con la experiencia actual, la UARL se puede calcular para cualquier sistema o subsistema con las características siguientes:

- ◆ con más de 5000 tomas domiciliarias.
- ◆ una densidad de tomas igual o mayor a 20 tomas/km de red ( $\approx$  una toma @ 50 m máximo).
- ◆ una presión de servicio promedio mayor a 25 m.c.a.

Como se puede observar, teóricamente en cualquier sistema el ILI debe ser mayor a 1, ya que puede existir algún sistema donde las condiciones de la infraestructura y de los programas de mantenimiento activo pueden ser más eficaces que los supuestos. En el estudio realizado por la IWA en 27 países, se reporta que el ILI ha llegado hasta 10.8, con una mediana\*\* de 2.94 y un promedio de 4.38.

Esta metodología es muy apropiada, debido a que usa indicadores de desempeño que pueden ser utilizados para establecer referencias consideradas como “el mejor desempeño”, así como para comparaciones con otros sistemas. Los siguientes indicadores de desempeño son los recomendados por Liemberger y Farley (2004)<sup>30</sup>:

- 1.- Porcentaje de agua que no produce ingresos (%).- Es igual a la relación [(volumen consumido autorizado no facturado) + (volumen de agua perdida por fugas)]/(volumen entregado al sistema). Es un indicador de desempeño de alto nivel, pero su valor está limitado para considerarlo como una referencia de mejores prácticas.
- 2.- Porcentaje del Costo del agua que no produce ingresos (%).- Es igual a la relación [(valor del volumen consumido autorizado no facturado) + (valor de las pérdidas aparentes) + (valor de las pérdidas reales)]/(costo anual de operación del sistema). El valor del volumen de agua consumido autorizado no facturado y de las pérdidas aparentes está basado en el costo marginal de producción; este, es considerado un buen indicador financiero.

---

\*\* Es el valor de la variable (en este caso es el ILI), que corresponde al 50% de la frecuencia relativa acumulada.

- 3.- Pérdida anual real actual (CARL) como porcentaje del volumen entregado.- Es igual a la relación  $(CARL)(100)/(\text{volumen de agua entregado al sistema})$ . Este indicador refleja la ineficiencia en el uso del agua como recurso vital. También es considerado como un indicador de alto nivel con valor limitado para efectos de establecer un nivel de mejores prácticas.
- 4.- Pérdida real anual actual (CARL) por toma domiciliaria (*litros/toma/día*).- Este indicador es bueno para establecer metas pero no para comparar su desempeño con otros sistemas, debido a que en general existen presiones de servicio diferentes. Para sistemas que tienen una densidad menor a 20 *tomas/km*, este valor también puede ser reportado en *litros/km/día*.
- 5.- Pérdida real anual actual (CARL) por toma y normalizada por la presión de servicio existente (*litro/toma/día/m.c.a.*).- Permite la comparación entre diferentes sistemas.
- 6.- Índice de pérdidas en la infraestructura (ILI).- Es igual a la relación  $(CARL)/(UARL)$ . Este indicador es el más significativo para la comparación entre diferentes sistemas. Liemberger y Fanner (2002), señalan que los mejores sistemas a nivel mundial tienen un ILI de 1 a 3, y que un gran número de sistemas tienen un ILI entre 5 y 11.

Para sistemas pequeños, con densidades de *tomas/km de red* y presiones de servicio bajas, las pérdidas reales no visibles inevitables (UBRL, Unavoidable Background Real Losses) se pueden calcular mediante el análisis del consumo nocturno en distritos hidrométricos. Un valor del ILI igual a 3, significa lo siguiente:

Que la pérdida real anual actual (CARL), evaluada es igual a tres veces la magnitud de la pérdida real anual inevitable (UARL), para un sistema con la misma longitud de tuberías de la red de distribución, el mismo número de tomas domiciliarias y longitud del ramal de las tomas domiciliarias y bajo el mismo régimen de presión que el sistema particular bajo estudio.

Que pueden existir opciones para reducir las pérdidas anuales reales en aproximadamente un tercio de la pérdida anual real actual, si no hay cambios en el manejo actual del régimen de presiones.

Que resultarán cambios adicionales en lo que se refiere a las pérdidas reales a partir de un cambio en el manejo del régimen de presiones.

En términos prácticos, valores del ILI cercanos a uno, significa que el manejo de las fugas es de una calidad superior (algunos lo definen como de clase mundial), y se asegura que las pérdidas reales anuales están cerca del valor determinado como inevitable o técnicamente mínimo, bajo la presión de operación actual. Sin embargo, valores tan bajos del ILI solo están justificados económicamente cuando el costo marginal del agua es alto (por ejemplo si el agua para consumo humano se obtiene por desalación del agua de mar), o si el agua es muy escasa o ambos.

