

01121
45



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DETECCION Y CONTROL DE FUGAS EN REDES
DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

RAFAEL GARCIA HERNANDEZ

DIRECTOR DE TESIS:
ING. JESUS GALLEGOS SILVA



MEXICO, D. F.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2003

A



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/139/01

Señor
RAFAEL GARCÍA HERNÁNDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. JESÚS GALLEGOS SILVA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"DETECCIÓN Y CONTROL DE FUGAS EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE"

INTRODUCCIÓN

- I. LA IMPORTANCIA DEL CONTROL DE FUGAS**
- II. TÉCNICAS DE DETECCIÓN DE FUGAS**
- III. MÉTODOS DE CONTROL DE FUGAS**
- IV. EXPERIENCIAS EN LA DETECCIÓN Y CONTROL DE FUGAS**
- V. CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 28 de agosto de 2001.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo profesional.
NOMBRE: García Hernández Rafael
FECHA: 22/04/2003
FIRMA: [Firma]

AGRADECIMIENTOS

A mi Dios

Le agradezco:

LA VIDA que me regalaste para lograr mis sueños; LA LIBERTAD que me diste para elegir mi destino; LOS OBSTÁCULOS que has puesto en mi camino por que han permitido hacerme madurar a cada paso que doy; y si en algun momento señor omitiste darme algo, te agradezco a LOS PADRES que me tocaron y que suplen con creces cualquier otro don que me pudiste proporcionar, GRACIAS mi señor.

A mis Padres

Les ofrendo:

MI ADMIRACIÓN por la forma en que han guiado mi camino, ya con consejos, ya con hechos, logrando así permitirme alcanzar mis metas; MI CARÍÑO por creer en mis capacidades, confiar en mis decisiones y apoyarme tanto en mis aciertos, como en mis errores; MI RESPETO por darme el ejemplo de que en esta vida las cosas se logran con trabajo, dedicación y responsabilidad; UN ABRAZO por darme la fuerza para seguir mi camino y la sensatez para escoger el camino correcto, GRACIAS Papá y Mamá.

A mis Hermanos:

Les digo:

ALBERTO gracias por el apoyo que tantas ocasiones me has brindado y que me ayudo tanto en esta carrera, pero sobre todo gracias por ser el mayor y no tuve que serlo yo. GABRIEL te felicito por el espíritu de libertad que siempre ha brillado en ti, y por esa bebida tan hermosa que tienes, cuidala mucho hermano. NORMA por el orgullo, coraje y tenacidad y al mismo tiempo la franqueza, alegría y sensatez que son tus características, lo tienes todo en la vida hermana, solo es cosa de que aprendas a conjugarlo, MIGUEL ANGEL por ese aire de inocencia que aun conservas y que espero no pierdas, a ti te dedico esta máxima, espero la tomes en cuenta en tu vida.

Cuando vayan mal las cosas,
como a veces suelen ir,
cuando ofrezca tu camino
sólo cuesta por subir,
cuando rengas poco haber,
pero mucho que pagar, y
precises sonreír
aun teniendo que llorar...

Tras la sombra de la duda,
ya plateadas, ya sombrías,
puede bien surgir el triunfo,
no el fracaso que temías;
y no es dable a tu ignorancia
figurarte cuan cercano
pueda estar el bien que anhelas y
que juzgas tan lejano...

cuando ya el dolor te agobie y no
puedas ya sufrir,
descansar acaso debes
ipero nunca desistir!

A todos ustedes, muchas gracias por ser mis hermanos.

A todos aquellos FAMILIARES Y AMIGOS que estuvieron pendientes de mi triunfo (o de mi fracaso), gracias por su atención. A todos MIS COMPAÑEROS con los que tuve el gusto de compartir las aulas, Harry, Elvia, Claudia, Jaime, Carolina, Alfredo, Pedro, Hugo, Homero, Oscar, Laura (deseando que el brillo de tus ojos no se pierda nunca por que en eso se base tu resplandor, suerte Bibis), gracias por su apoyo. A MIS PROFESORES que compartieron conmigo una pequeña parte de su sabiduría, (un agradecimiento muy especial al Ing. Jesús Gallegos Silva por la paciencia que me tuvo en la realización de esta Tesis), gracias por sus enseñanzas.

A Lupe

Te agradezco tanto lo que has hecho por mí, desde que compartimos juntos un salón de clases al inicio de esta carrera y hasta la fecha, gracias por tu apoyo, por tu ayuda, por lo que me has enseñado, por lo que has compartido conmigo, por todos los momentos que hemos pasado juntos buenos o malos, pero sobre todo, GRACIAS POR ESTAR CONMIGO.

INDICE.

INTRODUCCIÓN.

3

1. IMPORTANCIA DEL CONTROL DE FUGAS.

1.1. COMPONENTES DE UN SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE	6
1.1.1. Etapas de un sistema de distribución de agua potable.	6
1.1.2. La red de distribución.	13
1.1.3. Tuberías y accesorios.	15
1.2. CONCEPTO DE AGUA NO CONTABILIZADA.	25
1.2.1. Componentes del agua no contabilizada.	26
1.3. IMPORTANCIA DEL CONTROL DE FUGAS EN LA ACTUALIDAD.	28
1.3.1. El agua en el mundo.	28
1.3.2. El problema del agua en México.	30
1.3.3. El problema de fugas de agua potable en los sistemas de distribución.	31

2. TÉCNICAS DE DETECCIÓN DE FUGAS.

2.1. PRINCIPALES CAUSAS DE FUGAS.	35
2.1.1. Tipos de esfuerzos.	35
2.1.2. La corrosión.	37
2.1.3. Factores externos.	42
2.1.4. Los desastres naturales.	43
2.2. ASPECTOS HIDRÁULICOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCION.	47
2.2.1. Definición de flujo y tipos de flujos.	47
2.2.2. Ecuaciones de la hidráulica.	49
2.2.3. Dispositivos de medición (presión, velocidad, gasto).	54
2.2.4. Resistencia al flujo y pérdidas de carga en conductos a presión.	60
2.2.5. Aspectos generales para el diseño de redes de distribución.	68
2.2.6. Análisis de redes cerradas. Métodos de solución.	71
2.2.7. Descripción de algunos programas comerciales para el diseño y análisis de redes de abastecimiento de agua potable.	85
2.3. TÉCNICAS PARA LA DETECCIÓN DE FUGAS.	91
2.3.1. Distritos hidrométricos.	91
2.3.2. Detección de fugas por presión diferencial.	93
2.3.3. Detección de fugas por sonido.	94
2.3.4. Detección de fugas con trazadores	96
2.3.5. Equipo de localización de fugas.	97

3. METODOS PARA EL CONTROL DE FUGAS.

3.1. MÉTODOS DE LIMPIEZA DE TUBERÍAS.	103
3.1.1. Métodos de limpieza no agresivos.	103
3.1.2. Métodos de limpieza agresivos.	105
3.1.3. Métodos de prevención de la corrosión	107

3.2.	MÉTODOS DE REHABILITACIÓN DE TUBERÍAS.	108
3.2.1.	Recubrimientos no estructurales.	109
3.2.2.	Recubrimientos estructurales.	111
3.3.	SUSTITUCIÓN DE TUBERÍAS.	116
3.4.	CRITERIOS DE CONTROL.	118
4.	<u>EXPERIENCIAS EN LA DETECCIÓN Y CONTROL DE FUGAS.</u>	
4.1.	EXPERIENCIAS EN LABORATORIO. DETECCIÓN DE FUGAS.	124
4.1.1.	Fundamentos del método.	124
4.1.2.	Ejemplo de aplicación.	127
4.1.3.	Comentarios al ejemplo de aplicación.	134
4.2.	EXPERIENCIAS EN CAMPO. CONTROL DE FUGAS.	137
4.2.1.	Reducción de pérdidas de agua potable en Reynosa, Tamps. Antecedentes.	137
4.2.2.	Descripción del programa de reducción de pérdidas de agua.	139
4.2.3.	Acciones ejecutivas.	141
4.2.4.	Análisis global de acciones.	152
	<u>CONCLUSIONES.</u>	156
	<u>BIBLIOGRAFÍA.</u>	160

INTRODUCCION.

El agua es un recurso estratégico para cualquier país, ya que de su adecuado uso y preservación depende el incrementar los niveles de bienestar y el desarrollo económico a lo largo de su territorio.

Las etapas del sistema de abastecimiento de agua potable están tan interrelacionadas entre sí, que el conocimiento de una es esencial para llevar a cabo la otra. En el Capítulo 1 se presentan a grandes rasgos las obras que se llevan a cabo para poder abastecer con agua de calidad a las grandes ciudades, desde las obras de captación hasta la distribución para su aprovechamiento por los diferentes usuarios, todas estas obras hidráulicas trabajando en conjunto con un solo objetivo, satisfacer las necesidades de agua de la población, lo cual sobra decirlo no es tarea fácil, pues en los últimos años se ha presentado una escasez crónica de agua a nivel mundial debido a la sobreexplotación de los mantos acuíferos, deforestación de las áreas de recarga, la severa contaminación de potenciales fuentes de captación, etc., lo anterior a provocado que se busquen fuentes de aprovechamiento cada vez más lejanas para satisfacer la demanda de agua de las grandes ciudades con complicados procesos de tratamiento para dar la calidad requerida para el consumo humano. Tal exposición de lo que es un sistema de distribución de agua potable nos permite darnos una idea de la complejidad de los problemas que se presentan durante la proyección, construcción y explotación de las obras hidráulicas para el aprovechamiento de agua lo que ha originado que el suministro de agua potable incremente sus costos considerablemente.

La red de distribución es la parte del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable por medio de la cual se suministra el agua al usuario, como es sabido, cuando esta se encuentra en operación, es sometida a diferentes tipos de esfuerzos (Capítulo 2), provocados por las variaciones de presión interna (positivas y negativas), resultado de la demanda de agua potable durante el día, del cierre y apertura de las válvulas de seccionamiento, por la topografía del terreno y los cargas externas. Asimismo, se encuentra sujeta a diversas condiciones agresivas del subsuelo y en muchos de los casos, rodeada por aguas freáticas. Entonces, se presenta inevitablemente el deterioro con el paso del tiempo ocasionando deficiencias en su funcionamiento hidráulico, en su estabilidad estructural, hasta que se presentan fugas de agua a lo largo de la línea de conducción.

Ante la imposibilidad de incrementar la oferta de agua potable con la misma rapidez con que crece la demanda. Se ha puesto mayor atención al problema de reducir el volumen de pérdidas por la existencia de fugas en las redes de distribución de agua potable.

En algunos lugares, como en la Zona Metropolitana del Valle de México, la infraestructura de agua potable se caracteriza por su magnitud, complejidad, funcionamiento continuo, vulnerabilidad y en casos particulares por la obsolescencia de sus componentes, que se transforman en bajas eficiencias de los organismos operadores del servicio.

De los 35 metros cúbicos por segundo de agua potable que diariamente ingresan en promedio a la ciudad de México, se estima que poco más de 12 metros cúbicos se desperdician por fugas en tomas domiciliarias y en la red de abastecimiento, lo que significa que en el Distrito Federal se desaprovecha alrededor de 37 por ciento del vital líquido, por lo que para satisfacer la demanda de agua de los próximos años, se requiere de un sistema de abastecimiento eficiente, con un porcentaje aceptable de pérdidas de ese recurso.

La prevención es el primer paso para lograr una mayor eficiencia en los sistemas de distribución de agua potable. A pesar de las severas condiciones de operación de la red, su adecuado funcionamiento y reducción de fugas dependerá del grado de experiencia, conocimiento técnico y actitud que se tenga al tomar en cuenta los diversos factores que intervienen en la instalación del sistema, tales como: un proyecto perfectamente definido, una selección cuidadosa de los materiales que la conforman, mano de obra calificada, el cumplimiento de las especificaciones de construcción, la correcta supervisión de la ejecución de la obra, y, una vez que el sistema se encuentre operando, el adecuado mantenimiento y rehabilitación de los elementos que

conforman la red todos estos factores nos garantizaran una menor frecuencia de fugas durante la vida útil del sistema de distribución.

El segundo paso es lograr que las redes de distribución actualmente en uso con problemas en su funcionamiento se mantengan en un nivel aceptable de operatividad, en la actualidad, se han desarrollado técnicas de rehabilitación de tuberías para volver a optimizar la operación de la red, reducir riesgos de fallas y mejorar la calidad del agua, además de contar con equipo muy moderno para localizar fugas en las redes de distribución.

La rehabilitación de tuberías de agua potable es una forma de prolongar la vida útil de los sistemas de abastecimiento. Las técnicas existentes son diversas y consisten en: a) Limpiar por dentro la línea, b) Sustituir la conducción o, c) Aplicar internamente un revestimiento o un sistema inhibidor de corrosión al tubo. Cada una de estas técnicas tiene ventajas, desventajas, costos y aplicaciones según la longitud, diámetro y material del tubo, así como del grado de deterioro en que éste se encuentra (capítulo 3).

El poder obtener resultados con un bajo costo y en un mínimo de tiempo es una de las principales metas para poder lograr una eficiente distribución de agua potable, es por esto que se realizan diversos estudios con el fin de delimitar de manera más exacta la zona de la fuga y sus características (capítulo 4), investigaciones que se están aplicando en diversos sistemas de distribución a lo largo del territorio nacional con resultados más que satisfactorios.

El tercer paso es el de lograr una conciencia social de la magnitud del problema, no se puede lograr un avance verdadero en la recuperación de pérdidas de agua potable, si los usuarios no dan un uso adecuado de este recurso, no se debe esperar a darle la importancia que merece una vez que ya no contemos con el.

Con todo y eso, el problema esta muy lejos de desaparecer. En términos generales el avance es reducido, el problema de las pérdidas físicas debe ser vencido con visión a mediano y largo plazo, dado que es mucho más rentable invertir en recuperación de volúmenes de líquido que en aumentar la oferta de agua mediante obras en nuevas fuentes de suministro.

CAPITULO 1. IMPORTANCIA DEL CONTROL DE FUGAS.

1.1. COMPONENTES DE UN SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.

El agua, bien sea aprovechada de la superficie o de fuentes subterráneas, debe ser transportada a la comunidad y distribuida a los usuarios para sus diferentes usos, después de lo cual, se convierte en agua residual y es necesario evacuarla de las comunidades. Al conjunto de medios utilizados para el suministro de agua potable (sistema de distribución de agua potable), y al desalojo de las aguas pluviales y residuales y su tratamiento (sistema de alcantarillado y saneamiento), se le conoce como sistema hidráulico urbano (figura 1.1).

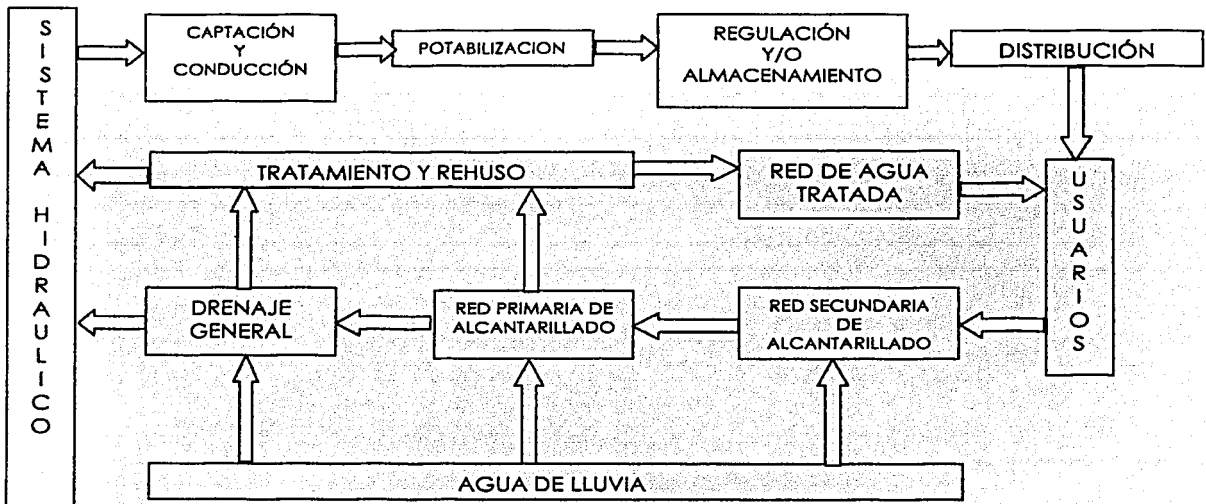


Figura 1.1 Sistema hidráulico urbano.

1.1.1. Etapas de un sistema de distribución de agua potable.

Las etapas que comprenden un sistema de distribución de agua potable son:

- Captación
- Conducción
- Potabilización
- Regulación y/o almacenamiento
- Distribución

a. Etapa de captación.

La captación es el conjunto de obras civiles y técnicas de aprovechamiento de agua que tienen como fin el obtener agua que cumpla con los requisitos mínimos de calidad de una fuente definida previamente.

Existen diferentes tipos de obra de captación, que varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización, la cantidad de agua que puede suministrar, etc. Las fuentes de abastecimiento de agua más comunes son:

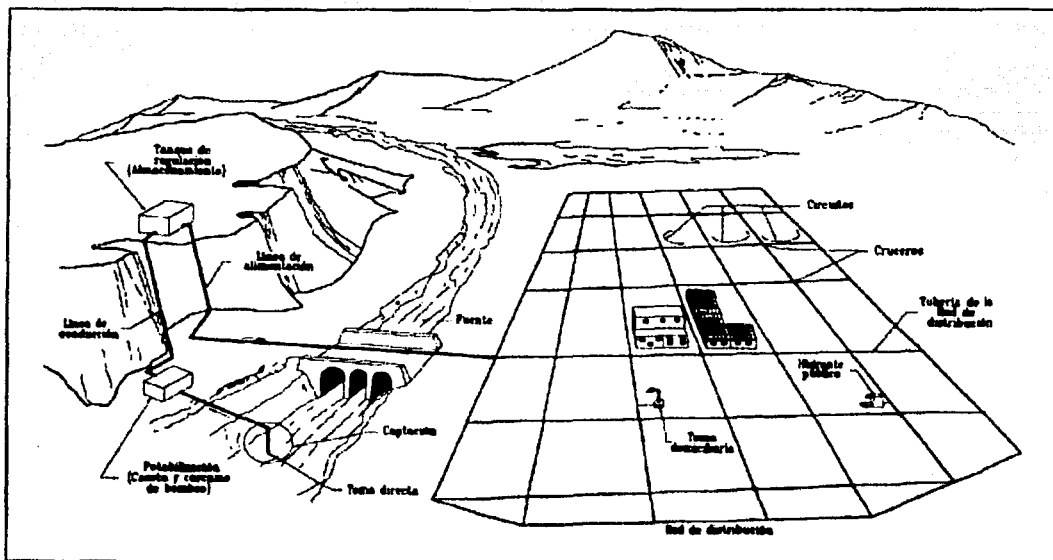
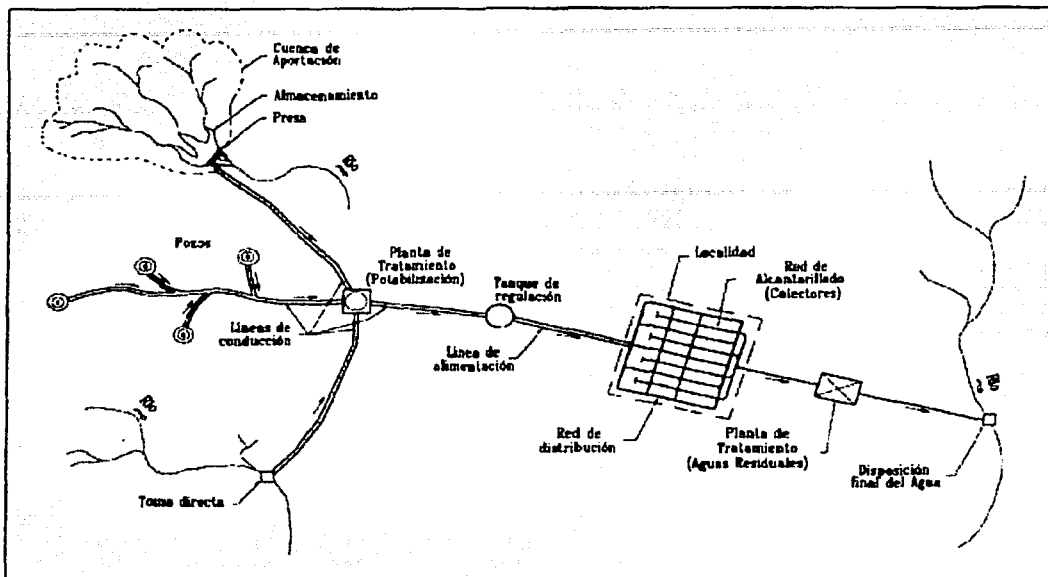


Figura 1.2. Sistema de distribución de agua potable.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Aguas superficiales procedentes de manantiales y fuentes.
- Aguas subterráneas procedentes de pozos a mayor o menor profundidad.
- Aguas procedentes de contenedores superficiales tales como ríos, lagos y pantanos o contenedores artificiales como son las presas.
- Aguas procedentes de técnicas de reciclaje de caudales previamente usados.
- Aguas procedentes de la desalinización del mar.

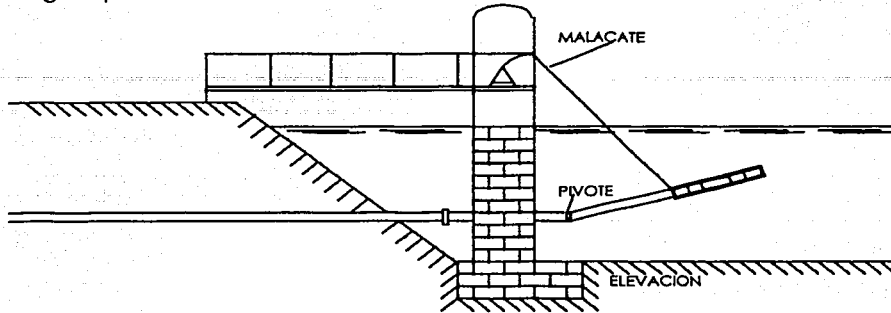


Figura 1.3. Captación de agua en lagunas.

Aunque en el listado anterior se ha hecho referencia a una serie de posibilidades muy amplias de obtener agua y resolver el problema del aprovisionamiento de este elemento lo cierto es que, tanto por razones económicas como prácticas, las soluciones son más reducidas. Las tomas de agua de lagos, muy frecuentes en algunos países de Europa, así como las técnicas de desalinización de aguas marinas, muy costosas aunque rentables y en mi opinión imprescindible en breve en nuestra nación, son soluciones muy poco extendidas. Aunque la conciencia del tratamiento y rehúso se empieza a considerar seriamente, la verdad es que las aguas obtenidas por este método no gozan de la aceptación total de la ciudadanía, a pesar de la gran calidad que los métodos modernos de tratamiento pueden lograr en las aguas residuales son usadas solo en el riego de parques y jardines de las ciudades.

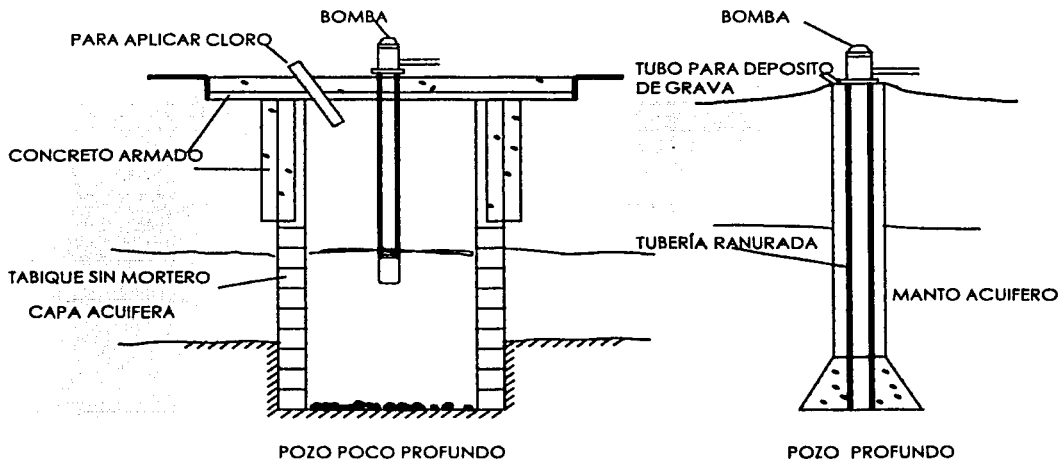


Figura 1.4 Captación de agua en pozos.

En los casos habituales las primeras aguas que se utilizan para el abastecimiento de los núcleos son las aguas superficiales en sus distintas modalidades, debido a que son visibles y de fácil disponibilidad. Sin embargo, tiene la desventaja de tener afectaciones por las variaciones climáticas, turbiedad, materias en suspensión, organismos vivos, oxígeno disuelto, mayores pérdidas por evaporación, sin contar que en ocasiones requiere de un tratamiento complicado. Estas, mediante una obra de toma, se dirigen hacia las conducciones bien sea con regulación, con la construcción de un embalse de mayor o menor tamaño, o bien sea sin regulación en el caso de cantidades pequeñas. (figura 1.3)

Las aguas subterráneas son las que fluyen o se almacenan en estratos impermeables constituyendo en este último caso los pozos cuando se concentran en un punto al que confluyen las aguas bien de forma natural bien de forma artificial. La superioridad de las aguas subterráneas sobre las aguas superficiales se basa en su limpieza, temperatura más homogénea y a su menor contenido bacteriano. Sin embargo se encuentran más mineralizadas que las superficiales y frecuentemente poseen incorporadas una gran cantidad de tierra y arenas lo cual debe tenerse en consideración particularmente para usos industriales. Cabe decir que en la mayoría de los casos su captación resulta más barato que la de las fuentes superficiales. (figura 1.4)

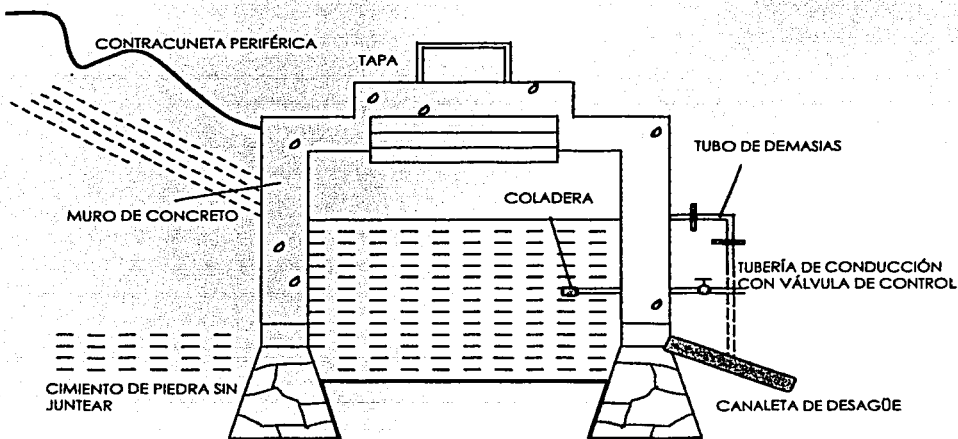


Figura 1.5. Captación de agua en manantiales.

Las aguas de manantiales (figura 1.5) forman una verdadera tela de araña formada por filamentos hidráulicos frecuentemente muy finos y de escaso caudal por lo cual es necesario realizar obras de captación especiales para obtener caudales adecuados, especialmente en períodos de estiaje, y retener las aguas que escurren en períodos lluviosos ya que este tipo de abastecimiento se caracteriza por la irregularidad de su caudal.

b. Etapa de conducción

En la mayoría de los casos, la fuente de abastecimiento está situada a una distancia más o menos grande de la población por abastecer, por lo que es necesario transportar el agua en conductos abiertos o cerrados, proporcionándose la energía necesaria por gravedad o bombeo, lo que se conoce como línea de conducción.

Esta constituida por tuberías o canales que transportan el agua desde las fuentes de abastecimiento a los núcleos urbanos para su tratamiento y consumo. Cuando se realizan mediante conducciones a presión se denominan habitualmente "distribución en alta" debido a la elevada presión originada por las estaciones de impulsión en esta etapa de transporte.

Las líneas de conducción son constituidas por tramos rectos y curvos para ajustarse a la topografía del sitio del proyecto y por diversos elementos que ayudan por un lado a controlar el flujo en la tubería y por otro a proteger el funcionamiento de la línea de conducción para que sea eficiente. Entre los dispositivos de control y protección se encuentran juntas flexibles, válvulas eliminadoras de aire, válvulas de retención, válvulas de compuerta, válvulas de mariposa, válvulas de globo, válvulas de alivio contra golpe de ariete, desagües, etc., indispensables cuando existe un equipo de bombeo.

Los materiales que actualmente se usan para la fabricación de las tuberías de conducción son, fundamentalmente, las metálicas (acero y fundición dúctil) y las de concreto armado, aunque también se están utilizando de plástico (polietileno y PVC).

Cuando son utilizados canales abiertos, existe la posibilidad de utilizar materiales baratos y ahorrar con ello el costo de la cubierta; sin embargo se presentan varias desventajas tales como el peligro de contaminación del agua, pérdidas por infiltraciones y evaporación, el ajuste al gradiente hidráulico, etc.

c. Etapa de potabilización o tratamiento

Un sistema público de abastecimiento de agua deberá proveer a la comunidad servida, agua de buena calidad bajo el punto de vista físico, químico, biológico y bacteriológico, no importando su procedencia. Para ello y en función de las características cualitativas del agua proveniente de las estaciones de captación, se procede a la depuración del agua en instalaciones denominadas estaciones de tratamiento.

Una planta de tratamiento es la obra de ingeniería civil con las unidades necesarias para modificar favorablemente las condiciones de calidad del agua. La planta de tratamiento puede ser diseñada para tratar agua cruda de cualquier tipo de fuente. Dependiendo de la calidad del agua cruda y de la calidad final deseada para la calidad tratada, serán necesarios uno o más procesos.

En los casos habituales a que debe orientarse un abastecimiento moderno el tratamiento de agua debe incluir las siguientes fases: clarificación, floculación y decantación, filtración y esterilización. La captación, conlleva de forma sistemática a una primera filtración, mediante rejas con barrido automático para evitar la entrada de partículas gruesas y cuerpos flotantes importantes.

- *Clarificación:* consiste en un simple almacenamiento y sedimentación, es decir, sin aditivo alguno se almacena o disminuye la velocidad del flujo de agua a tal grado que se permita la sedimentación de las partículas sólidas, lo que resulta muy insuficiente de tal forma que en tratamientos complejos esta fase se omite.
- *Floculación y decantación:* aunque normalmente son un conjunto de fases diferenciadas su objetivo es, clarificar y depurar el agua eliminando tanto las partículas coloidales como los microcontaminantes y microbios, constituyendo una fase imprescindible cuyo resultado final es la obtención de un agua limpia y un fango sedimentado que se elimina por purgas periódicas.
- *Filtración:* esta fase constituye una definitiva eliminación de las partículas remanentes mediante su paso a través de cuerpos porosos constituidos por lechos de arenas de granulometría variable reteniéndose al mismo tiempo microorganismos con lo cual se realiza simultáneamente una cierta operación de desinfección. El agua obtenida a la salida de los filtros presenta ya las características de un agua potable pero es necesario una última etapa para eliminar las sustancias patógenas.
- *Esterilización:* esta es la última etapa que se sigue practicando de forma sistemática, se realiza mediante la adición de cloro en diferentes formas (gas, cloraminas, hipoclorito sodico, etc.) el cual debido a su acción fuertemente oxidante destruye la materia orgánica y determinados componentes de las conducciones, tiene la desventaja de añadir un olor y sabor desagradable al agua. La filtración más moderna y eficaz se logra,

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

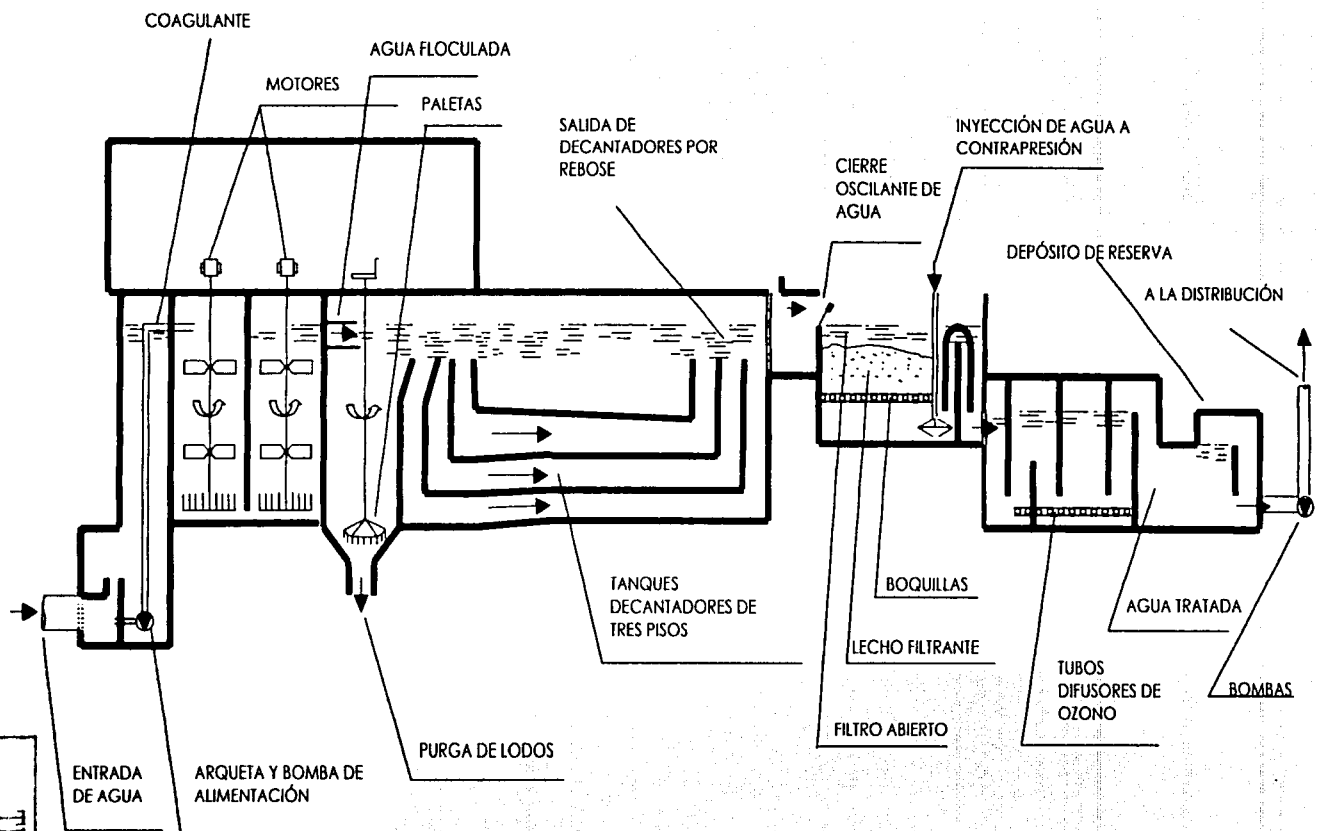


Figura 1.6. Esquema general de una planta de tratamiento.

sin duda, con la aplicación de ozono en el agua, ya que pese a ser más costoso no produce olor ni sabor al agua produciendo una esterilización que logra la total desactivación de los virus e incluso mejorando el sabor del agua, sin embargo no cuenta con la esterilización residual que el cloro si proporciona.

Esta etapa, hasta fechas recientes, está adquiriendo una extraordinaria importancia y complejidad.

d. Etapa de regulación y almacenamiento

Normalmente constituida por los depósitos de agua los cuales constituyen unas reservas de líquido particularmente imprescindibles para regularizar las horas de mayor consumo pero también para que la circulación y dimensionamiento de las conducciones se pueda llevar a cabo en las debidas condiciones de economía y seguridad.

La planta de tratamiento requiere un depósito específico debido a que su correcto uso exige un caudal constante y como el ciclo aguas abajo es variable en función de la demanda, es evidente la necesidad de disponer de un depósito regulador que actúe como compensador en la estación de tratamiento.

Dependiendo de su configuración y su posición con relación a la red, los depósitos pueden ser: enterrados, semienterrados, superficiales y elevados. Los tres primeros se construyen cuando la cota del lugar de emplazamiento lo permite. Los depósitos enterrados tiene la ventaja de resultar bien aislados térmicamente, con lo que el agua se mantiene a temperatura prácticamente constante, y el inconveniente de hacer más difícil y costosa la salida de tuberías y desagües. Los superficiales, son más fáciles de construir y vigilar, pero es preciso, casi siempre, dotarlos de un aislamiento térmico eficaz. Los depósitos elevados se imponen cuando la topografía del terreno lo exige, y la forma casi exclusiva que se adopta para ellos es cilíndrica.

Básicamente, los depósitos de distribución son dimensionados para satisfacer las condiciones siguientes:

- Funcionar como puntos de control de la distribución, atendiendo la variación horaria del consumo;
- Asegurar una reserva de agua para combatir incendios;
- Mantener una reserva para atender emergencias (incendios, accidentes, reparaciones en las instalaciones, etc.)
- Atender a la demanda en caso de interrupción de energía eléctrica (sistemas con bombeo).
- Mantenimiento de presiones en la red de distribución.

e. Etapa de distribución

Constituida por los sistemas de conducción urbana propiamente dichas las que partiendo de los tanques reguladores tienen la finalidad de alimentar los sistemas hidráulicos de servicio público (red de distribución y tomas domiciliarias), así como los ramales de los usuarios particulares.

La finalidad principal de un sistema de distribución es suministrar el agua con los siguientes requisitos: en cantidad suficiente, en calidad adecuada, con la presión requerida en toda la zona por abastecer, con un servicio continuo y que el costo sea accesible a la economía de los usuarios. Es decir, debe cumplir las siguientes condiciones:

- El sistema de distribución de agua debe ser diseñado para funcionar durante el tiempo con la presión adecuada en cualquier punto de la red.
- La seguridad ofrecida por el agua debe ser mantenida en toda la red, sin alteración de cantidad.
- El sistema debe incluir registros y dispositivos de descargas siempre que haya necesidad, sin interrupciones perjudiciales para el abastecimiento.

- El sistema deberá estar protegido contra contaminación externa, los depósitos deberán ser cubiertos y deberá ser evitada cualquier posibilidad de introducción de agua de calidad inferior en la red.
- Las pérdidas en las tuberías deberán ser limitadas a los valores normales o aceptables. Deberán ser evitadas las tuberías sumergidas en líquidos contaminados.
- La red debe ser planeada para asegurar una buena circulación del agua, tolerando un número mínimo de puntas secas.
- La red debe ser mantenida en condiciones sanitarias, evitándose todas las posibilidades de contaminación, durante la ejecución de reparaciones, sustituciones, y prolongamientos.
- Por ocasión del asentamiento de nuevas tuberías y de las reparaciones en las líneas existentes, se debe proceder a la desinfección de las tuberías con una solución concentrada de cloro (50 mg de cloro / litro de agua), durante 24 horas. Después de este período, esa solución es descargada, y se llenan las tuberías con agua limpia. Esa operación puede y debe ser controlada mediante exámenes bacteriológicos.
- Siempre que sea posible, las tuberías de agua potable deben ser asentadas en zanjas situadas a más de 3,00 m de las alcantarillas. En los cruces, la distancia vertical no debería ser inferior a 1,80 m. Cuando no sea posible guardar esta separación, se recomienda cuidados especiales para protección de las tuberías de agua contra la contaminación por las alcantarillas. Estos cuidados pueden incluir revestimientos de los conductos de alcantarillas con cemento o empleo de tubos de fierro fundido con uniones de plomo.

El principal elemento del sistema de abastecimiento de agua, es la red de distribución del agua. Más de la mitad de la inversión total de éste se debe a la red. Por lo que se hará mayor hincapié en esta.

1.1.2 La red de distribución.

- Se llama así al conjunto de tuberías instaladas en las calles de la localidad, mediante las cuales se entrega el agua a los usuarios. Las tuberías se conectan entre sí por medio de piezas especiales en los cruceros, y se aíslan por tramos mediante válvulas de seccionamiento, que permiten operar adecuadamente el sistema e impedir el flujo del agua hacia algún sector en caso de fugas y mientras se reparan los daños, o por otras necesidades del servicio. El agua se entrega a los consumidores mediante tomas domiciliarias provistas de medidores del consumo.

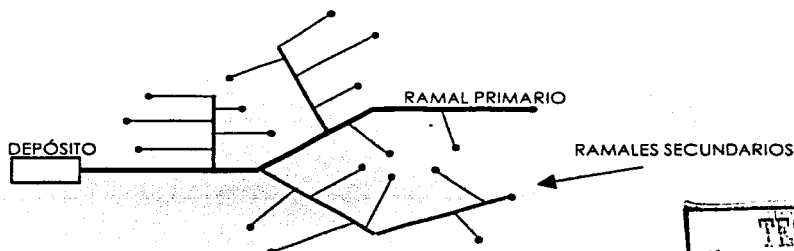


Figura 1.7. Red de distribución ramificada o abierta.

Según la estructura en planta de la red, se puede clasificar en: redes ramificadas, malladas o mixtas.

La red ramificada o red abierta (Figura 1.7), consta de una tubería principal o tubería maestra (también es conocida como ramal primario) de donde parten ramales secundarios, y de estos, otros de tercer orden y de ellos otros cada vez menores. Cada punto de la red recibe el agua por un sólo lado, de manera que si ocurre una avería en un punto determinado, todo componente de la red posterior al punto averiado queda desabastecida, lo cual además de la incomodidad

puede acarrear, en caso de incendio, graves perjuicios. En los finales de los ramales extremos, donde el consumo es en ocasiones muy reducido, el agua se estanca y puede perder sus cualidades debido a la formación de depósitos en el interior de las conducciones. La distribución ramificada se aplica solamente en el caso de que no sea posible enlazar los extremos de las conducciones para constituir la red cerrada. En pequeñas poblaciones es general el sistema ramificado, porque en ellas suelen faltar caminos de enlace para los ramales extremos y además no resultaría económica la instalación de tuberías que los unieran en la periferia del lugar, donde la edificación es escasa.

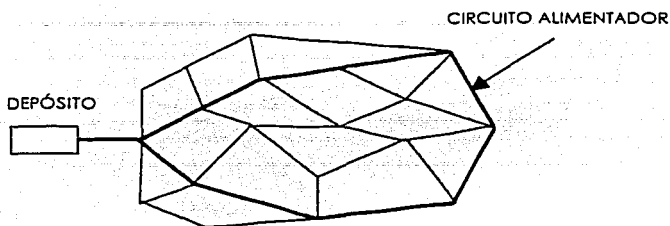


Figura 1.8. Red de distribución mallada o cerrada

En el sistema de red de abastecimiento mallado o, en general, cerrado cada punto de demanda puede estar alimentado por varios caminos hidráulicos, pudiendo incluso variar en ello el sentido de circulación de la red (Figura 1.8). Son evidentes las ventajas de este suministro particularmente cuando existen tomas contra incendios cuyas demandas y exigencias son elevadas pues se ofrece una gran seguridad en el servicio al poder el líquido circular en sentidos contrarios al lugar donde se solicite, se puede así aislar sectores para realizar mejoras, reparaciones etc., sin grandes repercusiones en el conjunto de los restantes edificios del núcleo. Asimismo también se obtiene con las redes malladas un reparto mucho más uniforme y equilibrado de las presiones en el conjunto de los puntos de consumo.

Las redes mixtas son, en realidad, una solución intermedia de los dos tipos anteriores (Figura 1.9), obtenida mediante una combinación de las disposiciones de una red ramificada y una red mallada, en la cual las tuberías principales se unen en circuitos cerrados o mallas mientras que las tuberías secundarias son ramales distribuidores.

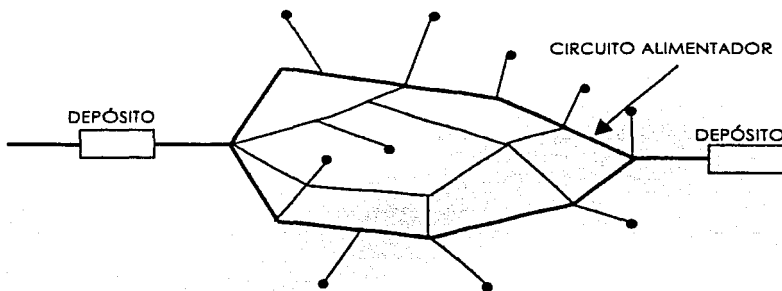


Figura 1.9. Red de distribución mixta.

Entre otros elementos que integran un sistema de distribución están: las tuberías, las válvulas de regulación, los tipos de uniones, las tomas domiciliarias etc.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.1.3 Tuberías y accesorios.

Las tuberías son comúnmente construidas de concreto reforzado, asbesto cemento, hierro dúctil, acero o plástico y están localizadas bajo la superficie del terreno sólo lo suficientemente necesario para evitar otras estructuras de superficie. En sitios en los cuales las cotas del terreno y tubería varían por grandes cantidades, las altas presiones en puntos bajos pueden ser evitadas rompiendo la línea de gradiente hidráulico con estructuras vertedoras, reservas auxiliares o instalando válvulas especiales para reducir la presión.

Al seleccionar el tipo de material o el tamaño de la tubería a ser usada, se debe considerar la capacidad de carga, la durabilidad, el costo de mantenimiento y el costo inicial. Las características del agua y su efecto potencial sobre tuberías de diferentes materiales es también una consideración importante.

- **Tipos de tuberías**

Los materiales más usuales en las tuberías de la red de distribución son:

- a. **Tuberías de hierro**



La tubería de hierro ha sido usada para el transporte de agua por más de 300 años: en efecto, tuberías de hierro fundido instaladas hacia 1664 en Versalles, Francia, aún siguen en uso. En construcciones nuevas, el hierro dúctil ha remplazado en gran parte al hierro fundido, ya que para una resistencia dada es más liviano y menos frágil. Aunque el espesor de su pared es menor, la tubería de hierro dúctil tiene el mismo diámetro externo que una de hierro fundido del mismo tamaño nominal. A pesar de su mayor capacidad hidráulica, ésta puede entonces usarse mezclada con hierro fundido, siendo posible usarla con accesorios de este mismo material. El hierro dúctil es producido agregando una aleación de magnesio a un hierro de muy bajo contenido de fósforo y azufre. La microestructura cristalina resultante es muy diferente a aquella elaborada en el ordinario hierro fundido gris e imparte resistencia, dureza y ductibilidad adicionales.

Figura 1.10. Tubería de hierro fundido.

La figura 1.10. muestra una sección de tuberías principales de hierro fundido para agua que aún se encuentra en excelentes condiciones dándole servicio a Richmond, Virginia desde 1830.

La tubería de hierro es fabricada fundiéndola en moldes que son rotados sobre su eje longitudinal. Dicha tubería fundida centrifugamente es, en general, fabricada en longitudes de 5.5 m (18 pies).

Los accesorios son fabricados fundiéndolos en moldes de arena con patrones sólidos y núcleo de cajón. Los accesorios estándares incluyen codos de varios ángulos, tes, cruces, reducciones concéntricas y excéntricas, curvas, yes, accesorios reductores, y una gran variedad de especialidades, tales como camisas de pared, galápagos, campanas y cajas de válvulas.

La tubería de hierro es extremadamente durable y puede esperarse que tenga una vida de servicio de más de 100 años. Sin embargo, está sujeta a corrosión, que puede producir un fenómeno llamado tuberculación, en el cual el interior de la tubería es revestido por incrustaciones de óxido, reduciendo su diámetro e incrementando su rugosidad relativa. La combinación de estos efectos puede producir una reducción en la capacidad hidráulica del 70% o más. Por esta razón, no es raro revestir la tubería con cemento.

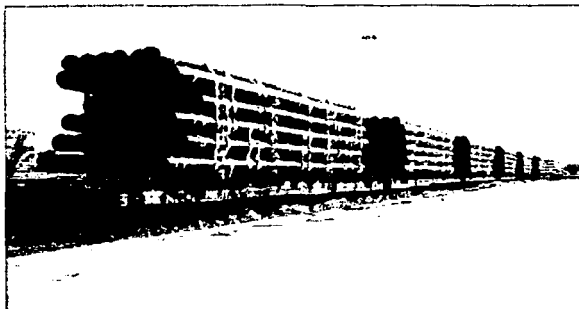
El revestimiento de cemento consiste en una mezcla 1:2 de mortero con cemento portland, el cual es aplicado en forma centrifuga y disminuido ligeramente en los bordes. La tubería puede ser

curada revistiéndola con una mezcla de sellante bituminoso o almacenando la tubería en un ambiente húmedo. La tubería revestida con cemento mantiene buenas propiedades hidráulicas y no se deteriora con el tiempo, siempre y cuando el revestimiento esté intacto. Los cortes normales o los procedimientos de pegado no causan daño y se ha mostrado que las pequeñas grietas se autocuraran cuando se ponen en contacto con el agua.

La corrosión externa de la tubería de hierro rara vez es un problema grave debido a su relativo gran espesor de pared. En condiciones de suelo particularmente desfavorables, puede ser encajado en tubos de polietileno a medida que la construcción avanza. Esta técnica ha demostrado ser muy efectiva para proteger la tubería contra la corrosión externa.

b. Tuberías de acero.

El acero puede ser usado para tuberías de agua, particularmente en circunstancias donde las dimensiones son largas y las presiones altas. En tales circunstancias, el acero tiene ventajas económicas puesto que es más resistente, y por consiguiente, más liviano para una resistencia dada. La tubería de acero, peso por peso, es más barata que la tubería de hierro, más fácil de transportar y de montar. En las circunstancias más comunes de uso, puede ser susceptible a fallas debido a presiones negativas desarrolladas durante las condiciones más desfavorables, ya que sus paredes relativamente delgadas colapsan con facilidad, haciendo además probable que, en comparación con las de hierro, las tuberías de acero sufran más daños estructurales debido a la corrosión. Bajo condiciones favorables, su vida puede sobrepasar los 50 años. Entre las condiciones desfavorables a este tipo de tubería se encuentran el agua y el suelo corrosivos. La tubería de acero moderna es montada mediante soldadura, pero la tubería remachada con cierre de barras todavía se encuentra en uso en sistemas más viejos. Es probable que dicha tubería tenga algunos escapes de agua en las uniones como resultado de la corrosión o deterioro. (figura 1.11)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

figura 1.11. Tuberías de acero.