No se debe dejar de observar que un manejo adecuado del régimen de presiones de operación es uno de los métodos de control de fugas más efectivos, particularmente en sistemas con infraestructura muy deteriorada. Presiones de servicio altas y ondas de presión causadas por el golpe de ariete, afectan la frecuencia con que ocurren fugas nuevas. Por otra parte, los gastos de fugas existentes son más sensibles respecto a la presión promedio, que la tradicionalmente variación con la raíz cuadrada de la presión; con excepción de los sistemas que tienen tuberías metálicas y altos niveles de fugas. Para sistemas de distribución extensos con tuberías de la red de materiales diversos, la relación gasto-presión de fugas es muy cercana a ser lineal, solo cuando la presión varía en el intervalo de 30 a 70 m.c.a.

Para los sistemas con tuberías plásticas el gasto de las fugas varía en proporción a la presión elevada a la potencia 1.5; esta misma suposición es válida para fugas que descargan al subsuelo circundante, lo cual es atribuido, al menos en parte, a que muchas de las fugas pequeñas que descargan al suelo, tienen características de flujo laminar, donde el coeficiente de descarga cambia rápidamente con la presión y el número de Reynolds, según Lambert (2001)<sup>31</sup>. Para sistemas que solo usan tuberías metálicas, la relación gasto de fuga-presión es más compleja y, a valores grandes del ILI, el caudal de fugas parece variar con la presión elevada a una potencia ligeramente mayor a 0.5; sin embargo, la suposición de una variación lineal no es admisible si la presión promedio de servicio es menor a 25 m.c.a.

Aunque algunos expertos opinan que es muy difícil incluir la presión en los indicadores de desempeño debido a que, según su opinión, no es posible determinar una presión promedio, esto no es admisible, puesto que siempre será posible medir las presiones de operación en áreas de influencia de tanques o rebombes, con lo cual es factible calcular un promedio pesado con base en el porcentaje de consumo anual de cada zona de presión. Esto se puede ilustrar con el ejemplo que se presenta a continuación.

**Ejemplo 6.-** En un sistema de distribución se tienen 8 zonas de servicio asociadas a cuatro zonas de presión identificadas como: baja, 1ª alta, 2ª alta y 3ª alta. Los porcentajes de consumo anual fueron los siguientes:

Zona de presión:	baja	1ª alta	2ª alta	3ª alta
Presión	20 <i>mca</i>	30 a 35 <i>mca</i>	36 a 40 <i>mca</i>	41 a 50 <i>mca</i>
% de consumo	34%	28%	22%	16%
Presión promedio:	20 <i>mca</i>	32.5 <i>mca</i>	38 <i>mca</i>	45.5 <i>mca</i>

Considerando el % de consumo como factor de peso, la presión promedio se calcula como sigue:

$$P_{\text{med}} = 0.34(20) + 0.28(32.5) + 0.22(38) + 0.16(45.5) = 31.54 \text{ mca}$$

## 5.- CONCLUSIONES.

- 5.1. Debido al crecimiento poblacional y al aumento del consumo “*per cápita*”, la demanda de agua para consumo humano está aumentando y los recursos para satisfacerla están disminuyendo”, en todo el mundo.
- 5.2. Actualmente, por enfermedades relacionadas con el agua contaminada, o donde el sistema de abastecimiento de agua para consumo humano tiene serias deficiencias, a nivel mundial ocurren más de dos millones de muertes anuales.
- 5.3. En el país, no se ha podido asegurar el acceso universal al agua potable, puesto que hasta diciembre del 2005, se tuvo una cobertura del servicio de agua potable de 89.5% de la población.
- 5.4. Respecto a la reducción del agua no contabilizada, se observa que, en 1992 se determinó que era de 36.4% del volumen producido, con datos de 16 ciudades y, en 2005 fue de 42%, con datos de 190 ciudades.
- 5.5. Del total de fugas ocurridas en los sistemas de distribución, de 80% a 90% ocurren en tomas domiciliarias y, del total de tomas domiciliarias instaladas, en promedio 17% tienen fugas que ocasionan una pérdida de 26% del volumen producido. En las tuberías de la red de distribución se pierde aproximadamente 14% y 2% es por errores en la medición del consumo domiciliario.
- 5.6. Sería recomendable determinar cuáles son las diferencias entre lo que es el “servicio de agua potable” y lo que se denomina como “servicio de agua entubada”; considerando que el agua solo es potable si cumple con la norma NOM- 127- SSA1- 1994<sup>††</sup>. Por otra parte, el agua entubada puede ser potable o únicamente desinfectada, pero aceptable para consumo humano. Esto permitirá identificar mejor los factores que afectan los costos de producción del agua y la calidad del servicio que se provee a la población.
- 5.7. En México, las políticas públicas de administración del agua y los marcos regulatorios y legales no se han formulado adecuadamente para reducir las enormes ineficiencias presentes en la administración de los organismos operadores, ya que esto es lo que ocasiona que se proporcione un servicio de calidad mala; esto tiene sustento si se sabe que por \$1 dólar invertido en reducir las enfermedades relacionadas con el agua y el saneamiento, se puede producir un beneficio económico de entre \$3 y \$34 dólares, dependiendo de la región y del tipo de tecnología aplicada.
- 5.8. Puesto que el objetivo de un organismo operador es proporcionar agua potable en cantidad suficiente, con la presión adecuada, en forma continua, y al costo mínimo, se puede concluir que en el país esto no se ha logrado.