La tubería de acero debe ser limpiada de cualquier residuo de fabricación y luego debe revestirse con brea o esmalte bituminoso. Las fallas u otros defectos en el revestimiento causados por el manejo e instalación de la tubería deben ser reparados antes de que ésta sea puesta en servicio. Todos los revestimientos tienden a perder elasticidad y adhesión con el tiempo, y algunos son permeables al agua bajo grandes presiones. Por estas razones, el revestimiento puede ser necesario con intervalos regulares. El revestimiento interior y exterior con mortero de cemento portland ha demostrado proveer buena protección contra la corrosión externa e interna, incrementar la resistencia al colapso y mejorar las propiedades hidráulicas.

c. Tuberías de concreto.

La tubería de cilindro de concreto es a menudo usada en el transporte de agua: Esta es fabricada envolviendo un alambre de alta resistencia a la tensión alrededor de un cilindro de acero que ha

sido revestido con cemento colocado centrífugamente. El alambre es enrollado fuertemente para pretensar el núcleo y es cubierto con un revestimiento exterior de concreto.

Para presiones más bajas, una tubería similar se fabrica sin el alambre pretensado. La tubería de concreto es fabricada en longitudes que fluctúan entre 3.7 y 4.9 m (12 a 16 pies) y es calibrada para presiones estáticas de hasta 2700 kPa (400 lb/pul²). Las uniones constan de anillos circulares de acero, los cuales son sellados con un empaque de caucho. (figura 1.12)



Figura 1.12. Colocación de tuberías de concreto reforzado.

Los anillos de acero pueden soldarse entre sí si se necesita desarrollar resistencia al empuje en la unión. Las secciones adyacentes pueden ser inclinadas para permitir una curvatura gradual, o se pueden usar secciones hechas especialmente con bordes acanalados. Estas últimas permiten ángulos de inclinación de hasta 50°.

Los accesorios pueden ser fabricados de la misma manera como se hacen las tuberías o pueden ser contruidos in situ con concreto reforzado. La tubería de cilindro de concreto es en general fabricada específicamente para proyectos particulares, de ahí que las secciones especiales no sean difíciles de conseguir.

La tubería de concreto (excepto en el caso de aguas ácidas) no está sujeta a corrosión y no sufre pérdida en la capacidad hidráulica con el tiempo. Un estimativo razonable de su vida de servicio es 75 años.

d. Tuberías de asbesto-cemento.

La tubería de asbesto-cemento está compuesta de una mezcla de cemento Portland y fibra de asbesto; es construida sobre el eje de un horno rotatorio de acero y luego compactada con cilindros de presión de acero. Esta tubería ha sido usada por más de 60 años en Europa Occidental y los Estados Unidos. Más de 2.4 millones de kilómetros (1.5 millones de millas) están en servicio en todo el mundo. Dado que tiene una superficie interna muy lisa sus características hidráulicas son excelentes.

El asbesto ha demostrado ser cancerígeno cuando las fibras son inhaladas y existe alguna evidencia, aunque discutible, de que las fibras de asbesto en el agua pueden también causar cáncer intestinal. Ninguna norma obligatoria para el uso de asbesto en agua ha sido establecida al menos desde 1989. Fibras de asbesto han sido encontradas en algunas aguas naturales y pueden ser removidas de las tuberías de asbesto-cemento por aguas muy agresivas, es decir, aquellas que disuelven el mismo cemento. Algunos servicios públicos de agua ya no usan tuberías de asbesto-cemento en las nuevas construcciones.

Los accesorios de hierro pueden ser usados con tuberías de asbesto-cemento. El diámetro externo de la tubería de asbesto-cemento es idéntico al de la tubería de hierro fundido dúctil o gris. Pequeñas conexiones son hechas mediante espigas, al igual que en las tuberías de hierro. Las uniones constan de fundas cilíndricas que ajustan sobre los bordes de las secciones adyacentes. Tanto la tubería como las fundas son acanaladas para retener los anillos de caucho, los cuales sirven como empaques. Las uniones pueden ser inclinadas hasta 120° .

e. Tuberías de plástico.

Las tuberías de plástico son fabricadas tanto de materiales sólidos como de fibra reforzada. Tal tubería es ampliamente usada tanto en plomería doméstica como en sistemas de distribución de agua, ya que es mucho más fácil de manejar e instalar, y en general, más económica que los materiales tradicionales como el hierro y el concreto. El desempeño a largo plazo de estos materiales puede ser establecido sólo con el paso del tiempo. El flujo frío, las cristalizaciones por tiempo, o los esfuerzos en la instalación pueden afectar el servicio del plástico a largo plazo. Algunos fabricantes ofrecen una garantía de 25 años promedio tanto para el material como para el funcionamiento. La American Water Works Association (AWWA) ha establecido normas para tuberías de cloruro de polivinilo, polietileno, polibutileno y para la tubería de resino termofraguada reforzada con fibra de vidrio. (figura 1.13).

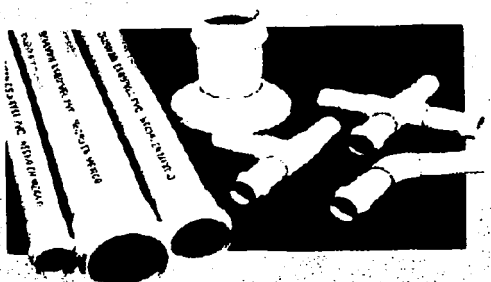


Figura 1.13. Tuberías de PVC.

• Accesorios. Válvulas y uniones.

Una gran variedad de válvulas y accesorios especiales son usados en los sistemas de distribución de agua, en puntos bajos en el sistema, son provistas ramificaciones con válvulas de desagüe para drenar la línea y permitir la remoción de sedimento. Los puntos altos en la línea deben ser mantenidos por debajo de la línea de gradiente hidráulico, ya que la presión negativa en tales sitios llevará a la acumulación de gases que eventualmente pueden bloquear el flujo. Los puntos altos deben ser provistos con válvulas de vacío y ventosas para admitir aire cuando la línea esté siendo desocupada y expulsar el que está en un principio en la línea o el que se acumuló durante el uso. La admisión de aire es particularmente importante en tuberías de pared delgada (como la tubería de acero), las cuales pueden colapsar bajo cargas de compresión.

a. Tipos de válvulas.

Una válvula es un elemento mecánico empleado por lo general en combinación con un recipiente sometido a presión, con el objeto de suspender por completo el flujo, o bien para regular el gasto del mismo.

La selección de válvulas incluye muchos factores pero se deben considerar, como mínimo, las siguientes características básicas: tipo de válvula, materiales de construcción, capacidades de presión y de temperatura, instalación y mantenimiento.

Por su bajo costo y por ofrecer cierres relativamente seguros las válvulas de compuerta están localizadas a intervalos regulares por todo el sistema de distribución para que los daños en el sistema puedan ser aislados con facilidad. Es aconsejable acomodar todas las válvulas en pozos de inspección, aunque las válvulas más pequeñas puedan ser enterradas, con accesos que sean provistos de una válvula de caja de metal o plástico. Las válvulas de compuerta son fabricadas con terminaciones de rosca, de bridas, campanas y espiga, o combinadas.

Las válvulas que son operadas con frecuencia, como las de las plantas de tratamiento, deben ser diseñadas para ser resistentes al uso y son a menudo provistas con servidores hidráulicos o eléctricos. La mayoría de las válvulas de compuerta operan apropiadamente sólo cuando se instalan en posición vertical. Para otros aplicaciones se pueden proveer válvulas especiales con ranuras para el disco. (figura 1.14).



Figura 1.14. Válvula de compuerta.

Las válvulas más grandes, inclusive a baja presión, están sujetas a mayores esfuerzos cuando están en posición cerrada. Los servidores de engranaje y pequeñas válvulas de derivación pueden ser usadas en tales casos. Estas últimas igualarán la presión en la válvula principal y reducirán el potencial para el golpe de ariete cuando la válvula mayor sea cerrada.

Las *válvulas de globo* y de *ángulo* son rara vez usadas en sistemas de distribución de agua. Su principal aplicación es en plomería doméstica, donde su bajo costo importa más que sus pobres características hidráulicas.

Las *válvulas de tapón* constan de un tapón cónico que gira en una base cónica. Cuando la válvula está abierta, un hueco en el tapón coincide con los agujeros en la base y estos, a su vez, son extensiones de la tubería en la cual la válvula es colocada. Tales válvulas, cuando están abiertas, no ofrecen prácticamente resistencia al flujo.

Los *preventores de contraflujo* son válvulas automáticas que están diseñadas para impedir la contaminación de los abastecimientos de agua por bajas de presión desfavorables, las cuales pueden causar reversiones de flujo. Éstas usan una doble válvula de cheque o válvulas reductoras de presión positiva. Las primeras se cierran cuando el flujo se reversa y las últimas cuando la presión cae proveyendo así un margen de seguridad adicional. El tipo usado depende de la aplicación y del riesgo al público en general.

Las *válvulas de mariposa* son muy usadas tanto en aplicaciones de baja como de alto presión. En grandes tamaños, son sustancialmente más económicas, más compactas, más fáciles de operar y

menos sujetas a desgaste que las válvulas de compuerta. Sin embargo, no son convenientes para líquidos que contienen materiales sólidos, los cuales podrían impedir su cierre total. (figura 1.15).

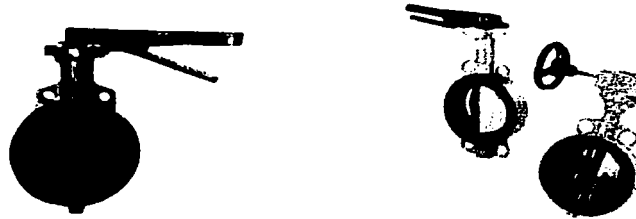


Figura 1.15. Válvula de mariposa.

Las ventosas o válvulas expulsoras de aire se colocan en tuberías largas para permitir la salida del aire que se acumula en puntos altos y para impedir presiones negativas desde la construcción cuando las líneas son drenadas. Estas válvulas operan automáticamente: se abren para dejar salir el aire acumulado y se cierran cuando la tubería está llena de agua. (figura 1.16).

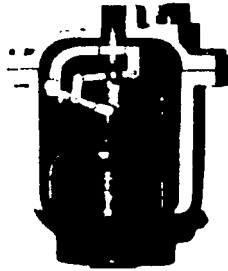


figura 1.16 Válvula expulsora de aire

Las válvulas reguladoras de presión reducen automáticamente la presión aguas abajo hasta cualquier nivel deseado. Dichas válvulas funcionan usando la presión aguas arriba para disminuir el flujo a través de una abertura similar a la que presenta la válvula de globo. La válvula de supresión se cerrará (o se abrirá) hasta que la presión aguas abajo alcance el valor preestablecido.

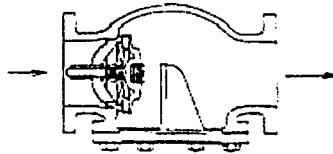


Figura 1.17. Válvula reductora de presión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las válvulas check permiten que el agua fluya en una sola dirección y son comúnmente usadas para impedir reversiones de flujo cuando las bombas son apagadas. Las válvulas check instaladas

al final de una línea de succión son llamadas *válvulas de pie*. Estas impiden el drenaje de la línea de succión y la pérdida de cebado cuando la bomba es apagada.

Las válvulas check son también instaladas en la descarga de las bombas para reducir las fuerzas de ariete en el mecanismo de éstas. Tales válvulas pueden ser de cheque sencillo, giratorias o dispositivos de bola, en líneas pequeñas, pero son diseñadas para cerrarse suavemente en líneas mayores. (figura 1.18).

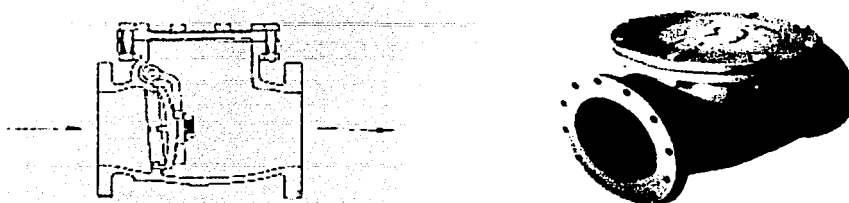


Figura 1.18. Válvula check o de antirretorno.

b. Tipos de uniones.

Se puede definir una "unión o junta" como el procedimiento o sistema para unir dos tramos de tubo, manteniendo la solidez e impermeabilidad requeridas. Las juntas, deben ser capaces de resistir los esfuerzos de ruptura y dislocación, que como consecuencia del movimiento del terreno, golpes de ariete, etc., puedan presentarse; han de ser elásticas si unen tubos rígidos o en general todos los tubos cortos, y por el contrario deberán ser rígidas si unen tubos elásticos y largos, claro esta, dependiendo del tipo de tubería es la junta a utilizar.

En las uniones campana y espigo (figura 1.19), las piezas macho y hembra estarán dotadas de un resalto, que sirve de elemento de sujeción del elemento de cierre, que se introducirá en el hueco dejado entre las dos piezas, en las que se usa plomo como material sellante después de que la unión es envuelta con hilo de estopa, han sido en su mayoría remplazadas por uniones a presión con empaques de caucho. Estas últimas son mucho más fáciles de ensamblar y es menos probable que tengan escapes como resultado de desplazamientos que ocurran luego de terminada la construcción. Ni las uniones campana y espigo ni las a presión son capaces de resistir fuerzas longitudinales como las que se desarrollan en cambios de dirección. Por esto razón, tales uniones deben ser frecuentemente reforzadas con contrafuertes.

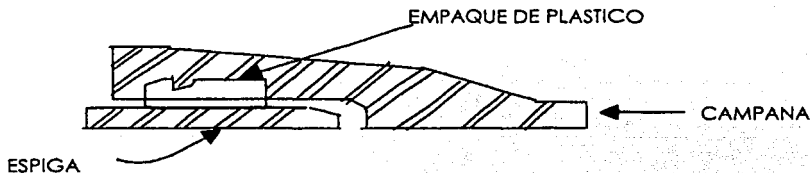


Figura 1.19. Unión espiga-campana.

La junta por soldadura, aplicable principalmente a las tuberías de acero, se hace normalmente por arco eléctrico (figura 1.20). Cuando es una unión tope a tope, los tubos con sus extremos lisos se soldarán dejando una separación constante entre sus topes de 1 a 2 mm según el espesor de la tubería.

Si el espesor del tubo es superior a 4 mm deberán obligatoriamente calibrarse y achaflanarse los extremos. El ángulo del chafán practicado a cada tubo será de 350° o 450°.

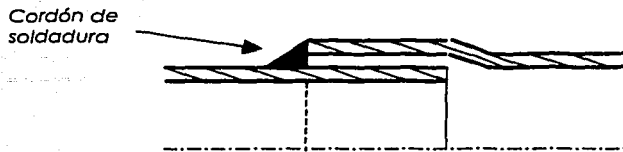


Figura 1.20 Ejemplo de unión por enchufe con cordón de soldadura.

Tabla 1.1 Profundidad de abocardado para tuberías soldables.

Diámetro interior (mm)	Juego radial (mm)	Profundidad del abocardado (mm)
40	1	45
60	1	50
80	1	50
100	1.5	55
125	1.5	60
150	1.5	65
175	1.5	75
200	2	80
225	2	85
250	2.5	90
275	2.5	95
300	2.5	105

En algunos casos, cuando el diámetro de un tubo es mayor que el otro, verificándose la penetración por giro de un tubo sobre otro, se procede a soldar la junta helicoidal resultante. El juego radial entre el abocardado y el tubo que se encaja en el mismo, así como la profundidad de penetración de un tubo en el otro viene dado en la tabla 1.1.

La soldadura le da a la tubería un grado de solidez en todos sus puntos que puede tomarse como un 85 % de la resistencia del tubo.

Las tuberías plásticas de diámetros pequeños son unidas por soldadura disolvente en espigos cilíndricos. Las líneas de diámetros mayores tienen conexiones campana y espigo a presión, y son compatibles con los accesorios de hierro fundido.

Las uniones mecánicas están disponibles tanto con anillos de seguro como sin ellos. La unión sin seguro no puede resistir mucha presión y es a veces usada con barras de empate roscadas que transfieren las cargas longitudinales a secciones adjuntas con el fin de desarrollar más resistencia en el suelo. (figura 1.21).

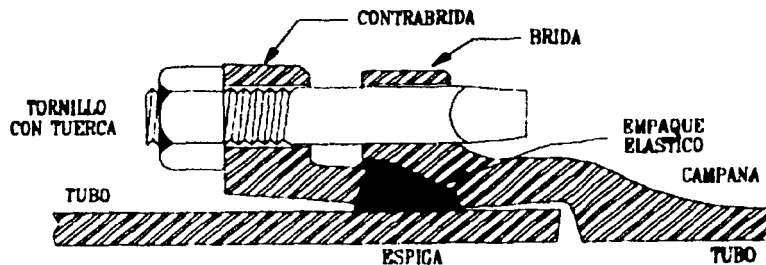


Figura 1.21. Unión mecánica.

Las uniones de rosca son rara vez usadas en tuberías salvo en aquellas que se encuentran en la distribución interna de edificaciones. La mayoría de las tuberías de hierro roscadas, usadas en proyectos de ingeniería a gran escala, están provistas de bridas.

La tubería bridada es fabricada roscando los bordes de la tubería y atornillando las bridas a los bordes. Las bridas son hechas con delgadas caras paralelas, insertándose un empaque para asegurar un ajuste hermético al agua. Tales uniones son capaces de resistir tanto presiones como momentos y no permiten ninguna inclinación de las secciones de la tubería con relación a otra. Los acoples que permiten la acomodación de errores menores en alineación deben ser incorporados a la tubería con uniones bridadas. Esta unión nunca es enterrada, ya que la corrosión puede hacer muy difícil su posterior desmonte y el asentamiento del suelo puede causar la falla de la tubería misma, es aplicable a tuberías de acero o en tuberías de fundición. (figura 1.22)

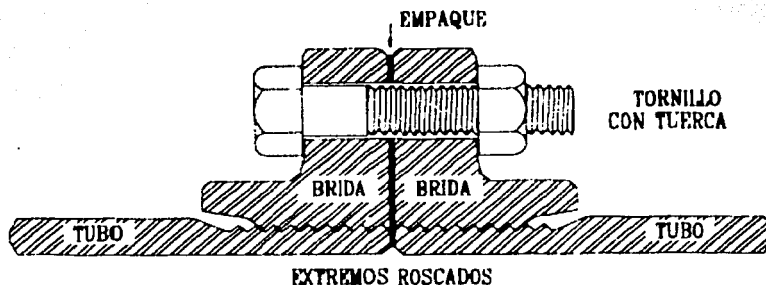


Figura 1.22. Unión bridada.

Las uniones de bola flexibles permiten la inclinación de las secciones de unión hasta 15°. Un empaque de caucho asegura el sello hermético al agua en una unión por demás metálica. Este tipo de junta es usada en circunstancias en las cuales se prevén grandes deformaciones, particularmente en el cruce de ríos, donde secciones de unión son montadas en un planchón y bajadas por la borda en un proceso continuo.

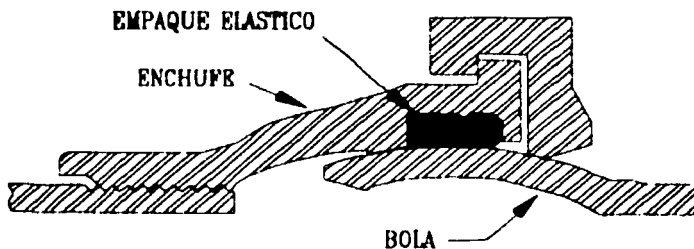


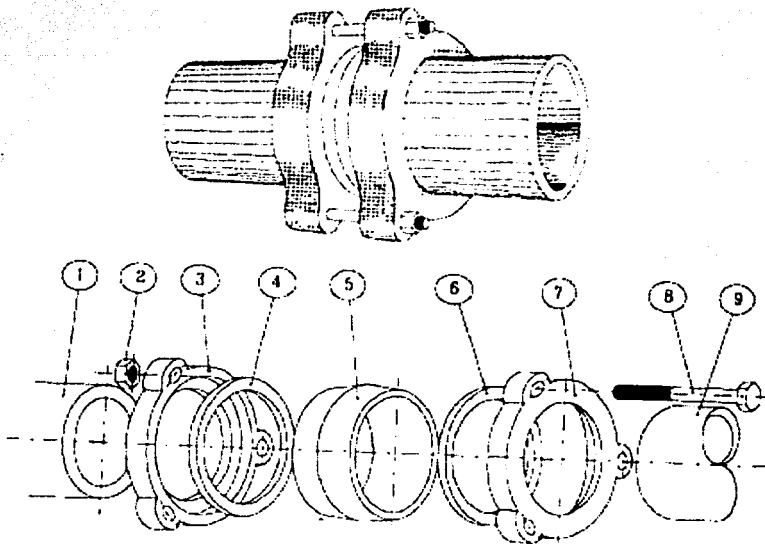
figura 1.23. Unión enchufe-bola o submarina

La junta Gibault se compone de un anillo central de fundición, que recubre los extremos de los tubos rectos a unir. Este anillo es bicónico para permitir una desviación sensible, y para obligar a los

anillos de caucho a adherirse fuertemente a la superficie de los tubos cuando aprietan las bridas, es ampliamente utilizada, tanto en tuberías de fundición como en las de fibrocemento y P.V.C.

Los elementos de la junta Gibault son:

- Dos anillos de caucho blando o vulcanizado o material plástico de sección circular y de diámetro exterior igual a la del anillo central en sus extremos.
- Dos bridas de fundición vaciadas de modo que abracen por completo los dos extremos del anillo.
- Varios empaques de cierre cuyo número varía según el diámetro de los tubos, (figura 1.24.)



No	Pieza	Material
1, 9	Tubo	Varios tipos
2	Tuerca	Acero
3, 7	Brida	Hierro gris
4, 6	Empaque	Neopreno
5	Anillo	Hierro gris
8	Tornillo	Acero

Figura 1.24. Unión Gibault.

La junta Gibault permite disponer dos tubos contiguos con un ángulo, lo que permite a su vez amoldarse a las alineaciones del trazado.

1.2. CONCEPTO DE AGUA NO CONTABILIZADA.

El gasto inyectado al sistema de distribución es para ser consumido por los diferentes usuarios. No obstante una parte importante, cuya cantidad depende tanto del estado de conservación de la red como de las mismas tomas domiciliarias de los clientes, no alcanza su objetivo final, perdiéndose durante el proceso de distribución un cierto volumen que se conoce como **agua no contabilizada**.

El **agua no contabilizada (ANC)**, también conocida como agua improductiva o volumen de agua no medida, se define como la diferencia entre la producción neta (volumen de agua suministrado) y el consumo (volumen de agua facturado o medido en los usuarios), la cual se acostumbra expresar en porcentaje como:

$$ANC = \frac{VP - VF}{VP} \times 100 \quad \text{ec. 1.1}$$

Donde:

VP.- Volumen de agua suministrado.

VF.- Volumen de agua facturado.

Para determinar el caudal suministrado como producción neta, pueden utilizarse diversos métodos, entre los que figuran:

- Llevar a cabo pruebas de aislamiento nocturno y medición del cambio de volumen en el tanque de regularización para compararlo con los registros de producción de cada bomba en servicio durante el mismo periodo.
- Medir el agua desviando el caudal hacia un vertedor o cualquier dispositivo de aforo (medidor Parshall u otros)
- Instalar pitómetros con transductor de presiones en caudales reducidos o bien un medidor temporal de otras características, como los medidores de turbina o propela.
- Verificar la producción estimada de cada bomba utilizando para ello las curvas características proporcionadas por los proveedores. El procedimiento consiste en bombear con la válvula de descarga cerrada, medir la carga a gasto nulo y compararla con la carga a gasto nulo presentada en la curva característica. Con base en esta diferencia, trazar una curva paralela a la proporcionada por el fabricante para que, de acuerdo a la carga dinámica del sistema en particular, se determine el gasto de operación.

Por otra parte, el volumen facturado a los usuarios es proporcionado por el organismo operador, que lleva un historial de los consumos por cada toma de agua registrada y que está generalmente separada por tipo de usuario. Debe señalarse que dichos consumos se obtienen en pocas ocasiones a partir de la medición (ya que existe la duda de que los medidores instalados funcionen adecuadamente); la mayoría son el resultado de suponer un consumo hipotético por toma y tipo de usuario. Bajo esta perspectiva, al obtener el volumen de agua no contabilizada mediante la diferencia del volumen suministrado o producido y del consumo registrado, se involucran tanto las pérdidas físicas como las no físicas.

Tabla 1.2. Agua no contabilizada 1999.

(de 306 prestadores de servicios en toda la Republica).

Rangos de Tomas Instaladas (miles)	No de Entidades Prestadoras de servicio	Promedio de Agua (miles de m3)					Porcentaje de agua facturada	Porcentaje de Agua No Contabilizada			
		Facturada				Producida		1996	1997	1998	1999
		DOM	COM	IND	TOTAL						
mas de 150	10.0	60083.0	9747.0	4660.0	74490.0	119520.0	62.3	54.6	37.0	35.9	37.7
De 100 a 150	10.0	35567.0	5316.0	2560.0	43443.0	71131.0	61.1	54.1	53.8	45.0	38.9
De 50 a 100	21.0	14640.0	1735.0	1562.0	17937.0	34825.0	51.5	53.2	40.3	45.7	48.5
De 20 a 100	28.0	7025.0	818.0	578.0	8421.0	14508.0	58.0	50.2	46.5	46.7	50.0
Menos de 20	237.0	1075.0	100.0	56.0	1231.0	2133.0	57.7	46.8	46.7	43.3	42.3
		23678.0	3543.0	29104.0	29104.0	48424.0	60.1	53.8	43.6	40.7	39.9

fente: CNA/UPRPS/ Sistema Nacional de Información

En la tabla anterior se observa que el porcentaje de agua no contabilizada en 1999 disminuyó casi en un punto porcentual con respecto al año anterior, al pasar de 40.7% al 39.9%; el mayor porcentaje de agua no contabilizada (48.5%) se presentó en las entidades prestadoras de servicios con tomas instaladas entre 50 y 100 mil, seguidas de las entidades con menos de 20 mil tomas. En las entidades con más de 50 mil tomas instaladas se observa un comportamiento contrario; éstas dejan de contabilizar el 37.7% del agua producida, esto refleja una mayor eficiencia en el cobro de los servicios por parte de los organismos operadores de las ciudades más grandes.

1.2.1 Componentes del agua no contabilizada.

El agua perdida, que no puede consumirse o bien que no se factura, tiene tres principales componentes:

- *Pérdidas físicas.* Representa las pérdidas debido al escape de agua que ocurre en los dispositivos de la red de distribución (fugas en acueductos, tuberías, tanques y tomas domiciliarias), por fallo de la hermeticidad de los mismos. Estas pérdidas, inciden drásticamente en el volumen suministrado y por tanto en el costo de producción.
- *Usos no autorizados o no facturables.* En esta categoría se encuentra el agua consumida pero no registrada por los medidores de los usuarios o asignada al uso del gobierno u otro uso público, los consumos operacionales (lavado y desinfección de tuberías), consumos especiales (bomberos) y las tomas clandestinas.
- *Errores en la medición.* Representan un componente importante de las pérdidas causado por la imprecisión de los equipos de medición de caudal en los sistemas de macromedición y micromedición. Caracterizan por tanto, la calidad y eficiencia del sistema de medición, y se relacionan con aspectos de evaluación de cantidades de agua y no con pérdidas de agua propiamente dicha.

De acuerdo a las experiencias de las empresas Europeas, las fugas pueden y deben reducirse a menos del 20 % y las tomas clandestinas a cerca de cero. Los dos últimos componentes del ANC, también conocidos como *pérdidas no físicas*, escapa del alcance del presente trabajo, sin que esto signifique que no es un aspecto esencial para el mejoramiento del nivel de servicio e ingresos del organismo operador de los sistemas de agua y saneamiento.

Tabla 1.3. Evaluación de pérdidas de agua en 27 Ciudades de México

No.	CIUDAD	PÉRDIDAS EN TOMAS		PÉRDIDAS EN LA RED		PÉRDIDAS POR MALA MEDICIÓN		PÉRDIDAS TOTALES	
		(l/s)	(%)	(l/s)	(%)	(l/s)	(%)	(l/s)	(%)
1	Oaxaca, Oax.	446	61.9	8	1.1	0	0	454	63
2	Chetumal, Q.R.	180	35.8	99	19.7	0	0	279	55.5
3	León Gto.	629	20.7	987	32.4	0	0	1,616	53.1
4	Campeche, Camp.	156	29.7	114	21.7	0	0	270	51.4
5	Fresnillo, Zac.	54	16.7	84	25.9	6	1.9	144	44.4
6	San Cristóbal de las Casas, Chis.	118	39.6	11	3.7	0	0	129	43.3
7	Chihuahua, Chih. *	552	15.8	896	25.7	0	0	1,448	41.5
8	Coatzacoalcos, Ver. *	262	35.9	36	4.9	0	0	298	40.8
9	Cd. del Carmen, Camp.	67	30.5	23	10.5	0	0	90	40.9
10	Delicias, Chih.	134	19.7	99	14.5	38	5.6	271	39.8
11	Xalapa, Ver. *	465	38.3	8	0.7	0	0	473	38.9
12	Durango, Dgo. *	649	30.5	176	8.3	0	0	825	38.8
13	Veracruz, Ver. *	644	22.4	445	15.5	0	0	1,089	38
14	Los Cabos, B.C.S. *	61	22.8	32	12	8	3	101	37.8
15	Mexicali, B.C.	417	15.3	399	14.6	184	6.8	1,000	36.7
16	Cd. Juárez, Chih. *	1,241	29.9	240	5.8	0	0	1,481	35.7
17	Villahermosa, Tab.	530	27.9	137	7.2	0	0	667	35.1
18	Constitución, B.C.S. *	52	31.5	2	1.2	1	0.6	55	33.3
19	Mazatlán, Sin.	205	15.2	244	18.1	0	0	449	33.3
20	Guaymas, Son. *	114	23.4	30	6.1	6	1.2	150	30.7
21	Zacatecas, Zac. *	134	27.6	15	3.1	0	0	149	30.7
22	Querétaro, Que. *	242	13.6	50	2.8	244	13.7	536	30.1
23	Tuxtla Gutiérrez, Chis. *	213	18.3	93	8	39	3.4	345	29.7
24	Cancún, Q.R. *	114	12.1	147	15.6	2	0.2	263	28
25	Ensenada, B.C.	113	19.7	16	2.8	24	4.2	153	26.7
26	Tapachula, Chis. *	50	6.7	106	14.3	14	1.9	170	22.9
27	Saltillo, Coah.	199	13.3	380	25.4	169	11.3	748	50
	TOTALES	8,041	23	4,877	13.9	735	2.1	13,653	39

* Fuente: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA, 1999)

En la tabla 1.3 se muestra una evaluación de pérdidas de agua potable en 27 ciudades de México, si a estas cifras se les suman las tomas clandestinas, el agua no contabilizada en nuestro país se aproxima al 50 %.

Evidentemente, la decisión de llevar a cabo un programa de recuperación de caudales implica una inversión cuyos beneficios no pueden ser evaluados a muy corto plazo.

Al inicio de este proceso, pueden obtenerse altos porcentajes de recuperación de pérdidas a costos relativamente bajos; después de ciertos niveles, los costos se incrementan en forma importante por la mayor dificultad de localizar las pérdidas. Así las cosas, puede ser conveniente y rentable la recuperación de caudales hasta cierto nivel de pérdidas, asociando este nivel con la relación beneficio-costos. En nuestro país se podría aceptar entre el 15 y 20% de fugas respecto al volumen total suministrado, más allá de esto resulta incosteable.

1.3. IMPORTANCIA DEL CONTROL DE FUGAS EN LA ACTUALIDAD.

A medida que la población ha crecido y desarrollado su economía, las demandas de agua han aumentado, mientras que la oferta del medio natural permanece invariable, por lo que el manejo del recurso se ha hecho complejo y conflictivo y se agrava por los fenómenos extraordinarios, como sequías e inundaciones, que demandan mayor regulación e infraestructura para su atención.

Hablar del agua, sus beneficios y problemática, implica analizar, global y localmente, aquellos factores que afectan su cantidad. Dentro de este contexto, el reto que enfrentan los países en desarrollo es doble: por una parte deben superar los rezagos de infraestructura y sus problemas generados por la crisis económica y, por otra parte, necesitan proteger sus recursos naturales; es decir favorecer el desarrollo sustentable.

Sin embargo, la distribución de este vital líquido en nuestro planeta no es uniforme en el espacio ni en el tiempo. Existen regiones que cuentan con grandes cantidades de agua, mientras otras sufren gran escasez.

1.3.1 El agua en el mundo

Actualmente se estima un volumen total del vital líquido de 1386 millones de kilómetros cúbicos (Mkm^3) en la tierra. Sin embargo 1351.35 Mkm^3 (97.5 %) es agua salada, es decir, sólo 34.65 Mkm^3 es agua dulce (2.5 %). De los 34.65 Mkm^3 de agua dulce 23.87 Mkm^3 (68.9 %) se encuentra congelada en los casquetes polares y algunas regiones montañosas, 10.36 Mkm^3 (29.9 %) se halla en acuíferos subterráneos, 0.32 Mkm^3 (0.9 %) se localiza en la atmósfera (humedad del suelo, pantanos, escarcha, etc.), y sólo 0.104 Mkm^3 (0.3 %) está disponible en lagos, ríos, arroyos, acuíferos, embalses, etc., (Shiklomanov, 1998). El total de agua aprovechable en km^3 tiene una distribución irregular por unidad de superficie.

Los porcentajes más altos de agua disponible por continente en $\text{km}^3/\text{año}$ corresponden a Sudamérica (28.11%), Asia (31.57%) y Norteamérica (18.4%), sin embargo la disponibilidad per cápita más baja atañe a Europa, Asia y África. La disminución per cápita del agua a nivel mundial ha sido provocada principalmente por el rápido incremento de la población, por ejemplo, de 1970 a 1994 el potencial de agua disponible a escala global decreció de 12.9 a 7.60 miles de $\text{m}^3/\text{año}$. En muchos países existe ya una importante disminución en sus recursos disponibles, debido a que el consumo actual es muy elevado y se prevé un incremento en el futuro. Por ejemplo, en el sector agrícola se espera un incremento, respecto a 1995, de más del 22%, en la actividad industrial de 32.8% y en el consumo municipal de 51.12%, en el mismo período.

El Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD, 1990), clasificó a 44 países con bajo nivel de desarrollo, la mayoría de África, algunos de Asia y uno de América Latina (Haití). Los países pobres de nivel medio suman en total 39, incluyendo 10 de América Latina, la mayoría de los países de Oriente Medio, algunos de Asia como China, Corea, Filipinas, Tailandia y algunos de África.

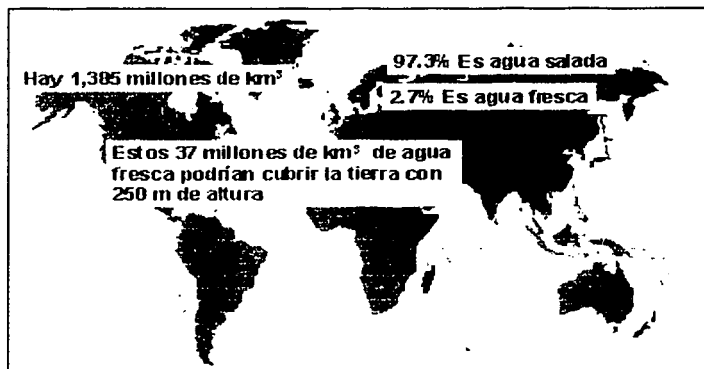


Figura 1. 25. Volumen de agua en la tierra

Los países subdesarrollados de alto nivel de desarrollo humano son en total 16, incluyendo 11 de América Latina, entre ellos México, ninguno de África, cuatro de Asia y uno de Oriente Medio. Con una población cada vez mayor, se prevé un escenario en el que los países subdesarrollados enfrentarán dos problemas: el agua y la alimentación. En 1996 de 93 países estudiados 12 usaban ya casi la mitad de sus recursos acuíferos para el riego, situación que dicha institución considera crítica. Ocho países más sufrían escasez de agua y empleaban más del 20% de sus recursos acuíferos en el riego, debido al incremento en la demanda anual, y aún se pronostican aumentos para el año 2025. Los aumentos más elevados se darán justamente en los países subdesarrollados, por ejemplo, se estima un incremento en la extracción del 30% en África, de 27.56% en Asia y de 30% en Sudamérica (Shiklomanov 1998). Este panorama se verá empeorado en los países del tercer mundo por el factor demográfico, debido al rápido aumento de su población, que disminuye a su vez la disponibilidad per cápita del agua, de manera crítica en algunos países.

Tabla 1. 4. Dotación anual por habitante.

PAIS	Dotación (m ³ anuales/hab)
Canada	109,000
Rusia	15,000
E. U. A	10,000
México	5,200
Israel	330
Arabia Saudita o Jordania	160
Egipto	30

La disponibilidad es más elocuente, si se relaciona con la región y su población, por ejemplo: Si en un país se tienen 1,700 m³ de agua por habitante entonces se tienen problemas de agua ocasionales. Cuando se tiene menos de esta cantidad se dice que se encuentra estresado hidráulicamente. Con menos de 1,000 m³ se sufre de escasez crónica y si se tiene menos de 500 m³ se establece como escasez absoluta. En general se acepta que 1,000 metros cúbicos por

habitante y por año, es la cantidad mínima de agua para una adecuada calidad de vida y un desarrollo moderado para un país. En 1990, 28 países cuya población total era de 335 millones de personas se encontraban en niveles de estrés o escasez.

Según Shiklomanov (1998) en este siglo XXI el problema del agua será uno de los más importantes de la humanidad, requerirá recursos financieros y materiales, con un alto costo para abatir el déficit y mejorar la calidad del agua.

1.3.2 El problema del agua en México.

México es un país por arriba de los 100 millones de habitantes que tiene una tasa de crecimiento poblacional del 1.5% y presenta rezagos en materia de bienestar social y desarrollo económico, por lo que debe ser sumamente cuidadoso en el manejo y preservación del agua de que dispone, ya que la escasez del recurso puede condicionar subdesarrollo y provocar graves conflictos entre los usuarios.

Esta situación es particularmente delicada si se considera que el 67 % de la lluvia se presenta en tan sólo cuatro meses, que dos terceras parte del territorio son áridas y semiáridas y que en ellas se concentro la mayor parte de la población y actividad económica: el 77% de la población vive en zonas donde se genera sólo el 28% del escurrimiento natural.

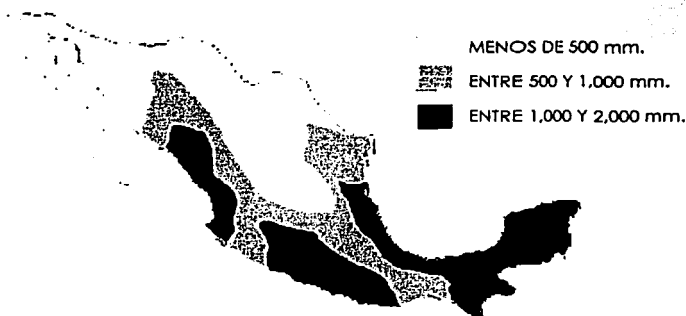


Figura 1.26. Precipitación pluvial media anual en nuestro país.

Adicionalmente, se presentan periódicamente huracanes y sequías que provocan severos daños en amplias zonas del territorio.

La escasez del recurso, su uso ineficiente y la progresiva contaminación han propiciado que las fuentes superficiales de abastecimiento sean insuficientes y que existan acuíferos sobreexplotados, de hecho, el 50% del agua subterránea del país proviene de acuíferos bajo esta condición.

La contaminación de la mayoría de los cuerpos de agua superficial es provocada por descargas de aguas residuales sin tratamiento, lo que ocasiono grados variables de degradación y limita el uso directo del agua.

Otro problema es la dificultad de consolidar el uso eficiente del agua. En el uso público urbano el porcentaje de agua no contabilizada oscila entre el 30 y el 50%, tan solo en la ciudad de México se estima que la tasa de fugas en la red de distribución se ha logrado disminuir de 37 % en 1997 a 32 % el año 2000, además se estima que la edad promedio de las tuberías es de 50 años, lo que las hace obsoleta.

Para suministrar los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento en los próximos 25 años se requieren inversiones anuales del orden de los 3,380 millones de dólares, cantidad sustancialmente mayor a la que actualmente se destina al sector.

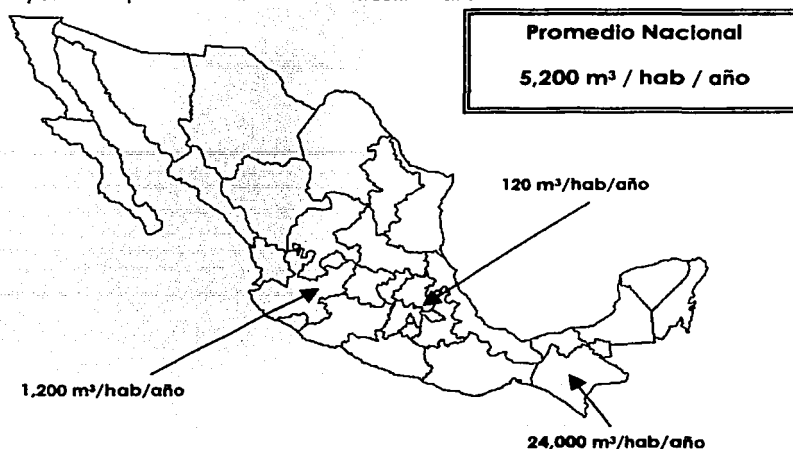


Figura 1.27. Distribución del agua en México.

Si bien la problemática en torno al agua aún es compleja, se han logrado avances importantes. El sector hidráulico evolucionó favorablemente con base en dos pilares fundamentales: el manejo del agua por cuencas hidrológicas por ser ésta la forma natural de ocurrencia del recurso, y el consenso con los usuarios en el desarrollo de las acciones que deben llevarse a cabo para garantizar la continuidad y éxito de los programas establecidos de común acuerdo.

En materia de servicios, de 1990 a 1999 se proporcionó agua y alcantarillado a 21 millones de habitantes adicionales y se incrementó el porcentaje de agua desinfectada del 55% al 93%. Respecto al saneamiento, la infraestructura construida permite que se trate el 22 % de las aguas residuales municipales.

1.3.3 El problema de fugas de agua potable en los sistemas de distribución.

Muchos litros de agua jamás llegan al consumidor cuando el sistema de distribución no se maneja de manera eficiente. En México, las fugas de agua potable como parte de el agua no contabilizada ha tomado un porcentaje importante.

Se define como "fuga" a cualquier salida no controlada de agua de alguna de las partes del sistema de distribución de agua potable. Debido a su magnitud, las fugas constituyen un importante factor agravante de los pérdidas de agua.

Las fugas pueden producirse en tres sitios diferentes:

- En la tubería que transporta agua desde el lugar de producción y en el punto de entrega a la red de distribución,
- En la red de distribución, (figura 1.28).
- En la vivienda del usuario (generalmente es la parte de la tubería después del medidor, pero esta definición puede variar según las normas de cada localidad). (figura 1.29).

En la mayoría de las grandes ciudades de América, las redes de distribución han sido manejadas desde hace más de un siglo con objetivos a corto plazo. Pero una red con un mal mantenimiento se degrada rápidamente y los problemas se tornan evidentes. Con el tiempo las redes envejecen, lo que es normal para las tuberías y equipos (compuertas, válvulas de aire, de descarga, etc.).

Éstas también sufren deterioro debido a la corrosión y movimiento del suelo causados por trabajos en los alrededores y que producen fisuras e incluso rupturas. Por ello, una red debe recibir un mantenimiento regular para evitar que las fugas se multipliquen.

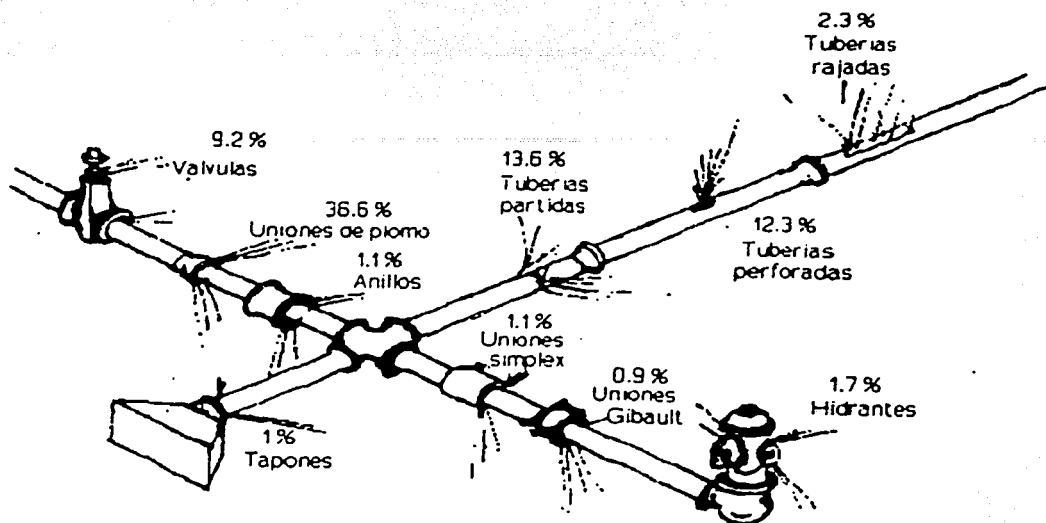


Figura 1.28. Frecuencia de fugas en la red de distribución

La existencia de un gran número de fugas en un sistema de abastecimiento de agua tiene múltiples efectos, como por ejemplo:

1. Daños a las obras circundantes: cimientos de edificios, calles, redes diversas;
2. Falta de protección contra incendios en ciertas zonas;
3. Las redes de alcantarillado, en ciertos casos pueden ser alimentadas por las fugas, lo cual conlleva a sobrecarga y mal funcionamiento de las plantas de tratamiento por el volumen anormal de aguas residuales diluidas.

En el plano financiero se trata de una pérdida neta, pues ha sido necesario captar el agua, bombearla en algunos casos, y tratarla para potabilizarla (a veces con costos elevados dependiendo del nivel de tratamiento requerido).

Además, si las fugas no son reparadas ni compensadas, la red puede quedar parcialmente vacía. Esto representa una seria amenaza para la salud pública, pues a través de las aberturas de las fugas se pueden infiltrar contaminantes. Al reiniciarse el servicio, estos elementos permanecen suspendidos en el agua y son consumidos por la población con todos sus riesgos asociados. Las consecuencias son las epidemias que se propagan rápidamente.

La falta de agua en la red también tiene un impacto social y económico: social, porque representa una molestia para la población; económico, porque la falta de presión tiene consecuencias negativas para la red. Las tuberías se desgastan rápidamente, particularmente a causa del golpe de ariete al restablecerse el flujo de agua. El golpe de ariete es particularmente peligroso en los extremos de la red donde la onda de presión forma un pico, así como en los ángulos y codos de las tuberías. Además, las uniones de las tuberías en contacto con el aire

tienden a secarse rápidamente y se acelera el envejecimiento de los equipos concebidos para funcionar en inmersión. Finalmente, las maniobras de cierre y apertura de las válvulas son sumamente costosas.

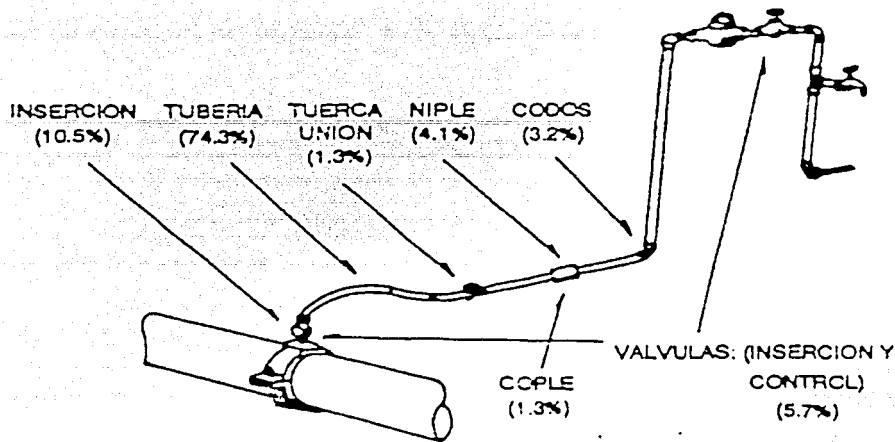


Figura 1.29. frecuencia de fugas en tomas domiciliarias.

- Las fugas son más frecuentes cuando las tuberías de agua potable se someten a fuertes presiones del suelo, tales como deslizamientos del terreno. Las tuberías deterioradas por la corrosión, diferentes componentes del suelo urbano, piedras u obras subterráneas en los alrededores de la red, pueden crear presiones en la misma red. En efecto, la diferencia de comportamiento entre esas obras y el suelo algunas veces provoca efectos importantes de asentamientos que pueden conducir a ruptura de las tuberías. El tránsito de vehículos es igualmente una causa importante de deterioro de las instalaciones. Finalmente, la causa principal de las fugas es la corrosión, a menudo se inicia por fallas mecánicas, por ejemplo, en la capa de aislamiento y también por el paso del tiempo. Por ello, es importante prestar atención particular a la elección de las tuberías y a las normas técnicas para el tendido de redes.

El problema de las fugas es aún palpable, y si bien es cierto que las autoridades locales son responsables por el abastecimiento de agua potable en condiciones óptimas, es decir, deben proporcionar un abastecimiento adecuado de agua las 24 hrs del día, y asegurar que la calidad del agua sea potable, las fugas en las viviendas son responsabilidad de los usuarios. Sin embargo, los usuarios deben ser conscientes de su responsabilidad. La información continua y una facturación proporcional al consumo son dos maneras de "sensibilizar" a los consumidores. Desde luego, esto solo es posible si existe una política de medición que permita detectar y penalizar las fugas domésticas (aparatos sanitarios, grifos, etc).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

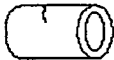

CAPITULO 2. TÉCNICAS DE DETECCIÓN DE FUGAS.

2.1 PRINCIPALES CAUSAS DE FUGAS

Las causas de las fugas pueden variar dependiendo del tipo de suelo, calidad del agua y de la construcción, los materiales usados, las presiones, la edad de la red y las prácticas de operación y mantenimiento.

En la red las fugas pueden presentarse como consecuencia de roturas debidas a agrietamiento transversal, aplastamiento o agrietamiento longitudinal; el primer caso es provocado por vibraciones causadas por cargas superficiales; el segundo es resultado de la mala construcción y el tercero se debe a fatiga, defectos de fabricación o golpe de ariete. Existen otros fenómenos como la corrosión, el mal junteo de los tubos o la falla de las válvulas que pueden incrementar este problema (tabla 2.1).

Tabla 2.1. Causas estructurales de la ruptura de tuberías de agua.

TIPO DE RUPTURA	ESQUEMA DE LA RUPTURA	ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN	CAUSAS ESTRUCTURALES DE LA RUPTURA
Circunferencial		Longitudinal	<ul style="list-style-type: none">▪ Contracción térmica▪ Flexión entre apoyos▪ Presión hidráulica interna
Longitudinal		Transversal	<ul style="list-style-type: none">▪ Cargas circundantes excesivas▪ Presión interna▪ Inserción de uniones

En las tomas domiciliarias, las fallas pueden ser por rajadura, perforación, corte o piezas flojas. El primer tipo de falla se asocia a mala calidad del material o mala construcción; el segundo y tercer caso a cargas externas y el cuarto a mala construcción.

Los tipos de fallas que se presentan en una tubería debido a los esfuerzos longitudinales o transversales, dependen principalmente del tipo de material de la misma.

2.1.1 Tipos de esfuerzos.

- **Esfuerzos longitudinales**

Los esfuerzos longitudinales se producen cuando la tubería esta sujeta a la contracción térmica, flexión entre apoyos y presión hidráulica interna.

a) Contracción térmica.

La contracción de los materiales metálicos por efectos de temperatura puede causar esfuerzos de tensión longitudinales en tuberías si se restringe dicha contracción. Ocurre si las conexiones son rígidas, las líneas de servicio evitan el movimiento de la tubería, o la tubería está en contacto con otras estructuras. La contracción térmica puede producir frecuencias altas de ruptura circular en el metal sólido.

b) Flexión entre apoyos

Hay muchas situaciones donde una tubería puede quedar sin apoyo, causando que ésta actúe como una viga. Entre estas situaciones se incluyen: 1) casos donde el suelo de soporte no estuvo bien compactado durante la construcción, existiendo huecos en él, 2) las fugas de agua causan deslizamiento del suelo, 3) el asentamiento de la tierra bajo las tuberías, causado por alcantarillas y otros servicios, 4) las excavaciones en la proximidad de la tubería que alteran el suelo de apoyo, 5) casos donde la tubería esta en contacto directo con otra estructura.

c) Presión hidráulica interna

Las tuberías sujetas a presión hidráulica interna pueden ejercer esfuerzos a lo largo del eje longitudinal en sus curvaturas, codos y válvulas. Este esfuerzo de presión es directamente proporcional a la presión y diámetro, e inversamente proporcional al espesor de la pared. Dado que los esfuerzos longitudinales son acumulativos, las tuberías pueden estar sujetas al mismo tiempo a bajas temperaturas, alta presión y actuar como vigas. Una tubería que trabaja como viga puede funcionar adecuadamente hasta que la contracción térmica causa esfuerzos de tensión adicionales, los cuales, combinados con los esfuerzos de flexión, causarán una ruptura circular.

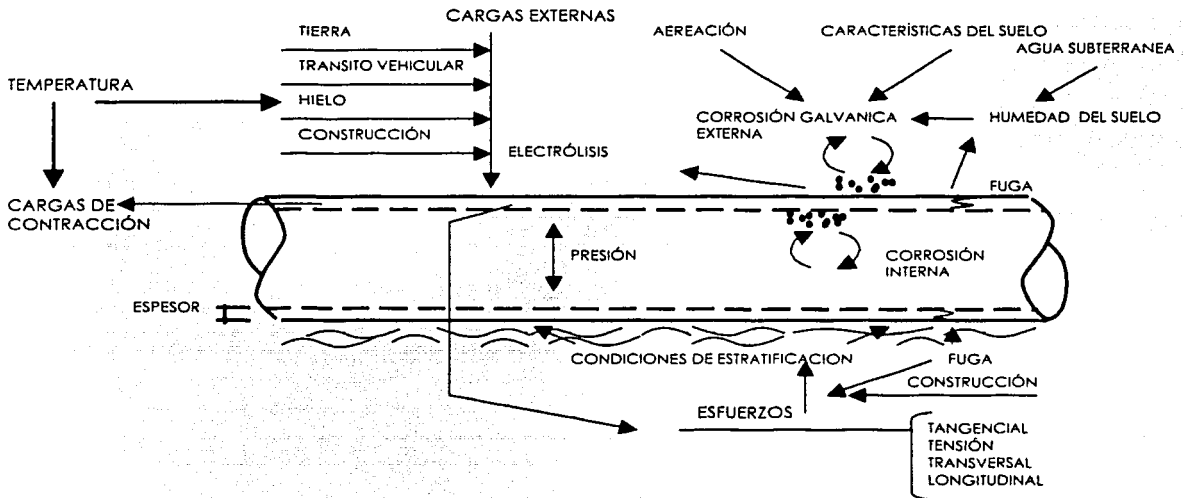


Figura 2.1. Modelo conceptual de los factores externos en tuberías instaladas para agua

• Esfuerzos transversales

Los esfuerzos transversales en tuberías son causados por la acción de cargas circundantes excesivas, presión hidráulica interna e inserción de las uniones de expansión

a) Cargas circundantes excesivas

Una tubería enterrada está sujeta a cargas externas debidas al peso del relleno de suelo que la cubre y de las cargas provenientes del paso de vehículos. Estas cargas externas hacen trabajar a la tubería como un anillo, bajo una fuerza de compresión, la cual actúa en la tubería.

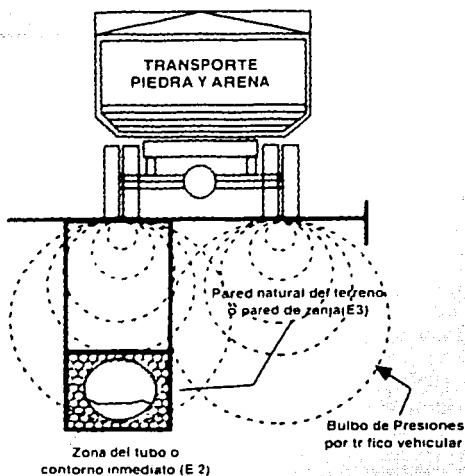


Figura 2.2. Cargas circundantes

2.1.2 La corrosión

Sin duda alguna, la corrosión es una de las causas principales de deterioro estructural de una tubería de agua, por lo tanto es importante comprender sus causas, efectos y dimensiones.

Tabla 2.2. Clasificación de la corrosión según la forma de agresión.

TIPO	LOCALIZACIÓN	DESCRIPCIÓN
TUBERCULACIÓN	Interior	Se presenta con el desarrollo de una capa de incrustaciones llamadas tubérculos que dan como resultado la obstrucción en el interior de la tubería por lo que se reduce la capacidad de conducción.
EROSIÓN	Interior	La adherencia mínima de productos corrosivos a las paredes del tubo da como resultado la formación y destrucción repetitiva de capas superficiales. La pared del tubo corroída esta continuamente expuesta a futuros ataques
HENDIDURA	Interior	Esta forma de corrosión ocurre principalmente en las uniones, superficies inferiores de material particulado ó imperfecciones en el revestimiento de cemento debidas a la exclusión de O ₂ ó acumulación de iones metal dentro de un depósito
PICADURAS	Interior/Exterior	Son ataques corrosivos localizados que dan como resultado la penetración del metal en sitios llamados "fosos". Ocurre principalmente en puntos donde la tubería esta en contacto con cavidades de tierra corrosiva.
GRAFITIZACIÓN	Interior/Exterior	La disolución de hierro de la estructura metálica da como resultado un espesor efectivo reducido de las paredes de la tubería, dado que la permanencia de grafito no proporciona integridad estructural.

El esfuerzo transversal es directamente proporcional a la carga externa y al diámetro e inversamente proporcional al espesor de la pared. La carga máxima que una tubería puede soportar esta determinada por el módulo de ruptura, el espesor de la pared y el diámetro nominal.

b) Presión hidráulica interna

Una tubería bajo presión de agua está sujeta a una tensión de rompimiento. La presión máxima interna que una tubería puede soportar, se calcula usando sus esfuerzos de tensión al rompimiento, el espesor de las paredes y el diámetro nominal.

c) Inserción de uniones.

Cuando se realiza una unión entre dos trozos de tubería, se debe tener cuidado de dejar una cierta flexibilidad para permitir posibles movimiento de la tubería. Las uniones demasiado rígidas pueden provocar esfuerzos transversales en la tubería hasta llegar a la rotura.

La corrosión de tuberías metálicas es una reacción electroquímica (reacciones químicas y flujo de electrones) entre el metal del tubo y su medio ambiente, en la cual la tubería pierde su componente ferroso, quedando solo grafito. Según el medio corrosivo, se puede clasificar en galvánica o electrolítica.

El agua que fluye a través de la tubería o su suelo circundante puede tener propiedades que estimulen o inhiban la corrosión. Algunas de las más importantes son:

a) Físicas

- Velocidad de Flujo.- La velocidad de flujo permite al oxígeno interactuar más fácilmente con la superficie del tubo, remover las capas protectoras y causar incremento de corrosión
- Temperatura.- Las temperaturas elevadas incrementan el grado de corrosión.

b) Químicas

- Potencial de Hidrógeno (pH). El pH es la medida de la concentración de los iones de hidrógeno presentes en el agua, un pH menor que 6.5 generalmente acelera la corrosión y un pH mayor que 8.5 y una dureza excesiva provoca incrustaciones que funcionan como capas protectoras contra la corrosión
- Oxígeno Disuelto (OD). Es el agente corrosivo más importante cuando esta presente en altas concentraciones; produce el tipo de corrosión llamado tuberculación localizada en forma de picaduras.
- Fosfatos y Sulfatos.- Ortofosfatos y polifosfatos pueden formar capas protectoras o prevenir la corrosión por aislamiento de cationes tales como iones férricos. Por otra parte, una proporción elevada de halógeno y sulfato en la alcalinidad permite las condiciones favorable para las picaduras.
- Cloro residual.- El cloro puede remover las capas protectoras y causar incremento de corrosión, además de ocasionar un decremento en el pH, debido a que su reacción con el agua forma ácido clorhídrico e hipocloroso.
- Sólidos Totales Disueltos (STD).- Un alto contenido de sólidos disueltos totales indica que el agua tiene una gran concentración de iones, lo que incrementa la conductividad y hace que se presente corrosión.

c) Biológicas

La presencia de bacterias aeróbicas o anaeróbicas en los sistemas hidráulicos incrementa el nivel de corrosión, debido a que los microorganismos atacan la superficie de la tubería.

A).- Corrosión Galvánica.

La corrosión galvánica ocurre cuando dos electrodos de materiales diferentes son conectados eléctricamente y expuestos en un electrolito, a este fenómeno se le conoce como par galvánico.

En el par galvánico tiende a disolverse el metal menos noble, al estar en contacto directo con otro metal de diferente potencial electroquímico en un medio electrolítico, tiene lugar sobre la superficie del electrodo en donde se generan los electrones, para viajar a través de la trayectoria electrónica. Deben existir necesariamente los cuatro elementos para que la corrosión pueda ocurrir ánodo, cátodo, electrolito (que generalmente es el agua) y la trayectoria de retorno de corriente.

La tendencia relativa de los metales a corroerse dependen de su potencial electroquímico; los metales con menor potencial electroquímico (menos nobles) tienden a corroerse más fácilmente que los de mayor potencial electroquímico (más nobles) y la intensidad con que se corroen depende del tipo de unión, si se acopla cobre y bronce existe una baja tendencia del cobre a corroerse, sin embargo, si se acopla cobre y fierro fundido, este último se corroerá primero.

Tabla 2.3. Serie Galvánica
(metales de menos a más nobles)

METAL	POTENCIAL ELECTROQUÍMICO
Magnesio	-2.40
Aluminio	-1.69
Zinc	-0.76
Hierro	-0.44
Estaño	-0.16
Cobre y Bronce	0.35

Nota: El potencial electroquímico es la resistencia que presentan los metales a ceder electrones; el potencial de los metales de la tabla es con respecto al hidrógeno

Las tuberías metálicas sin recubrimiento son particularmente susceptibles a la corrosión, dado que sus paredes y el agua interna o el suelo externo húmedo, están en contacto directo. La corrosión producida ocasiona la reducción de la capacidad hidráulica, decoloración del agua y reducción del espesor de las paredes del tubo.

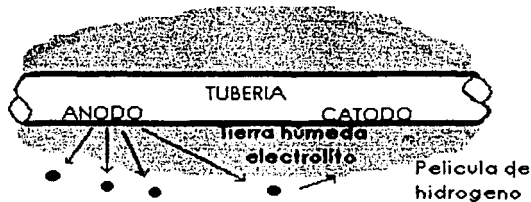


Figura 2.3. Par Galvánico en tubería incrustada sin cubierta protectora.

En este caso, la corrosión comenzará a localizarse donde la superficie de las paredes de la tubería no son homogéneas debido a grietas, rasguños o marcas, costras laminado u oxidaciones. Los electrones producidos en estas imperfecciones fluirán a lo largo de las paredes del tubo al área catódica. En la figura 2.3, la tierra húmeda es el electrolito, las dos áreas en el tubo son el ánodo y el cátodo, y la pared del tubo toma el lugar de un conductor eléctrico. Como la corriente abandona la superficie del ánodo, ésta conduce junto con ella pequeñas partículas de metal (iones). Estos iones entran en solución en el suelo (electrolito) y son inmediatamente cambiados por iones hidrógeno, dejando el metal atrás como incrustaciones oxidadas o tubérculos alrededor del área picada (figura 2.4). En muchos suelos, especialmente en los relativamente secos, esta costra sellará la picadura de manera que los iones (corriente eléctrica) no podrán pasar a su destino y la celda quedará inactiva mientras el tubérculo no sea removido.

En la figura 2.5 la válvula de latón es el cátodo (área protegida), el tubo de acero es el ánodo (área corrosiva), y la tierra circundante es el electrolito. Mientras el cátodo es relativamente más pequeño en área que el ánodo, la corrosión no es severa ni rápida. Si estas proporciones de área son invertidas, la corrosión puede ser mucho más rápida.

A pesar de que rara vez es considerada, el par galvánico se puede crear por la instalación de una pieza de un tubo nuevo en una línea vieja. El tubo nuevo siempre llega a ser el ánodo y su rango de corrosión dependerá del tipo de suelo y de las áreas relativas de ánodo y cátodo. Por lo tanto, las medidas de protección para este caso son esenciales.

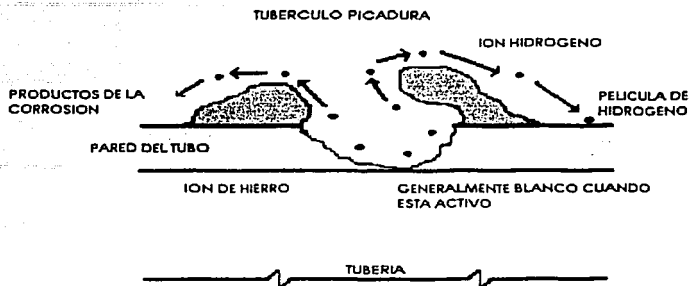


Figura 2.4. Acción de picadura por corrosión.

Las raspaduras o el roscado de los tubos llegan a ser áreas anódicas en tuberías enterradas, y el resto del tubo el área catódica. En algunos suelos, estas áreas con raspaduras o roscadas pueden ser destructivas ya que se produce una proporción desfavorable al ser menor el área anódica que el área catódica. En esta celda galvánica de electrolitos disímiles, las secciones del tubo en mantillo arenoso son los cátodos (áreas protegidas), las secciones en arcilla son los ánodos (áreas corrosivas), y el suelo es el electrolito. Si la resistencia al flujo de corriente es alto en el electrolito, la corrosión será lenta. Si la resistencia al flujo de corriente es baja, la corrosión será alta.

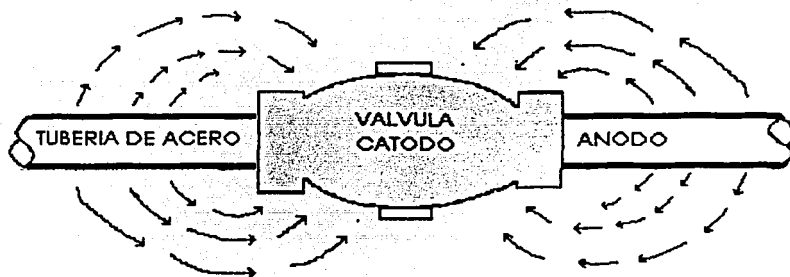


Figura 2.5. Corrosión Galvánica ocasionada por válvula.

La disimilitud de electrolitos, debido a la mezcla de suelos, causa la formación de una celda galvánica. Si los terrones grandes de escombro de diferentes profundidades en la zanja, descansan directamente sobre la pared del tubo sin protección, el área de contacto tenderá a convertirse en el ánodo (área corrosiva) y el tubo adyacente en el cátodo. Los terrones bien dispersados y pequeños, tal como resultan en el trincherado con máquina, reducen la tendencia a la formación de celdas. Las celdas galvánicas tienen un área anódica y catódica distribuidas alrededor de la circunferencia del tubo y son frecuentemente llamadas celdas de ruta corta.

Otra celda galvánica del tipo electrolitos disímiles es donde el suelo en toda la profundidad de la zanja es uniforme, pero el tubo queda en la tierra pesada, húmeda y tranquila en el fondo de la

zanja mientras que el resto de la circunferencia esta en contacto con el suelo de relleno más seco y más aireado. Una disimilaridad mayor y las condiciones más peligrosas ocurren a lo largo de la estrecha franja en el fondo del tubo, el cual es el ánodo de la celda.

B).- Corrosión electrofítica.

La industria del transporte y otras industrias utilizan electricidad de corriente directa (CD) para varios propósitos en sus operaciones. Es común que los circuitos CD utilicen la tierra como una ruta de regreso para la corriente. En tales casos, la ruta de la corriente puede desviarse cierta distancia desde una línea recta entre dos puntos de un sistema para seguir la ruta de menor resistencia. Aún donde los circuitos metálicos están provistos para el manejo de corrientes directas, algunas de las corrientes de regreso pueden desviarse de la ruta marcada y regresar al generador a través de circuitos paralelos en el suelo o de alguna estructura metálica. Debido a que estas corrientes se desvían de la ruta deseada, estas son comúnmente referidas como corrientes desviadas.

Dentro de las fuentes de pérdidas de corrientes se incluyen las líneas superficiales de rieles, protección catódica de otros servicios, subestaciones del sistema de tránsito, estacionamiento de trailers, las líneas de transmisión eléctricas y talleres de soldadura. Además de la corriente galvánica e impuesta con protección catódica, otros métodos que han sido utilizados para minimizar los impactos de la pérdida de corriente incluyen instalaciones de pantallas eléctricas, aislamiento de las uniones de la tubería y varias cubiertas de la conducción de la tubería. La corrosión electrofítica puede resultar de la pérdida de corriente directa. La pérdida de corriente viaja a través del suelo buscando una ruta de mínima resistencia. Las estructuras metálicas subterráneas tales como las tuberías de hierro fundido sirven como una ruta camino para la corriente.

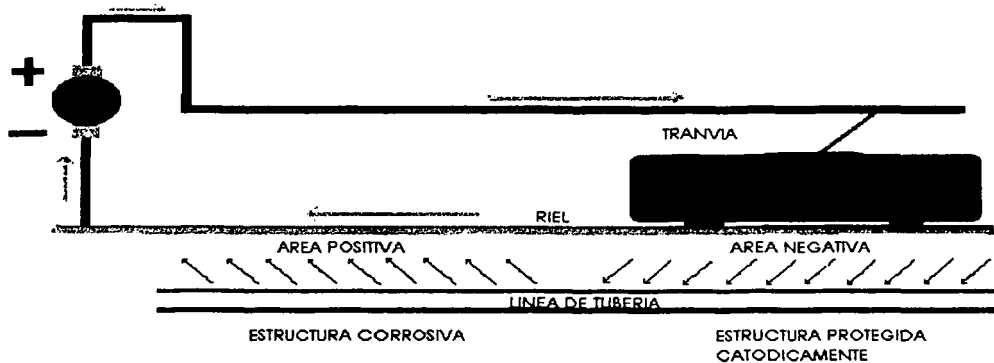


Figura 2.6. Corrosión electrofítica causada por los sistemas de vías electrificadas.

Nota: La electrólisis es la descomposición de una sustancia por medio de la corriente eléctrica. Cuando a la disolución de un electrólito (sustancia que, disuelta en agua, hace que la solución sea conductora de la electricidad) se le aplica una corriente continua, se establece una migración iónica entre el ánodo que atrae los iones negativos y cátodo que lo hace con los positivos.

La figura 2.6 muestra un ejemplo en donde la corriente de un sistema eléctrico de ferrocarril se desvía utilizando a la tubería enterrada como el camino que le ocupe menor resistencia al flujo de electricidad.

Las áreas del tubo donde la corriente se introdujo no son corroídas, sin embargo, la parte de acero donde la corriente deja al tubo, es destruida por una corrosión externa severa.

2.1.3 Factores externos.

Cada sistema de distribución de agua tiene un juego único de condiciones ambientales, las cuales pueden imponer fuerzas adicionales en la tubería o rangos acelerados de corrosión interna o externa. Algunos de los factores más importantes que influyen en el deterioro de una tubería de agua son:

a) Presencia de agua en el suelo.

La presencia de agua en el suelo se debe en parte a las elevaciones de agua subterránea, las cuales pueden ser lo suficientemente altas para saturar el suelo que rodea a la tubería. Este puede ser inundado por el agua excesiva y las fugas en las líneas de tubería de alcantarillado. Las elevaciones del nivel freático al saturar el suelo que circunda una tubería reduce su resistividad por la presencia de sulfatos y cloros lo cual tiene un fuerte impacto en los niveles de corrosión externa en tuberías metálicas.

La presencia de agua en el suelo se debe también a las fugas en el servicio las cuales pueden socavar la cama de la tubería de agua, si se presenta tal condición el ramal queda sin apoyo uniforme, y debido al efecto de las cargas externas (relleno, tránsito vehicular, etc.) puede fallar en sus uniones. La saturación del suelo y la socavación del mismo pueden provocar que las tuberías se desplacen. La corrosión galvánica puede ser particularmente intensa en el caso donde la tubería de agua y el servicio están construidas con materiales y no existe protección contra las corrientes de corrosión galvánica. La intrusión de mareas pueden ser un problema para las comunidades costeras con tuberías localizadas cerca de la playa, esto provoca la saturación del suelo y el incremento del nivel de cloruro, lo cual, a su vez, aumenta los niveles de corrosión externa.

b) Actividades de construcción

Se refiere al equipo y actividades involucradas en construcciones nuevas o el mantenimiento de la instalación de otras agencias en los alrededores de la tubería. Estas actividades pueden provocar fuerzas excesivas en tuberías de agua cercana, lo cual puede provocar dislocación o roturas de la tubería. Las instalaciones que fueron abandonadas pero no desconectadas del sistema pueden gotear eventualmente, aún cuando la llave este cerrada. Este tipo de fugas debilitan la cama de la tubería e incrementan las condiciones de la estabilidad, además de ayudar a aumentar la humedad del suelo.

Los pavimentos con baches debido al poco mantenimiento y una escasa profundidad de la instalación de la tubería pueden ser un problema, especialmente en carreteras con tráfico vehicular frecuente, ya que pueden provocar dislocación o rotura de la tubería del ramal presentándose en fugas. Las condiciones del pavimento y la sub-base es un factor a considerar para estimar que porción de las cargas superficiales de tráfico son transferidas a la línea de la tubería.

c) Tipos de suelo

Algunos suelos, especialmente los arcillosos, están sujetos a cambios volumétricos extremos como resultados de las variaciones en el contenido de humedad, este tipo de suelos pueden desarrollar esfuerzos cortantes y desviaciones de la tubería provocando condiciones de inestabilidad

excesivas, lo que conlleva a fugas en el ramal, la figura 2.7 muestra la relación existente entre la frecuencia de fugas y el tipo de suelo.

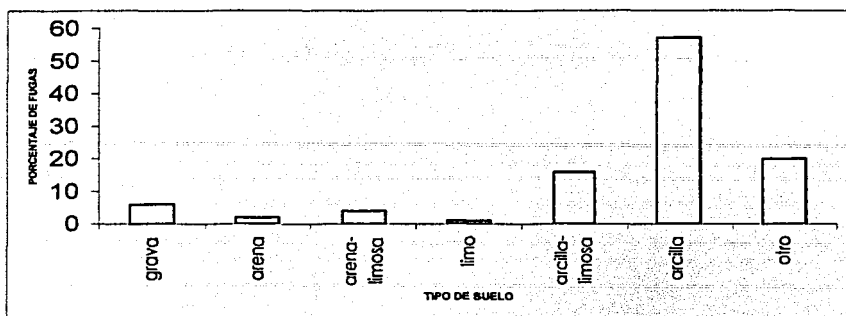


Figura 2.7. Porcentaje de fugas según el tipo de suelo

Las tuberías construidas en declives escarpados deberán estar apropiadamente ancladas y soportadas, de no ser así, estas tuberías pueden desviarse como resultado de la saturación del suelo y de socavación.

En algunas ciudades, los suelos limosos expuestos a fuertes cambios de clima, pueden formarse capas de hielo de varios centímetros de espesor. En estos casos, el congelamiento del agua provoca un incremento de los esfuerzos internos o externos de las tuberías lo cual puede provocar estallidos o grietas en los ramales de la red.

d) Operación de la red

En la operación de la red pueden presentarse cambios repentinos de presión debidos a cierres bruscos de válvulas o paros y arranques de los equipos de bombeo (golpe de ariete), lo cual incrementa los esfuerzos tangenciales y longitudinales en el sistema que se traducen en fugas por roturas de la red. Para evitar este tipo de situaciones, es necesaria una adecuada operación de las válvulas de seccionamiento y alivio de presión.

2.1.4 Los desastres naturales.

Los sistemas de agua potable y saneamiento están expuestos a fenómenos naturales que en América Latina y el Caribe se presentan con mucha frecuencia: terremotos, huracanes, inundaciones, sequías, erupciones volcánicas, entre otros; son parte de la extensa gama de fenómenos que provocan muertos, heridos y un gran impacto en la economía de los países.

A título de ejemplo, se apuntan algunos datos de lo ocurrido en República Dominicana como consecuencia del paso del huracán Georges, que azotó el Caribe en septiembre de 1998. Los sistemas de acueductos afectados fueron 214, que representa el 61% de un total de 352 existentes, y los daños causados alcanzaron un monto total (costos directos e indirectos) de US\$16.4 millones.

Dado los efectos tan negativos que diferentes fenómenos pueden producir sobre los sistemas de abastecimiento de agua potable y saneamiento tales como ruptura de las tuberías de aducción y distribución, la alta contaminación de manantiales o la afectación a plantas de tratamiento, los procesos de mitigación y prevención son de gran importancia. Además, se ha demostrado que siempre es más económico invertir en la prevención que el desembolso posterior a los desastres en

tarefas de rehabilitación. Así lo demuestra el estudio del caso: Terremoto del 22 de abril de 1991. Limón, Costa Rica, en el que se concluyó que los costos de respuesta y rehabilitación ascendieron a los US\$ 9 millones. En cambio, si se hubiesen ejecutado las oportunas medidas de mitigación previamente al desastre, éstas hubiesen sido del orden de los US\$ 5 millones, sin contar con la innecesaria exposición de la población a correr riesgos sanitarios.

Tabla 2.4. Resumen de daños ocasionados por el huracán Mitch (octubre 1998)
(Países de Centroamérica)

País	Daños en sistemas de agua potable y saneamiento ¹	Costo daños ² Millones de US\$
Honduras	>90% de población sin servicio (principios de noviembre) 40% a finales de noviembre	58
Nicaragua	32% de las obras hidráulicas dañadas	19.8
Guatemala	396 comunidades con sistemas dañados 20.000 letrinas destruidas	16.1
El Salvador	32% de las obras hídricas dañadas	2.4

¹ Crónicas de desastres. Huracanes Georges y Mitch. OPS, Septiembre 1999

² Daños totales (directos e indirectos), excepto Nicaragua, sólo costos directos

La tabla 2.4 muestra los daños causados por el huracán Mitch (octubre de 1998), que afectó a varios países de Centroamérica.

a) Terremotos

Los movimientos de la corteza terrestre, principal origen de los terremotos, generan deformaciones en las rocas del interior de la tierra y acumulan energía que es liberada súbitamente en forma de ondas que sacuden la superficie. Representan una de las más serias amenazas, debido a su gran potencial destructivo, su amplia zona de afectación y, además, a la imposibilidad de poder pronosticar su aparición.

Los terremotos son calificados por su magnitud y por su intensidad. La magnitud sísmica se refiere a la energía liberada, que suele medirse por la escala logarítmica de Richter (Ms.) La intensidad de los sismos se mide según el grado de destrucción que produce y se utiliza, normalmente, la escala modificada de Mercalli, que va de I (intensidad detectada por instrumentos muy sensibles) hasta XII (daño total).

La importancia y características de los daños están relacionadas con la magnitud del terremoto y la extensión geográfica, el diseño antisísmico de las obras y su calidad constructiva, así como con la calidad del terreno donde se sitúan las obras.

Un sismo tiene una magnitud determinada, pero tiene varias intensidades, dependiendo de la ubicación con respecto al epicentro, características propias de la geomorfología del lugar, así como de los materiales empleados en la infraestructura.

Entre las consecuencias que los sismos pueden tener sobre los sistemas de agua potable y alcantarillado, destacan:

- Destrucción total o parcial de las estructuras de captación, conducción, tratamiento, almacenamiento y distribución.
- Roturas de tuberías de conducción y distribución, daños en las uniones entre tuberías o con tanques, con la consiguiente pérdida de agua.
- Interrupción del fluido eléctrico, de las comunicaciones y vías de acceso.

- Modificación de la calidad del agua cruda debido a deslizamientos.
- Variación (disminución) de caudal de las captaciones subterráneas y superficiales.
- Cambio de sitio de salida de aguas de manantiales y/o cambio de nivel de capa freática.
- Daños por inundación costa adentro por impacto de tsunamis.
- Introducción de agua marina en acuíferos costeros.

b) Erupciones volcánicas

Las erupciones son el paso de material (magma), cenizas y gases del interior de la tierra a la superficie. El volumen y magnitud de la erupción variará dependiendo de la cantidad de gas, viscosidad del magma y la permeabilidad de los ductos y chimeneas. La frecuencia de estos fenómenos es muy variable, ya que algunos volcanes tienen erupciones continuas mientras que en otros transcurren miles de años de intervalo.

Una erupción volcánica es susceptible de generar diferentes desastres, ligados entre sí, que pueden provocar consecuencias mayores que las mismas erupciones. Entre éstos se pueden mencionar:

- Efectos sísmicos provocados por acción volcánica.
- Inundaciones y deslizamientos de nieve, tierra o lodo, producidos por el calentamiento del terreno y por las vibraciones locales.
- La erupción propiamente, que puede tener cenizas, polvo o gases, rocas o piedras y lava.

Los principales efectos de las erupciones volcánicas en sistemas de agua potable y saneamiento son los siguientes:

- Destrucción total de las instalaciones en las áreas de influencia directa de los flujos, generalmente restringidas al cauce de los drenajes que nacen en el volcán.
- Obstrucción por las cenizas en obras de captación, desarenadores, tuberías de conducción, floculadores, sedimentadores y filtros.
- Modificación de la calidad del agua en captaciones superficiales y en reservorios abiertos por caída de cenizas.
- Contaminación de ríos, quebradas y pozos.
- Destrucción de caminos de acceso a los componentes y líneas de transmisión de energía eléctrica y comunicación.
- Incendios.
- Falla de estructuras civiles por acumulación de cenizas.

c) Huracanes

Según sea la velocidad del viento, estos fenómenos naturales se denominan depresiones tropicales (hasta 63 Km/h y acompañado por cambios de presión atmosférica), tormentas tropicales (cuando el viento es de 64 a 119 Km/h y acompañado de aguaceros intensos) o huracanes (cuando el viento alcanza una velocidad superior a 120 Km/h y va acompañado por fuertes lluvias e importantes diferencias de presión atmosférica).

El huracán se origina al interaccionar el aire caliente y húmedo que viene del océano con el aire frío; estas corrientes giran y se trasladan a una velocidad entre 10 y 50 Km/h con una trayectoria totalmente errática. Sin embargo, actualmente se manejan algunos modelos que permiten definir una posible trayectoria, que da una idea básica y que se va ajustando conforme avanza el evento.

En general, los daños en los sistemas de agua y saneamiento debido a este tipo de fenómenos son los siguientes:

- Daños parciales o totales en las instalaciones, puestos de mando y edificaciones, tales como rotura de vidrios, techos, inundaciones, etc.
- Roturas de tuberías debido a torrentes en pasos expuestos, tales como ríos y quebradas.
- Roturas y desacoples de tuberías en zonas montañosas, debido a deslizamientos y torrentes de agua.
- Roturas y daños en tapas de tanques y reservorios.
- Daños en sistemas de transmisión y distribución de energía eléctrica.

d) Inundaciones

Las inundaciones se presentan como resultado de lluvia excesiva o del crecimiento anormal del nivel del mar, así como por la rotura de presas y diques. Cada vez es más frecuente observar inundaciones ocasionadas por la intervención del hombre, como consecuencia de la degradación del medio ambiente, la deforestación y el inadecuado uso de la tierra. Por otra parte, existen inundaciones propias de las condiciones de las cuencas debido a su geomorfología, climatología, área geográfica que cubra, etc. Otros factores de importancia son la calidad del diseño de las obras y la calidad del terreno donde éstas se ubican.

En resumen, los principales efectos de las inundaciones en los sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento son:

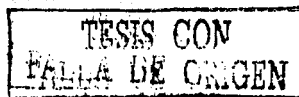
- Destrucción total o parcial de captaciones localizadas en ríos y quebradas.
- Daños en estaciones de bombeo cercanas a cauces.
- Azolve y saturación de componentes por arrastre de sedimentos.
- Pérdida de captación por cambio de cauce del afluente.
- Rotura de tuberías expuestas en pasos de ríos y quebradas.
- Contaminación del agua en las cuencas.
- Suspensión de energía eléctrica, corte de caminos y comunicaciones.
- Introducción de agua marina en los acuíferos continentales, lo que implica la disminución de agua subterránea o su contaminación.

e) Sequías

Son períodos secos prolongados en ciclos climáticos naturales, originados por un conjunto complejo de elementos hidrometeorológicos que actúan en el suelo y en la atmósfera.

La sequía no se inicia necesariamente cuando deja de llover, puesto que en ese caso podría disponerse de agua almacenada en presas o en el subsuelo para mantener el balance hídrico durante algún tiempo. Los posibles efectos en los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado son:

- Pérdida o disminución de caudal de agua superficial o subterránea.
- Disminución de los niveles de agua en las zonas de captación.
- Necesidad de suministro de agua mediante camiones cisterna, con la consiguiente pérdida de calidad y aumento de costos.
- Abandono del sistema.
- Acumulación de materia sólida en los sistemas de alcantarillado.



2.2 ASPECTOS HIDRÁULICOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN.

La *hidráulica* es la ciencia que estudia las leyes de reposo y movimiento del líquido y los métodos de su aplicación en las diferentes ramas de la ingeniería. El desarrollo de la hidráulica está ligado inseparablemente con la historia del desarrollo de la técnica.

La *hidrostática* es una parte de la hidráulica que estudia las leyes del líquido en reposo, las fuerzas que en este caso actúan, la flotación de cuerpos sin su traslación. La primera ley hidráulica sobre la acción del líquido en un cuerpo sumergido en éste (ley de flotación de los cuerpos) fue formulada por Arquímedes 250 años antes de nuestra era.

Todas las partículas del líquido experimentan la acción de tanto las partículas suprayacentes, como de las fuerzas exteriores que actúan en la superficie del líquido. La acción de esas fuerzas provoca dentro del líquido la llamada *presión hidrostática*. Las fuerzas pueden ser superficiales y de masa.

Las *fuerzas superficiales* son en general las debidas a: la presión atmosférica o la presión exterior diferente de ésta (en caso de estar cerrado el líquido) o las fuerzas de presión de las partículas contiguas de líquido. Las fuerzas superficiales están distribuidas por la superficie y son proporcionales a su área.

Las fuerzas de masa son fuerzas proporcionales a la masa del líquido, de las cuales las más importantes son; las fuerzas de la gravedad y las de inercia. El líquido encerrado en un recipiente ejerce presión tanto sobre sus paredes, como también sobre el fondo, que dependen de la densidad del líquido y la situación del punto examinado. Así, el agua y el mercurio ejercerán diferente presión sobre las paredes del recipiente, siendo iguales las demás condiciones y las partículas de líquido que se encuentran abajo se comprimirán más fuertemente que las superiores.

La *hidrodinámica* es la parte principal de la hidráulica, se encarga de estudiar las leyes de movimiento del líquido y su interacción con superficies inmóviles y móviles, con ayuda de estas leyes se resuelve una amplia serie de problemas que conciernen al suministro de agua; describe el movimiento del agua en los canales y los ríos, a través de los vertedores, en las partes de escape de las turbinas y bombas, en las tuberías de suministro de agua y alcantarillado, etc. Solo un tipo de movimiento, el movimiento del agua en los poros del suelo, o sea, la filtración, es un apartado independiente de la hidrodinámica.

2.2.1 Definición de flujos y tipos de flujos.

Desde el punto de vista de su comportamiento mecánico, un fluido es una sustancia que no puede resistir esfuerzo cortante. Si este se presenta, el fluido se deforma y continua deformándose mientras el esfuerzo exista. En este proceso de deformación continua las diferentes partes del fluido cambian de posición relativa en forma permanente; este movimiento relativo se conoce como flujo. En términos sencillos, flujo es el movimiento de un fluido con respecto a un sistema inercial de coordenadas, generalmente ubicado en un contorno sólido.

En función del carácter de las fuerzas que actúan sobre el líquido y lo ponen en movimiento, los flujos pueden dividirse en flujos a presión y flujos a superficie libre.

Se llaman *flujos a superficie libre* aquellos que tienen una superficie de agua expuestos a la presión atmosférica, por ejemplo: ríos, arroyos, canales, tuberías con relleno incompleto. El movimiento en estos se realiza principalmente debido a la fuerza de la gravedad (fuerza de masa) del líquido que se traslada.

Los *flujos a presión* son aquellos conductos cerrados que tienen toda la sección transversal llena de agua. El desplazamiento se efectúa tanto debido a las fuerzas de masa como también a las

debidas a la presión, que es el caso del movimiento del agua en las tuberías de suministro de agua bajo la acción de la presión creada por las torres de agua, la ejercida por un sistema de bombeo, etc.

El flujo en un canal o tubería se puede determinar mediante las siguientes cantidades físicas:

- Desplazamiento de una partícula de fluido.
- Velocidad de una partícula de fluido en un punto del campo de flujo.
- Aceleración de una partícula en un punto del campo de flujo.

Las cantidades anteriores pueden permanecer constantes o variar con el espacio y/o con el tiempo.

Con respecto al espacio, los flujos se clasifican en uniformes (si las cantidades físicas permanecen constantes en el espacio) y no uniformes. Con respecto al tiempo se clasifican en permanentes (si las cantidades físicas de flujo permanecen constantes en el tiempo) y no permanentes en caso contrario.

En el flujo uniforme las características del flujo (presión y velocidad) permanecen constantes en el espacio. Por consiguiente, es el tipo de flujo más fácil de analizar y sus ecuaciones se utilizan para el diseño de sistemas de tuberías. Como la velocidad no está cambiando, el fluido no está siendo acelerado. Si no hay aceleración, según la segunda ley de Newton para el movimiento, la sumatoria de las fuerzas que actúan sobre un volumen de control debe ser cero. Es decir, existe un equilibrio de fuerzas.

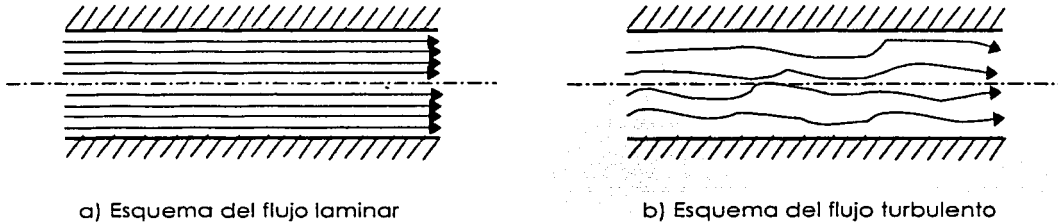


Figura 2.8. Flujo laminar y turbulento.

La clasificación de los flujos en laminar y turbulento es un resultado propiamente de la viscosidad del fluido. El *flujo laminar* se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas perfectamente definidas (no necesariamente paralelas) sin existir mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas, caracterizado por pequeñas velocidades del flujo, las capas aisladas del líquido se trasladarán independientemente unas de otras.

En un *flujo turbulento* las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas, sin seguir un orden establecido. Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento general, las cuales no son constantes sino que fluctúan con el tiempo, de acuerdo con una ley aleatoria, aun cuando el flujo general sea permanente. Las componentes transversales de la velocidad en cada punto origina un mezclado intenso de las partículas que consume parte de la energía del movimiento por efecto de fricción interna y que también, en cierto modo, es resultado de los efectos viscosos del fluido (figura 2.8).

Un flujo se considera incompresible si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables; en caso contrario, el flujo es compresible. Los líquidos y los gases a bajas

velocidades pueden ser considerados incompresibles. El flujo de un gas con velocidades entre 60 y 90 m/seg se puede considerar incompresible siempre que no exista intercambio de calor con el exterior. En la práctica, solo en los problemas de golpe de ariete es necesario considerar que el flujo de un líquido es compresible.

En el movimiento de un flujo de líquido se distinguen los siguientes elementos hidráulicos de la sección transversal de un conducto: el área hidráulica (A), el perímetro mojado (P) y el radio hidráulico (R_H).

Llámesse *área hidráulica* a la superficie trazada de tal manera que cualquier línea de corriente es perpendicular a ella. En el caso general, la sección viva en los flujos representa una superficie curvilínea. Para los flujos suavemente variables será el plano perpendicular a la dirección del movimiento del líquido. En la práctica, el área hidráulica se entiende como la sección transversal de un canal, una tubería, etc. normal a la velocidad.

El *perímetro mojado* es una línea a lo largo de la cual el flujo en la sección transversal toca las paredes exteriores del cauce. Para el caso del movimiento a presión, el perímetro mojado en un tubo circular coincidirá con su perímetro geométrico y será igual a πD . Para el movimiento a superficie libre P es igual a la longitud del arco ABC . (figura 2.9)

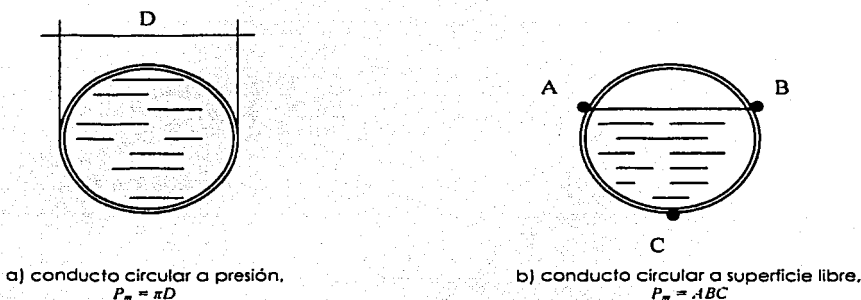


Figura 2.9. Perímetro mojado (P_m) en tuberías a presión y tuberías al aire libre.

Se llama *radio hidráulico* a la relación del área hidráulica de la sección al perímetro mojado:

$$R = \frac{A_h}{P_m} \quad \text{ec. 2.1}$$

2.2.2 Ecuaciones de la hidráulica.

a. Ecuación de continuidad.

El movimiento del líquido representa una traslación bastante complicada de moléculas aisladas. Es imposible describir esas traslaciones mediante fórmulas matemáticas cualesquiera. A fin de simplificar la metodología del cálculo, se introduce la noción de modelo de chorros del movimiento del líquido. De acuerdo con este modelo, la corriente consta de chorros elementales aislados, cuyo estudio por separado da la oportunidad de comprender las leyes de la corriente en total.

Una de las principales características cinemáticas de las partículas del líquido en movimiento es la velocidad de desplazamiento de la partícula. Llámesse *velocidad instantánea* de una partícula de líquido la relación $dl:dt$, es decir:

$$v_1 = \frac{dl}{dt} \quad \text{ec. 2.2.}$$

Donde:

dl tramo de longitud diferencial recorrido por la partícula en el tiempo dt .

Si en el líquido en movimiento se separa un área elemental (dA) con el área de la sección transversal y a través de su contorno se traza un conjunto de líneas de corriente, la superficie lateral formará un tubo de corriente. El líquido que rellena el tubo de corriente constituye el llamado chorro elemental.

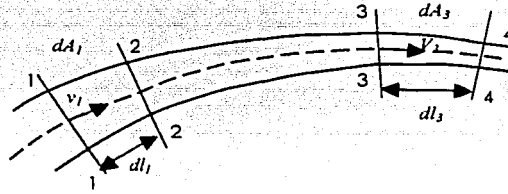


Figura 2.10. Modelo del chorro elemental.

Examinando un modelo del chorro elemental (figura 2.10) y suponiendo que las partículas de líquido en la sección 1-1 tienen la velocidad instantánea v_1 , durante el tiempo dt , alcanzarán la sección 2-2 recorriendo una distancia dl_1 . Esto quiere decir que durante el tiempo dt por la sección 1-1 pasará el volumen de líquido $dl_1 dA_1$. Durante el mismo tiempo las partículas de líquido, avanzando con la velocidad v_3 a partir de la sección 3-3, alcanzaran la sección 4-4. El volumen del líquido que ha pasado a través de la sección 3-3 es igual a $dl_3 dA_3$. Como un líquido es prácticamente incompresible, ambos volúmenes deben ser iguales, es decir, $dl_1 dA_1 = dl_3 dA_3$.

Dividiendo la expresión entre dt , se obtiene:

$$\frac{dl_1}{dt} dA_1 = \frac{dl_3}{dt} dA_3, \text{ o bien } v_1 dA_1 = v_3 dA_3 \quad \text{ec. 2.3}$$

El producto de la velocidad por el área es una magnitud que se mide en m^3/s , es decir, la cantidad de unidades cúbicas de líquido que pasan a través de la sección dada por un segundo. Esta magnitud es el gasto de un chorro elemental, o sea el volumen de líquido que ha pasado por la sección del tubo en la unidad de tiempo:

$$v_1 dA_1 = v_2 dA_2 = \dots = v_n dA_n = dQ \quad \text{ec. 2.4}$$

La ecuación 2.4 se denomina *ecuación hidráulica de continuidad del chorro elemental*.

El gasto de flujo y la velocidad media, son en la hidrodinámica, características muy importante del movimiento de líquidos.

Se define como gasto de flujo a la suma de los gastos de los chorros elementales calculados mediante la ecuación 2.4.

$$\int dQ = \int v dA; \quad Q = \int v dA \quad \text{ec. 2.5}$$

La integral debe hacerse por toda el área hidráulica, sin embargo, para el régimen turbulento es imposible realizar la integración debido a las variaciones de velocidad que se presentan a lo largo del recorrido. Para poder efectuar la integración se introduce el concepto de velocidad media (V).

La *velocidad media* en la sección del flujo es aquella con la cual avanzarían los chorros elementales del flujo y cuya suma daría el mismo gasto que para las velocidades reales.

Si ahora en la expresión 2.5 se introduce en la integral la velocidad media constante, entonces se tiene que:

$$Q = V \int_A dA$$

La expresión $\int_A dA$ proporciona el área de la sección transversal. Entonces:

$$Q = VA \quad \text{ec. 2.6.}$$

Anteriormente se expuso la ecuación de continuidad para el chorro elemental, dada por la expresión 2.4. en donde el producto VdA que representa el gasto elemental, de magnitud constante para ese chorro. Esta expresión es la constatación del hecho de que el líquido avanza como un medio macizo sin vacíos, por lo cual se llama ecuación de continuidad. La ecuación de continuidad para el flujo en total se obtiene por adición de las ecuaciones de continuidad para los chorros elementales:

$$\int_{A_1} v_1 dA_1 = \int_{A_2} v_2 dA_2 = \dots = \int_{A_n} v_n dA_n$$

Cada integral es una expresión del gasto, por lo que:

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n = Q = \text{const.}$$

o bien, en términos de la velocidad media y el área:

$$v_1 A_1 = v_2 A_2 = \dots = v_n A_n = \text{const.} \quad \text{ec. 2.7.}$$

Que es la *ecuación de continuidad del movimiento del líquido*, para flujo permanente e incompresible.

b. Ecuación de la energía.

La ecuación del líquido obtenida por Bernoulli en el año 1738 es la ecuación fundamental de la hidrodinámica. De hecho expresa el principio de conservación de la energía del líquido en movimiento.