---

<sup>††</sup> Tiene calidad de agua potable la que tiene dentro de límites permisibles 41 parámetros o características: dos bacteriológicas, tres físicas y organolépticas, 34 químicas y dos características radiactivas.

- 5.9. En el país, el consumo doméstico promedio “per cápita” varía desde 100 litros/habitante/día para clase popular y clima templado, hasta 400 litros/habitante/día para clase alta y clima cálido. El clima produce variaciones en el consumo de +85%, +18% y +60%, para las clases popular, media y residencial, respectivamente. La variación menor se presenta en la clase media y se observa un incremento grande si el clima es cálido.
- 5.10. Para satisfacer las necesidades básicas, pero sin descuidar la higiene, en centros urbanos el consumo varía de 70 a 120 *litros/habitante día*, esto se puede lograr si el agua se usa de manera eficiente y racional y si se evita el riego de jardines con agua potable.
- 5.11. El gasto de diseño de redes de distribución debe servir para satisfacer el consumo doméstico máximo horario y la demanda comercial, más un 15% de este total para cubrir las pérdidas por fugas consideradas como económicamente admisibles.
- 5.12. Los tanques de regulación deben diseñarse analizando su funcionamiento para diferentes volúmenes almacenados al inicio del ciclo diario y considerando horarios de paro de los equipos de bombeo fuera de los periodos “pico”. En el caso de redes con más de un tanque de regulación, los coeficientes de regulación no deben aplicarse para calcular las capacidades de los tanques, sino que debe obtenerse con base en la simulación hidráulica de la red en el tiempo.
- 5.13. El abastecimiento con bombeo directo a la red no es recomendable porque el equipo de bombeo trabajará con una eficiencia menor a la óptima y, por esto, consumirá más energía. En caso de que sea imprescindible el bombeo directo a la red, es recomendable emplear bombas con una curva de eficiencia aplanada y un variador de frecuencia que ayuda a reducir el consumo de energía.
- 5.14. Respecto a la configuración de los elementos de una red de distribución y de las tomas domiciliarias, es preferible reducir el número de partes o elementos que las conforman, ya que, además de que a número mayor de elementos aumenta el costo, también aumentará la probabilidad de ocurrencia de fugas. Una forma de reducir el número de válvulas de seccionamiento es el diseño de redes en bloques y dos planos, con lo que además se puede lograr un mejor control de la red con sectores bien delimitados.
- 5.15. Los materiales que se deben seleccionar para el diseño deben ser apropiados para soportar, no solo las condiciones de funcionamiento y operación (poca resistencia al flujo y alta resistencia estructural), sino también para resistir las condiciones de instalación; por ejemplo, aunque el cobre es un material muy resistente para tomas domiciliarias, si se instala en suelo que contiene cal, (óxido de calcio, CaO), producirá una corrosión rápida, lo mismo sucede con tuberías de hierro galvanizado y acero, en suelos con poca resistividad; es decir, con alto contenido de sulfatos y cloruro de hidrógeno. Lo más recomendable es que durante la instalación o la

reparación, para el relleno se utilice material graduado y de resistividad alta, como puede ser arena, limo y tepetate, no es recomendable la arcilla ni suelos orgánicos.