Si se analiza un chorro elemental de líquido entre las secciones 1-1 y 2-2 (figura 2.11). En la sección 1-1 la velocidad en todos los puntos es la misma e igual a V_1 , la presión es P_1 . La propia sección está situada sobre un plano de referencia (arbitrario) a una altura z_1 . Parámetros análogos se muestran también para la sección 2-2.

Si el líquido que se halla entre las secciones 1-1 y 2-2, en el tubo de corriente, fuera inmóvil, aplicaríamos a este la ley principal de la hidrostática, escribiendo la ecuación:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} \quad \text{ec. 2.8}$$

en las secciones 1-1 y 2-2.

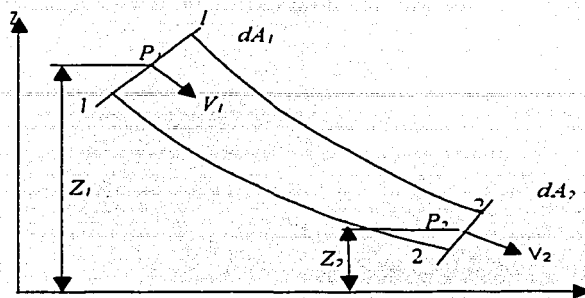


Figura 2.11. Chorro elemental de líquido.

Pero si el líquido se mueve entonces, despreciando los gastos de energía, se puede escribir una ecuación que expresa la igualdad de las energías totales por unidad de peso del líquido, es decir,

$$H_1 = H_2 \quad \text{ec. 2.9.}$$

Donde:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$$

$z + \frac{p}{\gamma}$ - Carga piezométrica, en m.

$\frac{v^2}{2g}$ - Carga de velocidad, energía cinética que posee el flujo por unidad de peso, en m.

Para un líquido ideal se tendría entonces que:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} = \text{cte.} \quad \text{ec. 2.10}$$

La expresión anterior se conoce como *ecuación de Bernoulli*, y puede interpretarse geoméricamente, puesto que cada término de ésta tiene dimensionalidad lineal. El primer término de la ecuación z es la altura geométrica de posición de la sección sobre el plano de comparación, el segundo término $p/\rho g$, la altura piezométrica en la sección dada; $v^2/2g$ se llama altura debida a la velocidad o carga de velocidad, es decir, la suma de las alturas geométrica, piezométrica y de velocidad es una magnitud constante y se llama carga total.

La ecuación de la energía para el flujo difiere un poco de la ecuación 2.10, en el líquido real viscoso durante el movimiento surgirán fuerzas de rozamiento, para vencer las cuales el líquido gastará energía. La carga (o energía) perdida por el rozamiento del líquido con las paredes del tubo se designa como h_f y tiene dimensionalidad lineal.

Los valores de z_1 y z_2 deben tomarse entre el plano convencional de comparación y los centros de gravedad de las secciones transversales correspondientes; $p_1/\rho g$ y $p_2/\rho g$ se toman sin variaciones iguales a las del chorro elemental y se trazan a partir del extremo de z hacia arriba.

Pero como $z_1 + p/\rho g = \text{const.}$ Entonces z puede trazarse a partir del plano de comparación hasta cualquier punto de la sección (fondo, superficie, etc.), colocando luego $p/\rho g$ hacia arriba a partir de este punto.

En lo que se refiere a la carga debida a la velocidad (energía cinética), el asunto se torna un poco diferente. Como las velocidades de cada chorro elemental, son diferentes, la energía cinética de dichos chorros (E_{cl}) es también diferente, por lo que se acostumbra introducir una corrección al valor de la energía cinética por medio de un coeficiente α llamado *coeficiente de Coriolis* que, de acuerdo al diagrama de distribución de las velocidades, puede tomar los siguientes valores:

- $\alpha = 1$; diagramas rectangulares (diagrama uniforme).
- $\alpha = 2$; diagramas triangulares y parabólico.
- $\alpha = 1.1$; diagramas próximos a la forma trapezoidal.

En los flujos turbulentos a presión y sin presión se toma generalmente $\alpha = 1.1$

La ecuación de la energía para el movimiento de líquidos se expresa como:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_r \quad \text{ec. 2.11.}$$

Donde, h_r es la pérdida de energía total (fricción y local).

c. Ecuación de la cantidad de movimiento.

La ecuación de la cantidad de movimiento en un cuerpo libre o volumen de control se deriva de la segunda ley de Newton. Se conoce como la cantidad de movimiento de un elemento de masa M al producto de esta por su velocidad.

"La suma vectorial de todas las fuerzas F que actúan sobre una masa de fluido es igual a la rapidez del cambio del vector lineal cantidad de movimiento de la masa de fluido", es decir:

$$F = \frac{d(Mv)}{dt} \quad \text{ec. 2.12}$$

Las fuerzas externas son de dos tipos:

1. Fuerzas de superficie que actúan sobre la masa de fluido y, a su vez, pueden ser:
 - Fuerzas F_p , normales a la frontera de la masa, que se pueden evaluar en términos de las intensidades de presión sobre la misma. Conviene aquí observar que la presión comprende, además de la presión estática, la dinámica ejercida por el flujo.
 - Fuerzas F_r , tangenciales a las fronteras de la masa, que se pueden medir en términos del esfuerzo tangencial sobre la misma.
2. Fuerzas de cuerpo F_c , generalmente las de peso propio.

La ecuación general de la cantidad de movimiento para un volumen de control fijo es:

$$F_p + F_r + F_c = \sum (\rho Q BV) + \frac{\delta}{\delta t} \iiint_{\text{Vol. C.rol.}} v \rho dv \quad \text{ec. 2.13}$$

Donde:

$\rho =$ densidad del flujo.

- Q = gasto que pasa por la sección de estudio.
 β = Coeficiente de Boussinesq. ($\beta = 1$ para escurrimientos turbulentos; $\beta = 1.33$ para escurrimientos laminares).
 V = Velocidad media del flujo.
 $v \rho dV$ = Cantidad de movimiento del volumen de control

El término $\Sigma(\rho Q \beta V)$ corresponde a la suma de las cantidades de movimiento del total de partes de área en que se ha dividido la superficie de control. La última integral representa la variación que en el tiempo experimenta la cantidad de movimiento de la masa contenida en el volumen de control.

Si el flujo es permanente la integral vale cero. Si además de permanente es incompresible, ρ es constante la ecuación resulta:

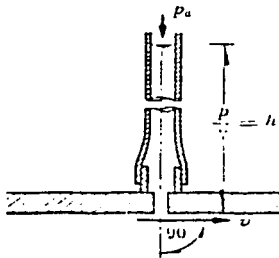
$$F_p + F_r + F_c = \rho \Sigma(Q \beta V) \quad \text{ec. 2.14}$$

2.2.3 Dispositivos de medición (presión, velocidad, gasto).

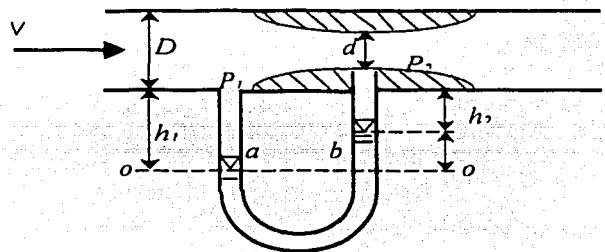
a. Instrumentos para medir presión hidráulica.

Los instrumentos que miden la presión son muy variados. Según las particularidades de construcción, estos se dividen en los de líquido, de resorte, eléctricos, etc.

Los *piezómetros* y *manómetros de líquido*, permiten medir la diferencia entre la presión atmosférica y la absoluta, o la diferencia de presiones entre dos secciones (figura 2.12), son generalmente tubos de vidrio rectos o en forma de U de 10 a 15 mm de diámetro, conectados por un extremo al punto donde se necesita medir la presión, dejando el otro extremo abierto. De esta manera, se fija la presión del líquido en el punto que nos interesa descontando la presión atmosférica. Detrás de los tubos, se monta una escala, donde se puede determinar la altura que es capaz de alcanzar el líquido bajo la acción de la presión.



a) Piezómetro

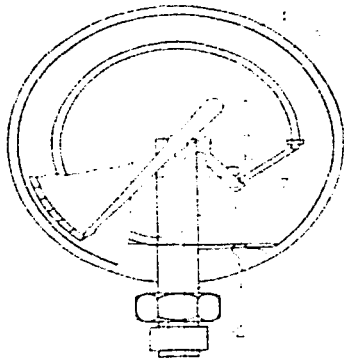


b) Manómetro diferencial

Figura 2.12. Instrumentos para medir la presión.

Los piezómetros se emplean para medir presiones no muy grandes, de lo contrario se necesitarían tubos piezométricos demasiado altos, por lo cual se utilizan líquidos más pesados que el agua como el mercurio. Generalmente los manómetros de mercurio se emplean para medir una presión de hasta 250 - 300 KPa.

En los *manómetros de resorte*, el desplazamiento del elemento sensible es insignificante. La fuerza de presión deforma el elemento elástico (resorte, membrana, tubo hueco de la cápsula ondulada, etc.) tanto en mayor grado, cuanto mayor es la presión y menor la rigidez del elemento. Entre la fuerza de presión y la deformación existe una relación directamente proporcional. La deformación del elemento elástico transmitida a la aguja del instrumento sirve de medida de presión.



1	Montante
2	Rosca
3	Caja
4	Tubo hueco curvo
5	Aguja
6	Plancha
7 y 8	Palanca articulada
9	Canal interior del montante

Figura 2.13. Manómetro de resorte.

Para medir grandes presiones, es más práctico utilizar este tipo de manómetros. El más difundido es el manómetro de tubo hueco (figura 2.13). La pieza que experimenta la presión es un tubo hueco curvo, empalmado herméticamente por el extremo izquierdo con el montante, que tiene un canal interior. Con el extremo derecho el tubo va articulado al mecanismo de transmisión, constituido por las palancas articuladas y un engranaje que mueve una aguja. El montante va fijado con tornillos a la caja, y a esta, con ayuda de una plancha se fijan el mecanismo de transmisión y la aguja. El extremo inferior del montante tiene una rosca para conectar con la cavidad, la presión en la cual hace falta medir. La caja del manómetro se fabrica de acero o de plástico. Si en la cavidad, a la cual está conectado el manómetro, hay presión excesiva, entonces esta se extiende por el canal interior del montante al interior del tubo encorvado elástico y la hace desdoblarse un poco, es decir, su extremo se traslada algo hacia arriba y a la derecha. El mecanismo de transmisión desplaza la aguja del instrumento a cierto ángulo en el sentido de movimiento de las manecillas del reloj; por la desviación de la aguja se juzga sobre el valor de la presión.

Los *vacuómetros* son instrumentos que permiten medir el vacío, pueden ser de líquido o de resorte. Los vacuómetros de líquido, así como en los manómetros de líquido, este se eleva hacia el lado del espacio enrarecido. Los vacuómetros de resorte tampoco difieren de los manómetros análogos, no obstante, en los vacuómetros bajo la acción del vacío el tubo elástico no se endereza, sino que se comprime aún más provocando el desplazamiento de la aguja.

Los instrumentos eléctricos se fundan en la propiedad de ciertas aleaciones de variar su resistencia al variar la presión. Con dichos instrumentos se miden presiones estáticas altas. Un alambre fino de diámetro $d = 0.03 \text{ mm}$ se encola sobre un elemento sensible que percibe la presión, una membrana o cualquier otro resorte que sirve de captador. El alambre tiene unos bucles y está aislado de la base metálica del captador de resistencia el cual varía entre 100 y 200 Ω . Al ejercerse presión sobre el captador, aparece una tensión Δu proporcional a la presión. La tensión Δu es extremadamente pequeña, por eso se amplifica con ayuda de un amplificador. De esta manera, en la salida del aparato eléctrico se obtiene una señal (corriente) A proporcional al valor de la presión: $A = kp$. Por el valor de A se juzga la presión p .

b. Instrumentos para medir velocidades del flujo.

Para medir las velocidades locales en el interior de los flujos se emplean una diversidad de dispositivos, sin embargo, siempre existe la dificultad de que la introducción de cualquier aparato dentro del escurrimiento, produce distorsiones del flujo en el sitio mismo donde se desea efectuar la medición. A pesar de esto, mediante un diseño adecuado del dispositivo, se pueden reducir dichos problemas al mínimo posible.

- Tubo de Pitot.

Si sobre una corriente de agua, disponemos un tubo encorvado en forma de L con la rama horizontal dirigida en sentido de la corriente y la vertical en forma que quede normal a la superficie del agua o eje de la tubería, la altura h a la que asciende el agua, nos proporciona la medida de la velocidad de la zona correspondiente a la línea que pasa por el centro del tubo o rama horizontal, este dispositivo se conoce como tubo de Pitot, (figura 2.14).

La velocidad se obtiene con la carga h medida mediante el tubo de Pitot y haciendo uso de la fórmula:

$$v = k \sqrt{2gh} \quad \text{ec. 2.15.}$$

Donde:

v = velocidad del agua.

k = coeficiente de corrección, constante de calibración (proporcionado por el fabricante).

g = fuerza de gravedad

h = carga de presión.

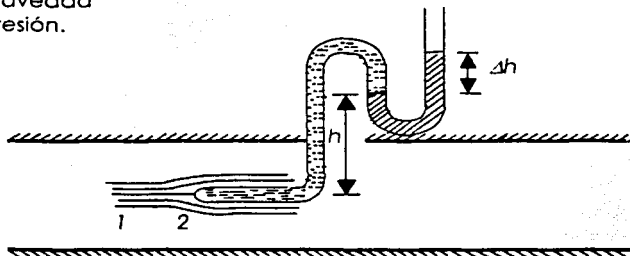


Figura 2.14. Tubo de Pitot.

En la precisión de los resultados influye el esmero en la fabricación de todas las piezas del tubo, la velocidad medida por el tubo se diferenciará de la velocidad verdadera, por eso es conveniente calibrar los tubos de Pitot (se determina su coeficiente de corrección k) trasladándolos con una velocidad conocida.

- Molinete hidráulico.

Otro dispositivo para medir la velocidad del agua es el molinete hidráulico o rueda de aletas, utilizada desde 1817 para el aforo de ríos y canales y aplicada al aforo de tuberías a principios del siglo XIX.

Consta de una rueda de paletas helicoidales montadas sobre un tubo de paredes delgadas y girando sobre cojines provistos de casquillos de granito-ebonita o grafito-carbón resistentes y que no precisa lubricación, por la presencia de grafito (figura 2.15).

Las paletas son de celuloide, material elástico y ligero y como van sobre un tubo, puede decirse que la rueda flota completamente descargado en el agua y anulándose las presiones sobre los cojines: el sistema funciona prácticamente sin roces.

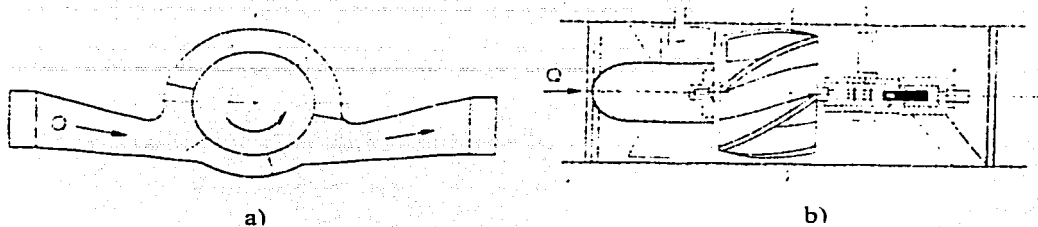


Figura 2.15. Molinete hidráulico a) de alabes; b) de hélices.

El eje coincide con el de la vena líquida y además de prever en las juntas de la envolvente del contador, una paletas que dirigen los filetes de agua paralelos a dicho eje, se debe colocar el molinete a diez diámetros de distancia del codo o válvula más cercana. Si esta condición no pudiera satisfacerse, se deben colocar unos dispositivos de regulación del chorro, que afectan de varias formas, según la modalidad del servicio.

Este dispositivo es de gran utilidad para el aforo en conductos forzados de gran diámetro. También se encuentran con rotor de aletas.

- Anemómetros termoelectrónicos.

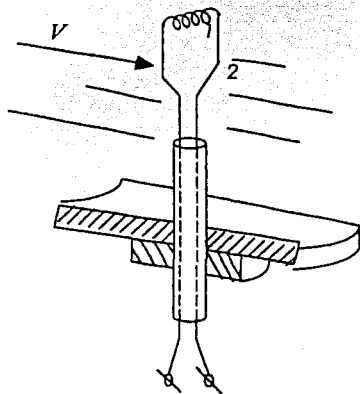


Figura 2.16. Anemómetro eléctrico.

Su funcionamiento se funda en la dependencia de la resistencia eléctrica del conductor-captador con respecto a la temperatura al contornear este último una corriente de líquido. El elemento sensible de un termoelemento es un alambre ($d = 0.001 \text{ mm}$) de platino o tungsteno (1) tendido entre dos montantes del soporte (2). El largo del alambre puede ser diferente: de 1 a 10 mm. El alambre se calienta por la corriente eléctrica y se sitúa en el flujo de tal manera que la velocidad v este perpendicular a éste. La temperatura del alambre y, por consiguiente, su resistencia eléctrica dependerá de la velocidad de circulación del líquido que lo enfría. Registrando esta variación de la resistencia mediante los esquemas eléctricos correspondientes, se tiene una idea sobre el valor de la velocidad local de la corriente (figura 2.16)

La medición de la velocidad v se puede realizar mediante dos métodos: con intensidad constante de la corriente que pasa por el alambre (1), y con resistencia constante de dicho alambre.

El primer método consta de unos elementos conectados en serie, una batería de alimentación, una resistencia del reóstato, un amperímetro y un termoelemento. Al mantener constante la corriente en la red $I = \text{const}$, la resistencia del alambre de platino r se reducirá al aumentar la velocidad del flujo v , conduciendo a la disminución de la tensión en los puntos 1 y 2. Registrando esta tensión se puede juzgar sobre la velocidad del flujo v . Es necesario hacer previamente la calibración del aparato y construir el diagrama $v = f(u)$.

El esquema de medición por el segundo método se presenta en la figura 2.18. El puente se equilibra para cierta velocidad pequeña, teniendo en este caso la resistencia del alambre de platino cierto valor r .

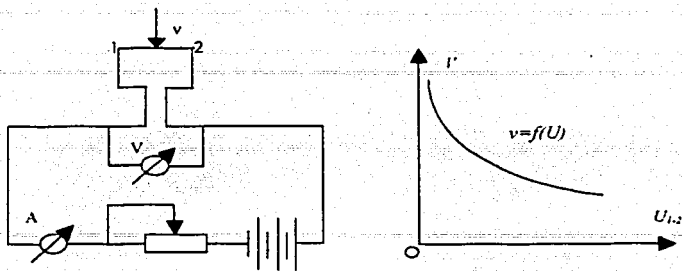


Figura 2.17. Medición la velocidad con el anemómetro eléctrico. Primer método.

En cuanto aumenta la velocidad del flujo, el alambre se enfría y su resistencia disminuye desequilibrando el puente. Para tornar el puente al estado de equilibrio es necesario aumentar, mediante el calentamiento, la resistencia r , es decir, aumentar la corriente en el circuito del amperímetro, mientras que el aumento de la velocidad provocará el crecimiento de la corriente A . Haciendo previamente la calibración del instrumento y construyendo la curva de la dependencia $A = f(v)$ se puede medir con un termooanemómetro la velocidad de la corriente del líquido en cualquier punto. Como el propio captador tiene pequeñas dimensiones y pequeña inercia térmica, con el termooanemómetro pueden medirse las componentes de pulsación de la velocidad cerca de las paredes del tubo.

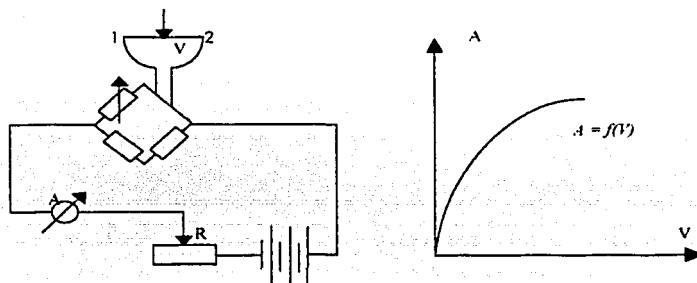


Figura 2.18. Medición la velocidad con el anemómetro eléctrico. Segundo método.

Cabe señalar que ambos esquemas de medición son validos solo en el caso cuando la temperatura del agua es constante, a la cual se hizo precisamente la calibración: de lo contrario, en el esquema de medición se debe introducir un elemento que compense la influencia de la temperatura.

c. Instrumentos para medir velocidades del flujo.

- Tubo Venturi y diafragmas de medición.

Para la medición del gasto de líquido en los flujos a presión se utiliza el tubo Venturi y los diafragmas de medición. Como ya se ha notado anteriormente, el salto de niveles del agua h en los piezómetros instalados en las partes ancha y estrecha del tubo Venturi o ante el diafragma y detrás de éste estará relacionado con el gasto que pasa mediante la ecuación siguiente:

$$Q = \mu A \bar{h}$$

ec. 2.16.

aquí μ es el coeficiente de gasto igual a 0.95,, 0.97; A, la constante del hidrómetro de Venturi:

$$A = a_1 a_2 \sqrt{\frac{2g}{a_1^2 - a_2^2}} \quad \text{ec. 2.17.}$$

siendo

$$a_1 = \pi d_1^2 / 4; \quad a_2 = \pi d_2^2 / 4 \quad \text{ec. 2.18.}$$

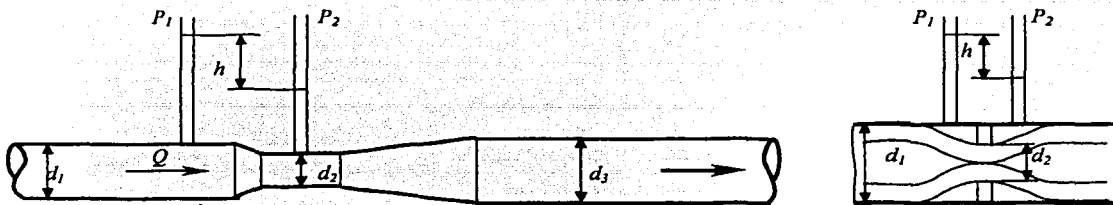


Figura 2.19. Tubo Venturi y diafragma de medición.

Frecuentemente las instalaciones de laboratorio se equipan con un tubo Venturi o un diafragma dotados de diagramas de calibración que expresan la relación $Q = f(h)$. Con ayuda de tal curva de calibración se puede hallar operativamente el gasto de agua en el tubo donde está instalado el instrumento de medición.

- Indicadores magnéticos del gasto.

Últimamente en la práctica de laboratorio y la industria se utilizan ampliamente los indicadores magnéticos del gasto (figura 2.20). La esencia del método de medición con ayuda de estos indicadores consiste en que en la tubería (2), fabricada de material no magnético, se crea, con ayuda de un sistema magnético que consta del electroimán (4) y el devanado (7), un campo magnético alterno.

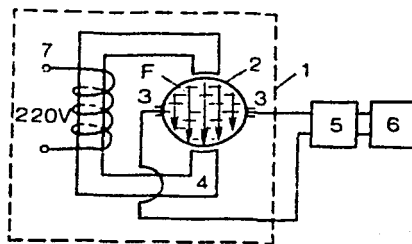
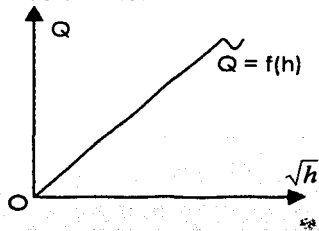


Figura 2.20. Indicador magnético del gasto.

En el líquido en movimiento, que interseca las líneas de fuerza de ese campo magnético y es, en cierto sentido, el conductor de la corriente eléctrica, surge fuerza electromotriz. Los electrodos (3) montados en la tubería y aislados de sus paredes, mandan al amplificador 5 una señal eléctrica

que se transmite luego al aparato de medida indicador o registrador. Todo el dispositivo (1) se llama captador del indicador magnético del gasto y representa un bloque aparte. Los bloques (5) y (6) también son aislados y representan el equipo de amplificación y de registro. La clase de precisión es de 1 . . . 2.5. El indicador magnético del gasto tiene la ventaja de que pueden medirse los gastos de los líquidos que tienen dos fases (mezclas hidráulicas de agua y aire, agua y arena, agua y arcilla y otras), mientras que en otros aparatos de medición los tubos de los piezómetros se ensucian a menudo, lo que conduce a un trabajo inestable. Además, la distorsión del diagrama de velocidades en la tubería influye poco, por lo visto, en la precisión de las indicaciones del aparato.

2.2.4 Resistencia al flujo y pérdidas de carga en conductos a presión.

En el proceso de movimiento del líquido una parte de la energía se gasta en vencer las resistencias de diferentes tipos que obstaculizan el movimiento.

Las pérdidas de energía (disminución de la carga hidráulica, *hr*) durante el movimiento del líquido se componen de dos tipos de pérdidas:

- Por fricción (*hf*) que se desarrollan a lo largo del conducto, condicionados por la acción de las fuerzas de rozamiento contra la superficie del conducto en todos los tramos del desplazamiento, y
- Pérdidas locales o por accesorios (*hl*) debidas a los cambios de dirección, o presencia de válvulas, compuertas u otros elemento semejantes que se presentan a lo largo de la línea de conducción, mismos que provocan una resistencia complementaria al movimiento del líquido.

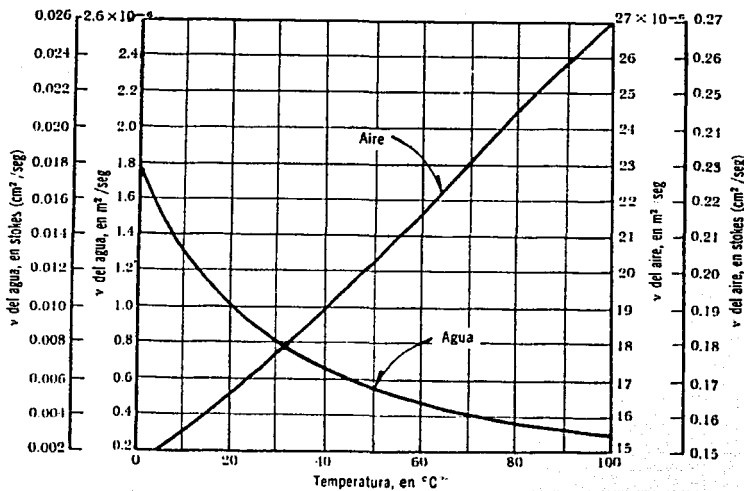


Figura 2.2.1. Viscosidad cinemática del agua.

Las pérdidas de carga (sean por fricción o locales) dependen del tipo de flujo que se presente en la tubería, es decir, si el flujo es laminar o turbulento

En el caso de un conducto cilíndrico a presión, el número de Reynolds se define como:

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

ec. 2.19.

donde:

V - velocidad media del flujo.

D - el diámetro del conducto.

ν - viscosidad cinemática del fluido, que depende de la temperatura del mismo.

Los experimentos de Reynolds demostraron que en un tubo el flujo laminar se vuelve inestable cuando Re ha rebasado un valor crítico, para tornarse después en turbulento. El flujo es laminar si el número de Reynolds no rebasa el valor crítico de 2300.

a. Pérdidas de energía por fricción.

Cuando la superficie de la pared de un conducto se amplifica, se observa que esta formada por irregularidades o asperezas de diferentes alturas y con distribución irregular o aleatoria. Dicha característica es difícil de definir científicamente pues depende de factores como la altura media de las irregularidades de la superficie, la variación de la altura efectiva respecto de la altura media, la forma y distribución geométrica, etc.

Puesto que prácticamente es imposible tomar en consideración todos estos factores, se admite que la rugosidad de una tubería puede expresarse por la altura media ϵ de las asperezas (rugosidad absoluta), como un promedio obtenido del resultado de un cálculo con las características del flujo, mas no propiamente por el obtenido como la media de las alturas determinadas físicamente de la pared, en cada conducción. La tabla 2.5. muestra la rugosidad absoluta ϵ en tubos comerciales.

Es mas importante relacionar la rugosidad absoluta con el diámetro del conducto, ϵ/D , que se conoce como rugosidad relativa.

Distintos intentos de evaluar el efecto corrosivo del agua en conductos se han llevado a cabo, basándose en la reducción del gasto calculado teóricamente, de acuerdo con el pH del agua y el número de años de servicio de la tubería. Sin embargo, el criterio que parece mas efectivo es el de Genijew al modificar la rugosidad absoluta del tubo nuevo, de acuerdo con el tipo de agua que va a escurrir y el número de años de servicio; esto es:

$$\epsilon_t = \epsilon_0 + a(t) \quad \text{ec. 2.20.}$$

Donde:

ϵ_0 - Rugosidad del tubo (nuevo), en mm.

a - Coeficiente que depende del grupo en el que se clasifique el agua que va a escurrir

t - Número de años de servicio de la tubería;

ϵ_t - Rugosidad del conducto, después de t años de servicio, en mm.

Cuando se trata de conductos cerrados, el único tipo de energía que puede perderse por razón del movimiento del fluido es la energía de presión, ya que la energía cinética debe permanecer constante si el área es constante, y la energía potencial solo depende de la posición. En 1850, Darcy, Weisbach y otros, dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo la pérdida por fricción:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad \text{ec. 2.21.}$$

Donde:

f - Factor de fricción, adimensional, que en general es función de la rugosidad absoluta ϵ y del número de Reynolds.

L - Longitud de la tubería, en m.

D - diámetro de la conducción, en m.

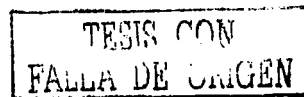


Tabla 2.5. Rugosidad absoluta en tubos comerciales.

Material	ϵ , en mm.
Tubos lisos.	
De vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, plásticos, hule.	0.0015
Tubos de madera	0.2 a 1
Hierro forjado; Fierro fundido, centrifugado; Acero rolado, nuevo; Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05
Fierro fundido nuevo	0.25
Fierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12
Fierro fundido oxidado	1 a 1.5
Fierro fundido, con incrustaciones	1.5 a 3
Fierro fundido nuevo, con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.3
Fierro fundido usado, con bridas o juntas de macho campana	2 a 3.5
Fierro fundido para agua potable, con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm	1 a 4
Fierro galvanizado	0.15
Acero laminado, nuevo	0.04 a 0.1
Tubos de acero soldado de calidad normal	
Nuevo	0.05 a 0.10
Limpado después de mucho uso	0.15 a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4
Moderadamente oxidado, con muchas incrustaciones	3
Con remaches transversales, en buen estado	0.1
Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta	0.3 a 0.4
Con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla, sin incrustaciones	0.6 a 0.7
Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones, con circulación de agua turbia	1
Acero soldado, con doble hilera transversal de pernos, agua turbia, tuberías remachadas con doble costura longitudinal de remaches y transversal sencilla, interior asfaltado o laqueado	1.2 a 1.3
Acero soldado, con costura doble de remaches transversales, muy oxidado. Acero remachado, de cuatro a seis filas longitudinales de remaches, con mucho tiempo de servicio	2
Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales	
a) Espesor de lamina < 5 mm	0.65
b) Espesor de lamina de 5 a 12 mm	1.95
c) Espesor de lámina > 12 mm, o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cubrejuntas	3
d) Espesor de lámina > 12 mm con cubrejuntas	5.5
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubrejuntas interiores	4
Asbesto-cemento nuevo	0.025
Asbesto-cemento, con protección interior de asfalto	0.0015
Concreto centrifugado, nuevo	0.16
Concreto centrifugado, con protección bituminosa	0.0015 a 0.125
Concreto armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.01
Concreto de acabado liso	0.025
Concreto con acabado normal	1 a 3
Concreto con acabado rugoso	10

Tabla 2.6. Coeficientes a de la fórmula de Genijew.

<p>Grupo I Agua con poco contenido mineral que no origina corrosión. Agua con un pequeño contenido de materia orgánica y de solución de hierro: <i>a</i> varía de 0.005 a 0.055; valor medio, 0.025.</p>
<p>Grupo II Agua con poco contenido mineral que origina corrosión. Agua que contiene menos de 3 mg/lit de materia orgánica y hierro en solución: <i>a</i> varía de 0.055 a 0.18; valor medio, 0.07.</p>
<p>Grupo III Agua que origina fuerte corrosión y con escaso contenido de cloruros y sulfatos (menos de 100 a 150 mg/lit). Agua con un contenido de hierro de más de 3 mg/lit <i>a</i> varía de 0.18 a 0.40; valor medio, 0.20.</p>
<p>Grupo IV Agua que origina corrosión, con un gran contenido de sulfatos y cloruros (más de 500 a 700 mg/lit). Agua con una gran cantidad de materia orgánica: <i>a</i> varía de 0.40 a 0.60; valor medio, 0.51.</p>
<p>Grupo V Agua con cantidades importantes de carbonatos, pero de dureza pequeña permanente, con residuo denso de 2 000 mg/lit. <i>a</i> varía de 0.6 a más que 1</p>

- V - velocidad media del flujo, en m/s.
- g - aceleración de la gravedad, en m/s².
- h_f - pérdida por fricción, en m.

Si S_f es la pendiente de fricción, esto es, la relación entre la pérdida de energía por fricción y la longitud del tubo en que esto ocurre, de la ecuación 2. 21. resulta:

$$S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{f V^2}{D 2g} \quad \text{ec. 2.22.}$$

El factor de fricción f se puede estimar a partir de formulas experimentales (tabla 2.7.) o a través del diagrama de Moody (figura 2.22)

b. Pérdidas locales de energía.

Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están compuestas, generalmente, por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para el control de las descargas (válvulas y compuertas). Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a las de fricción, localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración del flujo. Tal tipo de pérdida se conoce como pérdida local. Su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula general de pérdida local es:

$$h_L = k_L \frac{V^2}{2g} \quad \text{ec. 2.23.}$$

donde:

- h_L - pérdida de energía local, en m.
- k_L - coeficiente, sin dimensiones, que depende del tipo de pérdida que se trate, del numero de Reynolds y de la rugosidad del tubo;
- $V^2/2g$ - Carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo (salvo aclaración en contrario) en m.

Tabla 2.7 Resumen de fórmulas para el cálculo de pérdidas por fricción.

Tipo de tubería y flujo	Autor	Fórmula	Observaciones
Cualquier tipo de tubo y flujo	Darcy-Weisbach	$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$	Es del tipo universal; f se obtiene del diagrama universal de Moody, o de alguna de las fórmulas indicadas a continuación
Tubos lisos o rugosos en la zona laminar	Poiseuille	$f = \frac{64}{R_e}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para $R_e < 2300$
Tubos lisos en la zona de transición o turbulenta.	Blaisius	$f = \frac{0.3164}{R_e^{0.25}}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para tubos de aluminio, latón, cobre, plomo, plástico, vidrio y asbesto-cemento para $R_e < 10^5$.
	Nikuradse	$\frac{1}{f} = 2.1 \log \left(\frac{R_e}{2.51} \right)$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para $2.3 \times 10^4 \leq R_e \leq 3.4 \times 10^5$.
	Kozeny	$f = \frac{2g}{(7.78 \log R_e - 5.95)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de asbesto-cemento y para $R_e > 4000$.
	Richter	$f = 0.01113 + 0.917 / R_e^{0.41}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de hule y para $R_e > 4000$.
	Ludin	$V = 140 R_h^{0.645} S_f^{1/9}$	Vale para tubos de asbesto-cemento. En esta fórmula R_h es el radio hidráulico del tubo.
Tubos rugosos en la zona de transición o turbulenta.	Nikuradse	$\frac{1}{f} = -2 \log \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{R_e} \right)$	Vale para tubos lisos o rugosos en la zona de transición o turbulenta y con $R_e > 4000$. Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Hazen-Williams	$V = 0.355 C_H D^{0.63} S_f^{0.54}$	Es la fórmula más común para tubos rugosos C_H depende del material del tubo de acuerdo con la tabla 2.8.
Tubos rugosos en la zona turbulenta.	Nikuradse	$\frac{1}{f} = 2 \log \left(\frac{3.71 D}{\epsilon} \right)$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Kozeny	$f = \frac{2g}{(8.86 \log D + N)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. N depende del material en la tubería según la tabla 2.8.
	Chezy	$V = C \sqrt{R_h} S_f$	Es la fórmula general para este tipo de tubos. C es un coeficiente que se obtiene de las fórmulas de Bazin, Kutter o Manning.
	Bazin	$C = \frac{87}{1 + \Delta / \sqrt{R_h}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde Δ depende del material de que está construido el tubo (tabla 2.8).
	Kutter	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{m + \sqrt{R_h}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde m depende del material de que está constituido el tubo de acuerdo con la tabla 2.8.
	Manning	$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S_f^{1/2}$	n depende del material de que está constituido el tubo de acuerdo con la tabla 2.8.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.8. Valores de C_H , Δ , m , n , y N aplicables a las fórmulas de la tabla 2.7. de acuerdo con el material de que esta construido el tubo.

<i>Material</i>	C_H	Δ	m	n	N
Acero corrugado	60	-	-	-	-
Acero con juntas (nuevo)	135	-	-	-	-
Acero galvanizado (nuevo y usado)	125	-	-	0.014	-
Acero remachado (nuevo)	110	-	-	0.015 a 0.016	31
Acero remachado (usado)	85	-	-	-	28 a 26
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (nuevo).	120	-	-	0.012 a 0.013	34
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (usado).	90	-	-	-	31 a 27
Acero sin costura (nuevo).	-	0.10	0.25	-	38
Acero sin costura (usado).	-	-	0.35	-	36
Acero soldado, con revestimiento especial (nuevo y usado).	130	-	-	-	-
Hierro fundido limpio (nuevo).	130	0.16	0.25	0.013	35
Hierro fundido, sin incrustaciones (usado).	110	0.23	0.275	-	-
Hierro fundido, con incrustaciones (viejo).	90	0.36	0.35	-	30
Plástico.	150	-	-	-	-
Asbesto-cemento (nuevo).	135	0.06	-	-	-
Cobre y latón.	130	-	-	-	-
Conductos con acabado interior de cemento pulido.	100	-	0.10	-	-
Concreto, acabado liso.	130	-	0.10	-	38
Concreto, acabado común.	120	0.18	-	-	-
Concreto monolítico, colado con cimbras deslizantes ($D > 1.25$ m).	-	-	-	0.010 a 0.011	-
Concreto monolítico bien cimbrado y pulido ($D > 1.25$ m).	-	-	-	0.011 a 0.0123	-
Concreto monolítico bien cimbrado y sin pulir ($D > 1.25$ m).	-	-	-	0.014 a 0.015	-
Concreto con acabado tosco ($D > 1.25$ m).	-	-	-	0.015 a 0.017	27 a 26
Concreto con juntas de macho y campana ($D > 0.8$ m).	-	-	-	0.0105 a 0.012	-
Concreto con juntas toscas ($D > 0.5$ m).	-	-	-	0.0125 a 0.014	30
Concreto con juntas toscas ($D < 0.5$ m).	-	-	-	0.014 a 0.017	-
Conductos para alcantarillado.	-	-	-	-	28
Tubos de barro vitrificado (drenes).	110	-	-	0.011	34
Túneles perforados en roca si revestimiento.	-	-	-	0.025 a 0.040	-
Madera cepillada o en duelas.	120	-	0.10	0.015 A 0.012	-

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

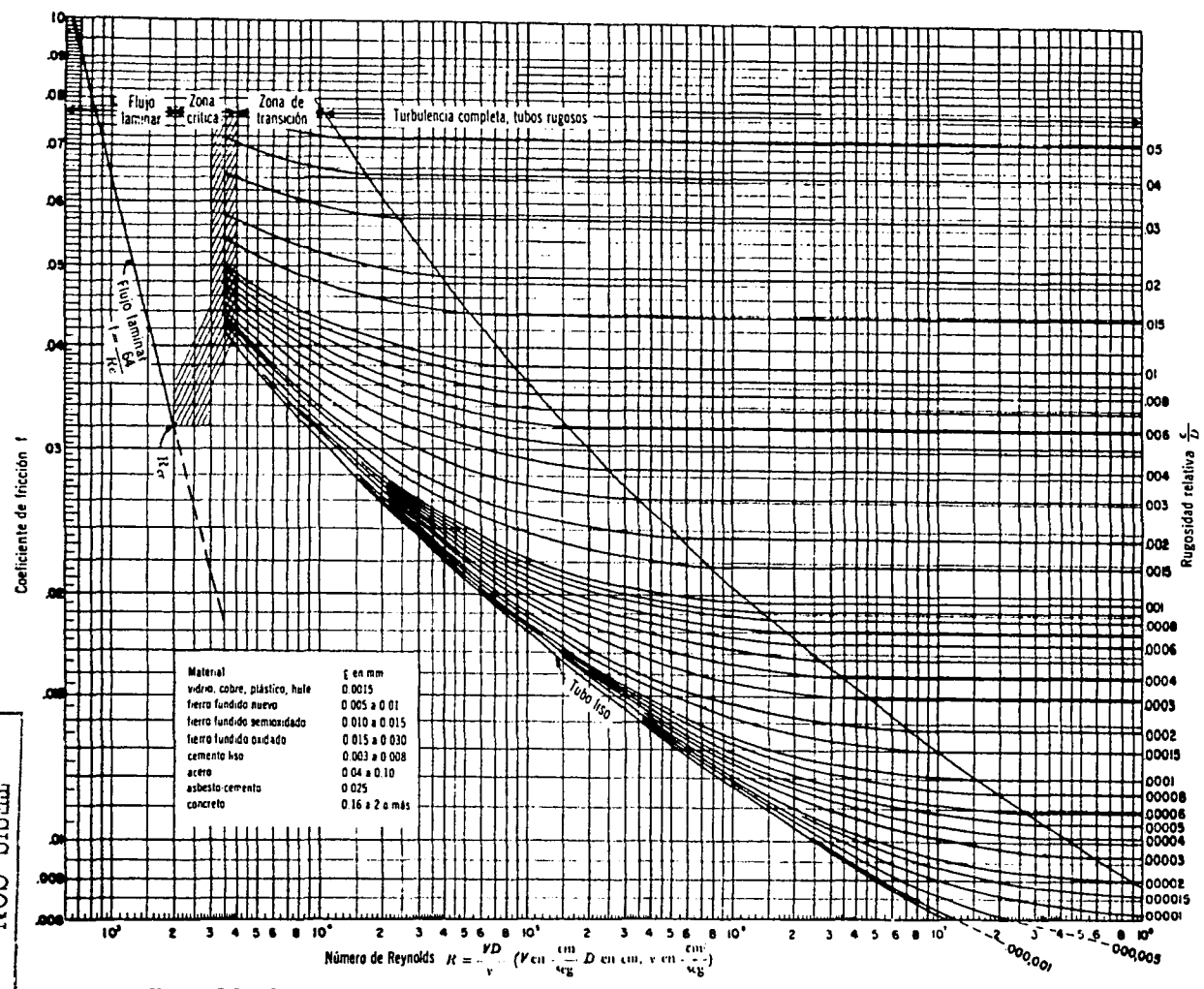


Figura 2.22. Diagrama universal de Moody.

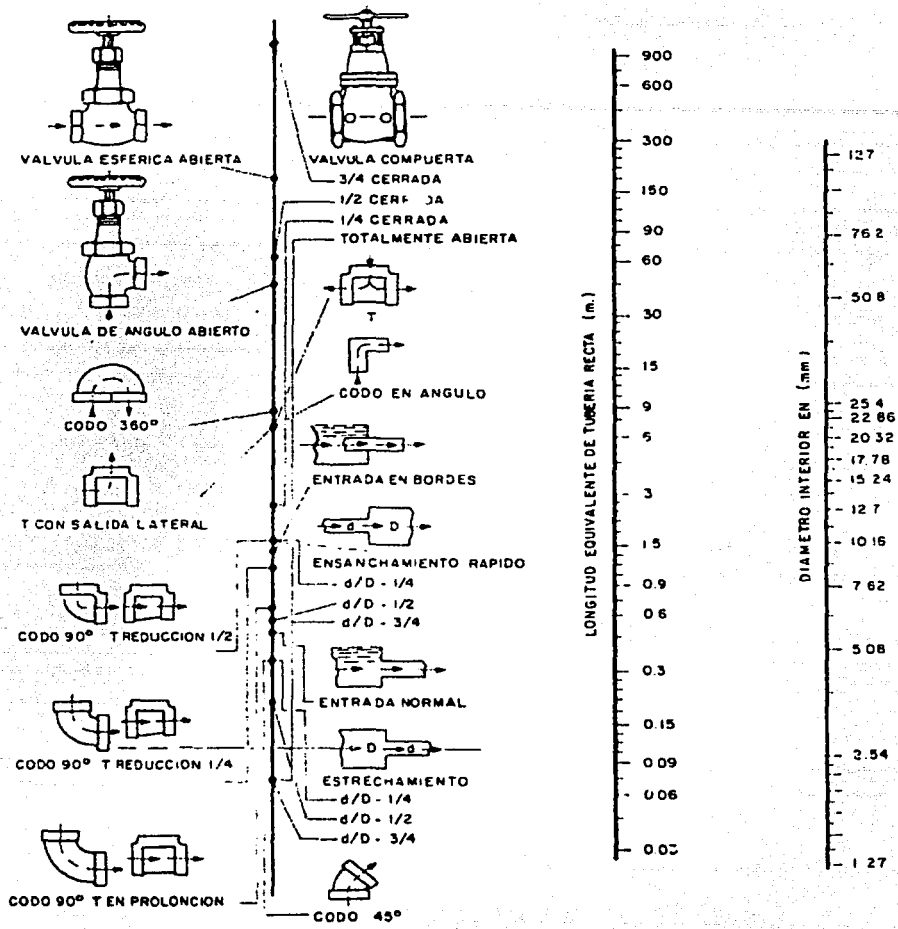


Figura 2.23. Pérdida de carga equivalente en válvulas y accesorios.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Hay muchas variedades de resistencias locales, pero todas ellas están reunidas por un indicio general: en cualquier resistencia local el flujo experimenta deformación. Debido a esta, el rozamiento aumenta considerablemente en comparación con el flujo no alterado; con otras palabras, aumenta el gradiente de velocidad provocando pérdidas considerables de energía dentro de los límites de las resistencias locales.

La figura 2.23. muestra un ábaco para determinar la pérdida de carga debida a algunos accesorios de la red de distribución.

2.2.5 Aspectos generales para el diseño de redes de distribución.

El diseño detallado de un sistema de distribución de agua potable está afectado por la topografía local, por las densidades de población existentes y esperadas y por la demanda comercial e industrial. En primer lugar, los caudales deben ser desagregados en subáreas individuales del sistema. Luego, se debe diseñar un sistema de circuitos interconectados. Finalmente, el diseño involucra la determinación de los tamaños de las tuberías principales, las tuberías secundarias y el sistema de distribución requerido para asegurar las presiones y velocidades deseadas en el sistema para diferentes condiciones de flujo. Estas condiciones de diseño se basan en los caudales diarios máximos más el caudal de incendios, dependiendo del tamaño de la ciudad.

a) Estimación de los caudales de consumo.

El diseño de sistemas de distribución de agua potable requiere que el caudal en cada sección de la ciudad sea estimado con un grado de aproximación razonable. Por consiguiente, el primer paso en el diseño de este tipo de sistema involucra la predicción del desarrollo futuro del mismo. En la práctica de la ingeniería se han desarrollado modelos multivariados que relacionan el consumo de agua con la clase de usuario en comunidades y ciudades individuales (industrial, comercial, público y doméstico). Tales modelos requieren que el patrón de uso en la ciudad sea analizado de manera cuidadosa con el fin de desagregar el consumo total (figura 2.24.).

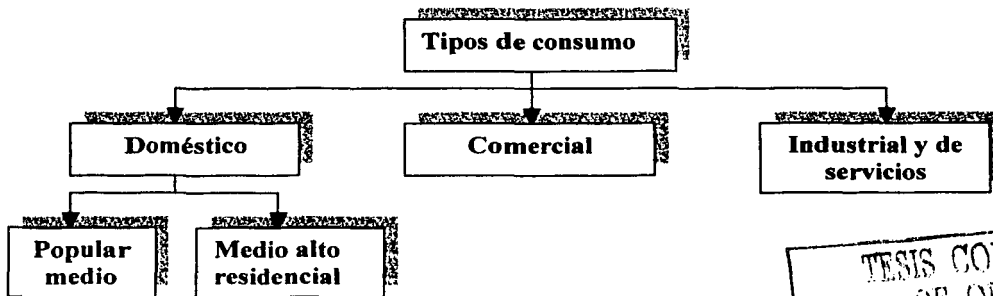


Figura 2.24. Consumo de agua potable.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

El uso *industrial* del agua es bastante específico para cada tipo de industria y, por consiguiente, es el más fácil de predecir. El suponer que un área industrial tendrá un consumo promedio de agua igual al de una zona residencial con alta densidad (20 l/m².día) es una aproximación razonable para el diseño de las redes principales de agua. Algunas industrias pueden consumir caudales mayores que los anteriores, pero la mayoría de ellas consumirán caudales mucho menores.

El consumo *comercial*, también específico, es mayor para hoteles y hospitales (hasta 330 l/m². día). Los edificios de oficinas y los centros comerciales pueden tener consumos de hasta 90 l/m² día. Por tanto, un valor de consumo promedio para un desarrollo comercial no definido podría ser

alrededor de 40 l/m² día aplicado únicamente al área que en realidad va a estar cubierta por las estructuras, sin incluir las áreas de parqueaderos o las áreas libres.

El caso del consumo doméstico es más fácil de evaluar debido a que las densidades de población pueden establecerse de acuerdo con una clasificación residencial. En áreas que ya se encuentran desarrolladas se pueden utilizar datos de censos con el fin de hacer una proyección de la población. Una vez que se ha estimado la densidad poblacional, la cual puede ser la población de saturación para aquellos casos en que no se tengan datos de densidad, se puede determinar fácilmente los consumos promedio y los consumos pico utilizando curvas de demanda diaria para la población o para poblaciones similares que no cuenten con datos de consumo, o a falta de estos, se acatan normas de dotación media en función del número de habitantes y el clima, como se indica en la tabla 2.9, aplicable a las poblaciones del país, expresada en litros diarios por habitante (l/d x hab).