- 5.16. El modelo de una red, es útil cuando se desea tener control sobre el funcionamiento de esta, así como para la planeación de su crecimiento y, además, ayuda a identificar anomalías relacionadas con la aparición de fugas y otras fallas. Al utilizar un modelo computacional de una red de distribución es muy importante saber que la ecuación de continuidad es muy sensible a las variaciones en la resistencia; esto ocasiona que la convergencia sea muy lenta cuando los coeficientes de resistencia son especificados como incógnitas. Si se utiliza la fórmula de Hazen-Williams, las pérdidas calculadas pueden tener un error de -37.4% a +15.5%; por lo cual, es preferible calcular las pérdidas de carga,  $h_f$ , con la fórmula de Darcy-Weisbach y, para el cálculo del coeficiente de fricción,  $f$ , emplear la fórmula de Swamee & Jain.
- 5.17. Se considera que un modelo está calibrado si las diferencias entre los datos de presión del modelo numérico y los medidos en campo son menores a  $\pm 20.0\%$ , o  $< 0.70 \text{ kg/cm}^2$ .
- 5.18. Las fuentes de error son diversas, pero siempre dependen de la calidad de la información con que se alimenta al modelo.
- 5.19. La toma de decisiones, para operar una red de distribución, se debería realizar en tres etapas secuenciales: 1).- Considerar los objetivos establecidos (estándares del servicio), 2).- Realizar el seguimiento y asistencia diarios (revisión que el estado se mantenga dentro de los límites de normas) y, 3).- Llevar a cabo la evaluación del rendimiento (análisis de los resultados obtenidos con respecto de los esperados) y difundir los resultados.
- 5.20. Aunque la operación se puede hacer en forma automatizada, las decisiones deben ser aprobadas siempre por un operador experimentado. También se deben tomar en cuenta no solo las necesidades cualitativas sino también las cuantitativas de los usuarios, para que en caso de déficit, este sea distribuido entre todos los usuarios.
- 5.21. El agua no contabilizada se ha definido de varias formas, sin embargo, la que parece ser la más aceptada es la que indica que es la diferencia entre el volumen suministrado a la red de distribución (que normalmente difiere del volumen captado), y el volumen facturado.
- 5.22. El agua no contabilizada tiene dos componentes principales: 1). Las pérdidas físicas o reales y 2). Las pérdidas aparentes; las primeras, se ocasionan por fallas en la infraestructura y las últimas dependen de la forma en que se administra el sistema comercial.
- 5.23. Un índice alto de agua no contabilizada significa que el sistema de abastecimiento está siendo operado con grandes deficiencias, que carece de una dirección eficaz, que no tiene autonomía, que tiene deficiencias administrativas, técnicas y de capacidades gerenciales necesarias para proveer de un servicio confiable a los usuarios.

- 5.24. Para mejorar el diseño, funcionamiento y operación de redes de distribución, así como para resolver el problema de pérdidas de agua, es de primordial importancia lo siguiente: disponer de información confiable de la infraestructura, contar con personal técnico debidamente capacitado y con recursos materiales suficientes que apoyen la operación y para evaluar, reducir y controlar las pérdidas de agua. Asimismo, es necesario adecuar el marco regulatorio legal para asegurar que haya una gestión eficiente y eficaz a un costo razonable.
- 5.25. La evaluación de pérdidas tiene varios grados de aproximación, dependiendo del método utilizado. En México, el IMTA desarrolló un método basado en la medición, muestreo y encuesta, lo cual da por resultado una evaluación más detallada y confiable que la basada solo en datos históricos de los que no se conoce su confiabilidad.
- 5.26. El balance de agua es un elemento esencial en la evaluación de pérdidas y equivale a la aplicación del principio de continuidad; es decir, que el volumen de ingreso al sistema, menos el volumen de salida del sistema será igual a la variación en el volumen almacenado. Si se considera que el almacenamiento se mantiene sin variación, entonces el volumen de ingreso debe ser igual al volumen de salida. El volumen de salida está conformado por los todos los consumos (medidos y no medidos), así como por todas las pérdidas en la red y en tomas domiciliarias, incluyendo los volúmenes importado y exportado.
- 5.27. A partir del principio anterior, es posible identificar con un mayor detalle cada componente del balance. Además de la evaluación en volumen, con este método es posible identificar la ubicación geográfica y las causas más probables de cada tipo de pérdida; Esto, tiene ventajas evidentes, como lo es que, con dicha información será posible establecer estrategias que permitan aplicar los recursos financieros en acciones que den por resultado una recuperación rápida del capital invertido, a su vez, esto permite mejorar la calidad del servicio prestado en un tiempo corto.
- 5.28. Aunque el método es bueno, las pérdidas en la red de distribución tienen dos componentes, uno es el volumen de fugas en las tuberías de distribución y otro es la pérdida por tomas no autorizadas, esta última pérdida no es fácil de determinar, por lo cual se debería considerar como parte de las pérdidas en la red.
- 5.29. Respecto a las pérdidas aparentes, se debe tener cuidado al evaluar el volumen de pérdidas por fugas eliminadas ya que, como se sabe, el caudal de fuga no necesariamente varía con la presión elevado a un exponente de 0.5, sino que puede ser 1.0 o incluso llegar hasta 2.5 y, también depende del tipo de material de la tubería y del suelo de relleno donde ocurre la fuga, esto puede ocasionar que se subvalúe o se sobrevalúe el volumen perdido. También se debe tomar en cuenta el tiempo desde que aparece la fuga hasta que es reparada, de lo cual no hay suficiente información, ni de la forma en que evoluciona.