Tabla 2.9. Dotación de agua potable (lt / hab / día)

Número de habitantes	Clima		
	Cálido	Templado	Frío
2500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor de 150,000	350	300	250

Además del consumo de agua industrial, comercial y doméstico, el sistema de distribución de agua también debe cumplir con la función de la protección contra incendios. La cantidad de agua requerida para el control de incendios depende de las características de construcción en el área considerada. Por lo general, en zonas residenciales se requieren caudales que varían desde un mínimo de 30 l/s, mientras que en zonas comerciales e industriales éstos pueden ser sustancialmente mayores.

En una red de abastecimiento de agua potable, el agua es tomada de la red en un gran número de puntos. Normalmente, cada usuario tiene una conexión individual a través de la cual se toman pequeños caudales de la red, en general a intervalos de 15 m o menos. En consecuencia, no es razonable intentar analizar el sistema con este grado de detalle. Más bien los caudales de consumo individual se concentran en un número menor de puntos, por lo común en las intersecciones de las calles.

b) Presiones requeridas en la red de abastecimiento.

Las presiones en sistemas de distribución de agua potable varían de 15 a 30 mca (metros de columna de agua, 150 a 300kPa) en sectores residenciales con edificios de incluso cuatro pisos de altura, hasta 40 a 50 mca (400 a 500 kPa) en sectores comerciales e industriales. Presiones menores a los 35 mca (350 kPa) no suministrarán 15 mca (150 kPa) para el sexto piso de un edificio, mientras que una presión menor a 20 mca (200 kPa) es inadecuada para edificios de cuatro pisos. En el caso de demanda alta de incendio, cuando se utilizan camiones de bomberos, se puede permitir una caída en la presión no inferior a los 15 mca (150 kPa) en las zonas de la red de distribución en la vecindad del sitio del incendio.

La Asociación Americana de Trabajos de Agua (American Water Works Association, AWWA) recomienda una presión estática normal de 40 a 50 mca (400 a 500 kPa), ya que tal cantidad suministrará agua en edificios de hasta diez pisos de altura, al tiempo que suministrará el agua para sistemas de aspersores contra incendios en edificios de hasta cuatro o cinco pisos de altura, permitiendo también caudales contra incendios sin el uso de camiones de bomberos. De igual

manera, hará posible un razonable margen de seguridad en caso de que ocurran altas demandas o cierres parciales en el sistema de suministro de agua.

Con respecto a pequeñas poblaciones son adecuadas presiones en el rango de 15 a 30 mca (150 a 300 kPa) para el uso normal, para el evento de pequeños incendios. Aquellos edificios que superan la altura permitida por las normas de acueducto de una ciudad, deberán tener su propio sistema de aumento de presión para cubrir el consumo normal.

A partir de las anteriores consideraciones y conociendo la distribución de zonas de uso en una ciudad, se establece la presión mínima requerida en cada uno de los nodos de la red de abastecimiento. Esta presión mínima es uno de los datos de entrada más importantes para el cálculo de dicha red.

c) Diámetros de las tuberías de la red de distribución.

Los sistemas de distribución locales forman una malla en toda el área de servicio, suministrando el agua para cada uno de los usuarios y para los hidrantes contra incendio. Éstas se conectan a las redes primarias, a las redes secundarias o a otras tuberías de los sistemas de distribución en sus dos extremos y tiene válvulas, de tal manera que el sistema pueda ser cerrado para reparaciones sin impedir el abastecimiento en un área muy grande. El tamaño de los tubos de las redes de distribución está fijado por el caudal contra incendio, excepto en aquellas áreas residenciales con lotes muy grandes.

Las velocidades para flujo máximo, incluyendo el caudal para incendio, normalmente no exceden 1 m/s, con un límite superior de 2 m/s, el cual puede ocurrir en aquellas tuberías cercanas al sitio de grandes incendios. El tamaño de las tuberías de los sistemas de distribución rara vez es menor a los 150 mm (6 pulgadas) con cruces localizados a intervalos no mayores a 180 m. En distritos de alto valor o en zonas comerciales o industriales, el tamaño mínimo es de 200 mm (8 pulgadas), con cruces con el mismo espaciamiento máximo. Es usual que las calles principales de la ciudad tengan tuberías no menores de 300 mm (12 pulgadas) en diámetro.

Aquellas tuberías que únicamente suministran agua para consumo doméstico pueden ser tan pequeñas como 100 mm (4 pulgadas) pero no pueden tener longitudes mayores a 400 m si terminan en un punto ciego o a 600 m si están conectadas al sistema en sus dos extremos. En ciudades pequeñas no existe la misma composición para la red de distribución de agua potable. Usualmente sólo existen tuberías secundarias y tuberías de distribución local. En este tipo de ciudades se permiten tuberías tan pequeñas como 50 a 75 mm (2 y 3 pulgadas). La longitud de estas tuberías no debe exceder los 100 m si terminan en un punto ciego y los 200 m si se encuentran conectadas en los dos extremos. Siempre que sea posible se deben evitar los puntos muertos, debido a que en estos casos el suministro es menos confiable y la falta de caudal en tales tuberías pueden contribuir a problemas en la calidad de agua en la red.

Las consideraciones de diseño descritas anteriormente llevan a la conclusión obvia de que, en general, existen muchas posibles soluciones que satisfacen las restricciones de diseño. Por consiguiente, la tarea consiste en determinar la "mejor" solución. El problema de optimización para una red de abastecimiento es muy complicado debido a que la distribución de los caudales en las tuberías es función del diseño, de ahí que sea usual utilizar técnicas simplificadas. Lo anterior significa que es muy difícil, mediante estas técnicas simplificadas, obtener la red de costo mínimo (óptima) que cumpla con las restricciones de carga y caudal en los diferentes nodos de la red. El problema de la optimización del costo de redes de distribución es un tópico importante de investigación hoy en día. Este hecho es esencial para redes de distribución en ciudades de países en desarrollo, donde los costos de las tuberías son comparativamente más altos que los costos de las tuberías en países desarrollados.

El procedimiento para el diseño de la red de distribución de agua potable puede esquematizarse de la siguiente manera:

- Desagregar los caudales en las diferentes manzanas u otras subáreas de la ciudad.
- Concentrar los caudales desagregados en los nodos del sistemas.
- Añadir los caudales contra incendio requeridos en los nodos apropiados.
- Seleccionar los diámetros iniciales de las tuberías utilizando los criterios expuestos.
- Utilizar alguno de los métodos establecidos para el análisis de redes de distribución de agua potable, con el fin de calcular las presiones en cada nodo de la red y los caudales en cada tubería.
- Comparar las presiones y las velocidades en la red balanceada con los criterios establecidos. Ajustar los diámetros de las tuberías para reducir o aumentar las velocidades y presiones y repetir el proceso hasta que se obtenga una solución satisfactoria.
- Aplicar cualquier otra condición de caudal de incendio que pueda ser crítica y reevaluar las velocidades y las presiones en el sistema de distribución. Ajustar los diámetros de las tuberías tanto como sea necesario.

El procedimiento antes descrito se lleva a cabo usualmente con algún programa de computadora. Sin embargo, de esta forma no se garantiza que se obtenga una red de mínimo costo (óptima) que cumpla con todos los requisitos hidráulicos de caudales y presiones en cada uno de los nodos de la red. Por otro lado, no son claras las razones para limitar las velocidades en las tuberías. Este límite de velocidades es la causa más importante de tener tuberías con diámetros grandes en la red, elevando así los costos. Mayores velocidades permitirían diámetros menores cumpliendo con los requerimientos de velocidad en cada nodo.

El golpe de ariete es un problema que bien puede ser causado por velocidades superiores a 2 m/s en las tuberías de la red. Sin embargo, hoy en día los métodos de análisis y las herramientas computacionales permiten conocer de antemano la magnitud de las sobrepresiones que un fenómeno extraordinario generaría en diferentes puntos de la red.

2.2.6. Análisis de redes cerradas. Métodos de solución.

Si se considera la red cerrada mostrada en la figura 2.25, y se tiene en cuenta que $Q_{D1}, Q_{D2}, Q_{D3}, Q_{D4}, \dots, Q_{DNu}$ son los caudales consumidos en cada uno de los nodos, algunos de los cuales podrían tener un valor nulo en un momento dado, y que $Q_{e1}, Q_{e2}, Q_{e3}, Q_{e4}, \dots, Q_{em}$ son los caudales que alimentan a la red de distribución, se puede establecer la siguiente ecuación:

$$\sum_{i=1}^m Q_e = \sum_{i=1}^{Nu} Q_D \quad \text{ec. 2.24.}$$

donde Nu es el número de uniones (nodos) que existe en la red.

La ecuación 2.24. es una ecuación de conservación de la masa. Por otro lado, para cada uno de los nodos se puede establecer una ecuación similar, debido a que localmente se debe cumplir el que la masa se conserve. Dicha ecuación es:

$$\sum_{j=1}^{NT_i} Q_{ij} - Q_{D_i} = 0$$

ec. 2.25

donde:

- NT_i - es el número de tubos que llegan al nodo i .
- Q_{ij} - representa el caudal que pasa por la tubería ij hacia el nodo j . Puede ser positivo (si va hacia el nodo i) o negativo (si sale de dicho nodo).

Para cada uno de los caudales Q_{ij} se puede plantear la siguiente ecuación de conservación de la energía entre los nodos i y j , incluyendo las pérdidas por fricción y las pérdidas menores:

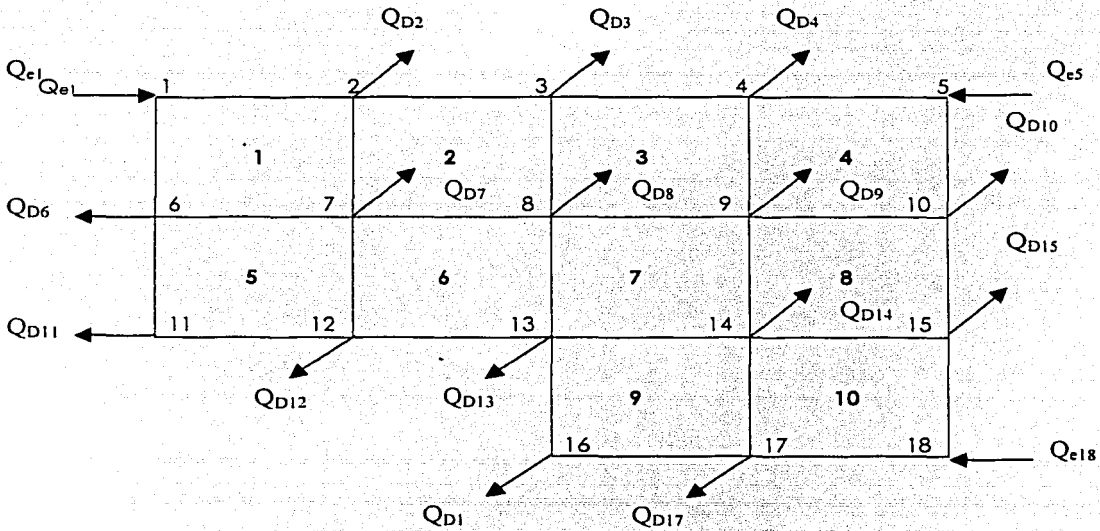


Figura 2.25. Red de tuberías. Caudales consumidos en los nodos y caudales de alimentación a la red.

$$H_j - H_i = \sum k_{ij} \frac{V_{ij}^2}{2g} + h_f$$

$$H_j - H_i = \frac{V_{ij}^2}{2g} \left(\sum k_{ij} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} \right)$$

$$H_j - H_i = \frac{Q_{ij}^2}{2gA_{ij}^2} \left(\sum k_{ij} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} \right)$$

si se despeja Q_{ij} de esta última ecuación se obtiene la siguiente expresión, la cual relaciona el caudal que pasa por la tubería ij con las cargas en los nodos i y j .

$$Q_{ij} = \left(\frac{H_j - H_i}{\sum k_{ij} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}}} \right)^{\frac{1}{2}} \sqrt{2g} A_{ij} \quad \text{ec. 2.26}$$

Si se reemplaza este último resultado en la ecuación 2.25 se obtiene:

$$\sum_{j=1}^{NT_i} \left(\frac{H_j - H_i}{\sum k_{ij} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}}} \right)^{\frac{1}{2}} \sqrt{2g} A_{ij} - Q_{Di} = 0 \quad \text{ec. 2.27}$$

donde NT_i representa el número de tuberías que llega a la unión (nodo) i . A fin de tener en cuenta en forma automática el signo del caudal ij la ecuación 2.26 se puede cambiar por la siguiente expresión

$$Q_{ij} = \sqrt{2g} A_{ij} \frac{H_j - H_i}{\left(\sum k_{ij} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} \right)^{\frac{1}{2}}} (H_j - H_i)^{-\frac{1}{2}} \quad \text{ec. 2.28}$$

Este tipo de ecuaciones para el diseño y análisis de redes cerradas de tuberías se conocen como las ecuaciones de carga. En la red se tienen en total $(Nu - 1)$ ecuaciones de este tipo, debiéndose conocer H_i o cualquier otra carga en la red para poder solucionar dichas ecuaciones. En caso contrario se puede suponer alguna de las cargas, ya que los valores absolutos de éstas no afectan la distribución de caudales, además debe tenerse en cuenta que las ecuaciones de carga son ecuaciones no lineales.

Por otro lado, a partir de los circuitos de tubos que conforman la red, los cuales pueden ser adyacentes o superpuestos, se pueden plantear las siguientes ecuaciones:

- Ecuación de continuidad en las uniones que conforman el circuito:

$$\sum_{j=1}^{NT_i} Q_{ij} - Q_{Di} = 0 \quad \text{ec. 2.25}$$

- Ecuación de conservación de la energía alrededor del circuito:

$$\sum_{j=1}^{NT_i} h_{f_{ij}} + \sum_{j=1}^{NT_i} h_{L_{ij}} = 0 \quad \text{ec. 2.29}$$

donde NT_i es el número de tubos del circuito i . Luego, si se utiliza la ecuación de Darcy-Weisbach en esta última ecuación, se obtiene la siguiente expresión

$$\sum_{j=1}^{NT_i} \frac{V_{ij}^2}{2g} \left(\sum k_{L_{ij}} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} \right) = 0$$

$$\sum_{j=1}^{NT_i} \frac{Q_{ij}^2}{2gA_{ij}^2} \left(\Sigma k_{ij} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} \right) = 0 \quad \text{ec. 2.30}$$

las ecuaciones de tipo 2.30 se conocen como ecuaciones de caudal de la red. En total se tienen NC ecuaciones de caudal, donde NC es el número de circuitos que conforman la red. Nuevamente se puede observar que son ecuaciones no lineales.

Lo anterior implica que para el análisis de la red cerrada se tiene en total $NC + (NU - 1)$

ecuaciones que pueden ser utilizadas para encontrar las cargas en cada nodo, una de las cuales debe ser conocida o supuesta, y los caudales en cada uno de los tubos que conforman la red. Sin embargo, este conjunto de ecuaciones no puede ser resuelto fácilmente debido a su naturaleza no lineal.

Una vez más debe establecerse una convención de signos para las ecuaciones de caudal. Los caudales en el circuito se consideran positivos si giran en el sentido de las agujas del reloj y negativos si lo hacen en sentido contrario. Para asegurar una correcta asignación del signo, estas ecuaciones se pueden transformar tal como se indica a continuación:

$$\sum_{j=1}^{NT_i} \frac{\Sigma k_{ij} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}}}{2gA_{ij}^2} Q_{ij} \left(Q_{ij} \right) = 0 \quad \text{ec. 2.31}$$

La solución a la red consiste en encontrar las cargas h que satisfacen simultáneamente las ecuaciones de carga. Una vez obtenidas las cargas de presión, con la ecuación 2.31 se calculan los gastos que fluyen dentro de las tuberías.

A continuación se presentan algunos métodos de solución para resolver el sistema de ecuaciones no lineales.

a. Método de Hardy-Cross con corrección de caudales.

Este método fue desarrollado por el ingeniero norteamericano H. Cross en 1936: El método original se basa en suponer los caudales en cada uno de los tubos de la red e ir corrigiendo esta suposición. Dado que todas las características de la tubería (D , ϵ , k_b , L) se conocen, el método es un proceso de comprobación de diseño.

La corrección de los caudales en cada uno de los ciclos de cálculo se hace de la siguiente manera:

Primero se supone un error ΔQ_i en el circuito i . Por consiguiente, para ese tubo las pérdidas reales son

$$h_{fij} + \Sigma h_{Lij} = \left(f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} + \Sigma k_{ij} \right) \frac{(Q_{ij} + \Delta Q_i)^2}{2gA_{ij}^2}$$

si se define una carga que incluya la pérdida por fricción y la pérdida por accesorios, en la siguiente forma

$$h_{ij} = h_{fij} + \Sigma h_{Lij}$$

la anterior ecuación se convierte en

$$h_y = \left(f_y \frac{L_y}{D_y} + \sum k_{ly} \right) \frac{Q_y^2 + 2Q_y \Delta Q_i + \Delta Q_i^2}{2gA_y^2}$$

el término ΔQ_i^2 puede ser despreciado en el segundo paréntesis de la parte derecha de esta última ecuación, ya que su orden de magnitud es pequeño comparado con los demás sumando, luego entonces

$$h_y = \left(f_y \frac{L_y}{D_y} + \sum k_{ly} \right) \frac{Q_y^2 + 2Q_y \Delta Q_i}{2gA_y^2}$$

ahora, utilizando la ecuación 2.31 se tiene que

$$\sum_{j=1}^{N_T} \frac{Q_j^2}{2gA_j^2} \left(f_{ij} \frac{L_y}{D_y} + \sum k_{ly} \right) + 2\Delta Q_i \sum_{j=1}^{N_T} \frac{Q_j}{2gA_j^2} \left(f_{ij} \frac{L_y}{D_y} + \sum k_{ly} \right) = 0$$

despejando ΔQ_i se obtiene la siguiente ecuación para el cálculo del factor de corrección de caudales en cada uno de los ciclos de cálculo

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum \left(f_{ij} \frac{L_y}{D_y} + \sum k_{ly} \right) \frac{Q_j^2}{A_j^2}}{2 \sum \left(f_{ij} \frac{L_y}{D_y} + \sum k_{ly} \right) \frac{Q_j}{A_j^2}} \quad \text{ec. 2.32}$$

esta última ecuación también puede ser escrita en la siguiente forma:

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum (h_{fij} + \sum h_{Lij})}{2 \sum \left(\frac{h_{fij} + \sum h_{Lij}}{Q_j} \right)} \quad \text{ec. 2.33}$$

b. Método de Hardy-Cross con correcciones de carga.

Esta es una modificación al método de Hardy-Cross hecha por R.J. Cornisa (1939-1940). En vez de suponer los caudales en cada uno de los tubos de la red, esta variación supone la carga en cada uno de los $(N_u - 1)$ nodos de ésta (la carga en uno de los nodos es conocida o en su defecto tiene que ser supuesta por el diseñador). Luego se ajustan las cargas supuestas, nodo por nodo, hasta completar todos los nodos de la red. El proceso se repite hasta que la ecuación se continuidad llega a valores "suficientemente cercanos" a cero en todos los nodos, de acuerdo al criterio de cada diseñador.

De la ecuación de Darcy-Weisbach despejando el gasto, tenemos

$$Q_y = \left(\frac{H_j - H_i}{\sum k_{ly} + f_y \frac{L_y}{D_y}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \overline{2g} A_y \quad \text{ec. 2.26}$$

si se supone que la carga H_i del nodo i está subestimada o sobreestimada, la ecuación resulta.

$$Q_{ij} = \left(\frac{(H_j - H_i) - \Delta H_i}{\Sigma k_{ij} + f_y \frac{L_y}{D_y}} \right)^{\frac{1}{2}} \sqrt{2g} A_y \quad \text{ec. 2.34}$$

de donde se obtiene la siguiente ecuación

$$Q_{ij} = \frac{\sqrt{2g} A_y}{\left(\Sigma k_{ij} + f_y \frac{L_y}{D_y} \right)^{\frac{1}{2}}} \left((H_j - H_i) - \Delta H_i \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{ec. 2.35}$$

si se toma el último término de la derecha de la ecuación 2.35 y se utiliza el teorema del binomio se obtiene

$$\begin{aligned} \left((H_j - H_i) - \Delta H_i \right)^{\frac{1}{2}} &= (H_j - H_i)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2} (H_j - H_i)^{-\frac{1}{2}} \Delta H_i + \frac{1}{8} (H_j - H_i)^{-\frac{3}{2}} \Delta H_i^2 - \\ &\frac{1}{16} (H_j - H_i)^{-\frac{5}{2}} \Delta H_i^3 + \frac{5}{128} (H_j - H_i)^{-\frac{7}{2}} \Delta H_i^4 + \dots \end{aligned}$$

al eliminar los términos que involucran las potencias altas de ΔH_i , ya que son muy pequeñas en comparación con los demás términos, se llega a

$$\left((H_j - H_i) - \Delta H_i \right)^{\frac{1}{2}} = (H_j - H_i)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2} (H_j - H_i)^{-\frac{1}{2}} \Delta H_i \quad \text{ec. 2.36}$$

luego, al reemplazar esta última ecuación en la ecuación 2.35 se obtiene

$$Q_{ij} = \frac{\sqrt{2g} A_y}{\left(\Sigma k_{ij} + f_y \frac{L_y}{D_y} \right)^{\frac{1}{2}}} \left[(H_j - H_i)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2} (H_j - H_i)^{-\frac{1}{2}} \Delta H_i \right]$$

Para todas las tuberías que llegan al nodo i se puede plantear la siguiente ecuación

$$\sum_{j=1}^{NT_i} Q_{ij} - Q_{Di} = 0$$

si se reemplaza los Q_{ij} se llega a

$$\sum_{j=1}^{NT_i} \left[\frac{(H_j - H_i)^{\frac{1}{2}}}{\left(\Sigma k_{ij} + f_y \frac{L_y}{D_y} \right)^{\frac{1}{2}}} \sqrt{2g} A_y - \frac{(H_j - H_i)^{-\frac{1}{2}} \Delta H_i}{2 \left(\Sigma k_{ij} + f_y \frac{L_y}{D_y} \right)^{\frac{1}{2}}} \sqrt{2g} A_y \right] - Q_{Di} = 0$$

en esta última ecuación se pueden identificar con facilidad los caudales Q_{ij} en cada una de las tuberías, luego

$$\sum_{j=1}^{NT_i} Q_{ij} - Q_{Di} - \frac{\Delta H_i}{2} \sum_{j=1}^{NT_i} \frac{Q_{ij}}{H_j - H_i} = 0$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

finalmente, al despejar el factor de corrección para las cargas en los nodos de la red se obtiene

$$\Delta H_i = \frac{2(\sum Q_{ij} - Q_{Di} (+Q_{ei}))}{\sum \frac{Q_{ij}}{H_j - H_i}} \quad \text{ec. 2.37}$$

En esta última ecuación, cada uno de los caudales Q_{ij} se calcula teniendo en cuenta las cargas estimadas o las ya corregidas en uniones anteriores. Estas últimas se calculan de acuerdo con:

$$H_{ik} = H_{i,k-1} + \Delta H_i$$

Donde los subíndices k y (k-1) indican la iteración que se está haciendo y la iteración anterior. para el cálculo de los caudales se utiliza la ecuación 2.26.

c. Método de la teoría lineal.

Este método fue desarrollado por D. J. Wood y C. O. A. Charles entre 1970 y 1972. Se basa en la linealización de las ecuaciones de energía en cada una de las tuberías de la red. Es un método muy apto para ser programado, ya que solo requiere de matrices y algunas iteraciones. Se ha demostrado que converge mucho más rápidamente que los métodos antes vistos.

El método de la teoría lineal se basa en las siguientes ecuaciones:

1. para cada unión (nodo) de la red se debe cumplir la ecuación de continuidad

$$\sum_{j=1}^{NT_i} Q_{ij} - Q_{Di} (+Q_{ei}) = 0 \quad \text{ec. 2.25}$$

Si N_u representa el número de nodos de la red se tendrán N_u ecuaciones, una de las cuales es redundante.

2. Para cada uno de los circuitos de la red se debe cumplir la ecuación de conservación de la energía

$$\sum_{j=1}^{NT_i} \left(h_{f_{ij}} + \sum_{j=1}^{NT_i} h_{L_{ij}} \right) = 0 \quad \text{ec. 2.29}$$

Si N_C representa el número de circuitos de la red, se tendrá N_C ecuaciones. Mediante la ecuación de Darcy-Weisbach en la ecuación 2.29 se obtiene:

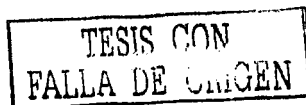
$$\sum_{j=1}^{NT_i} \frac{Q_{ij}^2}{2gA_{ij}^2} \left(\sum k_{ij} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} \right) = 0 \quad \text{ec. 2.30}$$

La anterior ecuación indica que se tiene N_C ecuaciones no lineales para el caudal. Dado que no es posible resolver directamente estas ecuaciones simultáneas no lineales, en el caso de flujo en redes se deben utilizar métodos iterativos.

Las ecuaciones de la expresión 2.30, de las cuales existe una por cada circuito, se pueden transformar en:

$$\sum_{j=1}^{NT_i} k_{ij} Q_{ij}^2 = 0 \quad \text{ec. 2.38}$$

Donde el factor k_{ij} estaría definido como:



$$k_{ij} = \frac{\Sigma k_{ij} + f_{ij} \frac{L_{ij}}{D_{ij}}}{2gA_{ij}^2} \quad \text{ec. 2.39}$$

Para resolver el sistema de ecuaciones, el método de la teoría lineal propone el procedimiento siguiente:

$$h_{fij} + \Sigma h_{Lij} = k'_{ij} Q_{ij} \quad \text{ec. 2.40}$$

en donde:

$$k'_{ij} = k_{ij} Q_{oij} \quad \text{ec. 2.41}$$

El caudal Q_{oij} es el caudal estimado si se trata de la primera iteración, o el caudal corregido de la iteración previa para las demás iteraciones. Al remplazar la ecuación 2.41 en la ecuación 2.38 se obtiene que:

$$\sum_{j=1}^{NT_j} k'_{ij} Q_{ij} = 0 \quad \text{ec. 2.42}$$

Si en el circuito existe una bomba esta última ecuación cambia a:

$$\sum_{j=1}^{NT_j} k'_{ij} Q_{ij} = H_B \quad \text{ec. 2.43}$$

Las NC ecuaciones de la ecuación 2.42 una para cada circuito, se combinan con las n ecuaciones de continuidad (una de las cuales es redundante, luego en realidad se utilizan n-1 ecuaciones) para formar un sistema de $NT = NC + Nu - 1$ ecuaciones lineales. NT es el número de tubos de la red, es decir, se tiene una ecuación para cada tubo y la incógnita para ellas es el caudal.

Para utilizar las ecuaciones anteriores se debe suponer un caudal inicial en cada tubo. Una de las grandes ventajas del método de la teoría lineal radica en que al no tener estos que cumplir la ecuación de continuidad en el nodo no se requiere tiempo para la preparación de datos iniciales. El caudal inicial puede ser supuesto igual para todos los tubos: por ejemplo, $Q = 100$ l/s para todo t_i . Esta situación no afecta la velocidad de convergencia.

Para obtener los k'_{ij} en cada iteración se utiliza la ecuación del factor de pérdidas, la ecuación de Colebrook-White, el número de Reynolds para conductos cerrados junto con la ecuación 2.41.

Al observar que en todos los procesos de cálculo de redes, los valores del caudal en cada tubo converge por encima y por debajo, sucesivamente, al caudal final, Wood propuso que el caudal de la siguiente iteración ($k + 1$) no fuera el calculado en la iteración anterior (k), sino el siguiente:

$$Q_{o_{ijk+1}} = \frac{Q_{o_{ijk}} + Q_{ijk}}{2} \quad \text{ec. 2.44}$$

Esta última ecuación acelera de manera considerable el proceso de convergencia. El método puede resolverse matricialmente en la forma dada en la figura 2.26, representativa de una red cerrada, en donde se observa la topología de la red con dos circuitos y seis nodos.

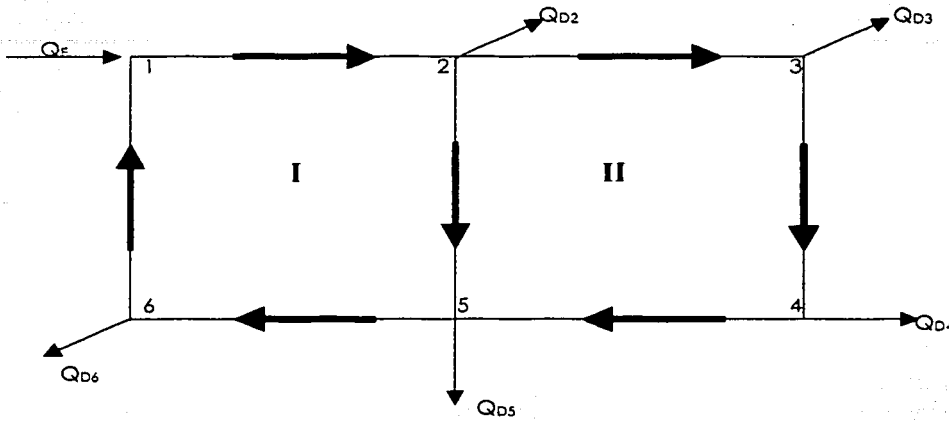


Figura 2.26 Red cerrada para ilustrar el uso del método de la teoría lineal.

En la figura anterior, las direcciones de los caudales son supuestas en forma arbitraria. Por lo que se pueden plantear las siguientes ecuaciones.

- Ecuaciones de continuidad en los nodos.

Se utiliza la convención usual: si el caudal llega al nodo es positivo, si sale de él es negativo. Por consiguiente, para la figura 2.26 se tiene:

$$\begin{aligned}
 -Q_{12} + Q_{16} &= -Q_E \\
 +Q_{12} - Q_{23} - Q_{25} &= Q_{D2} \\
 +Q_{23} - Q_{34} &= Q_{D3} \\
 +Q_{34} - Q_{45} &= Q_{D4} \\
 +Q_{25} + Q_{45} - Q_{56} &= Q_{D5} \\
 +Q_{56} - Q_{61} &= Q_{D6} \text{ (redundante)}
 \end{aligned}
 \tag{ec. 2.45}$$

- Ecuaciones de conservación de la energía en los circuitos:

Nuevamente se utiliza la convención normal: si el caudal (por consiguiente, la pérdida de energía) se dirige en sentido de las agujas del reloj es positivo; si lo hace en sentido contrario, es negativo. Para la red cerrada de la figura 2.26 se tiene:

$$\begin{aligned}
 k_{12}Q_{12} + k_{25}Q_{25} + k_{56}Q_{56} + k_{16}Q_{16} &= 0 \\
 k_{23}Q_{23} + k_{34}Q_{34} + k_{45}Q_{45} + k_{25}Q_{25} &= 0
 \end{aligned}
 \tag{ec. 2.46}$$

las ecuaciones 2.45 y 2.46 pueden ser ordenadas en forma matricial de la siguiente manera:

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

$$\begin{pmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & -1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & -1 & 0 \\ k_{12} & 0 & 0 & 0 & k_{25} & k_{56} & k_{61} \\ 0 & k_{23} & k_{34} & k_{45} & -k_{25} & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Q_{12} \\ Q_{23} \\ Q_{34} \\ Q_{45} \\ Q_{25} \\ Q_{56} \\ Q_{61} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -Q_E \\ Q_{D2} \\ Q_{D3} \\ Q_{D4} \\ Q_{D5} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

o, en forma reducida

$$[A][B] = [C] \quad \text{ec. 2.47}$$

Las incógnitas en cada iteración son los Q_{ij} (matriz columna $[B]$), es decir, los caudales en cada uno de los tubos que conforman la red; luego:

$$[B] = [A]^{-1}[C] \quad \text{ec. 2.48}$$

Los valores de los k'_{ij} de la matriz $[A]$ se calculan con los Q_{0ij} para la primera iteración o con los $Q_{0ij(k+1)}$ para las demás iteraciones.

En el proceso de cálculo de la red mediante el método de la teoría lineal se proponen los siguientes pasos:

1. Se suponen los caudales con sus respectivas direcciones para cada uno de los tubos. Por ejemplo, se puede suponer un caudal de $Q_{ij} = 100$ l/s para todo tubo i, j ; todos ellos en la dirección de las agujas del reloj.
2. Con estos caudales se calculan los k'_{ij} en las ecuaciones 2.39, 2.19, y 2.41, en combinación con la ecuación de Nikuradse para tubos rugosos en la zona de transición o turbulenta para cada tubo de la red.
3. Se plantean las ecuaciones lineales de continuidad y de conservación de la energía.
4. Se construye la matriz $[A]$ (ecuación 2.47), la cual es una forma compacta de las ecuaciones de continuidad en los nodos (ecuaciones 2.45) y de conservación de energía en los circuitos (ecuaciones 2.46).
5. Se calculan los caudales Q_{ij} en cada uno de los tubos de la red invirtiendo la matriz $[A]$, y resolviendo la ecuación 2.48.
6. Se corrigen los Q_{0ij} , los caudales iniciales para la primera iteración o los caudales corregidos para las demás, antes de pasar a la siguiente iteración, utilizando la ecuación 2.44.
7. Se calculan los nuevos k'_{ij} mediante las ecuaciones 2.49, de Nikuradse para tubos rugosos en la zona de transición o turbulenta, del número de Reynolds, 2.41 y los caudales corregidos.
8. Se repiten los pasos 3 a 7 hasta que los Q_{ij} sean todos lo suficientemente parecidos en dos iteraciones sucesivas. El grado de aproximación en los caudales es definido por el diseñador teniendo en cuenta factores tales como el tamaño de la red y los caudales de consumo en cada uno de los nodos.

d. Método del gradiente.

El método del gradiente para el cálculo de redes de distribución de aguas está basado en el hecho de que al tenerse un flujo permanente se garantiza que se cumplan las ecuaciones de conservación de la energía en cada uno de los circuitos de ésta, por consiguiente, el método se basa en las siguientes dos ecuaciones:

- En cada nodo se debe de cumplir la ecuación de continuidad

$$\sum_{j=1}^{NT} Q_j - Q_{D_i} + Q_{a_i} = 0 \quad \text{ec. 2.49}$$

- Debe haber relación no lineal entre las pérdidas por fricción y el caudal para cada uno de los tubos que conforman la red:

$$Q = -2 \frac{2gdh_f}{l} A \log_{10} \left(\frac{k_s}{3.7d} + \frac{2.51v \cdot l}{2gd^3 \cdot h_f} \right) \quad \text{ec. 2.50}$$

En esta última ecuación se ha utilizado la ecuación de Darcy-Weisbach junto con la ecuación de Colebrook-White, ya que durante el proceso de diseño el programador no tiene control sobre el número de Reynolds en todas las tuberías de la red, lo cual invalida el uso de la ecuación de Hazen-Williams.

Si se tienen en cuenta las pérdidas menores y la posible existencia de bombas en algunos de los tubos de la red, la anterior ecuación toma la siguiente forma general, válida para todos los tubos

$$h_f = \alpha Q_i^n + \beta Q + \gamma \quad \text{ec. 2.51}$$

donde

- n exponente que depende de la ecuación de fricción utilizada (2.0 para el caso de la ecuación de Darcy-Weisbach)
- α, β, γ parámetros característicos del tubo, la válvula y las bombas. Los factores β y γ sólo son necesarios para este último caso.

Para el método del gradiente hidráulico se hacen las siguientes definiciones adicionales

- NT número de tuberías de la red
- NN número de nodos con carga piezométrica desconocida.
- $[A12]$ "matriz de conectividad" asociada a cada uno de los nodos de la red. Su dimensión es $NT \times NN$ con sólo dos elementos diferentes de cero en la i -ésima fila:
-1 en la columna correspondiente al nodo inicial del tramo i
1 en la columna correspondiente al nodo final del tramo i
- NS número de nodos de carga fija o conocida.
- $[A10]$ matriz topológica tramo a nodo para los NS nodos de carga fija. Su dimensión es $NT \times NS$ con un valor igual a -1 en las filas correspondientes a los tramos conectados a nodos de carga fija.

Teniendo en cuenta las anteriores definiciones, la pérdida de carga en cada tramo de tubería que conecte dos nodos de la red es

$$[A11][Q] + [A12][H] = -[A10][H_d] \quad \text{ec. 2.52}$$

donde:

$[A11]$ matriz diagonal de $NT \times NT$ definida como sigue:

$$[A11] = \begin{bmatrix} a_1 Q_1^{(n1-1)} - \beta_1 - \frac{\gamma_1}{Q_1} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & a_2 Q_2^{(n2-1)} + \beta_2 + \frac{\gamma_2}{Q_2} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & a_3 Q_3^{(n3-1)} - \beta_3 + \frac{\gamma_3}{Q_3} & \dots & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & \dots & a_{NT} Q_{NT}^{(nNT-1)} + \beta_{NT} + \frac{\gamma_{NT}}{Q_{NT}} \end{bmatrix} \quad \text{ec. 2.53}$$

$[Q]$ vector de caudales con dimensiones $NT \times 1$

$[H]$ vector de cargas piezométricas desconocidas con dimensiones $NN \times 1$

$[H_0]$ = vector de cargas piezométricas fijas con dimensiones $NS \times 1$

La ecuación 2.52 es una ecuación de conservación de energía. La ecuación de continuidad para todos los nodos de la red es:

$$[A21][Q] = [q] \quad \text{ec. 2.54}$$

donde:

$[A21]$ matriz traspuesta de $[A12]$

$[q]$ vector de consumo (demanda) o de entrada (oferta) en cada nodo de la red, con dimensión $NN \times 1$.

En forma compacta, las ecuaciones 2.52 y 2.54 se pueden expresar en términos matriciales:

$$\begin{bmatrix} [A11] & [A12] \\ [A21] & [0] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [Q] \\ [H] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -[A10][H] \\ [q] \end{bmatrix} \quad \text{ec. 2.55}$$

En esta última ecuación la parte superior corresponde a la relación Q versus H y la parte inferior corresponde a la conservación de la masa en cada uno de los nodos. Dado que la parte superior es no lineal, la ecuación 2.55 no puede ser resuelta en forma directa. Es necesario utilizar algún algoritmo iterativo. El método del gradiente consiste en hacer una expansión truncada de Taylor. Al operar simultáneamente sobre el campo $([Q], [H])$ y aplicar el operador gradiente se obtiene:

$$\begin{bmatrix} [N][A11]' & [A12] \\ [A21] & [0] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [dQ] \\ [dH] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [dE] \\ [dq] \end{bmatrix} \quad \text{ec. 2.56}$$

donde:

$[N]$ = matriz diagonal ($n1, n2, \dots, nNT$) con dimensión $NT \times NT$

$[A11]'$ = matriz con dimensión $NT \times NT$ definida como:

$$[A11] = \begin{bmatrix} \alpha_1 Q_1^{(n1-1)} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \alpha_2 Q_2^{(n2-1)} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \alpha_3 Q_3^{(n3-1)} & \dots & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & \dots & \alpha_{NT} Q_{NT}^{(nNT-1)} \end{bmatrix} \quad \text{ec. 2.57}$$

En cualquier iteración i , $[dE]$ representa el desbalance de energía por unidad de peso (carga) en cada tubo y $[dq]$ representa el desbalance de caudal en cada nodo. Estos desbalances están dados, respectivamente, por las siguientes ecuaciones:

$$[dE] = [A11][QJ] + [A12][HJ] + [A10][H_0] \quad \text{ec. 2.58}$$

y

$$[dq] = [A21][QJ] - [q] \quad \text{ec. 2.59}$$

El objetivo del método del gradiente es solucionar el sistema descrito mediante la ecuación 2.56, teniendo en cuenta que para cada iteración es evidente que

$$[dQ] = [Q_{i+1}] - [Q_i] \quad \text{ec. 2.60}$$

y

$$[dH] = [H_{i+1}] - [H_i] \quad \text{ec. 2.61}$$

La solución puede calcularse resolviendo el siguiente sistema (teniendo en cuenta la ecuación 2.56)

$$\begin{bmatrix} [dQ] \\ [dH] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [N][A11]' & [A12] \\ [A21] & [0] \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} [dE] \\ [dq] \end{bmatrix} \quad \text{ec. 2.62}$$

Recurriendo al álgebra matricial es posible calcular en forma explícita la matriz inversa del sistema representado por la ecuación 2.62. Si se procede de esta manera y se introducen las ecuaciones 2.58, 2.59, 2.60 y 2.61 es posible demostrar que la solución de la ecuación 2.61 está dada por las siguientes dos ecuaciones:

$$[H_{i-1}] = -([A21]([N][A11]')^{-1}[A12])^{-1}([A21]([N][A11]')^{-1}([A11][QJ] + [A10][H_0]) - ([A21][QJ] - [q])) \quad \text{ec. 2.63}$$

$$[Q_{i-1}] = ([I] - ([N][A11]')^{-1}[A11])^{-1}([Q_i] - ([N][A11]')^{-1}([A12][H_{i-1}] + [A10][H_0])) \quad \text{ec. 2.64}$$

Es posible describir la ecuación 2.63 como un sistema de ecuaciones lineales para las cargas desconocidas $[H_{i-1}]$, en la siguiente forma:

$$\{[A21]\{N\}[A11]\}^{-1}\{[A12]\}[H_{i-1}] = -\{[A21]\{N\}[A11]\}^{-1}(\{[A11]\}[Q_J] + [A10][H_0]) - ([A21]\{Q_J - [q]\}) \quad \text{ec. 2.65}$$

El planteamiento del método del gradiente es el sistema descrito mediante la ecuación 2.56. Los sistemas descritos por las ecuaciones 2.64 y 2.65 conforman la solución del problema.

Las ecuaciones 2.64 y 2.65 representan un sistema acoplado que debe ser resuelto en forma iterativa. El paso más complicado en cada iteración es la solución del sistema representado mediante la ecuación 2.65, ya que se trata de un sistema de ecuaciones disperso, simétrico, lineal y definido positivamente con NN incógnitas: las cargas piezométricas desconocidas $[H_{i-1}]$ en los nodos de la red. Una vez se conoce este vector es posible calcular $[Q_{i-1}]$ en forma explícita, mediante la ecuación 2.64. El proceso de solución se puede resumir en los siguientes pasos:

1. Se suponen unos caudales iniciales en cada uno de los tubos de la red (no necesariamente balanceados, lo cual implica ahorro de tiempo).
2. Se resuelve el sistema representado por la ecuación 2.65 utilizando un método estándar para la solución de ecuaciones lineales simultáneas.
3. Con $[H_{i-1}]$ calculado se utiliza la ecuación 2.64 para determinar $[Q_{i-1}]$.
4. Con este $[Q_{i-1}]$ se vuelve a ensamblar el sistema 2.65 para encontrar un nuevo $[H_{i-1}]$.
5. El proceso se repite hasta que en dos iteraciones sucesivas $[H_{i-1}] \approx [H_i]$.

A partir de la segunda iteración, los sistemas representados por las ecuaciones 2.64 y 2.65 se simplifican, ya que se tendría lo siguiente:

$$([A21]\{Q_J - [q]\}) = 0$$

A continuación se presentan algunas de las características especiales que hacen del método del gradiente el mejor método de cálculo de redes, el cual podría ser incluido en un programa de diseño óptimo de este tipo de sistemas de tuberías. Algunas de dichas características se plantean comparándolas con las correspondientes al método de la teoría lineal, el método de cálculo de redes más ampliamente utilizado.

1. Se puede implementar un método de cálculo eficiente basado en el algoritmo del gradiente conjugado preconditionado con la factorización incompleta de Cholesky y tratamiento de matrices dispersas.
2. El método de cálculo anterior garantiza la solución en máximo NN iteraciones.
3. La manipulación de las matrices dispersas típicas del método del gradiente reduce la memoria requerida y el tiempo de cálculo en el computador.
4. Todo lo anterior no es posible en el método de la teoría lineal ya que en éste el sistema que tiene que ser resuelto no es simétrico.
5. El método del gradiente resuelve un sistema de dimensiones $NN \times NN$, mientras que el método de la teoría lineal resuelve un sistema de $NT \times NT$. Debido a que en todos los casos $NN < NT$, el método del gradiente es más veloz y requiere menos memoria en el computador, aun utilizando el mismo algoritmo de solución. El sistema de ecuaciones que se monta puede llegar a ser un 50% menor en el caso de redes grandes.

6. El método del gradiente calcula y ajusta simultáneamente los caudales y las cargas, ya que es el método más eficiente, esto reduce el número de iteraciones con respecto al método de la teoría lineal.
7. El método del gradiente no requiere la definición de caminos de energía o circuitos, lo cual implica que el número de datos que el usuario debe proporcionar al computador es menor, facilitando así el manejo de los mismos.

2.2.7. Descripción de algunos programas comerciales para el diseño y análisis de redes de abastecimiento de agua potable.

En las grandes ciudades, el tamaño de las redes crece día con día y con ello la complejidad de su operación. Actualmente resulta ilógico y poco práctico operar las redes empíricamente sin un sustento científico. Toda decisión que pretenda incrementar la eficiencia en la operatividad de un sistema hidráulico se basa fuertemente en los aspectos económicos, por lo que deben analizarse previamente una serie de opciones las cuales nos ofrezcan alternativas más factibles en todos los aspectos, principalmente el financiero. Hoy en día, las computadoras representan una poderosa herramienta ingenieril para el análisis de la complejidad hidráulica de las redes urbanas y en la búsqueda de un sistema hidráulico más eficiente en todos los aspectos.

Varios son los beneficios que representan contar con un software modelador y simulador de redes. Cuando una red ha sido modelada, se cuenta con una representación gráfica de un sistema hidráulico al cual se le pueden efectuar todo tipo de alteraciones y realizar un sin fin de suposiciones en pantalla sin afectar el estado real de la red. Una vez realizadas las modificaciones necesarias, es posible tomar decisiones al respecto, ya sea que se incorporen estas modificaciones, se descarte, o se decida analizar otra posible solución por encontrar que ninguna resultó satisfactoria.

Cuando se cuenta con un sistema hidráulico modelado se tiene la facilidad de poder detectar zonas en las cuales se registra algún tipo de problema, tal es el caso de un suministro bajo una presión insuficiente.

a. Programa WATERCAD.

WATERCAD es un programa bastante poderoso y fácil de usar que permite hacer el análisis de redes de distribución de agua potable. El programa es propiedad de la casa Haestad Methods de los Estados Unidos.



Figura 2.27. Programa WATERCAD.

Dentro de las capacidades de análisis del programa WATERCAD se encuentran las siguientes: Las simulaciones hidráulicas se pueden realizar en estado estable (análisis bajo condiciones de flujo uniforme permanente) o bajo la figura de periodos de tiempo extendidos (EPS). Se pueden hacer estudios de sustancias conservativas y no conservativas, tales como el cloro y otros productos químicos, analizando el aumento o crecimiento de dichas sustancias. También es posible determinar los tiempos de retención y las edades del agua en cada uno de los puntos de la red de distribución e identificar las procedencias del agua desde cada una de las fuentes para cada uno de los nodos de la red; es decir, en cada uno de los nodos de consumo se puede saber que porcentaje del agua en él circulante viene de cada una de las fuentes del sistema de abastecimiento.

El programa permite modelar varios de los componentes hidráulicos típicos de redes de distribución, tales como válvulas reguladoras, estaciones de bombeo y controles automatizados sensibles a la presión o al caudal. Asimismo es posible manejar y simular diferentes escenarios a fin de evaluar el comportamiento del sistema de distribución que se esté diseñando frente a demandas diferentes a las escogidas inicialmente, a calidades de agua variables y a condiciones de emergencia, tales como incendios o racionamientos, los cuales implican unas condiciones de operación muy especiales.

Los datos se introducen a través de ventanas como las de WINDOWS, las cuales presentan diferentes alternativas al usuario para describir la topología de la red que desea simular o diseñar. Por ejemplo, la longitud de las tuberías puede ser entrada a través de las coordenadas de los nodos o en forma directa. En caso de escogerse el sistema de coordenadas, el programa permite al usuario redondear la longitud de la tubería calculada.

Es posible calcular las pérdidas por fricción mediante las dos principales metodologías de hidráulica de tuberías: la de Hazen-Williams y la de Darcy-Weisbach, junto con la ecuación de Colebrook-White. Sin modificaciones se realiza a través de ventanas de diálogo sencillas y prácticas.

El programa WATERCAD es quizás el más amigable y fácil de usar de los paquetes comerciales de este tipo. Se distingue especialmente por la alta calidad de la interfaz gráfica del usuario, la cual, permite realizar de manera sencilla y bastante intuitiva la entrada de datos, los cambios en la red y la visualización de los resultados. WATERCAD permite importar planos base del tipo DXF que pueden ser utilizados de fondo para el trazado de la red, simplificando así ostensiblemente la entrada de datos.

Una vez se realiza la simulación del comportamiento de la red, el programa WATERCAD ofrece la posibilidad de visualizar por pantalla, con una alta calidad gráfica, los resultados obtenidos, siendo posible entre otras cosas generar códigos de colores para el análisis de resultados y mapas de superficie y de contorno para todas las variables de los puntos sobre los cuales se desplaza.

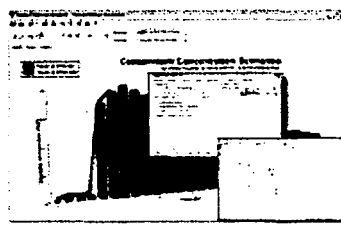
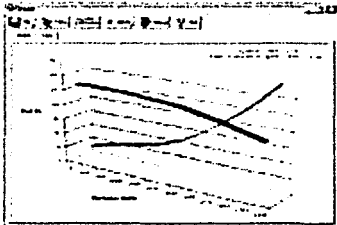


Figura 2.28. Presentación de resultados con el programa WATERCAD.

El análisis de diversos escenarios y las modificaciones de los parámetros y condiciones iniciales también se realiza fácilmente a través de una barra de herramientas sobre el esquema de la red.

Los resultados arrojados por el programa pueden ser llevados fácilmente a múltiples bases de datos y hojas de cálculo, entre ellas dBase, Paradox, FoxPro, Excel, Lotus y ODBC. Asimismo se puede interactuar con sistemas de información geográfica SIG para análisis más completos.

El programa WATERCAD construye e imprime automáticamente tablas con los resultados obtenidos, las cuales pueden ser modificados y personalizadas según los requerimientos de cada usuario.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.10. Características del programa WATERCAD

<p>Permite:</p> <p>Ecuaciones de análisis</p> <p>Metodología de solución:</p> <p>Entorno:</p> <p>Presentación de resultados:</p> <p>Ventajas frente a otros programas:</p> <p>Desventajas frente a otros programas</p> <p>Home page en Internet:</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis hidráulico • Calidad de agua • Hazen-Williams • Darcy-Weisbach • Chezy-Manning • Teoría lineal • Windows 3.1 • Windows 95 • Por pantalla • En gráficas • Facilidades de uso • Facilidades de realizar cambios • Excelente presentación de resultados • Excelente ayuda y tutorial • No diseña <p>http://www.haestad.com</p>
--	---

b. Programa EPANET

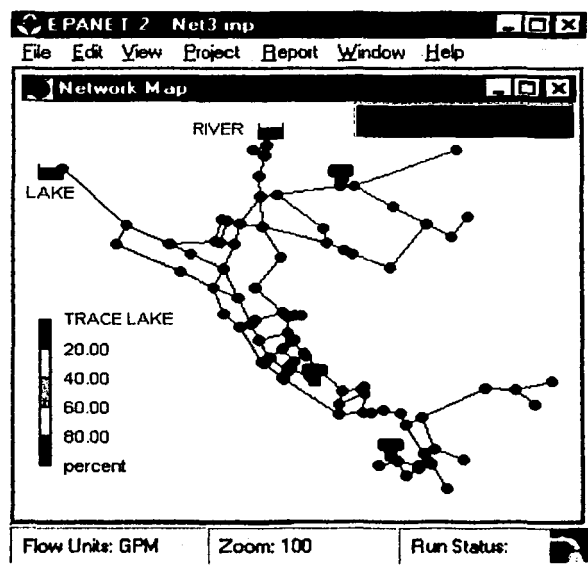


Figura 2.29. Simulación de redes con el programa EPANET.

EPANET es un programa desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA, *Environmental Protection Agency*), para el estudio y análisis del comportamiento de redes hidráulicas a presión.

El programa está compuesto por un módulo de análisis hidráulico que permite simular el comportamiento dinámico de una red de distribución de agua potable. Hace posible incorporar a la simulación tuberías, bombas de velocidad fija y velocidad variable, válvulas de estrangulación, válvulas reductoras y sostenedoras de presión, tanques de carga constante o variable y sistemas de control y operación temporales o según nivel y presión.

El análisis hidráulico de la red se puede realizar mediante las ecuaciones de Hazen-Williams, Darcy-weisbach o Chezy-Manning a fin de calcular las pérdidas de presión por fricción. EPANET utiliza la metodología de la teoría lineal para la solución matemática de la red. Además, el programa cuenta con un módulo para el seguimiento de la calidad de agua a través de la red, el cual permite monitorear el aumento o decaimiento de una sustancia

(conservativa o no conservativa) a lo largo de la red, EPANET modela reacciones químicas del agua en el seno del fluido o con el material en las paredes de la tubería y de los tanques.

El programa se encuentra escrito en lenguaje C y puede correr en entornos MS-DOS, Windows 3.11, UNIX o Windows 95, siendo este último sistema operacional el más popular debido a su facilidad de manejo y la excelente presentación de resultados por pantalla. El programa es bastante rápido y confiable; el tamaño de la red solo puede verse limitado por las capacidades de memoria del equipo utilizado. La entrada de datos se hace a través de un archivo *input* de tipo de texto con toda la información de entrada. Una vez se realiza la simulación del comportamiento de la red, el programa EPANET ofrece la posibilidad de visualizar por pantalla los resultados obtenidos. Este sistema presenta dos ventanas principales: un esquema de la red sobre el cual codifica, por colores, los diversos resultados que el usuario desee ver para un instante específico del periodo de simulación, y una ventana llamada *browser*, en la cual se pueden seleccionar nodos y tuberías, con el fin de presentar toda la información disponible. Además, el programa permite generar, con los resultados, algunas tablas y gráficas que pueden ser impresas directamente o utilizadas en otras aplicaciones, tales como Excel o Word. Los resultados obtenidos con el programa son bastante confiables; la popularidad del EPANET se ha extendido rápidamente por su buen desempeño y por ser de distribución gratuita.

Tabla 2.11. Características del programa EPANET	
Permite:	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis hidráulico • Calidad de agua
Ecuaciones de análisis	<ul style="list-style-type: none"> • Hazen-Williams • Darcy-Weisbach • Chezy-Manning
Metodología de solución:	<ul style="list-style-type: none"> • Teoría lineal
Entorno:	<ul style="list-style-type: none"> • MS-DOS • Windows 3.1 • Windows 95
Presentación de resultados:	<ul style="list-style-type: none"> • Por pantalla • En gráficas • En tablas • En archivos de texto
Ventajas frente a otros programas:	<ul style="list-style-type: none"> • Facilidades de uso • Distribución gratuita • excelente presentación de resultados
Desventajas frente a otros programas	<ul style="list-style-type: none"> • No diseña • Entrada de datos complicada
Home page en Internet:	http://www.epa.gov

c. Programa REDES.

El programa REDES, desarrollado en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de los Andes, en Santa Fe de Bogotá, a diferencia de los otros programas descritos anteriormente, permite el diseño optimizado de redes de distribución de agua, tanto de redes nuevas como de ampliaciones de redes existentes. El desarrollo del programa está basado en criterios de optimización de redes a los que se ha llegado a través de investigaciones en diferentes universidades de Estados Unidos y de Europa.

El programa está dividido en cuatro módulos, tal como se muestra en la figura 2.30. El primero de ellos es el módulo de CÁLCULO, el cual hace los cálculos hidráulicos de la red de distribución. Este módulo se utiliza para la comprobación de diseño y corresponde a lo que hacen la mayoría de los programas comerciales para este tipo de problemas. Además es llamado por los demás módulos para realizar los cálculos requeridos. La metodología utilizada es la del método del gradiente, acompañada por un manejo de matrices dispersas a través de la metodología de Cholesky.

El segundo es el módulo de DISEÑO, el cual realiza el diseño optimizado de la red de distribución. Se divide en dos submódulos: RED TOTAL, que diseña redes nuevas, y AMPLIACIONES, que diseña ampliaciones de redes existentes. En ambos casos, el diseño es óptimo desde el punto de vista de los costos de las tuberías y de sus accesorios. AMPLIACIONES tiene la capacidad de cambiar algunas de las tuberías de la red existentes con el fin de garantizar el correcto funcionamiento de la zona ampliada. Los cambios también siguen un criterio de optimización.

El tercer módulo, DETECCIÓN DE FUGAS, se usa para detectar fugas o conexiones clandestinas a la red de distribución. Utiliza como datos de entrada los consumos reales de la red y las presiones reales en algunos de sus nodos. Estas presiones reales se comparan con las presiones teóricas (sin fugas) para detectar la localización de los sitios de daños o de conexiones clandestinas. Está dividido en dos submódulos: El primero, ANÁLISIS ESTÁTICO, supone que las presiones en la red son constantes a lo largo del día, correspondiendo a las presiones de diseño, las cuales se calculan con el caudal máximo diario. El segundo, ANÁLISIS DINÁMICO, tiene en cuenta la variación de los consumos y, por consiguiente, de las presiones a lo largo del día. Utiliza como dato de entrada adicional la curva de consumo diario para la población objeto de análisis.

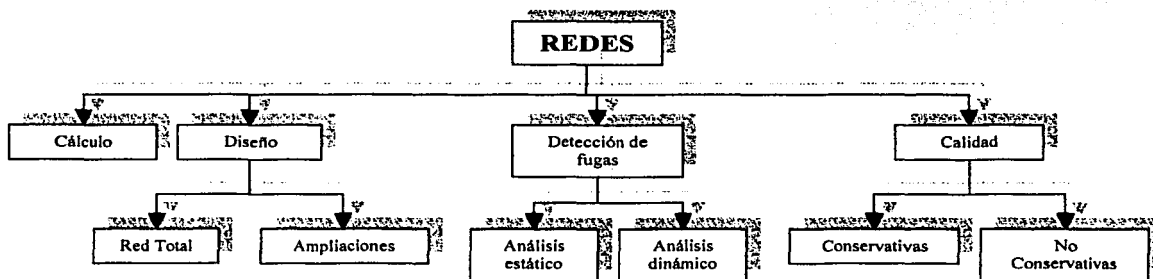


Figura 2.30. Capacidades del programa REDES.

El último módulo, CALIDAD, tiene la capacidad de analizar la calidad del agua en la red, tanto para sustancias conservativas como no conservativas. Su primer submódulo, CONSERVATIVAS, se puede utilizar para determinar el tiempo de retención del agua en la red de distribución y el tiempo que un contaminante se demora en llegar desde la planta de tratamiento, o desde un sitio de contaminación, hasta un lugar determinado de consumo en la red. El segundo submódulo, NO CONSERVATIVAS, hace el mismo tipo de análisis, pero para sustancias químicas que decaen en el tiempo o que pueden reaccionar con los materiales de los tubos de la red. Su principal aplicación es determinar puntos de recloración en la red de distribución de agua potable.

El programa REDES utiliza, en su módulo CÁLCULO, tanto la ecuación de Hazen-Williams como la ecuación de Darcy-Weisbach para el cálculo de las pérdidas de energía producidas por la fricción del flujo con las paredes de las tuberías. Sin embargo, en el módulo DISEÑO es imposible mantener un control permanente sobre el número de Reynolds en cada una de las tuberías de la red, debido a que en el proceso de diseño óptimo la red se calcula muchas veces. Este hecho implica que es necesario utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach junto con la de Colebrook-White, ya que en cualquier momento (especialmente en el cálculo con los diámetros supuestos de 8 pulgadas) los números de Reynolds pueden llegar a ser tan bajos que invaliden el uso de ecuaciones con

restricciones en la velocidad, tal como la ecuación de Hazen-Williams. Además, esta última ecuación sólo es válida para diámetros superiores o iguales a 3 pulgadas; sin embargo, cuando se trata de redes para ciudades pequeñas el programa puede dar diámetros iguales o inferiores a este valor, cumpliendo todos los requisitos hidráulicos impuestos a la red. En este caso, la ecuación de Darcy-Weisbach no impone ninguna restricción.

El programa fue desarrollado originalmente en lenguaje Turbo Pascal para Windows, pero en sus últimas versiones se inició el desarrollo en lenguaje C++. El resultado es una aplicación en ambiente Windows que permite el diseño y análisis de redes de abastecimiento de agua potable, la detección de fugas y el análisis de la calidad de agua en la red. El programa utiliza una serie de ventanas de diálogo que permiten una fácil interacción con el usuario, y en donde se presentan tanto los datos de entrada como los de salida. Estos últimos pueden ser guardados en archivos de tipo texto que luego pueden ser leídos por programas de dibujo, como AutoCAD, o por sistemas de información geográfica (SIG).

El programa permite incorporar al cálculo y al diseño de diferentes materiales, tanques de cabeza constante, estaciones de bombeo con sus curvas características, nodos con sus condiciones topográficas, nodos de medición de presiones para la localización de fugas y plantas de tratamiento o estaciones de adición de químicos para la calidad del agua. Todos los datos son introducidos y modificados en sencillas ventanas de diálogo, en donde se va actualizando la presentación gráfica. Una vez se ha introducido toda la información necesaria, tanto acerca de la topología de la red nueva o existente como de las presiones medidas para detectar fugas o parámetros químicos para la calidad del agua en la red, el programa permite a través de un menú principal, seleccionar el tipo de cálculo que se desea hacer sobre la red. Este menú, a su vez, tiene diferentes submenús que guían al usuario en lo referente a datos adicionales que requiera en los diferentes pasos a seguir.

Los resultados obtenidos por los diferentes módulos del programa pueden ser visualizados en pantalla o consignados en un archivo de tipo texto para su posterior manejo. El programa permite que el usuario determine las variables que desea ver en pantalla, y las despliega en los nodos y tuberías respectivas.

Tabla 2.12. Características del programa REDES.

Permite:	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis hidráulico • Calidad de agua • Diseño de redes • Detección de fugas
Bases teóricas:	<ul style="list-style-type: none"> • Darcy-Weisbach
Metodología de solución:	<ul style="list-style-type: none"> • Método del gradiente
Entorno:	<ul style="list-style-type: none"> • Windows 95
Presentación de resultados:	<ul style="list-style-type: none"> • Por pantalla • En archivos de texto
Ventajas frente a otros programas:	<ul style="list-style-type: none"> • Facilidades de uso • Capacidad de análisis • Opción de diseño
Desventajas frente a otros programas	<ul style="list-style-type: none"> • Falta de ayudas en línea • No imprime • Errores ocasionales

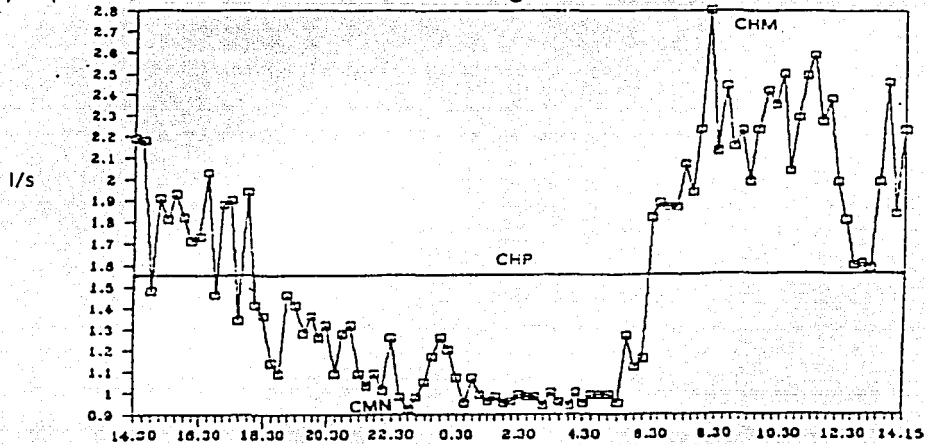
2.3 TECNICAS PARA LA DETECCIÓN DE FUGAS.

2.3.1 Distritos hidrométricos.

La técnica de distritos hidrométricos, *DH's*, consiste básicamente en aislar sectores de la red, donde se realizan mediciones de los volúmenes abastecidos y consumidos por los usuarios en cada sector, durante un período de 24 horas como mínimo, para calcular índices de consumo que determinan una mayor o menor incidencia de fugas.

Un *DH's* es un sector de la red de distribución que puede independizarse desde el punto de vista hidráulico, por medio de maniobras en las válvulas de seccionamiento, con la finalidad de realizar estudios de distribución de consumos y pérdidas por fugas, mediante la medición global de los consumos en dichos sectores.

A partir de los datos obtenidos en una medición global (curva de consumo dentro de *DH's* en un día, figura 2.31) es posible calcular los consumos e índices siguientes:



Registro de 24 horas. Q a cada 15 min.

Figura 2.31. Curva de consumo en un distrito hidrométrico.

CT consumo total en 24 horas, en m³/día (área bajo la curva de consumo)
CHP consumo horario promedio, en m³/h, dado por

$$CHP = \frac{CT}{24 \text{ horas}} \quad \text{ec. 2.66}$$

CHM consumo horario máximo, en m³/h (área máxima bajo la curva de consumo para un intervalo de una hora)

CMN consumo mínimo nocturno, en m³/h (área mínima bajo la curva de consumo para un intervalo de una hora entre las 0:00 y 5:00 h. del día)

ICHM índice de consumo horario máximo, determinado como

$$ICHM = \frac{CHM}{CHP} \quad \text{ec. 2.67}$$

ICEN índice de consumo mínimo nocturno, calculado con

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$ICMN = \frac{CMN}{CHP} \quad \text{ec. 2.68}$$

CEP consumo específico promedio, en l/s/km, expresado por

$$CEP = \frac{CHP}{3.6L} \quad \text{ec. 2.69}$$

donde:

L es la longitud de la red o del tramo de red en estudio dentro del *DH's*, en Km.

En sectores con buen mantenimiento y bajo nivel de fugas, el valor de la relación *CHM/CMN* varía entre 12 y 15.

Al analizar la relación entre el *CEP* y el consumo "per capita" promedio diario, es posible observar la densidad de tomas domiciliarias en el *DH's*, así como el patrón socioeconómico de los usuarios.

Si el área en estudio es residencial solamente, y no se registraron irregularidades importantes en el abastecimiento, el índice de consumo mínimo nocturno indica la intensidad de las fugas en el *DH*; pero si existen grandes consumidores en el *DH*, también se calcula el índice de Consumo Nocturno Doméstico, *ICONOD* con la ecuación 2.70.

$$ICONOD = \left[\frac{(CMN - cmn)}{(CHP - chp)} \right] \times 100 \quad \text{ec. 2.70}$$

Donde:

cmn consumo horario mínimo nocturno de los grandes consumidores, en m³/h
chp consumo horario promedio de los grandes consumidores, en m³/h

Este índice, *ICONOD*, sirve para eliminar la influencia de los grandes consumidores en el *ICMN*, y considerar el primero como índice de fugas más fidedigno en este caso.

Si se ha decidido investigar más a fondo el problema de fugas, se procede a hacer una subdivisión nocturna, que consiste en aislar segmentos de la red, dentro del *DH*, que permitan medir el consumo mínimo nocturno en cada uno de esos segmentos y ubicar así, con más precisión, los niveles de fugas.

El periodo nocturno se refiere al intervalo entre las 0:00 y 5:00 horas del día, y se le asigna "noche" como unidad de medida.

Para analizar los resultados de mediciones entre segmentos de la subdivisión nocturna del *DH*, se define el siguiente parámetro de comparación,

CEL consumo específico límite nocturno, en m³/noche/m.

$$CEL = \frac{E \times CMN}{L} \quad \text{ec. 2.71}$$

donde:

CMN suma de los consumos nocturnos de los segmentos, en m³/noche.
L longitud total de la red dentro del *DH*, en m
E porcentaje esperado de entrega a los usuarios,

$$E = \frac{(CMN - p)}{CMN} \quad \text{ec. 2.72}$$

donde:

p es la pérdida de agua por fugas, estimada previamente, en m³/noche.

En redes donde no hay almacenamiento domiciliario, se puede tomar $E = 0.70$ para iniciar el estudio, ajustando este valor posteriormente, con la información obtenida.

El consumo específico nocturno de cada segmento, CEN , se calcula con la ecuación.

$$CEN = \frac{CN}{l} \quad \text{ec. 2.73}$$

donde:

CEN consumo nocturno del segmento, en m^3/noche
 l longitud del segmento, en m

Si en algún segmento, el consumo específico nocturno es mayor que el consumo específico límite nocturno ($CEN > CEL$), entonces hay un consumo alto en ese segmento, el cual puede deberse a que existe consumo industrial o fugas en la red y/o en las conexiones domiciliarias; entonces se procede a la localización de las fugas.

2.3.2 Detección de fugas por presión diferencial.

La existencia y posición de una fuga puede determinarse midiendo la presión a lo largo del conducto que se está inspeccionado, para establecer con esos valores la línea de presiones. La existencia de una fuga se verifica cuando la línea de presión muestra una discontinuidad o cambio hacia ambos lados de la fuga.

Para medir la presión en tuberías generalmente se utilizan los manómetros de resorte, o bien, también pueden utilizarse manómetros diferenciales con un líquido manométrico adecuado.

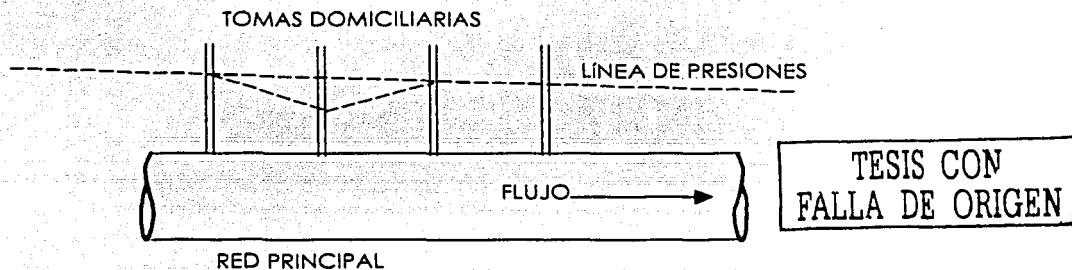


Figura 2.32. Inspección de fugas por presión diferencial

Dada la importancia de lograr una medición confiable de la presión en tomas domiciliarias para detectar fugas, es necesario considerar lo siguiente:

- La presión debe medirse en el punto más cercano a la línea principal de la red de distribución, el cual generalmente es en el cuadro donde se instala el medidor domiciliario.
- Debe verificarse que no haya flujo a través de la toma hacia dentro del domicilio, lo cual se puede lograr si se desconecta el medidor, para instalar el manómetro.
- En el caso de que existan presiones menores a 0.5 Kg/cm^2 se recomienda el uso de un manómetro en 'U' abierto utilizando mercurio como líquido manométrico. Para presiones mayores se puede utilizar un manómetro de resorte con una escala adecuada ($0-4$ o $0-7 \text{ Kg/cm}^2$). Si no se sabe el rango de presiones existente, primero se deberá utilizar el de mayor escala.

- Las mediciones de la presión se realizan en la toma seleccionada y en las adyacentes, o bien, en una adyacente y en una enfrente. Se debe revisar antes que dichas tomas estén conectadas a la misma línea, ya que podrían estar conectadas a dos líneas diferentes en la misma calle. Dichas mediciones deberán hacerse en un periodo de tiempo no mayor a 30 minutos.
- Al medir la presión, se debe verificar que el punto de medición se encuentre a la misma altura en todas las tomas respecto a un plano de referencia, el cual puede ser el nivel de la acera; o bien, hacer el ajuste correspondiente al comparar las presiones medidas, registrando el desnivel entre ellas midiendo con un nivel de mano.
- El operador que realice las mediciones deberá ser uno solo en cada cuadrilla, para evitar que existan errores de apreciación en las lecturas, y utilizar un sólo manómetro, revisando que no exista fuga en sus conexiones.
- Si la caída de presión en la toma inspeccionada es de 10% respecto a las adyacentes o mayor, entonces existe probabilidad de fuga.

2.3.3 Detección de fugas por sonido

La detección de fugas por sonido utiliza aparatos electrónicos equipados con audifonos o indicadores de frecuencias. El agua a presión que es forzada a salir a través de una fuga, produce una pérdida de energía alrededor del área del tubo y del suelo. Esta energía crea ondas de sonido, que pueden ser captadas y amplificadas por transductores electrónicos o, en algunos casos, por dispositivos mecánicos. Las ondas de sonido son evaluadas para determinar la localización exacta de la fuga. El operador entrenado conduce una inspección para escuchar y registrar los sonidos sospechosos de la red de distribución. Después, verifica las áreas con sonidos, para puntualizar las fugas.

A. Tipos de sonido de fugas.

Hay tres sonidos de fuga típicos. El primer sonido está en el rango de 500 a 800 hertz (Hz). Usualmente se origina por el fenómeno de vibración de un orificio en el tubo, que se transmite a lo largo de las paredes de la tubería, algunas veces, a distancias considerables desde donde se originó la fuga. La identificación de este sonido por pruebas en válvulas, hidrantes, ayudan a detectar tales sonidos.

El segundo y tercer tipo de sonido de fuga están entre los 20-250 Hz. El segundo tipo es causado por el impacto del agua contra el suelo en la zona de la fuga. El tercer sonido imita el ruido de una fuente y es causado por el agua que circula en la cavidad de suelo cerca de la fuga. A diferencia del sonido de vibración en las paredes del tubo, la distancia a la que viajan estos dos sonidos, se limita a la zona inmediata de la fuga. Por esta razón, estos dos sonidos son muy importantes en la localización exacta de la fuga.

B. Factores que afectan el sonido de fugas

Hay un número de factores que influyen en el sonido de las fugas siendo los siguientes:

- a. *Presión.* Las presiones altas en la red favorecen la localización, ya que al salir el agua con mayor presión, golpea el orificio de la tubería y se propaga con mayor intensidad el sonido. Se requiere usualmente tener 1 Kg/cm² de presión de agua para una mejor detección del sonido.
- b. *Dimensión y material del tubo.* Las técnicas de sonido pueden utilizarse en cualquier material de tubería. Pero, debido a que 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 las tuberías metálicas se tiene mejor transmisión del sonido, en tuberías de P.V.C., el sonido es completamente apagado. Cualquier sonido en el interior o exterior de una tubería, tiende a ser siempre agudo, siendo favorable para el detector de piso.

Los materiales que no son buenos conductores del sonido agudo son: plástico, asbesto-cemento y concreto. La localización de fugas en estos tipos de tubería se hacen a distancias más cortas.

- c. *Tipo de suelo.* Observaciones empíricas indican que la arena es normalmente un buen conductor de sonido; 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, así:
 - *Carpeta pavimentada.*
Este tipo de carpeta, es una de las que brindan mejores condiciones en la localización de fugas, la superficie es lisa y compacta, el micrófono de piso asienta totalmente sobre la superficie de la carpeta, estas ventajas ayudan a captar el sonido de fuga con mayor exactitud.
 - *Carpeta asfaltada.*
Esta superficie no es tan confiable porque la distribución de las partículas del asfalto dejan huecos, es decir quedan partes porosas, donde llegan a formarse pequeñas bolsas de aire, además es un material que sufre deformaciones por temperatura de calor o frío, por lo que las detecciones son más complicadas, por la confusión de sonidos diferentes al de la fuga que se perciben.
 - *Carpeta de terracería.*
Presenta varias desventajas, el micrófono de piso no queda bien asentado en la superficie por la presencia de pequeñas piedras, ya que el nivel de terreno en épocas de lluvia la superficie esta húmeda ó lodosa y además por los desniveles del terreno se forman charcos de agua. hay que tener cuidado en colocar el micrófono de piso en este tipo de carpeta, su membrana receptora de sonidos es tan frágil que con un pequeño golpe puede romperla.
Se recomienda hacer una limpieza adecuada, si es necesario nivelar las partes del terreno donde se van hacer las detecciones o buscar lugares donde se cumplan las condiciones óptimas; esto permitirá tener en buen estado los equipos detectores y se obtendrán mejores resultados.
 - *Carpeta con hierba o pasto.*
Es una superficie crítica, tiene las desventajas de la carpeta tipo terracería, el terreno presenta diferentes tamaños de hierba y pasto, lo que no permite asentar bien el micrófono de piso lo cual es un riesgo para el equipo, porque puede haber piedras de diámetro de 2 y 3 pulgadas cubiertas por la hierba que al colocarse encima de ellas, puede ocasionar daño en la membrana receptora del equipo. Se recomienda cortar la hierba o el pasto, despejar bien el área de trabajo, en cada uno de los puntos localizados para hacer las detecciones y evitar daños al equipo.
- e. *Tipo de terreno.* Dependiendo del tipo del suelo del lugar en donde se presenta una fuga se tiene diferente calidad de la resonancia que genera la misma, es importante considerar que para el caso de:
 - *Terreno duro.* En una arena compacta y en un terreno rocoso, se transmite mejor el sonido. Debido a que existe un mínimo de porosidad por lo que el sonido de fuga no se altera, ya

que el detector lo capta directamente, además no se forman bolsas de aire que interfieren el sonido.

- **Terreno fangoso.** De migajón (barro) o donde existe material tipo boleó, no tienen buena resonancia. En el caso de migajón, el terreno es agrietado por la temperatura, es expansivo, en estas condiciones el aire penetra por todas las partes agrietadas y al momento de la localización con el micrófono de piso, se mezcla el ruido del aire que está entrando con el de la fuga dificultando su identificación.
- **Terreno con material tipo boleó.**
Existe el mayor porcentaje de bolsas de aire o respiraderos, estas se generan por el mal acomodamiento de las rocas internas o material, ya que entre ellas existen grandes huecos, que en algunos casos llegan a tener salida a la superficie ó al nivel freático, es Y un terreno donde pueden localizarse grandes resumideros, el terreno no es totalmente compacto, porque la tierra es fina y suelta, las desventajas son severas para poder hacer una buena detección de fugas en este tipo de terreno.
- f. **Tipo de fuga.** Una fuga pequeña (grieta u orificio) presenta un sonido agudo de alta frecuencia; un tubo roto, provoca un sonido grave de poca intensidad y baja frecuencia. El primer caso se debe a que el agua aumenta su velocidad en la falla o porque el agua golpea el suelo. En el segundo caso, debido a que la rotura abarca todo el diámetro de la tubería, el agua sale a tubo lleno sin aumentar dicha velocidad.
- g. **Ruidos subterráneos de accesorios y piezas especiales.** Generalmente la fuga se localiza donde el sonido es más intenso, pero bajo algunas condiciones esta afirmación t cambia por ejemplo: cambios de dirección del tubo, tubería doblada, codos, té, reducciones, etc., estas condiciones amplifican el sonido y esto puede confundirse con una fuga.
- h. **Profundidad de la tubería.** El espesor de la capa de terreno que cubre la tubería el tubo hace variar la intensidad del sonido, por lo que se recomienda contar con los planos actualizados de toda la red, reportes, etc., para identificar estas condiciones y se pueda precisar más rápidamente el sitio de fuga.

2.3.4 Detección de fugas con trazadores.

Los métodos de trazadores consisten en introducir a la tubería una sustancia denominada trazador que sea fácilmente detectable en pequeñas cantidades, y detectar la fuga mediante muestreos en distintos puntos. Un trazador para ser usado en un sistema de agua potable debe ser soluble en el agua pero que a la vez no reaccione con la misma. Asimismo, debe ser químicamente inerte, sin olor y sabor y no tóxico. Estos requerimientos restringen el uso de algunos halógenos o trazadores radioactivos, aun cuando éstos pueden ser usados para la localización de fugas en alcantarillados, siempre y cuando se compruebe que no hay riesgo de contaminación. Se han utilizado como trazadores el óxido Nitroso y el cloro

- **Oxido Nitroso:**

El oxido nitroso, material sintético, cumple con las características expuestas y es empleado como trazador en la localización de fugas.

El método consiste en inyectar a la tubería el gas, que se puede adquirir comercialmente en cilindros, y se deja correr el agua en la tubería hasta que todo el tramo a investigar contenga óxido nitroso, la tubería debe estar a una presión no menor de 120 metros de columna de agua (mca). Se cierra la tubería y se presuriza a la presión de prueba. Cuando el agua que contiene óxido nitroso se fuga de la tubería, regresa a la presión atmosférica y se separa de la solución. Se efectúan huecos de sondeo a lo largo de la longitud de la tubería y se muestrea el aire dentro de los mismos con un equipo de toma de muestras, especialmente diseñado para óxido nitroso, con un analizador de gas infrarrojo.

- Cloro.

El gas cloro también se puede utilizar como trazador, para lo cual la tubería en cuestión se aísla del resto del sistema y por un extremo se le inyecta agua junto con el trazador cloro en este caso, a través de un medidor. Esta inyección se prolonga el tiempo suficiente para que el trazador se desplace por toda la longitud del tramo de tubería aislada. En el sitio donde esté ubicada la fuga se producirá un cambio de agua con y sin trazador. El agua finalmente se descarga rápidamente a través de un medidor, muestreando continuamente el agua para detectar al trazador. Conociendo el volumen del agua descargada antes de que el trazador sea detectado, es posible determinar la localización aproximada de la fuga.

2.3.5 Equipo de localización de fugas.

En muchas ocasiones, no se cuenta con registro confiable de las redes de tuberías que suministran agua a algunas localidades, es por esto que se utiliza un equipo detector de tuberías.

Al escapar el agua a presión, genera vibraciones en el punto de escape y produce sonidos en un rango de frecuencia comprendido entre 350 y 2000 ciclos por segundo. Aunque el sonido de las fugas puede mezclarse con los sonidos ambientales, que se encuentran en el intervalo de hasta 350 ciclos por segundo, es posible diferenciarlos mediante un entrenamiento que puede durar de una a dos semanas.

Un equipo detector de fugas es un instrumento que permite, mediante la amplificación del sonido, ubicar con precisión el lugar o elemento, de la red o toma domiciliaria, en donde existe un escape de agua. La moderna tecnología empleada en la localización de fugas de agua, permite disponer de cada vez equipos más precisos, con una mayor capacidad de análisis del espectro de frecuencias y filtros seleccionables, cubriendo distancias más largas y permitiendo la localización en materiales tradicionalmente complejos de analizar, como por ejemplo plásticos o tuberías de grandes diámetros.

Para la detección de fugas, se emplean equipos detectores que pueden ser mecánicos, electrónicos directos y electrónicos indirectos.

a) Equipos mecánicos.

- Varillas acústicas.

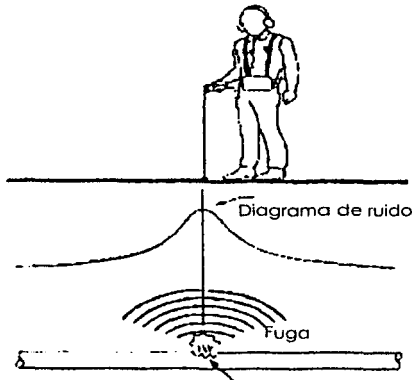


Figura 2.33. Varilla acústica.

Una técnica muy sencilla y económica para determinar la existencia de fugas en tomas domiciliarias consiste en utilizar una varilla ya sea de metal o de madera la cual está provista en uno de sus extremos de un auricular. Con esta varilla se escucha directamente en el cuadro del medidor de la toma, previamente cerrada la llave de paso al interior del predio; si al cerrar dicha llave se continúa escuchando el paso del agua, es muy probable que esta tenga una fuga. De la misma manera es posible escuchar la red en los puntos donde esta es accesible como cajas de válvulas. En este caso hay que tomar en cuenta que una válvula mal cerrada llega a provocar un sonido muy parecido al de una fuga y este sonido puede llegar a escucharse en las tomas domiciliarias cercanas a la válvula.

Puede utilizarse una simple varilla metálica o varillas más sofisticadas de producción industrial; a estos modelos se les conoce como estetoscopios industriales o hidrófonos.

- **Geófonos mecánicos.**

El geófono mecánico, es un equipo compacto, robusto, simple y preciso, destinado a detectar las fugas invisibles, a través de mangueras a un auricular del mismo tipo que el utilizado en los estetoscopios médicos. En el interior de cada cilindro existen dos membranas finas de bronce, separadas por un anillo pesado de plomo, lo que forma una caja de resonancia. Cuando el cilindro se coloca en el suelo, capta las vibraciones emanadas de la fuga, lo que hace que vibre la membrana inferior y la membrana superior. Esta vibración es transmitida luego al operador, a través de la propagación de las ondas sonoras a lo largo de las mangueras y el auricular.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.34. Geófono mecánico.

El geófono capta prácticamente todos los ruidos del medio, tales como pasos de personas que se aproximan, ruidos de vehículos, transformadores de corriente eléctrica, etc., quedando en el operador la tarea de distinguir de entre los ruidos que llegan a su oído aquel que es causado por la fuga. Debido a esta sensibilidad del equipo, éste solo debe utilizarse en el periodo nocturno.

Los sensores del geófono deben ubicarse en el suelo, distantes uno del otro tanto como sea posible; luego se colocan los auriculares en los oídos, y en caso de no escuchar ruidos se pasa a otro punto de la tubería. El geófono debe colocarse cada cinco metros, en caso de tuberías de asbesto—cemento o de PVC, debe escucharse a cada 2m de tubería.

Luego de escuchar un ruido característico de fuga, se deberá ir avanzando a lo largo de la tubería hasta que los ruidos alcancen la misma intensidad en los dos oídos, en este momento la fuga estará a media distancia entre los dos cilindros.

b) Equipos electrónicos de detección directa.

Para la localización puntual de las fugas se cuenta con aparatos electrónicos, la mayor parte de ellos se basan en la amplificación y en el análisis de las vibraciones captadas en la superficie del suelo o en aparatos conectados directamente a la red.

Los equipos electrónicos de detección directa de fugas a diferencia, son instrumentos cuyo funcionamiento consiste en captar las vibraciones emanadas de una fuga, transformar esas vibraciones en impulsos electrónicos, ampliar la señal, separar la señal de las demás señales que interfieren y nuevamente transformar esa señal resultante en señales sonoras audibles para un operador. Cuando la señal captada generada por la fuga es la más alta posible determina el lugar exacto de la fuga.

- *Micrófonos de piso.*

Los micrófonos de piso son amplificadores electrónicos cuyo principio es un captador electromagnético o electrostático colocado sobre una varilla o sobre un chasis en forma de campana. Dicho captador envía las señales de sonido a un módulo receptor que posee una banda de sonido de 50 a 10 000 Hz. A este módulo se conectan unos audífonos con los cuales es posible apreciar el sonido del agua circulando en la tubería y el sonido de las fugas.

En la pantalla de este módulo se puede observar la ganancia del sonido de la fuga, lo cual es también una ayuda para su localización

El módulo cuenta con controles de volumen, sensibilidad, ancho de banda y frecuencia, estos parámetros deben ser modulados según las condiciones de campo, tales como tipo de recubrimiento y de relleno, ruido ambiental, tipo de tubería, etc.



El captador del micrófono de piso está conectado al amplificador mediante un cable flexible, el cual puede causar falsos contactos debidos al mal trato que se le dé al equipo en campo, estos falsos contactos impiden la búsqueda de las fugas ya que producen ruidos parásitos importantes

La búsqueda y la localización de fugas de agua mediante estos aparatos se llevan a cabo revisando las tuberías mediante la escucha directa de la tubería ya sea en las tomas domiciliarias, válvulas de seccionamiento, etc. para lo cual cuenta con otro aditamento en forma de varilla la cual también se conecta al módulo y mediante la escucha en el suelo, sobre la trayectoria de la tubería a verificar, se procede a encontrar el ruido producido por una fuga y localizar el lugar en el que el sonido captado es máximo.

Figura 2.35. Micrófono de piso

Para definir el punto máximo del ruido, es necesario comparar varios valores de la intensidad del sonido captado tanto en los audífonos como en la pantalla del módulo, manteniendo la sensibilidad constante. Por esta razón es muy importante ajustar los botones de control de sensibilidad, de ancho de banda y de frecuencia al iniciar el rastreo

c) Equipos electrónicos de detección indirecta.

Estos equipos electrónicos se caracterizan por su propiedad de localizar fugas sin que los sensores de vibración se encuentren directamente sobre la misma. Su principio de funcionamiento consiste en captar señales vibratorias emanadas de fugas, en puntos de la tubería distantes de la fuga. Estas señales se propagan a lo largo de la tubería, en direcciones opuestas a partir de la fuga, siendo captada por sensores estratégicamente colocados en contacto con la tuberías o con accesorios de la misma.

Las señales captadas, así como la distancia del conducto entre los sensores alimentan un microprocesador que, en función de estos datos, da la localización exacta de la fuga.

- *Correladores electrónicos.*

El método de correlación acústica también utiliza el ruido producido por la fuga. Sin embargo, este método es más eficaz que el uso de los micrófonos de piso ya que se basa en medios técnicos diferentes.

El principio básico está relacionado con la propagación del ruido en la tubería, esta propagación se realiza a una velocidad igual a uno y a otro lado del punto de origen de la fuga. Mediante la toma del ruido de la fuga sobre la tubería misma y, mediante una comparación de los ruidos captados en dos puntos diferentes de esta tubería, es posible localizar una fuga, precisando la distancia a la cual se localiza.

El equipo esta compuesto de:

- Dos captadores acelerómetros, los cuales toman las vibraciones de la tubería generados por la fuga.
- Dos amplificadores conectados a los acelerómetros.
- Dos conexiones entre los captadores y la unidad central, las cuales consisten en cables o unidades de radio en dos canales diferentes.
- Un dispositivo de filtración de las señales captadas, los cuales sólo intervienen en caso de que exista un ruido externo.
- Un dispositivo de amplificación capaz de restablecer el nivel suficiente a las señales tras la filtración.
- El correlador, que es la unidad central.

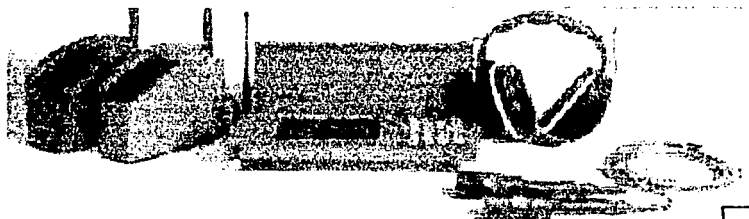


Figura 2.36. Correlador electrónico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El método general de detección usando el correlador es el siguiente:

Los acelerómetros se colocan en dos puntos de la red en distancias que pueden variar desde unos veinte metros hasta más de un kilómetro, dependiendo del tramo que se pretenda revisar, del material y diámetro de la tubería y de la presión existente. Los captadores se colocan directamente a la red en sitios como válvulas de seccionamiento, tomas domiciliarias, en el tomo del tubo (en caso de que se tenga acceso), etc.

Se recopilan los datos del tramo a inspeccionar, con los cuales se alimentará a la computadora para dar comienzo a la correlación, tales datos son la longitud, el diámetro y el tipo de material de la tubería. La precisión que se tenga en estos parámetros es muy importante ya que con ellos se realiza el cálculo de la distancia a la que se encuentra la fuga, el sonido tiene una velocidad de propagación muy diferente en plástico que en el acero y en diámetros pequeños en comparación de los grandes.

Se recomienda que previamente a la medición, la longitud de la tubería se defina lo más preciso posible, así como su trayectoria, ya que de no ser así se pueden llegar a tener errores considerables en la localización de las fugas.

Una vez conectado el equipo e introducido a la computadora los datos, esta analiza el tramo y después de unos noventa segundos se puede apreciar en la pantalla la gráfica de los sonidos existentes en el tramo analizado. La presencia de un pico indica una probable fuga. El correlador

indica en la pantalla las distancias de los acelerómetros a este punto de sospecha el cual puede ser confirmado directamente alrededor del punto marcado



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.37. Correlador electrónico en furgoneta.

Las ventajas del uso del correlador son las siguientes:

- El aparato puede ser usado en zonas ruidosas.
- Precisión en la ubicación de la fuga, aproximadamente 1 m
- En líneas de conducción se pueden tener rendimientos de más de 10 km por jornada

Hay que tener en cuenta que con esta clase de aparatos no es posible conocer los gastos de fuga y que cerca de líneas electrificadas se pueden tener errores debido a las interferencias.

d) Observaciones técnicas de los equipos para detectar fugas.

Los equipos de detección de fugas se basan en que cuando el agua pasa a través de una turbulencia, esto causa un ruido, cuya causa puede ser cambios en el diámetro de la tubería, cambios abruptos de dirección, bombas, consumos y por supuesto fugas, las cuales pueden ser perforaciones, rajaduras, roturas por completo del tubo, juntas con fuga y válvulas con fuga.

La intensidad y la claridad del ruido de una fuga dependerán de la presión en la tubería, diámetro, material y espesor de la pared de la misma, tamaño del orificio de fuga, el tipo de recubrimiento y relleno del suelo y, de la cantidad de agua que se fugue. Un orificio pequeño con una presión alta produce un ruido de mayor frecuencia. Además, el nivel del ruido se incrementa cerca de piezas especiales como válvulas, cruceros y conexiones T, ya que la obstrucción parcial incrementa la presión y crea turbulencia.

El ruido de fuga es transmitido a lo largo del tubo y del agua misma, así como del suelo alrededor. El ruido viaja mucho mejor a través de materiales duros, así se tiene que el sonido viaja mejor en el metal que en el asbesto-cemento y mejor en éste que en el plástico. El material del suelo no transmite tanto el sonido como las tuberías. Las arenas transmiten el sonido de una manera menos eficaz que los suelos bien compactados con una superficie pavimentada. Los ruidos del ambiente como pasos, tráfico vehicular, máquinas, etc., intervienen con la detección. Muchos de estos ruidos tienen frecuencias muy parecidas a las de una fuga. En ocasiones es conveniente trabajar en horarios nocturnos para eliminar esta clase de ruidos.

Es necesario seguir la metodología apropiada al usar los aparatos de detección acústica. Con la práctica se logra distinguir entre los diferentes sonidos, reconociendo ruidos externos e interferencias y de esta manera ser eliminados por el operador. También es esencial que los ruidos como válvulas parcialmente cerradas sean hasta donde sea posible eliminados por una inspección del sitio antes de que tenga lugar una excavación.

CAPITULO 3

METODOS PARA EL CONTROL DE FUGAS.

3.1 MÉTODOS DE LIMPIEZA DE TUBERÍAS.

El principio de este grupo de técnicas es la eliminación de todo el material innecesario e indeseable del interior de una tubería con el objetivo de restaurar la capacidad hidráulica del tubo.

Entre los principales se pueden mencionar:

- **Métodos de limpieza no agresivos.** (Limpieza hidráulica a baja presión, cepillado de tuberías, limpieza con aire). Estos métodos tienen como principal característica el dar una limpieza segura sin afectar demasiado la calidad del agua. Todos ellos permiten remover aquellas sustancias que son la causa de contaminación del agua; también pueden ser usados para controlar los problemas de olor, sabor e infestación de animales. Además, el cepillado de la tubería puede mejorar el flujo del agua cuando las imperfecciones de la tubería provoca grandes pérdidas de carga a lo largo de la línea hidráulica.
- **Métodos de limpieza agresivos.** (Limpieza hidráulica a alta presión, raspado a presión), es usado principalmente para remover incrustaciones difíciles en las tuberías, además pueden aumentar la capacidad hidráulica de la tubería, aunque esto con una disminución del espesor de las paredes del tubo. Este tipo de métodos puede provocar serias afectaciones en la calidad del agua.
- **Métodos de prevención de la corrosión.** (Dosificación química) los métodos preventivos de la corrosión, en general, afectan seriamente la calidad del agua, debido a que se adicionan sustancias químicas con la intención de disminuir los efectos corrosivos en las tuberías, especialmente tuberías de acero.

Para determinar el tipo de limpieza que se puede realizar sin que esta se vea afectada, es necesario conocer las características siguientes de la tubería: tipo de material, diámetro, longitud y profundidad.

Cuando la limpieza de la tubería se tenga que realizar con agua o aire, es necesario saber la magnitud de la presión que soporta.

3.1.1 Métodos de limpieza no agresivos.

La principal función de estos métodos es la de remover los depósitos de arena o basura causados por sedimentación o corrosión de la tubería, el retiro de fauna nociva y limpieza de incrustaciones en el tubo. Algunos de estos métodos son:

a. Limpieza hidráulica a baja presión.

Se utiliza para remover depósitos de arena o basura y fauna nociva que se haya alojado en las paredes del tubo.

Esta técnica es usada muy extensamente para la limpieza de tuberías, para aplicarla, se fija un tramo de tubería a limpiar, por la cual se deja pasar un chorro de agua con algún dosificador o abriendo algún hidrante. Se pueden limpiar grandes áreas del sistema de distribución a un tiempo, sin embargo, para una mayor efectividad es necesario que el sistema cuente con válvulas de operación para aislar los tramos a limpiar.

El método es aplicable principalmente a diámetros pequeños de tuberías (diámetros < 150 mm) donde existe una presión del agua aceptable.

Es inefectivo si no se aplica el flujo de agua a una velocidad alta, o en tuberías con fuertes incrustaciones. Podría provocar además, que alguna otra parte del sistema se contamine si no se tienen los cuidados o válvulas de control necesarias.

b. Cepillado de tuberías.

Se usa para remover depósitos de arena, limos y fauna nociva de tuberías con paredes relativamente lisas y para realizar una limpieza antes de la desinfección.

Es una técnica bien establecida en la cual se utiliza un pedazo de esponja o estropajo cilíndrico, usualmente construido de hule espuma, el cual es dirigido a lo largo de la tubería por agua a presión. La esponja remueve pequeños bancos de arena u otros depósitos a su paso y podría remover grandes escombros si encuentra libre camino. Se introduce en alguna toma o hidrante existente y el punto de salida son tuberías de menores diámetros. El paso de este limpiador provoca disturbios en el agua lo que puede provocar molestias en los usuarios. Se pueden usar limpiadores de diferentes texturas dependiendo del propósito y los tipos de incrustaciones en la tubería.

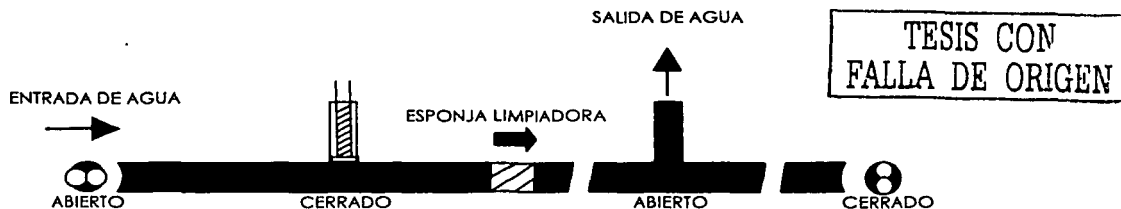


Figura 3.1. Cepillado de tuberías con esponja limpiadora.

Se puede aplicar en tuberías de cualquier material con diámetros que varían de 50 mm hasta 300 mm. En tuberías con fuertes incrustaciones, la esponja es inefectiva, pues se puede desintegrar con la fricción o inclusive puede provocar taponamiento en el tubo.

En tuberías de acero puede provocarse un deterioro temporal en la calidad del agua debido a un incremento en hidrocarburos debidos a una fuerte corrosión de la tubería.

c. Limpieza con aire.

Esta técnica es utilizada para remover depósitos de barro o arena y fauna nociva de las tuberías, es tal vez la mas usada de todas, pues envuelve la inyección controlada de aire por medio de un compresor vía hidrante con un chorro de agua, de tal manera que se produce un fuerte chorro de agua que viaja a gran velocidad. Este chorro de agua suspende y remueve los depósitos de basura rápida y eficientemente.

Los operadores experimentados pueden limpiar hasta 8 km por día, sin embargo se presentan disturbios a lo largo del tramo limpiado.