- 5.30. Respecto al consumo, existe el problema de evaluar el volumen promedio de consumo por cuota fija, ya que, en muchos casos los usuarios con este régimen tienen fugas en el interior de su predio o utilizan el agua para regar plantas y jardines, en otros casos, hay casas deshabitadas, y algunos que con una sola toma abastecen a más de un grupo familiar, en este último caso, lo más conveniente sería tomar el consumo diario promedio por toma, después de excluir valores extremos.
- 5.31. Se han hecho estudios que han determinado que el área de las fugas no es constante sino que varía con la presión, especialmente si la falla es una rajadura longitudinal, el área varía linealmente con la presión; es decir, con  $p^{1.0}$  y, por lo tanto, el caudal de fuga variará con  $p^{1.5}$ . Si el área se abre longitudinalmente y radialmente, el área variará con  $p^{2.0}$  y, por lo tanto, el caudal de fuga variará con  $p^{2.5}$ . A partir de lo anterior se ha adoptado una expresión potencial simple para representar la relación del caudal de fuga y la presión de servicio, de la forma:  $q_f = p^{NI}$ , donde  $NI$  es el exponente denominado de fugas y varía desde 0.40 hasta 2.30, en función del material de la tubería.
- 5.32. La suposición de que el coeficiente de descarga,  $C_d$ , es constante no es necesariamente válida para las fugas en redes de distribución, puesto que dicho coeficiente es función del régimen de flujo, para flujo laminar ( $Re < 3000$ ,  $q_{fuga} < 10 \text{ l/hr}$ ) varía desde 0.30 hasta 0.80; es decir que las fugas pequeñas son muy sensibles a los cambios de presión. En la zona de transición varía de 0.70 a 0.85 y, en flujo turbulento ( $Re > 8000$ ) se mantiene alrededor de 0.75.
- 5.33. La mayoría de los Organismos Operadores de sistemas de Agua Potable cuentan con datos estimados de producción y consumo, pero no disponen de datos confiables para la determinación de otros componentes del balance de agua, lo cual los imposibilita para determinar dónde y porqué se pierde el agua abastecida a la red.
- 5.34. La sectorización de la red con distritos hidrométricos, es de gran utilidad para mejorar el control sobre la operación de la red y sobre la ocurrencia de fugas. Por ejemplo, si la curva de consumo en un distrito hidrométrico muestra un incremento irregular en su forma promedio, puede ser un indicativo de la aparición de fugas o de instalaciones no autorizadas.
- 5.35. La exactitud de los micromedidores instalados varía en forma lineal con el número de años de servicio, y se ha determinado que el tiempo óptimo de reemplazo es de alrededor de 11 años, ya que la pérdida económica excede al costo del reemplazo. Sin embargo, en esta ecuación no se tomó en cuenta el volumen de agua que ha pasado a través del medidor, lo cual sería más apropiado.
- 5.36. Los macromedidores presentan errores desde -60% hasta +10%, cuando están sobredimensionados y de  $\pm 6\%$ , cuando el caudal medido excede la capacidad nominal del medidor, sin embargo, es notable que los errores mayores son por submedición.

- 5.37. Aunque a la fecha no se han hecho estudios del origen de los diversos tipos de fugas, que permitan obtener, sin lugar a dudas, relaciones causa-efecto, en el IMTA<sup>19</sup>, de forma empírica, se han determinado que las fallas longitudinales y radiales se deben a una o varias de las causas siguientes: materiales defectuosos, sobrepresiones excesivas debidas a una operación deficiente o a la falta de dispositivos de protección contra el golpe de ariete; asimismo, se ha relacionado la corrosión y la perforación con deficiencias en la instalación debido a una mano de obra no calificada.
- 5.38. El análisis de las estadísticas que resultan de un estudio de evaluación de pérdidas es muy importante porque ayudan a jerarquizar las acciones necesarias para reducir las pérdidas optimizando los recursos económicos.
- 5.39. En un programa de reducción de pérdidas, es preferible primero reducir las pérdidas comerciales: actualizar el padrón de usuarios, mejorar el sistema de facturación, reemplazar medidores dañados e incrementar la cobertura de micromedición, antes del establecimiento de un programa de detección y reducción de fugas.
- 5.40. Previo a la implantación de un programa de eliminación de fugas es necesario analizar el diseño de la red de distribución para sectorizarla y establecer dispositivos para el control de las presiones de operación, así como mejorar el sistema de macromedición.
- 5.41. En el proceso de planeación se debe desarrollar una estrategia que permita encontrar soluciones apropiadas que den respuesta a las siguientes cuestiones: ¿Cuánta agua se está perdiendo?, ¿Dónde se está perdiendo?, ¿Por qué se está perdiendo?, ¿Qué estrategias se pueden aplicar para reducir las pérdidas y mejorar la eficiencia?, ¿Cómo se puede mantener y sostener los logros alcanzados?.
- 5.42. Respecto a la rehabilitación de las fallas en tuberías de la red, existen diversos métodos de sustitución de tuberías que han logrado reducir los costos de excavación y que son conocidos como “sustitución de tuberías sin excavación de zanja”. Algunos de estos métodos instalan la tubería nueva en el mismo espacio que ocupa la tubería que se va a reemplazar y otras abren un espacio nuevo mediante la excavación de un microtúnel; en este último caso, antes de iniciar cualquier trabajo de excavación, se deberá obtener la mayor información posible de las instalaciones subterráneas en el área de trabajo e informar y mantener una coordinación eficiente con las autoridades a cargo de dichas instalaciones.
- 5.43. La mayoría de los indicadores que se han empleado tradicionalmente en el país describen el funcionamiento de redes de distribución de agua, sin embargo, la mayoría de ellos no permiten comparar su desempeño con otros sistemas, debido a que no han tomado en cuenta factores locales como son: la continuidad del servicio, la densidad y longitud de tomas domiciliarias, la longitud de tuberías de la red de distribución y la presión de servicio.