Es aplicable a cualquier tipo de tubería con diámetros que varían de 75 mm a 200 mm, y tramos por arriba de 1 km en una sola operación.

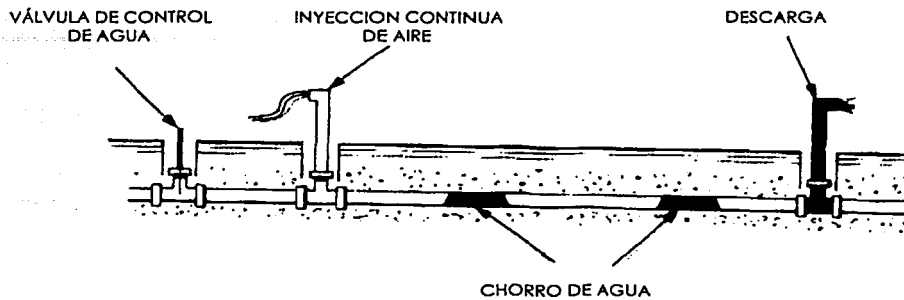


Figura 3.2 Limpieza con aire.

Debido a que en la aplicación del método se presenta un flujo turbulento a lo largo del tramo a limpiar, se debe advertir a los usuarios de no usar los servicios de agua durante y después de la operación. El método ha probado ser difícil de aplicar exitosamente en pendientes pronunciadas. En algunas situaciones, la limpieza puede provocar un deterioro temporal en la calidad del agua.

3.1.2 Métodos de limpieza agresivos.

Estas técnicas de limpieza se usan principalmente para remover las incrustaciones existentes en las paredes internas de las tuberías

a. Limpieza hidráulica a alta presión

Utilizada para remover toda clase de depósitos y basura incluyendo incrustaciones de las tuberías de hierro.

Es un método poco usado por la necesidad de insertar una manguera de alta presión cortando la tubería. La presión se puede ajustar para remover los depósitos de basura en la tubería o para remover las incrustaciones difíciles. La técnica es usada también para remover pequeñas longitudes de tubería vieja o dañada. El límite de la presión usada es de 20 N/mm^2 (200 bar), para evitar posibles daños de las tuberías por erosión. Se pueden limpiar de 200 a 300 m de tuberías por día en tramos de 100 m. De una completa inyección de chorro a presión la tubería quedará limpia y desinfectada para ponerla nuevamente en servicio.

La técnica puede ser aplicada en tuberías de 75 mm a 200 mm de diámetro. Lo ideal es hacer la limpieza en sitio, pero cuando la inclinación de la tubería rebasa los 22.5° es necesario removerla para evitar la perforación de la tubería.

En tuberías de hierro la técnica provoca severos problemas de calidad del agua debido a que es fuertemente erosionada en algunos sitios, además, incrementa la actividad microbiana, por lo que se limita su uso en tuberías que transportan agua potable.

b. Raspado a alta presión.

Esta técnica es usado para remover todo tipo de depósitos incluyendo incrustaciones de minerales en la tubería.

Este tipo de limpieza es adecuada para ser usada en tuberías de grandes diámetros, sin embargo es poco frecuente su uso debido al desgaste subsecuente que provoca en las paredes del tubo.

Este método utiliza una unidad limpiadora que se hace pasar a través de la tubería con agua a alta presión. El raspador consiste en un cilindro que lleva atadas a su alrededor bandas de filosas cuchillas de acero. Se pueden poner arriba de 15 bandas en acorde al tipo de incrustación en la tubería. La velocidad a la que viaja este cilindro depende directamente de la presión del agua inyectada en el tubo.

El método se aplica generalmente de noche para minimizar en lo posible los problemas de suministro de agua y aprovechar el máximo flujo y presión de servicio. Otra ventaja es que se puede escuchar el progreso del limpiador a lo largo de la tubería.

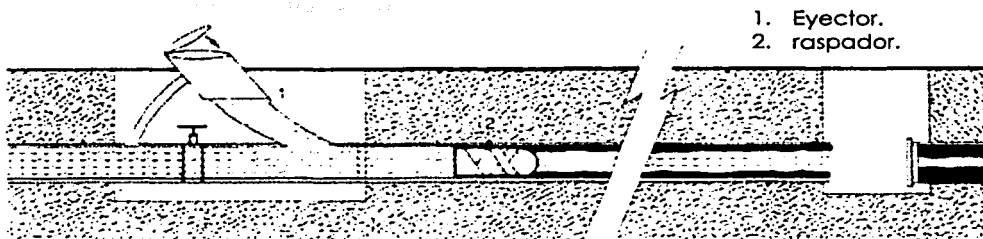


Figura 3.3 Limpieza abrasiva.

Se utiliza una sección de tubo del mismo tamaño que el dispositivo para introducir por esa sección el limpiador. Este trozo de tubería es reemplazado por una junta flexible con el limpiador en su interior.

Para iniciar el movimiento del limpiador, una válvula de presión es abierta y tan pronto la presión trabaja sobre el limpiador este se mueve en la dirección del flujo. La eficiencia del dispositivo es de 1 km/hr y es controlado por las válvulas de descarga a lo largo de la tubería.

Este método es utilizado en tuberías rígidas con diámetros mayores a 450 mm.

La presión mínima requerida para mover el dispositivo limpiador es de 30 psi (2.1 bar) dependiendo del diámetro.

Aunque el potencial de limpieza de este dispositivo es de varios kilómetros en una operación, esto rara vez se logra debido a que hay que asegurar las válvulas por las que pasa el dispositivo para prevenir el desvío del limpiador.

La técnica es causa de severas problemas en la calidad del agua debido a los residuos que deja a su paso, además de incrementar la actividad bacteriana, por lo que su uso no es muy recomendado.

Una variante de esta técnica es la utilización de un cilindro abrasivo flexible, que debido a su construcción, puede remover las impurezas por raspado o abrasión. A diferencia del limpiador, este dispositivo puede ser movido por agua o aire a presión, con lo cual se pueden limpiar distancias de hasta 2 kilómetros en una sola operación, permitiendo además regresar la tubería al servicio normal una vez aplicada la desinfección.

Sin embargo presenta el mismo inconveniente que con el raspador, al provocar severos daños en la calidad del agua y la proliferación de la actividad bacteriana.

3.1.3 Métodos de prevención de la corrosión

La corrosión en las tuberías se puede presentar en el interior o en el exterior de la misma por lo que se debe aplicar diferentes métodos para prevenir una u otra.

a. Prevención de la corrosión interna

Existen ciertas estrategias para mitigar los niveles de corrosión interna de un sistema de distribución. Además del uso de los materiales no metálicos, se puede limpiar y utilizar métodos de recubrimiento o aplicar inhibidores de corrosión al agua antes de su distribución. La limpieza y revestimiento mejora las condiciones hidráulicas de una tubería, previene la corrosión interna y sella la tubería para prevenir fugas

Los polifosfatos y silicatos son algunas de las sustancias que se adicionan como inhibidores de la corrosión en tuberías de acero, sin embargo, la experiencia indica que su aplicación no es garantía de poder inhibir totalmente la corrosión en redes de distribución de agua potable.

Los polifosfatos se han usado desde 1930 y los silicatos desde 1960 como inhibidores de la corrosión en tuberías; ambas son técnicas extensamente usadas. Pueden ser dosificadas como un líquido al conjunto o a una parte de la red de distribución. Ambas sustancias trabajan creando una fina película protectora en la superficie interna de la tubería; la conservación de esta película depende de la frecuencia de la dosificación. Ambas sustancias son altamente usadas debido a la capacidad que han demostrado de contener la disolución de las tuberías por oxidación, además de poder usarse en tuberías de cualquier diámetro.

Los inhibidores de corrosión son aplicados: 1) para cambiar la conductividad o resistividad del electrolito para reducir el flujo de la corriente entre los ánodos y cátodos; y 2) para depositar un precipitado en cualquiera de los sitios anódicos o catódicos para reducir la diferencia de potencial electroquímica entre ellos (pasivación).

Algunos inhibidores tales como el hidróxido de calcio, (piedra caliza), hidróxido de sodio (sosa cáustica), carbonato de sodio (sosa-ceniza) y bicarbonato de sodio, son usados para ajustar los niveles de pH a niveles altos para reducir la corrosión ácida. Las concentraciones clorales de aniones clorato y sulfato aniones calcio afectarán el grado de corrosión en un nivel particular de pH

b. Prevención de la corrosión externa

Las técnicas que se usan actualmente para el control de la corrosión galvánica externa incluyen el control por electrólisis (corriente impresa y galvánica con protección catódica), cubiertas de polietileno y el uso de cubiertas epóxicas y de plástico.

Protección catódica. Los sistemas de protección catódica invierten la fuerza corrosiva electroquímica mediante la creación de un circuito externo entre la línea de la tubería a ser protegida y un ánodo auxiliar (un metal de sacrificio) inmerso en agua o enterrado en la tierra a una distancia predeterminada del tubo. La corriente directa aplicada al circuito es descargada desde la superficie del ánodo y viaja a través del electrolito circundante a la superficie del tubo (cátodo).

Existen dos métodos para la generación de una corriente de suficiente magnitud para garantizar la protección. En el primer método, el material del ánodo sacrificante tal como el magnesio o el zinc es utilizado para crear una celda galvánica. El potencial eléctrico generado por la celda causa que la corriente fluya del ánodo al tubo, regresando al ánodo a través de un simple cable conectado. Este sistema es generalmente utilizado donde se desea aplicar pequeñas cantidades

de corriente en un número de localidades, más frecuentemente en tuberías cubiertas en suelos ligeros o moderadamente corrosivos según el método de generación de corriente consiste en energizar el circuito con un ministro de energía externa de corriente directa, tal como un rectificador. Esta técnica, comúnmente referida como el método de corriente impresa, utiliza ánodos altamente inertes (usualmente grafito o hierro fundido de silicón) conectado a la terminal positiva de la fuente de energía de corriente directa. Este sistema es generalmente utilizado donde son requeridas grandes cantidades de corriente en relativamente pocas localidades, y en muchos casos es más económico que el ánodo sacrificante.

Para combatir la electrólisis se adhiere al tubo un conductor de metal aislado, el cual removerá y regresará la corriente a la fuente, en vez de que permita que la corriente escape de la pared del tubo.

3.2 MÉTODOS DE REHABILITACIÓN DE TUBERÍAS.

La rehabilitación de tuberías consiste en efectuar una limpieza de las paredes del tubo y aplicar un recubrimiento, casi siempre con base de mortero de cemento, y en ocasiones con algunas resinas, con el fin de prolongar la vida útil de la tubería, estos métodos se pueden dividir en:

- **Recubrimientos no estructurales.** (Recubrimiento con mortero cemento, recubrimiento con resinas epóxicas). Estos métodos incluyen la remoción de todos los depósitos e incrustaciones de las paredes del tubo, seguido por la aplicación de un recubrimiento que ayuda a prevenir la corrosión interna, además de mejorar la capacidad hidráulica cuando las tuberías tienen fuertes incrustaciones.
- **Recubrimientos estructurales.** (Inserción de un recubrimiento blando, recubrimiento con manguera ajustable y métodos deslizables). Estos métodos consideran la inserción de un recubrimiento que permita el control de fugas dentro de una tubería limpiada previamente. Dependiendo del tipo de recubrimiento usado este podría proveer una línea flexible independiente dentro de la red, sin embargo pueden provocar una disminución de la capacidad hidráulica de las tuberías, comparada con el diámetro original.

Si se va a realizar una rehabilitación es muy importante contar con cierta información de la tubería para saber que técnica es la más adecuada. Entre la información requerida está.

a. Características de la tubería (proporcionada por el organismo operador).

- Tipo de material
- Diámetro
- Longitud
- Edad
- Profundidad de la instalación

b. Parámetros físicos y químicos del suelo

- Nivel de pH
- Resistividad, conductividad eléctrica
- Sulfatos
- Contenido de humedad
- Porcentaje de materia orgánica
- Potencial de oxidación - reducción
- Textura
- Consistencia
- Permeabilidad

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Estas características son importantes porque algunas técnicas solo son aplicables a ciertos tipos de suelo. Además, el conocimiento de estos parámetros nos permite observar que tanto influye en la vida útil de una tubería para poder seleccionar el tipo de recubrimiento en la reparación. La información se obtiene mediante el análisis de muestras de laboratorio.

c. Parámetros físicos y químicos del agua que transporta.

- Nivel de pH
- Dureza
- Oxígeno disuelto
- Sulfatos
- Temperatura
- Conductividad
- Cloro
- Total de sólidos disueltos

La determinación de los efectos de estos factores ayudan a determinar el tipo de agua (corrosiva o no corrosiva) que transporta la tubería. La corrosión interna está íntimamente ligada con la agresividad de las aguas que conducen las tuberías. Estas características también influyen para determinar el tipo de recubrimiento a utilizar en la reparación de la tubería, de manera que se minimice el efecto corrosivo.

La información es proporcionada por el personal del laboratorio, una vez que se han llevado a cabo los análisis de muestras.

d. Datos hidráulicos.

- Presión
- Gasto
- Velocidad
- Coeficiente de fricción.

Estos datos son obtenidos mediante la utilización de manómetros, tubo pitot y de las técnicas de diagnóstico mencionadas anteriormente.

e. Datos estructurales

- Profundidad
- Carga unitaria
- Espesor del tubo
- Resistencia a los materiales

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.2.1 Recubrimientos no estructurales.

Los recubrimientos no estructurales restauran la capacidad hidráulica con un efecto de duración considerablemente largo. Sin embargo, la principal justificación para su empleo es el mejoramiento de la calidad del agua mediante el aislamiento de la superficie de una tubería metálica y la prevención contra la corrosión interna. Además tiene el efecto benéfico de prolongar la vida de la tubería.

Los revestimientos no estructurales no proporcionan una protección contra la corrosión externa, ni tampoco son exitosos en la reducción de los niveles de fugas, por lo que deben ser usados donde los tubos son estructuralmente fuertes y en consecuencia donde los niveles de fugas son bajos,

pero donde la corrosión interna está creando problemas de presión inadecuada o una baja calidad del agua en el servicio del cliente.

a) Recubrimiento con mortero cemento.

Se utiliza para remover todos los depósitos de basura existentes dentro de la tubería y proporciona una aceptable protección contra la corrosión de las paredes del tubo. Este es un método muy bien establecido por muchos constructores; las paredes de la tubería son limpiadas de todos los depósitos de arena existentes y el mortero cemento (cemento-Portland ordinario) es rociado en la superficie, para diámetros pequeños son necesarias excavaciones en intervalos de 100 a 150 metros por acceso. Todos los diámetros de tubería pueden ver mejorada su capacidad hidráulica con la aplicación de este recubrimiento. El período de curado de recubrimiento es de 16 a 24 horas después de aplicado, después de lo cual la tubería puede funcionar normalmente.

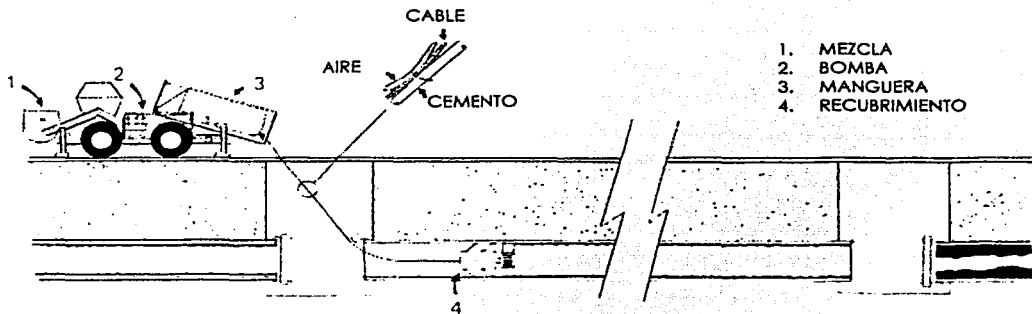


Figura 3.4 Recubrimiento con mortero-cemento.

En cualquier tipo de tubería se puede aplicar esta técnica, excepto aquellas que tienen una condición estructural muy pobre. El mortero cemento se puede aplicar desde diámetros de 75 milímetros en adelante. Debido a los efectos del recubrimiento, el PH podría incrementarse en el agua que transporta la tubería.

El recubrimiento con mortero cemento no es recomendable para usarse en aguas con una alcalinidad por debajo de los 35 mg/l. La durabilidad de la aplicación del recubrimiento es buena en aguas blandas, se estima una duración menor de 50 años para aguas de alta alcalinidad.

La película aplicada del recubrimiento es relativamente gruesa esto provoca que en diámetros pequeños (menores de 50 mm) no proporcione una adecuada capacidad hidráulica. Su aplicación en diámetros pequeños es frecuentemente infructuosa.

b) Recubrimiento con resinas epóxicas.

Se llama "resina epóxica" a una sustancia sólida orgánica sintética producida por polimerización. Se utiliza principalmente para remover depósitos de arenas, además de proveer una aceptable resistencia a la corrosión.

Al igual que el mortero cemento se aplica por rociado, con un ancho mínimo de la aplicación inyectable de 0.05 mm y el máximo recomendable es 6.35 mm, deben ser grietas muertas, es decir que la causa original del agrietamiento debe haber cesado, debe estar libre de polvo, grasa, aceites y cualquier otro tipo de producto contaminante. Un error mayor que el 5% en la dosificación puede significar que la resina no reaccione adecuadamente y se mantenga en un

estado plástico o semiendurecido. Cada formulación epóxica tiene su tiempo de fraguado específico para determinadas condiciones de temperatura, el cual es como mínimo de 16 horas. Si el endurecimiento se produce antes de llenar completamente la grieta, se requiere de un proceso de re-inyección. Remover resina inyectada con defectos de endurecimiento es un problema que puede llevar hasta la demolición parcial del concreto.

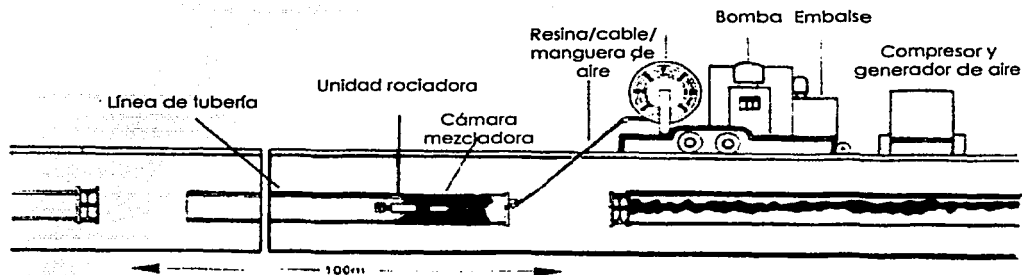


Figura 3.5. Recubrimiento con resina epóxica.

Con un tiempo estimado de vida de 75 años, su aplicación proporciona excelentes resultados en diámetros pequeños de tuberías, en particular en aguas blandas.

Esta técnica es usada en todas las tuberías de hierro, acero y asbesto cemento, excepto en aquellas con una pobre capacidad estructural. La resina epóxica puede ser aplicada en diámetros desde 75 mm hasta 450 mm.

3.2.2 Recubrimientos estructurales.

Los métodos estructurales implican la remoción de todos los depósitos existentes en la línea de agua seguidos por un recubrimiento estructural. El apropiado uso de los recubrimientos estructurales ofrece ventajas adicionales sobre las soluciones tradicionales, en particular cuando el acceso a las tuberías es difícil, por una falla estructural sustancial de la tubería o en prevención de posibles fugas. En el presente el mercado para estas técnicas es pequeño y manejado por fabricantes y contratistas.

A. Tipos de métodos.

Existen tres grupos de métodos estructurales:

- **Métodos deslizables;** donde una tubería plástica flexible es insertada dentro de la línea de agua.
- **Inserción de un recubrimiento blando;** cuando un recubrimiento flexible es insertado dentro de la tubería y esta es curada o fijada a la tubería in situ.
- **Recubrimiento con manguera;** cuando una manguera flexible es insertada dentro de la tubería sin estar fija.

Los recubrimientos estructurales proporcionan capacidad estructural a la tubería, pero la capacidad hidráulica es reducida por su aplicación. Estas técnicas ahorran aproximadamente de

un 20 % a un 30% del costo equivalente de un reemplazo, pero el número de aplicaciones potenciales es muy limitado.

a. Métodos deslizables.

Una tubería de polietileno de media densidad (PMD) se inserta dentro de la tubería existente jalándola a través de una cuerda previamente sujeta al recubrimiento de una longitud requerida, el espacio que queda entre la pared exterior del recubrimiento y la pared interior de la vieja tubería se rellena con una lechada, procedimiento con el cual se tiene una tubería renovada con una capacidad de flujo tan eficiente como la vieja tubería en buenas condiciones.

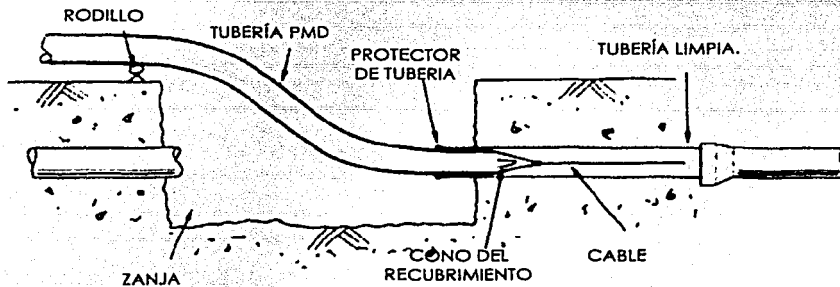


Figura 3. 6 Inserción de tuberías por el método deslizable

Este método puede ser utilizado en tuberías de cualquier diámetro y material, sin embargo el recubrimiento debe ser siempre de polietileno de mediana densidad.

Se vuelve impracticable en líneas de tubería con varios ramales, curvaturas o conexiones de servicio.

b. Inserción de recubrimiento blando.

Este método es utilizado para remover todo tipo de depósitos en la línea de agua y provee una excelente resistencia a la corrosión, ayuda en la prevención de fugas además de proporcionar una cierta resistencia estructural.

Existen tres procesos dentro de este grupo: proceso Insituform, proceso Phoenix y proceso Palmen. Esta técnica depende de la inserción de un recubrimiento suave dentro de la tubería, el cual es obligado a colocarse en las paredes del tubo por medio de agua o aire a presión. El recubrimiento está saturado con una resina epóxica o una resina de poliéster. Después de ser instalado el recubrimiento, la resina puede ser curada a una temperatura ambiente o más comúnmente con calor, el cual puede ser aplicado con agua o con vapor. Otra forma de curar la resina es aplicándole luz ultravioleta.

La naturaleza de este método provoca un íntimo contacto con las paredes de la tubería vieja, y en algunos casos, la resina es utilizada para desplazar el agua estancada en la tubería. Este método proporciona a la tubería, una vez curada la resina, un reforzamiento de las paredes del tubo. Los métodos en los cuales se aplica gas difiere en que pueden ser utilizados como una manguera ajustable a presión como ayuda de algunos otros sistemas de resina.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

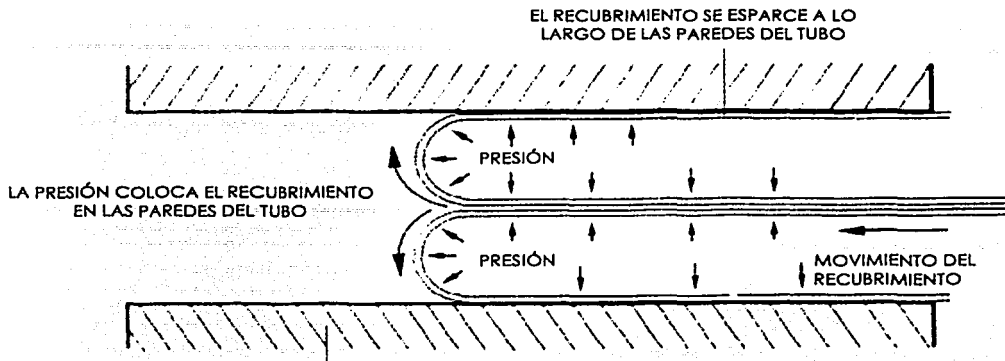


Figura 3.7 Inserción de recubrimiento blando

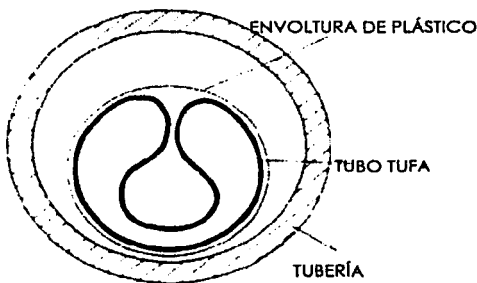
La resina es utilizada como una cura de las paredes del tubo. Cuando la falla de la tubería es ocasionada por algún movimiento del terreno la resina puede ocupar las fracturas alrededor del tubo. Esto permite que el tubo resista los diferentes movimientos tanto angulares como longitudinales conservando sus funciones estructurales. Proporciona además un apoyo para la corrosión externa, con lo que incrementa la vida útil de la tubería.

Muchas de las tuberías recubiertas tienen diámetros en un rango de 75 a 1000 mm dependiendo del sistema usado. Se debe ser cuidadoso cuando se considera esta técnica para diámetros pequeños (menores a 100 mm), debido a que se reduce la capacidad hidráulica de la tubería.

c. Recubrimiento con manguera ajustable (tubo tufa).

La inserción del tubo tufa es un método de reciente aparición, por lo que tiene muchas limitaciones para usarse en tuberías de agua potable. Utilizado principalmente para remover los depósitos dentro de la tubería, proporciona un recubrimiento excelente para la prevención de fugas.

TUBO TUFA DURANTE LA INSERCIÓN



TUBO TUFA EN SERVICIO

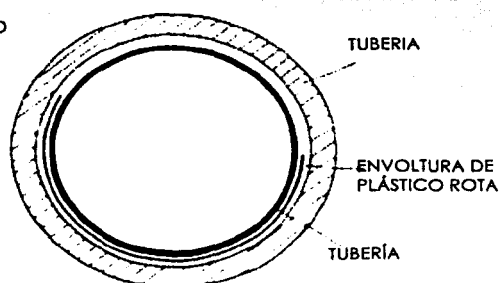


Figura 3.8 Tubo Tufa

La técnica requiere de la inserción de una manguera flexible en la tubería a renovar, por lo que también se puede considerar como un método de sustitución. Este método se utiliza en cualquier tipo de tubería con diámetros mayores de 75 mm.

La falta de adhesión entre las paredes del tubo y el recubrimiento puede provocar condiciones de vacío, es posible además que aceite o agua sucia entre a la tubería por lo que no se garantiza protección contra la corrosión, por lo anterior en algunos casos es necesario restringir el flujo de la tubería renovada.

B. Elección de la técnica

Existen muchas opciones de rehabilitación, por lo que es importante analizar todas y cada una de las alternativas existentes para elegir aquella que vaya a ser aplicada a una situación en particular y que sea la que tenga mayores beneficios. A continuación se mencionan los principales aspectos que deben analizarse antes de seleccionar una técnica.

a. Reglas técnicas.

Cada uno de los métodos de rehabilitación tiene ciertas limitaciones físicas y técnicas concernientes a su aplicación.

b. Comparaciones de la capacidad de flujo.

Para una serie dada de circunstancias, las opciones técnicamente viables afectarán la capacidad de flujo de la tubería habilitada. Los métodos disponibles deben ser comparados tomando como base su influencia en la capacidad de flujo y los requerimientos de la situación particular.

c. Detalles del proyecto.

También deben de considerarse las limitaciones en cuanto a la aplicación de cada técnica por la naturaleza del proyecto en sí mismo como distinción para cada método. A continuación se mencionan los factores que deben ser considerados y que afectan la elección de un método de rehabilitación:

- *Longitud de aplicación.* Ciertas técnicas especializadas no tienen un costo efectivo en longitudes cortas (menos de 500m).
- *Subsuelo.* La contaminación química, el subsuelo agresivo, etc., pueden reducir la eficiencia de la tubería rehabilitada.
- *Acceso.* Se debe tomar en cuenta que la técnica cumpla con los requerimientos de acceso a vehículos y peatones que participen en el proyecto.
- *Tráfico.* La técnica debe cumplir con los requerimientos de tráfico, de manera que no ocasione un colapso en las calles en donde se lleve a cabo el trabajo de rehabilitación.
- *Servicios.* Ciertas técnicas de reemplazo pueden dañar los servicios cercanos.
- *Medio ambiente.* Se debe verificar la existencia de restricciones con respecto al ruido, dispositivos de levantamientos, dispositivos de limpieza de agua, etc. Se considera el impacto del proyecto en el área.

d. Tabla de costos unitarios.

El método con menor costo se determina mediante la comparación de los costos unitarios de cada uno de los métodos técnicamente viables.

Como se vio anteriormente, se han desarrollado varios métodos para la rehabilitación de tuberías. Sin embargo, existen métodos que son difíciles de aplicar debido a las Condiciones de tráfico y a

la inconveniencia que representa para la gente. Es muy difícil usar los métodos de reemplazo donde los tubos están enterrados bajo carreteras y áreas urbanizadas en el centro de la ciudad ya que pueden ocasionar problemas de tráfico y problemas con otras estructuras enterradas. Además, los costos de reparación del pavimento y la limitación del período de interrupción del agua son también condiciones restrictivas de dicha actividad.

De acuerdo a esto, es necesario examinar varios métodos, tales como el método de inserción de un tubo interior y los métodos de revestimiento de tuberías y seleccionar el más apropiado.

Para la rehabilitación de una tubería, el objetivo no es siempre el mismo para cada tubo. Por ejemplo, para un tubo con diámetro pequeño el principal objetivo es disolver el agua rojiza y los flujos y presiones inadecuados. Por el contrario, para un tubo intermedio o de mayor diámetro el objetivo es mejorar su función y aumentar su resistencia de manera que se obtenga una mayor capacidad de flujo y el refuerzo de las uniones. La interrupción del suministro de agua debida a un temblor o a una accidente tiene una influencia muy grande en la vida social, es por ello que las tuberías con diámetros grandes deben ser capaces de soportar grandes vibraciones sísmicas.

C. Selección del revestimiento.

Los métodos de rehabilitación están divididos en dos categorías. Uno es el refuerzo estructural y el otro es el mejoramiento de la superficie interior de la tubería mediante el revestimiento. El refuerzo estructural incluye el reemplazo y la inserción de un tubo interior; por otro lado, el mejoramiento de la superficie interior incluye los revestimientos con mortero-cemento, resina epóxica, con manguera ajustable y los recubrimientos blandos. El método a utilizar debe ser seleccionado después de una investigación considerable.

La efectividad de la cubierta también depende de las características generales como la facilidad de aplicación, alta adhesión, compatibilidad de uso con protección catódica, un costo razonable, etc.

Los requerimientos de un recubrimiento también varían con el sistema y el medio ambiente. Además de los factores que se consideran para las cubiertas, los revestimientos deben ser juzgados por su acabado liso (baja resistencia al flujo), además deben conocer los requerimientos toxicológicos para el agua potable.

La selección y recomendación de los materiales de los recubrimientos y cubiertas para el uso en tuberías de acero subterráneas y bajo agua es una de las actividades más importantes del ingeniero.

La selección para un uso dado es un problema de evaluación de la magnitud de la corrosión, instalación y los riesgos del servicio. Se deben de llevar a cabo pruebas que ayuden a evaluar y seleccionar el tipo de cubierta o revestimiento que mejor se adapte a las necesidades del sistema. Los requerimientos para las necesidades internas y los revestimientos internos son diferentes, de manera que cada uno debe ser considerado por separado con respecto a la severidad de la corrosión anticipada.

La corrosión potencial en el exterior de una tubería de acero es difícil de definir debido a la variedad de ambientes encontrados. La resistividad del suelo es el parámetro más importante para evaluar la corrosividad del suelo. Los análisis físicos y químicos, el pH, el contenido de humedad y la existencia de corrientes eléctricas desviadas son también factores importantes que pueden ayudar en la toma de decisión.

Después de que el nivel de corrosividad del suelo es evaluado, las otras condiciones que afectan la eficiencia a largo plazo de las cubiertas protectoras deben ser consideradas. Entre éstas se encuentran:

- Los esfuerzos de distorsión ejercidos en la cubierta durante la compactación y asentamiento del relleno;
- Los esfuerzos mecánicos creados por ciertos suelos que tienen una alta expansión y contracción durante los ciclos húmedos y secos;
- La penetración por el crecimiento de raíces;
- La acción de bacterias y hongos en el suelo que rodea a la tubería;
- Penetración de rocas, terrones o detritos en relleno;
- Ataque de sustancias químicas del suelo o residuos industriales, químicos, y solventes que pueden estar presentes a lo largo de la ruta de la tubería.

La eficiencia de la cubierta depende de la colocación de la tubería en servicio con la menor cantidad de daños en la cubierta. El sistema de la cubierta seleccionado no solo debe conocer las necesidades del control de la corrosión, sino que también debe permitir el transporte económico, manejo, almacenamiento y construcción de la línea de la tubería con el mínimo daño o reparación de la cubierta. Para asegurar el control preciso de la aplicación y calidad de la cubierta, muchos tipos de cubierta son aplicadas en una planta o taller. El fabricante de cubiertas puede proporcionar una guía para una protección propia durante el transporte, manejo y almacenamiento del tubo que ha sido cubierto. Existen bastantes procedimientos de evaluación que se utilizan para evaluar las características de la cubierta relacionadas al transporte, almacenamiento y construcción. Entre las características a ser consideradas están:

- Resistencia de la cubierta ante un fluido frío o la penetración bajo cargas mecánicas,
- Resistencia de la cubierta a la exposición de rayos ultravioleta y al ciclo de temperatura durante el almacenamiento al aire libre,
- Resistencia de la cubierta a la abrasión y al impacto.

La función de un recubrimiento interno es prevenir la corrosión interna y producir y mantener una superficie lisa que aumente la capacidad de flujo. Los recubrimientos de mortero-cemento y las cubiertas para tuberías de agua aceradas son durables y han proporcionado mucho años de excelente servicio. Las superficies del tubo cubiertas con mortero-cemento son protegidas del ambiente por el cemento alcalino, el cual, pasiva el acero y previene la corrosión del hierro en los ambientes más naturales. La pasivación ocurre rápidamente en las superficies recién cubiertas y no es destruida por la humedad y el oxígeno absorbido por la cubierta de mortero. Los recubrimientos de mortero-cemento proporcionan una baja resistencia de fricción hidráulica, y en la conducción de aguas blandas son no tóxicos y anticorrosivos.

El esmalte de carbón-alquitrán y la resina epóxica exhiben excelentes propiedades de resistencia a la corrosión y proporcionar la tersura requerida para mantener la capacidad de flujo. Ellas protegen del medio ambiente a las líneas de agua aceradas mediante el aislamiento eléctrico de la superficies del tubo cubiertas. Cuando se refuerza, las cubiertas proporcionan la resistencia adicional contra el daño físico.

3.3 SUSTITUCIÓN DE TUBERÍAS.

Cada vez existen más materiales que son utilizados para usarse en nuevas redes de agua potable, estos incluyen: PVC, hierro dúctil, acero, asbesto cemento, polietileno de mediana densidad, y concreto pretensado, como resultado han surgido nuevas técnicas de instalación. Estos incluyen: técnicas de zanja estrecha y procedimientos de instalación sin zanja; cuyo uso ha ido incrementándose por la creciente industria del agua, particularmente, para explotar las características de los nuevos sistemas de tuberías de polietileno de mediana densidad. En ciertas circunstancias, estas técnicas ofrecen menores costos y menores molestias sociales que la técnica convencional de excavación de zanjas.

Una sustitución es justificada cuando se tienen:



- Alta frecuencia de daños
- Corrosión externa en las tuberías, tomas y piezas especiales
- Costos elevados de reparación de los daños y costos excesivos de mantenimiento
- Daños severos en la red principal
- Altas pérdidas de agua
- Reducción del área hidráulica
- Grandes pérdidas de presión
- Mala calidad del agua, con alto grado de incrustaciones

Los materiales mas usados en la sustitución de tuberías son PVC, polietileno de mediana densidad, asbesto cemento y hierro dúctil. Las técnicas de instalación usadas para las nuevas tuberías pueden ser:

- Técnicas de zanja: excavación de zanja convencional, excavación con zanja estrecha.
- Técnicas sin zanja: excavación subterránea, por flujo cortante.

Una ventaja de las técnicas tradicionales de excavación sobre las técnicas sin zanja, es la posibilidad de reemplazar la tubería a una nueva línea y altura. Las técnicas sin zanja tienen la ventaja de reducir el costo del reemplazo y las molestias sociales.

La principal diferencia entre las técnicas de sustitución nos la da el dispositivo usado para realizar la inserción de la nueva tubería en la existente, considerando el tipo de material de la tubería a insertar dependiendo del tipo de dispositivo utilizado para realizar la sustitución

• Inserción de tuberías.

La inserción consiste en introducir una tubería nueva dentro de la existente. La línea de tubería existente es fragmentada totalmente y la cavidad agrandada por el equipo utilizado, ambas tuberías de distribución podrían ser de material polímero. La reconexión de las comunicaciones de la tubería se realizan con excavaciones por cada conexión, este sistema es utilizado en situaciones donde se requiere una mínima interrupción del servicio. El método provee una capacidad de reemplazo de tuberías del mismo o mayor diámetro y el equipo utilizado puede ser neumático o hidráulico el cual se introduce a lo largo de la tubería existente, rompiéndola y comprimiendo los fragmentos rotos en la tierra a su alrededor donde es localmente consolidada, mientras que una nueva tubería es jalada por el equipo excavador. Este método es efectivo para tuberías de materiales, con diámetros por arriba de 200 mm, dependiendo de la extensión de la línea a sustituir, con lo que se consigue una mínima afectación y menores costos debido a que no se realizan extensas excavaciones.

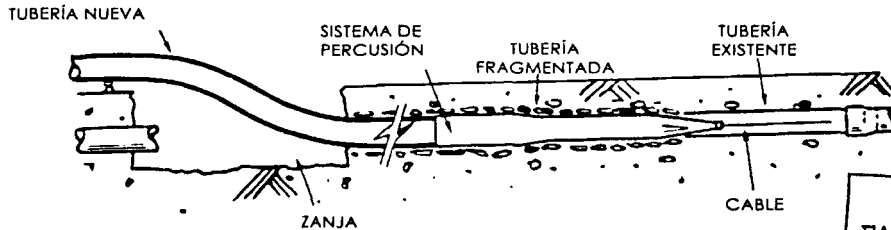


Figura 3.9 Inserción de tuberías.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tiene la desventaja de que solo se pueden utilizar materiales flexibles como reemplazo. Las tuberías de hierro dúctil o de acero, no son fragmentadas efectivamente. Y el concreto disminuye

la eficiencia del equipo hidráulico. Las vibraciones del suelo pueden dañar servicios adyacentes a la tubería a sustituir, por lo que es necesario desconectar los servicios prioritarios al iniciar los trabajos.

Ventajas

- Mínima excavación
- No tiene problema de junteo
- Más económico que el reemplazo
- Período de vida útil grande

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Desventajas

- puede haber reducción de la capacidad hidráulica
- Limitaciones por diámetro.

Para seleccionar la técnica de reemplazo adecuada se debe considerar los siguientes aspectos:

a. Limitaciones de la técnica.

Debido a que algunos métodos solo pueden aplicarse en algunos tipos de suelos, y en algunos métodos solo se pueden reemplazar tramos de tubería limitados y existen restricciones en cuanto al diámetro. Además algunas técnicas son difíciles de utilizar en áreas urbanizadas y con mucho tráfico vehicular.

b. Capacidad de flujo.

También es importante la capacidad de flujo que se obtiene en cada técnica, ya que algunas técnicas reducen su capacidad de flujo al reducir el diámetro interior del tubo

c. Costo.

El costo es uno de los factores determinantes en la selección de la técnica de reemplazo debido a que algunas técnicas tienen un costo mucho mas elevado que otras.

3.4 CRITERIOS DE CONTROL.

Para establecer el estado de fugas en un sistema de distribución, se emplean diferentes técnicas analíticas dependiendo de la calidad y cantidad de información y datos históricos disponibles, así como de los resultados obtenidos de estudios de evaluación de fugas. A partir de un análisis estadístico de la ocurrencia de fugas en tiempo y espacio, es posible identificar los parámetros correspondientes a la tendencia y patrones de falla y reparación de las mismas, así como también las variables (causas) técnicas u operativas, que producen las fugas empleando las unidades o indicadores apropiados.

Primeramente se organiza y resume la información, se detallan los registros históricos de fugas, para determinar las características físicas del sistema y los patrones y tendencias de la reparación. Dicha información y datos resumidos se pueden presentar en forma de gráficas o en cuadros.

Se deben involucrar la utilización de resultados y datos complementarios de ocurrencia y reparación de fugas obtenidos de mediciones en campo, para aumentar el detalle de la información y en algunos casos, para verificar los resultados y conclusiones del análisis descriptivo. Los datos complementarios se refieren a la magnitud de los daños y de las fuerzas o condiciones a que están sujetos los elementos del sistema.

Para determinar los factores que contribuyen a la falla, se emplean técnicas estadísticas utilizando datos y registros de fugas reparadas. Se determina si existe una relación lineal entre variables

dependientes, frecuencia de reparaciones (tiempo de la primera reparación, etc.) y una o más variables independientes (factores que son predictores de falla o contribuyen directamente al deterioro).

Cuando se inicia la implantación de un programa de control de fugas, los modelos de análisis que se pueden emplear para la elaboración del diagnóstico son utilizando la relación beneficio/costo y utilizando indicadores, con la información que resulta de la evaluación de proyectos básicos y de la evaluación de fugas respectivamente.

A. Relación beneficio/costo

La mejor alternativa debe ser la que proporcione mayores beneficios técnicos, financieros, económicos y sociales en menos tiempo.

Teniendo una inversión planificada de acuerdo con el mayor beneficio/costo a largo plazo se tiene una curva superior y, en el caso opuesto, el desarrollo de trabajos de control de fugas de forma no planificada.

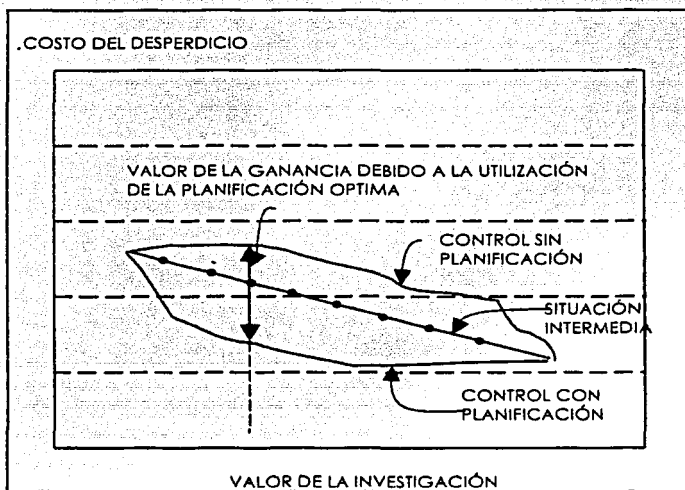


Figura 3.10. Gráfica de inversiones planificadas y no planificadas.

Sin dejar de elaborar profundos estudios económicos - financieros, se pueden establecer indicadores que reflejen los aspectos técnicos, financieros de los costos de las pérdidas por fugas y establecer el orden prioritario de los sectores que serán atendidos. Si este método presenta el problema de no expresar, en una forma concisa las prioridades, existe el método utilizando indicadores, el cual lleva a una serie de suposiciones para obtener conclusiones definitivas.

B. Prioridades utilizando indicadores.

Este método se basa en establecer los elementos que tienen relación con las fugas, fijando para los indicadores que asociados a un factor, reflejan la prioridad del sector. La eficiencia de éste método depende de la correcta valoración de los indicadores.

A continuación se presentan los indicadores que se pueden seleccionar. De manera general, estos indicadores pueden ser suficientes, sin embargo, en algunos casos pueden ser necesarios indicadores adicionales; a continuación se describen estos:

a. Volumen facturado/volumen suministrado (%) Ka

Se define como el cociente entre el volumen facturado y el volumen suministrado al sector. Este indicador permite una evaluación tanto técnica como financiera y puede reflejarse en una determinada situación social del sector. De forma sucinta, mide la situación del sistema comercial. Puede ser indicativo de la mala comercialización de los servicios, ya sea por la falta de una agresividad del mercado, un mal catastro de usuarios, un sistema tarifario inadecuado o un alto porcentaje de fugas.

Muchas veces en sectores muy grandes resulta difícil la determinación del volumen facturado, principalmente si el organismo no cuenta con un buen sistema de cómputo.

b. Indicador Kb en porcentaje $(Q_{mn} - Q_i) / Q_{med}$

El cociente entre el caudal mínimo nocturno (Q_{mn}) menos el consumo industrial y el caudal medio diario (Q_{med}) expresado en porcentaje refleja en forma clara y objetiva la situación del sistema de distribución (red y conexiones).

Un valor elevado de este cociente puede representar un alto grado de fugas. Asimismo, se puede establecer como un buen cociente un valor cercano al 40 %, suponiendo que la diferencia sea debida a la existencia de fugas de agua en el sistema. Este valor es calculado con datos de mediciones nocturnas, debido a que las presiones y las pérdidas por fugas son mayores.

El valor de estos indicadores reflejan indirectamente la situación de la red de distribución con relación al material, años de uso y presión a la que están sometidas las tuberías del sistema.

c. Grado de medición Kc en (%)

Los bajos índices de medición normalmente reflejan un alto grado de fugas y un uso no racional del agua por parte de los usuarios, esto se observa en los altos consumo "per capita".

d. Valor facturado del sector/Valor facturado total (%) Kd

Los valores ya descritos se refieren a los elementos técnicos, con excepción del que aporte ingresos financieros al sector. El elemento que ahora se define permite una comparación del valor de la facturación del sector, con la facturación total del sistema. Permite percibir en forma global, los beneficios financieros inmediatos resultantes del desarrollo de un plan de control de fugas, tiene un peso realmente significativo.

En algunas localidades puede tener un valor de 20 % hasta 25 % de la facturación total, debido a edificios habitacionales y de economías tipo comercial cuya tarifa puede ser significativamente superior a la residencial.

e. Consumo "per capita" residencial (lts./hab/día) Ke

Una evaluación del consumo "per capita" residencial con las características socio económicas de un sector puede reflejar la posibilidad de ocurrencia de fugas en las instalaciones prediales y residenciales. Para la valoración de este elemento, es necesario conocer el consumo "per capita" del proyecto, a fin de que se realice un análisis y luego su correcta valoración.

f. Índice de cobertura (%) Kf

Se define como el porcentaje de predios abastecidos en relación a los predios existentes en el sector. Un índice de baja cobertura, puede ser indicativo de la existencia de conexiones clandestinas, este indicador sólo se puede obtener cuando se cuenta con un buen catastro de usuarios integrado al catastro de la red de distribución.

En la valoración de estos indicadores se debe tener cuidado de que:

- Cada uno tenga un valor ponderado que refleje su influencia relativa, en la selección final de las prioridades.
- La atribución de valores a coeficientes de corrección de cada uno de los indicadores, en función de un análisis de casos típicos. La selección del caso típico deberá ser representativo de su universo.

El procedimiento antes descrito se aplica de la siguiente manera: se establecen zonas clasificadas en igual número para todos los indicadores, siendo corregido cada uno de ellos por un coeficiente que refleje su valor ponderado.

Este coeficiente es establecido en función del estudio de casos típicos a fin de que se determine sus influencias en el total (tabla 3.1). Es expresado en fracción decimal cuya suma total debe ser igual a 1.0 (ecuación 3.1)

$$\sum_{i=1}^n C_n = 1.0 \quad \text{ec. 3.1}$$

que integra la expresión:

$$C_1 K_a + C_2 K_b + \dots + c_n K_i \quad \text{ec. 3.2}$$

Tabla 3.1. Indicadores clasificados

Indicadores	(%)	(%)	(%)	(%)	Lts/hab/día	(%)
clasificación	Ka	Kb	KC	Kd	Ke	Kf
1	> 80	< 20	> 80	> 20	< 100	> 80
2	70 - 80	20 - 40	60 - 80	15 - 20	100 - 200	70 - 80
3	60 - 70	40 - 60	40 - 60	10 - 15	200 - 300	60 - 70
4	50 - 60	60 - 80	30 - 40	5 - 10	300 - 400	50 - 60
5	< 50	> 80	< 30	< 5	> 400	< 50
Valores Ponderación	C1	C2	C3	C4	C5	C6
	0.25	0.30	0.10	0.15	0.10	0.10

Como ejemplo, se presenta la metodología para agrupar los indicadores para su correcta calificación

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.2. Ejemplo de cuadro analítico de clasificación de sectores prioritarios.

SECTOR	Ka = CALIF. x C1		Kb = CALIF. x C2		N = 1 SUM Kn N = a	ORDEN DE PRIORIDAD
	CALIF.	Kd	CALIF.	Kc		

En este caso es necesario hacer la estimación de pérdidas de facturación debidas a fugas. Esta evaluación se realiza suponiendo una serie de premisas en varios elementos que intervienen en el proceso.

Para los resultados es necesario considerar los siguientes aspectos:

- a. Suponer que el consumo ocurre en todas las conexiones proporcionalmente al diámetro de las tuberías o la capacidad del medidor instalado en el predio.
- b. Para esto, es necesario que se indiquen los diámetros de las tuberías en el catastro de usuarios. En caso de que no exista esta información del diámetro de las tuberías, en el catastro de usuarios, es válido utilizar como factor correlativo la capacidad del medidor.
- c. La estimación de las pérdidas se obtiene a partir del cociente $(Q_{mn} - Q_i) / Q_{med}$ considerando que su valor máximo sea alrededor del 40 % y teniendo en cuenta que el resto representa las fugas nocturnas. Este es un valor razonable para las fugas considerando la optimización técnico-económica.
- d. Se entiende que el valor óptimo es característico de cada localidad y que su correcta definición exige estudios que cubran los aspectos económicos, financieros y técnicos. También se puede obtener ese indicador por extrapolación de otra localidad semejante.
- e. La evaluación se realiza aplicando la tarifa de los servicios para obtener el valor de sus pérdidas por fugas.