- 5.44. La “International Water Association” (IWA), recomienda que como indicador de desempeño con la mayor aplicabilidad para las pérdidas reales, se utilice el indicador técnico de pérdidas reales, TIRL, (technical indicator real losses), expresado en *Litros/toma/día*, cuando el sistema está presurizado (w.s.p. `when the system is pressurised`), esto último significa que las pérdidas se calculan de acuerdo con las horas de servicio.
- 5.45. También la IWA ha recomendado comparar el TIRL con la pérdida anual real inevitable, UARL, ya que este último parámetro toma en cuenta factores como: la densidad de tomas por *km* de red, la longitud de las tomas y la presión promedio de operación, definiendo, de esta forma, la relación TIRL/UARL, conocida como índice de pérdidas en la infraestructura, ILI (infrastructure leakage index), que sí permite la comparación entre sistemas de diferente extensión y características de operación.
- 5.46. La UARL es la pérdida real anual que podría lograrse con las condiciones actuales de presión en la red y en el supuesto que no hubiese restricciones económicas o financieras; es decir, para un sistema en buen estado y con buen mantenimiento. Esto tiene que ver con lo que se conoce como “*las mejores prácticas de gestión*” (*bench marking*), y se toma como un “*punto de referencia a partir del cual se puede realizar una medición*”.
- 5.47. Las pérdidas en cualquier sistema de distribución aumentará gradualmente a menos que se apliquen efectivamente cuatro métodos básicos de control de pérdidas: 1).- control de la presión de operación, 2).- rapidez y calidad de las reparaciones, 3).- Administración adecuada de recursos para el mantenimiento y rehabilitación del sistema de distribución, y 4).- Control de fugas activo.
- 5.48. El método más simple para reducir y controlar las fugas es el “control de la presión”, pues el caudal de fugas depende directamente de la presión de operación, particularmente en sistemas donde se incrementa a niveles altos durante la noche.
- 5.49. La rapidez y calidad de las reparaciones, el control de fugas activo y la administración de bienes e infraestructura, están relacionados con la calidad de los recursos materiales y humanos, por lo cual es muy conveniente adoptar la implantación de un sistema de gestión de la calidad, como lo es la norma ISO 9001:2000. Esta norma internacional promueve la adopción de un enfoque holístico basado en procesos cuando se desarrolla, implementa y mejora la eficacia de un sistema de gestión de la calidad, para aumentar la satisfacción del cliente mediante el cumplimiento de sus requisitos.
- 5.50. El volumen de pérdidas reales depende de las características de la red y del tipo de mantenimiento y de los métodos para localizar y reparar las fugas, sobre todo, de las ocultas.
- 5.51. Para que una organización funcione de manera eficaz, tiene que identificar y gestionar numerosas actividades relacionadas entre sí. Una actividad que utiliza recursos, y que se gestiona con el fin

de permitir que los elementos de entrada se transformen en resultados, se puede considerar como un proceso. Frecuentemente el resultado de un proceso constituye directamente el elemento de entrada del siguiente proceso.

- 5.52. La aplicación de un sistema de procesos dentro de la organización, junto con la identificación e interacciones de estos procesos, así como su gestión, puede denominarse como “enfoque basado en procesos”.
- 5.53. Una ventaja del enfoque basado en procesos es el control continuo que proporciona sobre los vínculos entre los procesos individuales dentro del sistema de procesos, así como su combinación e interacción.
- 5.54. Las limitaciones para calcular el ILI, es que cualquier sistema o subsistema debe tener, como mínimo, las características siguientes:
  - ◆ **más de 5000 tomas** domiciliarias.
  - ◆ **densidad de tomas** igual o mayor a **20 tomas/km de red**.
  - ◆ **presión de servicio** promedio mayor a **25 m.c.a.**
- 5.55. En el estudio realizado por la IWA en 27 países, se reporta que el ILI ha llegado hasta 10.8, con una mediana de 2.94 y un promedio de 4.38.
- 5.56. El valor del ILI significa que la pérdida real anual actual (CARL), evaluada es igual a ILI veces la magnitud de la pérdida real anual inevitable (UARL), para un sistema con la misma longitud de tuberías de la red de distribución, el mismo número de tomas domiciliarias y longitud del ramal de las tomas domiciliarias y bajo el mismo régimen de presión que el sistema particular bajo estudio.
- 5.57. Algunos indicadores de desempeño de alto nivel, como lo es el agua no contabilizada y la pérdida anual real actual (CARL) como porcentaje del volumen entregado, solo reflejan la ineficiencia en el uso del agua como recurso vital, pero están limitados para considerarlos como una referencia de mejores prácticas. Otros como el porcentaje del costo del agua no contabilizada (que no produce ingresos), está basado en el costo marginal de producción y, aunque es considerado un buen indicador, solo se limita a los aspectos financieros.
- 5.58. Pérdida anual real actual (CARL) como porcentaje del volumen entregado.- Es igual a la relación  $(CARL)(100)/(\text{volumen de agua entregado al sistema})$ . Este indicador refleja la ineficiencia en el uso del agua como recurso vital, con valor limitado para efectos de establecer un nivel de mejores prácticas.
- 5.59. El índice de pérdidas en la infraestructura , ILI, es muy significativo para la comparación entre diferentes sistemas y se sabe que los mejores sistemas a nivel mundial tienen un ILI de 1 a 3, y

que un gran número de sistemas tienen un ILI entre 5 y 11. Sin embargo, valores del ILI bajos solo están justificados económicamente cuando el costo marginal del agua es alto (desalación del agua de mar), o si el agua es muy escasa.

- 5.60. El método de evaluación de pérdidas mediante muestreo tiene grandes ventajas frente a los métodos que se basan solo en valores estimados de consumos y caudales de fuga para una presión determinada, pues la medición directa siempre será más confiable pero, esta última tendrá un costo mayor.
- 5.61. Aunque no todas las pérdidas son resultado de fallas en la infraestructura, las pérdidas aparentes frecuentemente son el resultado de las costumbres locales, combinado con estructuras tarifarias inadecuadas que propician el uso excesivo y el desperdicio, principalmente por usuarios de clase socioeconómica alta.

## APÉNDICE “A”

La corrosión es el desgaste total o parcial que disuelve o ablanda cualquier sustancia por reacción química o electroquímica con el medio ambiente. El término corrosión se aplica a la acción gradual (hasta 30 años) de agentes naturales, como el aire, el agua salada o los suelos con poca resistividad –con alto contenido de sulfatos o de cloruro de hidrógeno–, sobre los metales. El ejemplo más familiar de corrosión es la oxidación del hierro, que consiste en una compleja reacción química en la que el hierro se combina con oxígeno y agua para formar óxido de hierro hidratado.

Como medio de protección contra la corrosión, el hierro se recubre con cinc y, a esta aleación, se le conoce como hierro galvanizado. En presencia de soluciones corrosivas, se establece un potencial eléctrico entre el hierro y el cinc, que disuelve éste y protege al hierro mientras dure el cinc.

El cobre, comparativamente inactivo, se corroe lentamente con el agua y el aire en presencia de ácidos débiles, como la disolución de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) en agua –que posee propiedades ácidas–, y produce carbonato de cobre básico, verde y poroso. Pero si se instala en suelo que contiene cal, (óxido de calcio, CaO) y agua, se forma hidróxido de calcio Ca(OH)<sub>2</sub>, que es alcalino, neutraliza los ácidos y son conductores eléctricos, por lo cual, se produce una corrosión rápida.

Los factores que aumentan la probabilidad de corrosión son los siguientes:

1. Resistividad eléctrica baja del suelo (<4,500  $\Omega$ -cm)

Clase de suelo	Nivel de resistencia a la corrosión	Resistividad $\Omega$ -cm
Arenas o arenas limosas	Excelente	10,000 – 6,000
Suelo franco con arenas	Bueno	6,000 – 4,500
Suelo franco con arcillas	Regular	4,500 – 1,000
Arcillas y suelo orgánico	Malo	1,000 - 0

2. El potencial hidrógeno (*PH*); un *PH* bajo (agua blanda), aumenta la corrosión.
3. El potencial Redox (cantidad de O<sub>2</sub>); a mayor cantidad de oxígeno disuelto aumenta la corrosión.
4. Sulfatos y cloruros (presencia de sales minerales).
5. Contenido de humedad
6. Temperatura del agua elevada.

## REFERENCIAS

- 1.- [www.who.int/water\\_sanitation\\_health/diseases/en/](http://www.who.int/water_sanitation_health/diseases/en/)
- 2.- World Health Organization.-“Evaluation of the costs and benefits of water and sanitation improvements at the global level.” 2004.
- 3.- Comisión Nacional del Agua.-“Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento”. Edición-2006,
- 4.- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.- “Reducción integral de pérdidas de agua potable”. 2ª Ed.- México, 2001.
- 5.- Comisión Nacional del Agua.-“Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Libro 14, Redes de Distribución”.- Noviembre de 1996.
- 6.- Gleick, P.H.- “Basic Water Requirements for Human Activities: Meeting Basic Needs”. Water International. 1996, 21: 83-92 & Ref. 7, pp 53.
- 7.- Comisión Nacional del Agua.-“Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Libros “Sistemas Rurales”, 1996, pp 35 y “Datos Básicos”, 1994, pp 52 a 54.
- 8 Pieter van der Zaag, “Basics of Water Resources”, UNESCO-IHE Delft & University of Zimbabwe. Technical Documents in Hydrology, PC-CP series, Vol. 23, 2003, pp 49.
- 9.- Comisión Nacional del Agua.-“Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Libro 27, Datos Básicos 1994. pp 25.
- 10.- C. C. WARNICK, in collaboration with Howard A. Mayo, Jr. P.E., James L. Carson and Lee H. Sheldon, P.E., “Hydropower Engineering”, Prentice-Hall, Inc. Engelwood Cliffs, New Jersey 07632, 1984. USA.
- 11.- Franklin Electric “Manual de Aplicación de los Variadores de Frecuencia”, pag. 9.
- 12.- Kamand F. “Hydraulic Friction Factor for Pipe Flow” Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 114, N° 2, May, 1988.
- 13.- Fuentes M., O. A. & Sánchez B., J. L. “Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente”, Revista de ingeniería, vol. LXI, oct. – dic., 1991.
- 14.- Fuentes Mariles O., y Carrillo Sosa J.J. “Un método para el diseño óptimo de redes de distribución de agua potable”. Revista Ingeniería, Investigación y Tecnología, Vol. I, N° 1, oct.-dic. 1998.
- 15.- Shamir, Uri & Howard, Charles D. D. "Engineering Analysis of Water-Distribution Systems", Journal of the AWWA, Water Technology/Distribution, september 1977.
- 16.- Cesario A. Lee & Davis J. O. “Calibrating Water System Models” Journal of the American Water Works Association.
- 17.- Comisión Nacional del Agua, “Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Libro Redes de Distribución, Cap 7.2.4”, Nov. 1996.
- 18.- Comisión Nacional del Agua, “Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Libro Datos Básicos, Cap 2.4”, 1994.
- 19.- Enriquez Z., S. et al “Control de Fugas en Sistemas de Distribución”, Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Comisión Nacional del Agua.- 1994.
- 20 .- Greyvenstein B. and Van Zyl J.E. “An experimental investigation into the pressure leakage relationship of some failed water pipes”, Leakage 2005, Conference proceedings Water Management for the 21st century, Exeter, U.K.
- 21 .- Wylie, C. Ray “Advanced engineering mathematics”, 4<sup>th</sup> ed., 1975, McGraw-Hill.
- 22.- AWWA, “Water Meters, Selection, Instalation, Testing, and Maintenance”, AWWA Manual M6, 2<sup>nd</sup> edition, 1973. p. 58.
- 23.- Congyst (Schlenger, D. “MR Workshop at Cleveland Water Division” CWD. July 19, 2005,
- 24.- Arregui, F., Cabrera, E., Cobacho, R., and García-Serra, J. 2005. “Key Factors Affecting Water Meter Accuracy”. IWA Leakage 2005 – Conference Proceedings, Halifax, Canada, Sept 12-14, 2005.
- 25.- Ochoa A. L. et. al, Informe Final del estudio “Caracterización de costo unitario de producción de agua en organismos operadores de agua”, IMTA, México, 2001.

- 
- 26.- Yepes G. and Dianderas A., 1996, "Water and wastewater utilities indicators", Water and Sanitation Division, The World Bank, 1996.
  - 27.- O' Day D. Nelly, Weiss R., Chivarry Suzanne, Blair D. "Water main evaluation for rehabilitation/replacement" American water Works Association Research Foundation. U. S. E. P. A.,1982.
  - 28.- Lambert A & Hirner W.H. "Losses from Water Supply Systems: Standard Terminology and Performance Measures". IWSA Blue Pages, 1999).
  30. Liemberger, L. and Farley, M. 2004. "Developing a Non-Revenue Water Reduction Strategy, Part 1: Investigating and Assessing Water Losses." Proceedings of the 2004 AWWA Annual Conference and Exposition. Orlando, FL.
  - 31.- Lambert A.O. (2001a): "¿What do we know about Pressure?: Leakage Relationships in Distribution Systems". IWA Conference on System Approach to Leakage Control and Water Distribution Systems Management.