Esta evaluación tiene como objetivo específico definir los sectores prioritarios.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 4.
EXPERIENCIAS EN LA
DETECCIÓN Y CONTROL DE
FUGAS.

4.1 EXPERIENCIAS EN LABORATORIO. DETECCIÓN DE FUGAS.

Para estudiar fugas en las redes de agua potable, se acostumbra construir dispositivos experimentales que permitan representar las condiciones bajo las cuales se opera una red de agua potable real.

Un ejemplo de este tipo de dispositivos se tiene en el laboratorio de hidrodinámica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual ha permitido realizar trabajos experimentales de detección de fugas satisfactorias.

La finalidad del dispositivo físico, es observar el funcionamiento a presión de redes de tuberías que tuvieran fugas de agua, es decir, realizar mediciones de presiones y gastos bajo estas características, y compararlas con la aplicación de algún método matemático.

En los métodos que se usan para calcular redes de tubos es costumbre considerar que las demandas se localizan en los nudos debido a las complicaciones de cálculo que se originan en los fundamentos de esos procedimientos. Aunque en los resultados que así se obtienen son, en general, razonablemente aproximados, pueden conducir a errores significativos en la evaluación de la piezometría.

El método matemático propuesto esta basado en ideas sencillas que permiten considerar que las extracciones se hacen en los nudos, como a lo largo de las tuberías. De esta manera, los resultados que se obtienen se apegan mejor a las condiciones reales de trabajo de las redes, por lo que el procedimiento también puede emplearse para hacer diagnostico del funcionamiento, con el objeto de ver hasta que punto las demandas supuestas son factibles, o bien para detectar posibles fugas.

4.1.1 Fundamentos del método.

La tubería T mostrada en la figura 4.1 representa a cualquier conducto de una red de agua potable entre las secciones de estudio S e I. Esta tubería se divide en los tramos A, B, C y D, los cuales se unen en los nudos intermedios J, K, y L.

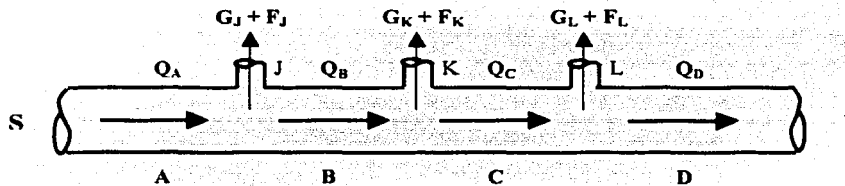


Figura 4.1.- Tubería T entre los nodos de cruce S e I

Sea Q_A El gasto al inicio del conducto y Q_D el gasto al final del conducto; además G_J , G_K y G_L son los gastos de demanda en los nudos J, K y L respectivamente. En esta tubería se puede presentar uno de los gastos de salida llamados F_J , F_K y F_L que están ubicados en los nudos con el mismo índice.

Al aplicar la ecuación de continuidad en los nudos J, K y L se tiene:

$$Q_B = Q_A - G_J - F_J \quad \text{ec. 4.1}$$

$$Q_C = Q_B - G_K - F_K = Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K \quad \text{ec. 4.2}$$

$$Q_D = Q_C - G_L - F_L = Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L \quad \text{ec. 4.3}$$

La ecuación anterior puede ser descrita así

$$Q_A - Q_D = G_J + G_K + G_L + F_J + F_K + F_L \quad \text{ec. 4.4}$$

De acuerdo con la ecuación de Darcy-Weisbach, la pérdida de carga Δh entre los nudos extremos (S e I) de la tubería T se puede plantear como:

$$\begin{aligned} C_A |Q_A| Q_A + C_B |Q_A - G_J - F_J| (Q_A - G_J - F_J) + C_C |Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K| x \\ (Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K) + C_D |Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L| x \\ (Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L) = \Delta h \end{aligned} \quad \text{ec. 4.5}$$

donde los coeficientes C están dados por la ecuación 4.6. En esta expresión se ha preferido escribir el producto del gasto por el valor absoluto del gasto en lugar del gasto al cuadrado; ya que así, se toma en forma automática el signo que debe tener la pérdida de carga (contrario al gasto).

$$C = f \frac{L}{D} \frac{1}{2gA^2} \quad \text{ec. 4.6}$$

Para determinar el gasto Q_A a partir de la ecuación no lineal 4.5 se propone la siguiente versión aproximada deducida a partir de un desarrollo en serie de Taylor:

$$\begin{aligned} C_A |Q_A^k| Q_A^{k+1} + C_B |Q_A^k - G_J - F_J| (Q_A^{k+1} - G_J - F_J) + C_C |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K| x \\ (Q_A^{k+1} - G_J - F_J - G_K - F_K) + C_D |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L| x \\ (Q_A^{k+1} - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L) = \Delta h \end{aligned} \quad \text{ec. 4.7}$$

donde k y k+1 son superíndices que distinguen a las variables de la iteración k de la k + 1. Al despejar Q_A^{k+1} se encuentra

$$Q_A^{k+1} = \frac{J_T}{D_T} \quad \text{ec. 4.8}$$

siendo

$$\begin{aligned} J_T = \Delta h + C_B |Q_A^k - G_J - F_J| (G_J + F_J) + C_C |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K| x \\ (G_J + F_J + G_K + F_K) + C_D |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L| x \\ (G_J + F_J + G_K + F_K + G_L + F_L) \end{aligned} \quad \text{ec. 4.9}$$

$$D_T = C_A |Q_A^k| + C_B |Q_A^k - G_J - F_J| (Q_A^{k+1} - G_J - F_J) + C_C |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K| x \\ C_D |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L| \quad \text{ec. 4.10}$$

La ecuación 4.7 tiende a la ecuación 4.5 ($Q_A^k \approx Q_A^{k+1}$) cuando los valores de las variables con superíndice en dos iteraciones sucesivas son casi iguales.

En la ecuación 4.5 la variables F_J , F_K , F_L es distinta de cero. La que no es igual a cero corresponde a una posible fuga en la posición del nudo intermedio J, K o L de acuerdo con el índice que tenga esta variables F no nula.

Los gastos de desequilibrio en los nudos de cruce de la red se obtienen a partir de los gastos que circulan en las tuberías de la red cuando en los nudos de cruce se asignan niveles piezométricos conocidos (a las cargas de presión medidas en estos nudos se le suma una carga de posición determinada).

Para obtener los gastos y las presiones en la red de tuberías a partir de las mediciones de presión en los nudos de cruce se consideró uno de los procedimientos numérico para resolver redes de

tuberías descrito en el capítulo 2. En estos nudos el nivel piezométrico es conocido (se tratan como tanques de regulación).

Una vez determinados los gastos que circulan en las tuberías de la red se aplica la ecuación de continuidad en cada nudo de cruce de la red. Puede suceder que la suma algebraica de los gastos de entrada y de salida que fluyen en las tuberías de la red no sea igual al gasto de demanda. Por lo que resulta.

$$D_n = \sum Q_J - G_n \quad \text{ec. 4.11}$$

al gasto D_n se le llama gasto de desequilibrio en el nudo de cruce n cuando el valor absoluto de D_n es mayor a una cantidad positiva δ cercana a cero fijada de antemano (se le denomina tolerancia), Q_J es el gasto de la tubería J y G_n es el gasto de demanda real.

En las ecuaciones 4.1 a 4.4 se aprecia que los gastos Q_A , Q_B , Q_C y Q_D dependen de los gastos de fuga F_J , F_K y F_L .

El gasto de desequilibrio distinto de cero en el nudo de cruce n se debe a que en su cálculo se ha propuesto que los gastos de fuga son iguales a cero. Sin embargo, en una o varias de las tuberías que se unen en el nudo n existen gastos de fuga.

La información aislada de diferencia de presión entre dos nudos de cruce no es suficiente para decidir en cuales de las tuberías se presenta un gasto de fuga. Cuando se maneja el conjunto de todos los nudos de cruce, es posible señalar a varias tuberías que pueden tener este tipo de gasto.

La determinación de los gastos de fuga se realiza para aquellas tuberías que tienen un gasto de desequilibrio distinto de cero en el nudo S y un gasto de desequilibrio igual a cero en el nudo I consignados en la figura 4.1. En estas condiciones se puede valorar un gasto de fuga con la ayuda del caudal que fluya en el último tramo de la tubería (Q), porque se puede comparar con el gasto Q_D , que interviene en el cálculo del gasto de desequilibrio del nudo I , en donde se tiene como resultado $D_I = 0$, ya que permanece con un valor constante de acuerdo con el resultado obtenido con el procedimiento numérico en el capítulo 2.

Los gastos de fuga F_J , F_K y F_L se obtienen por medio del siguiente procedimiento de aproximaciones sucesivas.

1. Se escoge el nudo M donde se valorará el gasto de fuga (representa a uno de los tres índices J , L o K). Los otros dos gastos de fuga son nulos.
2. Se supone un valor para el gasto F_M .
3. Se obtiene el gasto en el primer tramo (Q_A) con la ecuación 4.8.
4. Se calcula $Q = Q_A - G_J - G_K - G_L - F_M$
5. Se compara Q contra Q_D (que es el valor obtenido con el procedimiento numérico descrito en el capítulo 2). Si tienen un valor parecido se continua con el paso 6, de otro modo se sigue con el paso 2. La semejanza entre los valores de los gastos Q y Q_D dependerá de la tolerancia especificada en el procedimiento.
6. se dispone de los valores Q_A y F_M . Hasta este punto, ya se llevo a una de las tres soluciones, ya que la fuga se puede ubicar en los nudos J , L o K y solamente se ha elegido un nudo M , sin embargo, al determinar un gasto Q igual al Q_D no se garantiza que esta sea la solución porque falta aplicar la ecuación 4.11 en el nudo M (como se especifica en el siguiente apartado) y esperar a que el gasto de desequilibrio sea nulo o lo más cercano posible y

como esto puede no cumplirse, se tienen que encontrar las otras dos soluciones; es decir, ubicar la fuga en los nudos restantes y una vez obtenidas las tres diferentes opciones de solución compararlas y la que proporcione el gasto de desequilibrio igual a cero o lo más cercano a este en el nudo S, será la solución definitiva.

7. Se vuelve al paso 1 hasta tener evaluados F_j , F_k y F_l . En cada ocasión que se inicia el proceso, uno de los tres gastos de fuga es distinto de cero.

No se considera suponer dos o más gastos de fuga en una tubería al mismo tiempo para llegar a una solución.

Los gastos de desequilibrio distintos de cero permiten realizar una primera selección de las tuberías con una posible fuga. En efecto, la fuga se presenta en una o varias de las tuberías que se conectan en el nudo de cruce con gasto de desequilibrio distinto de cero. Posteriormente se establece el orden de las tuberías en que convendría buscar la fuga.

Para obtener una lista de tuberías donde puede existir un gasto de fuga se propone lo siguiente:

1. Se obtienen los gastos de desequilibrio en los nudos de cruce.
2. Se escoge una tubería que tiene en un extremo un gasto de desequilibrio distinto de cero y en el otro extremo un gasto de desequilibrio nulo. Con ello queda definido el gasto Q_D de la tubería, que durante el procedimiento de solución se mantendrá con un valor constante.
3. Se emplea el procedimiento anterior de aproximaciones sucesivas para obtener los resultados:

A) Q_A Y $F_j \neq 0$ con $F_k = F_l = 0$

B) Q_A Y $F_k \neq 0$ con $F_j = F_l = 0$

C) Q_A Y $F_l \neq 0$ con $F_k = F_j = 0$

4. Para los gastos en los tramos iniciales (Q_A) o finales (Q_D) de cada tubería deducidos en el paso 3, en donde por cada tubería se encuentran diferentes soluciones dependiendo del número de nudos en donde se ubique la fuga. Se encuentran nuevos valores del gasto de desequilibrio (en el nudo S), aplicando la ecuación de continuidad o ecuación 4.11.
5. Los gastos de desequilibrio más pequeños (que tienden a cero) en valor absoluto permiten formar una lista con la tuberías con posible gasto de fuga y su ubicación en ellas.

El procedimiento anterior proporciona mejores resultados mientras mayor sea el gasto de fuga con respecto a la magnitud de los gastos de demandas.

4.1.2 Ejemplo de aplicación.

El dispositivo físico consta de una tubería galvanizada con tramos de 4", 3" y 2" de diámetro, con una serie de llaves que permiten extraer un gasto que simula tanto la demanda en la red como las posibles fugas que se pueden presentar.

La red tiene cuatro circuitos abarcando un total de 11 x 20.6 m. Las tuberías de 11 m de largo se dividieron en cuatro tramos de 2.75 m y las de 9.6 m, en cuatro tramos de 2.4 m cada uno. En cada unión de tramos se colocó una llave de nariz de 1/2" con lo que se tienen 33 salidas de agua

La altura del nivel de piso al eje de las tuberías de la red es de aproximadamente 1.20 m, lo cual facilita la manipulación de las llaves de nariz y las válvulas de compuerta, así como para permitir el libre desplazamiento a través de la red.

Sea la red de distribución de un laboratorio de Hidráulica mostrada en la figura 4.2. en la cual se ha incluido la nomenclatura que distingue a la numeración de los nudos de la correspondiente de las tuberías. En la figura se pueden apreciar las características hidráulicas de la red (gastos y presiones) funcionando bajo condiciones normales de operación, es decir cuando no se esta presentando ningún gasto de fuga.

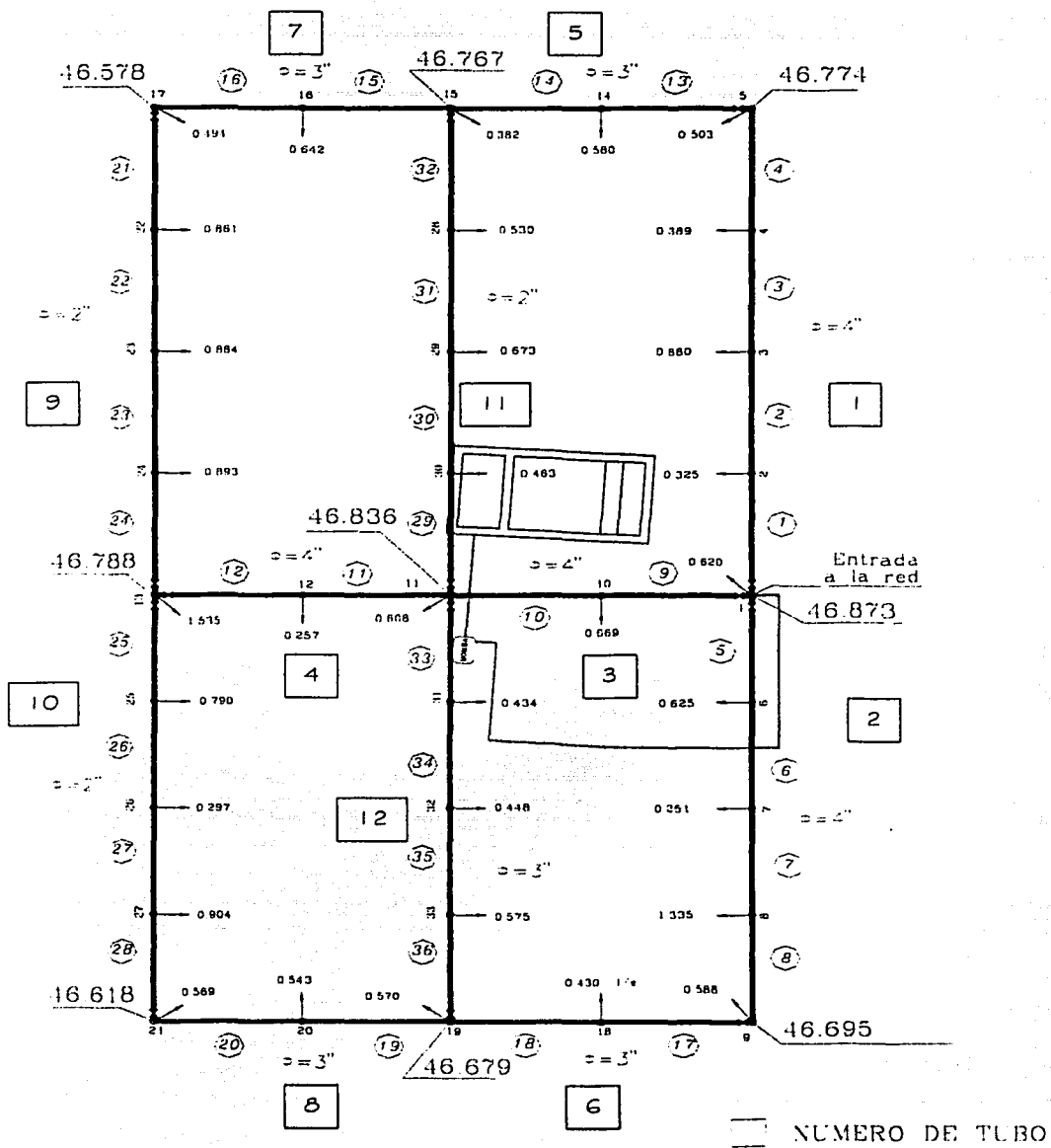
Las características de la red de tuberías y los gastos de demanda teórica G_n en los nudos, aparece en las tablas 1 y 2 respectivamente.

Tabla 4.1. Características de la red de tuberías.

Tramo	De nudo	A nudo	Longitud (m)	Φ plg	F	Tramo	De nudo	A nudo	Longitud (m)	Φ plg	F
1	1	2	2.75	4	0.0744	19	19	20	2.75	3	0.1150
2	2	3	2.75	4	0.0583	20	20	21	2.75	3	0.2322
3	2	3	2.75	4	0.0582	21	17	22	2.75	2	0.1111
4	4	5	2.85	4	0.0616	22	22	23	2.75	2	1.9669
5	1	6	2.4	4	0.1443	23	23	24	2.75	2	0.0586
6	6	7	2.4	4	0.1126	24	24	13	2.75	2	0.0647
7	7	8	2.4	4	0.1123	25	13	25	2.4	2	0.0323
8	8	9	2.4	4	0.1190	26	25	26	2.4	2	0.0396
9	1	10	2.75	4	0.0104	27	26	27	2.4	2	3.9574
10	10	11	2.75	4	0.0100	28	27	21	2.4	2	0.0567
11	11	12	2.75	4	0.0425	29	11	30	2.75	2	0.0140
12	12	13	2.75	4	0.0515	30	30	29	2.75	2	0.0105
13	5	14	2.75	3	0.0052	31	29	28	2.75	2	0.3564
14	14	15	2.75	3	0.0058	32	28	15	2.75	2	0.0225
15	15	16	2.75	3	0.3486	33	11	31	2.4	3	0.1062
16	16	17	2.75	3	0.6908	34	31	32	2.4	3	0.0976
17	9	18	2.75	3	0.0180	35	32	33	2.4	3	0.3004
18	18	19	2.75	3	0.0165	36	33	19	2.4	3	14.9882

Tabla 4.2. Gastos de demanda.

Nudo (n)	Gasto de demanda (l/s)	Nudo (n)	Gasto de demanda (l/s)
1	0.6200	18	0.4300
2	0.3250	19	0.5700
3	0.8800	20	0.5430
4	0.3890	21	0.5690
5	0.5030	22	0.8610
6	0.6650	23	0.8840
7	0.2510	24	0.8930
8	1.3350	25	0.7900
9	0.5980	26	0.2970
10	0.6690	27	0.9940
11	0.6080	28	0.5300
12	0.2570	29	0.6730
13	1.5350	30	0.4630
14	0.5800	31	0.4340
15	0.3820	32	0.4480
16	0.6420	33	0.5760
17	0.4940		



En los factores de fricción se estimó una cantidad adicional correspondiente a un factor de fricción equivalente a las pérdidas locales (codos, tees, válvulas, etc.) en cada tubería. Como se explicó en el capítulo anterior, esta consideración se hace por tratarse de una estación experimental en donde hay una pérdida considerable debido a los accesorios con que cuentan las tuberías.

Las cargas de presión medidas en los nudos de cruce una vez que se modificaron las características hidráulicas debido a la presencia de unos gastos de fuga que se simularon en algunos de los nudos de esta red de laboratorio, se consignan en la tabla 4.3.

Se sabe que existen fugas en la red y se desea localizar las tuberías de la red en las que pueden existir gastos de fuga.

Tabla 4.3. Niveles piezométricos medidos

Nudo (n)	Nivel piezométrico (m)
1	46.854
5	46.752
9	46.679
19	46.663
11	46.810
15	46.745
21	46.597
13	46.754
17	46.555

Con el fin de fijar un criterio para calcular las demandas, y considerando que puede existir cierta imprecisión en su cálculo, la cual es del tipo aleatoria, se considera que el porcentaje máximo exceda en 0.1 a la teórica.

Para obtener los gastos y las presiones en la red de tuberías a partir de las mediciones de presión en los nudos de cruce, se consideró que en estos nudos el nivel piezométrico es conocido (como si fueran tanques). A ellos se les asignó el valor medido de presión más el de carga de posición, la cual fue de 1.2 m para todos los nudos.

Con el procedimiento numérico para resolver redes de tuberías funcionando a presión bajo condiciones de flujo permanente propuesto por el instituto de Ingeniería descrito en el subcapítulo 4.1.1, se obtuvieron los resultados anotados en la tabla 4.4.

Con los gastos de entrada y salida a cada nudo de cruce anotados en la tabla 4.4 se aplicó la ecuación 4.11 a cada nudo de cruce para obtener los gastos de desequilibrio. En la tabla 4.5 se anotan los valores de los gastos de desequilibrio calculados, ordenados de mayor a menor en valor absoluto.

En la tabla 4.5 se puede ver que los gastos de desequilibrio más grandes en valor absoluto se presentan en los nudos 11 y 13.

Analizando las tuberías ligadas a los nudos que tienen los gastos de desequilibrio más alejados del valor cero (nudos 11 y 13). Se establece una primera selección de las tuberías que podrían tener un gasto de fuga. Ella consiste en las marcadas con los números: 3, 4, 9, 10, 11 y 12.

Se empleó el procedimiento descrito en el subcapítulo anterior a las tuberías que tenían un gasto de desequilibrio distinto de cero y otro igual a cero; en este caso, a las tuberías 3, 9, 10, 11 y 12.

Tabla 4.4. Gastos y presiones calculados en la red de tuberías.

Tramo No	Gasto (l/s)	Salte del nudo	Velocidad (m/s)	Perdida de carga hf (m)	Nudo No	Nivel piezometrico (m)	Carag sobre el terreno (m)	Gasto de demanda (l/s)
22	0.1572	23	0.08	0.033	33	46.755	45.255	0.577
2	4.7561	2	0.59	0.028	2	46.814	45.314	0.328
3	3.8696	3	0.48	0.018	3	46.786	45.286	0.887
23	1.0321	24	0.51	0.042	4	46.768	45.268	0.388
26	0.5390	25	0.27	0.007	32	46.772	45.272	0.448
6	4.6069	6	0.57	0.044	6	46.782	45.282	0.621
7	4.3542	7	0.54	0.039	7	46.738	45.238	0.253
27	0.2378	26	0.12	0.131	8	46.699	45.199	1.326
30	1.0597	30	0.52	0.008	31	46.785	45.285	0.437
31	0.3857	29	0.19	0.036	10	46.830	45.330	0.670
34	1.3070	31	0.29	0.013	29	46.780	45.280	0.674
35	0.8592	32	0.19	0.017	12	46.783	45.283	0.256
13	2.9665	5	0.65	0.004	26	46.714	45.214	0.301
14	2.3991	14	0.53	0.003	14	46.748	45.248	0.569
15	1.8315	15	0.40	0.103	30	46.788	45.288	0.462
16	1.1904	16	0.26	0.087	16	46.642	45.142	0.641
17	2.4864	9	0.55	0.010	25	46.721	45.221	0.790
18	2.0546	18	0.45	0.006	18	46.669	45.169	0.432
19	1.8049	19	0.40	0.033	28	46.745	45.245	0.531
20	1.2650	20	0.28	0.033	20	46.630	45.130	0.540
21	0.7049	17	0.35	0.037	27	46.583	45.083	0.894
1	5.0846	1	0.63	0.040	22	46.518	45.018	0.862
4	3.4802	4	0.43	0.016	23	46.551	45.051	0.875
24	1.9282	13	0.95	0.162	24	46.592	45.092	0.896
25	1.3288	13	0.66	0.033	17	46.555	45.055	0.498
5	5.2277	1	0.64	0.072	13	46.754	45.254	1.529
8	3.0279	8	0.37	0.020	21	46.597	45.097	0.567
28	0.6562	21	0.32	0.014	15	46.745	45.245	0.383
29	1.5221	11	0.75	0.022	11	46.810	45.310	0.599
9	10.4598	1	1.29	0.024	19	46.663	45.163	0.567
10	9.8162	10	1.21	0.020	9	46.679	45.179	0.582
32	0.1448	15	0.07	0.00	5	46.752	45.252	0.499
33	1.7441	11	0.38	0.025	1	46.854	45.354	0.620
11	5.5447	11	0.67	0.027				
12	5.2121	12	0.64	0.029				
36	0.2821	33	0.06	0.092				

En la tabla 4.6. aparecen los gastos de fuga que se calcularon en las tuberías 3, 9, 10, 11 y 12. se observa que para las tuberías 3 y 9 los gastos de fuga son muy pequeños, por lo que se retiran estos conductos de la primera selección de tuberías con posibles gastos de fuga.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**Tabla 4.5 Gastos de desequilibrio
(ordenados de mayor a menor en valor absoluto)**

Nudo (n)	Gasto de desequilibrio D_n (l/s)
11	-0.4562
13	-0.4258
21	0.0418
9	0.0405
15	-0.0398
19	-0.0351
5	-0.0147
17	-0.0125
1	0.0000

Las tuberías con posibles gastos de fugas son entonces la 10 y la 11.

Tabla 4.6. Posibles gastos de fuga en las tuberías seleccionadas.

Tubería	Nudo con fuga	Gasto de fuga (l/s)	Tramo inicial	Gasto en el tramo inicial (l/s)	Tramo final	Gasto en el tramo final
3	Ninguno	0	9	10.4362	10	9.8162
	10	0.0476	9	10.4587	10	9.7911*
9	Ninguno	0	24	1.9281	21	-0.7048
	24	0.0037	24	1.9310	21	-0.7056*
	23	0.0037	24	1.9306	21	-0.7060*
	22	0.0037	24	1.9287	21	-0.7080
10	Ninguno	0	25	1.3288	28	-0.6562
	25	0.7434	25	2.0307	28	-0.6977
	26	0.5017	25	1.7890	28	-0.6967
	27	0.0428	25	1.3302	28	-0.6905*
11	Ninguno	0	29	1.5218	32	-0.1452
	30	0.2893	29	1.7714	32	-0.1849
	29	0.1941	29	1.6763	32	-0.1848
	28	0.0403	29	1.5226	32	-0.1846*
12	Ninguno	0	33	1.7441	36	0.2821
	31	0.0036	33	1.7476	36	0.2820*
	32	0.0036	33	1.7475	36	0.2819*
	33	0.0036	33	1.7474	36	0.2817*

* No se considera porque el gasto de fuga se observa que es pequeño.

Se aplicó la ecuación de continuidad con los nuevos valores del gasto de los tramos inicial y final anotados en la tabla 4.6 a cada uno de los nudos con gasto de desequilibrio grande (nudos 13 y 11). En las tablas 4.7 y 4.8 se consignan los valores encontrados para esta ecuación.

La tubería 4 no se considero por que tenía gasto de desequilibrio en sus dos nudos de cruce, por esta razón en el balance de gastos del nudo 13 no se toma en cuenta que exista fuga en la tubería 4 ni en la 9 de acuerdo con la tabla 4.6. Por consiguiente a este análisis en el balance de gastos del nudo 11 se supone que no existe fuga en las tuberías 4, 3 y 12.

Para establecer un orden en la localización de la fuga se calculan los gastos de fuga en cada una de las tuberías. Se comienza con las que tiene un extremo gasto de desequilibrio (tuberías 3, 9, 10, 11 y 12) y se termina con las que en ambos extremos tienen gastos de desequilibrio (tubería 4).

Al descartar los casos en los que el gasto de fuga es muy pequeño (tabla 4.6) y los casos en los cuales la ecuación de continuidad de valores mayores o iguales a los gastos de desequilibrio iniciales (tablas 4.7 y 4.8) se reduce el número de posibilidades de tuberías con fuga.

Tabla 4.7. Balance de gastos en el nudo 13 (sin fuga en las tuberías 4 y 9).

caso	Gasto en el tramo 12	Gasto en el tramo 24	Gasto en el tramo 25	Gasto de salida en el nudo 13	Ecuación de continuidad
	5.2121	-1.9282	-1.3288	-1.529	0.4261*
1	5.2121	-1.9282	-2.0307	-1.529	-0.2757
2	5.2121	-1.9282	-1.7890	-1.529	-0.0341
3	5.2121	-1.9282	-1.3302	-1.529	0.4247*

* Se eliminan por ser mayores o parecidos al gasto de desequilibrio que existía en ese nudo (0.4562 l/s según la tabla 4.5)

Tabla 4.8. Balance de gastos en el nudo 11 (sin fuga en las tuberías 4, 3 y 12).

caso	Gasto en el tramo 10	Gasto en el tramo 11	Gasto en el tramo 29	Gasto en el tramo 33	Gasto de salida en el nudo 13	Ecuación de continuidad
	9.8162	-5.5447	-1.5218	-1.7441	-0.599	0.4831*
4	9.8162	-5.5447	-1.7774	-1.7441	-0.599	0.2335
5	9.8162	-5.5447	-1.6763	-1.7441	-0.599	0.3286
6	9.8162	-5.5447	-1.5226	-1.7441	-0.599	0.4058

En las tablas 4.9 y 4.10 se amplía la información de los casos que se anotaron en las tablas 4.7 y 4.8. Además se escriben en orden de prioridad para proceder a la localización de la fuga. Ello se hizo de acuerdo con el menor gasto de desequilibrio resultante.

Tabla 4.9. Nudo 13 (se unen las tuberías 4, 9 y 10)

Prioridad	Caso	Tubería con fuga	Nudo (ver tabla 7)	Gasto de fuga (l/s, ver tabla 7)	ecuación de continuidad (ver tabla 8)
1	2	10	26	0.5017	-0.0341
2	1	10	25	0.7434	-0.2757

Tabla 4.10. Nudo 11 (se unen las tuberías 3, 4, 11 y 12)

Prioridad	Caso	Tubería con fuga	Nudo (ver tabla 7)	Gasto de fuga (l/s, ver tabla 7)	ecuación de continuidad (ver tabla 8)
1	4	11	30	0.7214	0.2335
2	5	11	29	0.5017	0.3286

Los dos nudos que presentaron en un principio los gastos de desequilibrio mayores fueron los nudos 13 y 11.

Por lo que se refiere al nudo 13, la tabla 4.9 señala que la posible fuga se localiza en la tubería 10. Primero debe buscarse en el nudo 26, si no se ubica ahí, puede estar en el nudo 25.

Respecto al nudo 11, se tiene de la tabla 4.10 que es probable que exista fuga en la tubería 11. Además que debe empezar a localizarse la fuga en el nudo 30, si no se ubica ahí, se pasa al nudo 29.

Debido a que las presiones de la red de laboratorio en las que se basa este análisis se obtuvieron simulando gastos de fuga en los nudos 26, 29 y 32, es posible comparar los resultados.

4.1.3 Comentarios al ejemplo de aplicación.

De los resultados del ejemplo de aplicación, se nota que a pesar de que la magnitud de las fugas del laboratorio no fueron tan grandes en comparación con las demandas, los resultados del método fueron adecuados. Además el conocer de antemano las condiciones bajo las cuales trabajó la estación experimental durante la toma de mediciones que se utilizaron para la aplicación del método propuesto, permitió comparar resultados y verificar que las tuberías con fugas si son localizadas.

El método para detectar fugas mayores de agua en redes de tuberías funcionando a presión permite hacer la detección en cierto orden, a partir únicamente de los gastos de ingreso a la red, de la medición de las cargas en los puntos de cruce y de una estimación de las demandas.

No obstante, con sus limitaciones, el método descrito es perfectible y puede ser empleado para realizar diagnósticos, toda vez que lo que podría ocurrir es que en lugar de existir fugas lo que sucede es que las demandas están mal valuadas. Aun con dificultades, el método que se propone constituye ya un primer paso para ayudar en sus tareas a los ingenieros que operan redes.

Para aplicar el procedimiento de detección de fugas se prefiere que las presiones que se miden en la tubería de la red no sean pequeñas para obtener lecturas confiables si los instrumentos de medición a utilizar son los manómetros de resorte (si la presión es baja, debido a la resolución del instrumento de medición, es difícil distinguir el cambio de presión generado debido a las fugas).

De preferencia las mediciones deben realizarse durante el tiempo que las presiones son más grandes, o cerca de él. Sin embargo, puede ocurrir que con presiones muy altas también se tengan problemas, ya que si la fuga es muy pequeña, solo ocasionaría un déficit de presión imperceptible y las presiones medidas aparentemente sean las misma y después de la presencia de la fuga.

En una red real en donde como se sabe las presiones en el periodo nocturno son mayores, sería más fácil detectar fugas en este lapso debido a la facilidad de detectar un déficit de presión.

El método es fácil de manejar ya que permite hacer la detección en un cierto orden, a partir únicamente de los gastos de ingreso a la red, de la piezometría en los nudos de cruce y de una idea de las demandas.

Por otro lado aun cuando estos resultados son alentadores, será necesario aplicar el procedimiento propuesto en redes de mayor tamaño para comprobar su eficacia, así como realizar un número adecuado de ensayos en los dispositivos físicos para tratar de ver en que medida existen pérdidas menores que pudieran alterar los resultados. Para esto esta provisto realizar una serie de ensayos en redes de tuberías reales.

En la aplicación del método a redes reales, es necesario comprobar mediante excavación u otro medio que efectivamente se presenta la fuga. Es conveniente que una vez localizada sea reparada, pero para fines de estudio sobre el tema, se pretende aforar directamente el gasto de fuga para contar con información sobre los caudales que se pierden. Lo cual contribuiría a la mejora de este método.

Es importante resaltar que una vez que el método se pueda llevar a cabo de una forma practica en las redes de tuberías "reales", su aplicación puede ser indistinta para valores de día o de noche dependiendo del ámbito de presiones que tenga la zona, por lo que será necesario llevar a cabo solamente una de las campañas de las presiones en los nudos de cruce.

Para el modelo matemático de calculo de gastos y presiones en la red es necesario disponer de las longitudes, diámetros, coeficientes de fricción y la conexión entre tuberías. También se requiere de las cargas conocidas a la entrada de la red, las demandas en los nudos y los valores iniciales de los gastos circulantes (como ya se menciona pueden tener cualquier valor, pero no nulos). En el diagrama del ejemplo de aplicación del método, se aprecia la piezometría y los gastos de salida medidos en la red del laboratorio.

Con los gastos de salida medidos en la red trabajando sin fuga (gastos de demanda, que en el caso de una "red real" se calcularía o se estimaría de igual manera sin fuga), y las presiones en los nudos de cruce (en la red del dispositivo físico funcionando con una fuga o varias fugas, ya que si se tratara de una "red real", la toma de mediciones se llevaría a cabo bajo estas mismas condiciones, es decir con la fuga para que una vez que se aplique el método sea posible detectar y localizar la fuga). Así, después de alimentar con estos datos el método matemático es posible obtener los resultados correspondientes y compararlos con las condiciones de funcionamiento bajo las cuales se obtuvieron las mediciones en la estación experimental.

El análisis de una red de tuberías para abastecimiento de agua potable permite revisar si las presiones en la red son suficientes para proporcionar un servicio eficiente de distribución de agua a la población y en que tuberías se pierde mayor cantidad de energía.

El método de solución de la red estática que incluye la estimación del factor de fricción es aplicable a redes de tubos es simple e incorporar aspectos no atendidos por métodos como el de Hardy Cross u otros de la literatura sobre el tema. Para su aplicación es necesario disponer de las longitudes, diámetros, rugosidad absoluta de la tubería y la conexión entre tuberías. También se requiere de las conocida a la entrada de la red, así como los gastos y las demandas en los nudos.

Es más recomendable usarlo en redes de tubos grandes, sin embargo para casos de redes muy pequeñas, como los ejemplos aquí planteados se muestra que su aplicación es eficiente y no es complicada.

Para el calculo de las perdidas debidas a la fricción, se prefiere utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach porque se toma en cuenta en la estimación del factor de fricción f , la rugosidad equivalente, la viscosidad cinemática, la velocidad del flujo y el diámetro de la tubería; es decir, variables hidrodinámicas que permiten un cálculo más preciso.

Los ensayos se llevan a cabo con los siguientes pasos:

- Con la válvula de compuerta ubicada exactamente después de la bomba, se establece una presión a la entrada; la cual dependerá del orden de gastos que se quiera manejar. Por lo general dicha presión se encuentra en un rango de 0.90 a 3 kg/cm².
- debido a que no hay válvulas de compuerta colocadas a través de las tuberías de la red, el flujo corre a través de los cuatro circuitos.
- cuando se trata de realizar un ensayo sin simulación de fuga a todas las llaves de nariz se les proporciona una cierta abertura que corresponde en ocasiones al 25 %, 50 % o abiertas completamente, es decir aun 100 %. Si se pretende tener una o varias fugas en la red del dispositivo, a las llaves en donde se desea ubicar la fuga, se les da una mayor abertura que al resto de las mismas.

- se realizó un aforo volumétrico para determinar el gasto que sale por cada llave de nariz (cuatro veces por llave para reducir el error en la lectura).
- Se toman lecturas con un manómetro de carátula ubicado en la entrada de la alimentación de la red, nudo 1. Con la finalidad de observar con que ámbito de valores de presión se va a trabajar.
- una vez que se establece el flujo se toma la lectura del limnómetro para conocer el gasto total que circula a través del dispositivo físico por medio del vertedor triangular que se tiene en el tanque. Se hacen varias lecturas. Es indispensable supervisar que la descarga del vertedor no se encuentre ahogada para realizar las mediciones sin error.
- se toma el cero de cada celda de presión antes de ser conectada en algún punto, para proceder a tomar la presión en el sitio deseado.
- se conectan varias celdas de presión en diferentes puntos de la red para llevar a cabo la toma de mediciones al mismo tiempo.
- por medio de un dispositivo constituido por una manguera con una "te" conectada a un extremo y una válvula de aguja conectada al otro, se purgan las celdas para evitar que se tenga otro fluido diferente al agua (aire), el cual provocaría una lectura errónea de la presión; esto se logra conectando la entrada media de la "te" en la preparación de la tubería y en el último extremo que queda libre de la "te" de la celda de presión.
- Se toma la lectura de presión por medio del programa de computo de adquisición de datos.
- Los datos capturados en el período elegido, se observan, considerando la media de la presión para realizar el análisis teórico posterior.
- Con la media proporcionada por el programa, se lleva a cabo la resta algebraica del cero antes medido con la misma celda en el sitio en cuestión, para obtener la presión real en ese punto.

En el caso de tratarse de una prueba con fugas en donde todas las llaves son abiertas al 100 % y se desea representar una fuga en algún nudo de la red, en la llave de nariz correspondiente a ese nudo, se propicia una mayor salida de agua que en algunos casos llega a un 800 % mayor de la que salía con anterioridad, es decir en el caso de fugas.

Como ya se menciona, la prueba con fugas sigue un procedimiento similar salvo que en ciertas llaves de nariz se extrae un gasto más grande para representar la fuga deseada.

Cabe mencionar que los ensayos se realizan en series de dos o tres y el primero siempre será sin fuga, para posteriormente realizar bajo las mismas condiciones de operación la o las pruebas con fugas y contar así, con parámetros de comparación, en el estudio que se lleva a cabo de manera experimental como teórica.

Al aumentar el gasto la presión en la red baja. Las pruebas con fuga se llevan a cabo de dos maneras; una es sin modificar la presión a la entrada de la red y la otra, es aumentando la presión hasta conseguir un valor similar a la que se estableció en la prueba sin fuga.

Los resultados de las pruebas sin fugas y con fugas se vacían en planos que representan de forma gráfica el comportamiento de la red. Con esta información se aplica el modelo matemático para detectar fugas en las redes de tuberías.

4.2. EXPERIENCIAS EN CAMPO. CONTROL DE FUGAS.

En esta parte se describen, a manera de ejemplo algunas de las acciones ejecutivas del proceso de reducción de pérdidas de agua, aplicadas en un sector del sistema de agua potable de la Cd. de Reynosa, Tamps. Las acciones están orientadas fundamentalmente a identificar y disminuir las pérdidas físicas y contables y consisten en; la localización y reparación de fugas tanto en tomas domiciliarias como en la red de distribución, además de la detección y reducción de errores de medición, facturación y localización de lomas clandestinas. Los resultados obtenidos permiten vislumbrar la bondad de los trabajos en un proceso ordenado y sistemático. Atacando tanto el aspecto técnico de campo y gabinete, como las acciones de tipo administrativo que es preciso atacar en el proceso de reducción del agua no contabilizada.

Asociadas a estas acciones, se genera una gran cantidad de trabajo de campo y una inversión importante de recursos, misma que fue realizada por la Comisión Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de la Ciudad de Reynosa, asesorada por el IMTA. El proyecto fue posible realizarlo con el patrocinio de la Gerencia de Construcción de la Comisión Nacional del Agua y el Banco de Desarrollo de América del Norte.

4.2.1. Reducción de pérdidas de agua potable en Reynosa, Tamps. Antecedentes

La Cd. de Reynosa está ubicada en el estado de Tamaulipas, precisamente en la frontera noreste con Estados Unidos. Es una ciudad de alto crecimiento poblacional e industrial. Su clima cálido con temperaturas extremas que van desde los 40º y hasta 0º o menos en invierno. La precipitación de lluvia es de 400 mm a 500 mm en promedio y posee una topografía de plana a Lomerío suave. Tiene alrededor de 550 000 habitantes, incluyendo población flotante y la industria instalada en los últimos 15 años ocupa cerca de setenta mil trabajadores. La ciudad cuenta con 3 puentes internacionales, un aeropuerto, una carretera de cuota a Monterrey y carreteras a Matamoros, Victoria etc. conectadas a la red carreta nacional. La economía de la ciudad esta determinada por la Industria Maquiladora de Exportación, Pemex, Comercio y Servicios.

El Río Bravo es la fuente de abastecimiento de la ciudad. La ciudad es cruzada por dos canales, el Rodhe y el Anzaldúas. Son dos los Distritos de riego, el Bajo Río Bravo y Bajo Río San Juan además de las tierras de temporal. El crecimiento de la ciudad ha rebasado prácticamente todas las expectativas, de cada 10 industrias que se instalan en Tamaulipas, 6 se instalan en Cd. Reynosa con todos los beneficios y problemas que esto acarrea. A esta Ciudad, la Comisión Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Reynosa (COMAPA Reynosa) presta el Servicio de Agua y Drenaje con estas características.

Cobertura del servicio de agua potable:	95 % en 82,274 tomas de agua
Cobertura de drenaje y alcantarillado:	82 % en 52,809 descargas de drenaje.

La infraestructura de agua y drenaje se ha ido desarrollando de acuerdo a las necesidades los usuarios, debido a que no se ha tenido una planeación adecuada. Muchas de las modificaciones a la red, se han realizado con carácter transitorio o provisional y se vuelven permanentes. Esto implica que el funcionamiento de la red no sea el adecuado. El abastecimiento del agua se hace desde el Río Bravo a través de un acueducto de 54" que lleva el agua hasta la Planta Potabilizadora Loma Linda, siguiendo este acueducto, ahora con un diámetro de 32", hasta la Planta Potabilizadora de la Colonia Juárez. Por medio de sistemas de bombeo se distribuye el agua potable en toda la ciudad. Como ejemplo se expone la facturación del consumo en agua en la ciudad en el mes de diciembre de 1996.

SERVICIO PUBLICO GENERAL	1,575,876 m ³
SERVICIO COMERCIAL	244,596 m ³
SERVICIO INDUSTRIAL	1,998,649 m ³

Como se puede observar, el consumo industrial supera al consumo publico general. Si consideramos que el "boom" de la industria se ha dado en los últimos años, se puede entender el esfuerzo que ha tenido que realizar la ciudad para atender este desarrollo y a la vez, el desfasamiento que esto acarrea en la atención al publico usuario. Si aunamos a esto la ausencia de planeación y los altos patrones de consumo de agua por ser zona cálida, tendremos una idea de la problemática que enfrenta Cd. Reynosa en el área de agua potable y alcantarillado. Del volumen total de agua producida durante el periodo de enero a diciembre de 1995, se identificaron los volúmenes medidos y estimados por los diversos conceptos ya mencionados. Con base a la información señalada anteriormente, se puede establecer el volumen de agua que es potencialmente recuperable, mismo que se desglosa en la tabla siguiente.

Tabla 4.11. Pérdidas potenciales recuperables en el sistema de la Cd. de Reynosa, Tamps.

Concepto	Cantidad (m ³ /año)	Total (m ³ /año)
1. Volumen producido	40,496,550	40,496,550
2. Pérdidas antes de la distribución		
2.1 Macromedición		
2.2 Tanques		
2.3 Conducciones		
3. Suministro de agua al sistema de distribución.		40,496,550
4. Consumo medido autorizado:	17,243,979	
4.1 Submedición	280,590	
4.2 Sobremedición	- 242,513	
SUBTOTAL		-17,282,056
5. volumen de agua no registrada		23,214,494
6. Consumo no medido autorizado (cuota fija) ¹		-6,244,020
7. Pérdidas totales de agua		16,970,474
8. Identificación de fugas:		
8.1 Tomas domiciliarias	176,015	
8.2 Red de distribución	72,001	
8.3 Válvulas	6,569	
Pérdidas conocidas totales		254,585
9. Volumen identificado total (2+4+6+8)		23,783,287
10. Volumen de Pérdidas Potenciales en el Sistema (1-9)		16,713,263 (41.27 %)
11. Volumen Potencial de pérdidas recuperables (0.39 x 10) ²		6,518,173

1. Se ha adoptado el valor de la cuota fija obtenida de los registros de la COMAPA Reynosa, sin considerar por lo pronto los resultados de la campaña de medición de consumos.
2. Se considera que el nivel de pérdidas aceptable en el sistema es de 25 %, en el nivel actual de desarrollo de COMAPA Reynosa.

En lo que respecta a la ubicación de las pérdidas potenciales, el tabla 4.12. presenta la distribución de ellas respecto al total, por ejemplo, se estima que 128.7 l/s (10.01%) del gasto total producido (1,284 l/s), no se pierde en derrames antes de entregarse al usuario o fugas físicas, sino por problemas de tipo administrativo, siendo más importantes las pérdidas de tipo físico 23.74% en tomas y de 7.25 % en la red de distribución.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.12. Pérdidas potenciales recuperables en el sistema (l/s)

Concepto	(l/s)	(m ³ /año)	(%)
Gasto producido	1,284.00	40,496,550	100.00
Gasto suministrado	1,284.00	40,496,550	100.00
Gasto identificado	754.16	23,783,287	58.74
Gasto de pérdida potencial	529.97	16,713,263	41.27
Pérdida potencial en tomas	304.80	9,611,271	23.74
Pérdida potencial en redes	96.47	3,043,379	7.52
Pérdida potencial de agua no contabilizada	128.70	4,058,613	10.01

4.2.2. Descripción del programa de reducción de pérdidas de agua.

Tomando como referencia el diagnóstico del sistema, el balance de agua y una evaluación técnico - económica de los diferentes sectores de distribución de la red de agua potable de la ciudad de Reynosa, en donde se seleccionó el sector Granjas para la ejecución del proyecto, las acciones propuestas para realizar son las siguientes:

a) Reducción de pérdidas de agua

Esta parte del proyecto es desarrollada por la COMAPA, asesorada por el IMTA en los aspectos de procedimientos de ejecución y calidad.

- Medición del Sector (1ª etapa).

Aislamiento del Sector.- se instalo una estación de aforo en el sector Granjas, para alojar el equipo de medición de caudal y presión, y se realizo una verificación en campo de la red del distrito para localizar su aislamiento.

Medición del Sector.- Se realizo una medición global de suministro continuo de agua en el sector Granjas. Adicionalmente, se evaluó consumos de usuarios seleccionados aleatoriamente.

- Fugas

Localización de fugas.- Se realizo la inspección con caída de presión a 7,514 tomas domiciliarias, para determinar la probabilidad de existencia de fuga; a las que resultaron con probable fuga se les practico una inspección más detallada, mediante un equipo detector del tipo indirecto con campana. También se realizo una búsqueda de fugas a lo largo de las principales líneas de conducción, después se efectuó un recorrido completo de detección utilizando un detector tipo correlador.

Reparación de fugas.- Se hizo la reparación de todas las fugas localizadas en el punto anterior. Además se realizo el aforo de las fugas reparadas y se elaboro un informe de los volúmenes recuperados, para compararlos después con la medición global del sector en su segunda etapa.

- Agua no contabilizada

Conexiones clandestinas.- Se revisaron los consumos mensuales facturados en cada sector y se seleccionaron aquellos usuarios que reporten menos de 7 m³ por mes. A esta lista de usuarios se les hizo una visita al domicilio y se efectuó una revisión física de la instalación, para evaluar si existe o no alguna conexión no autorizada.

Error de medición.- Se verifico "in situ" los 4.278 micromedidores en el sistema para determinar cuáles deben ser calibrados.

- Medición del Sector (2ª etapa).

Medición del distrito.- Nuevamente se realizó una medición global del suministro continuo de agua en cada sector, en la estación de aforo en forma continua las 24 horas durante 7 días. Se hizo un monitoreo de los resultados, señalando indicadores de consumo nocturno, consumo medio, pérdidas estimadas, etc. Finalmente, se evaluó la efectividad de la recuperación de agua y se establecieron las conclusiones y recomendaciones para su control y seguimiento.

b) Proyecto de Sectorización y Programa de Control

Esta parte es desarrollada por el IMTA

- Diseño de la red con distritos hidrométricos integrados

Modelación de la red. Se desarrollo un modelo de la red de distribución por medio de un simulador hidráulico.

Calibración de la red. Se hizo una validación del modelo de la red, es decir, se empataron los resultados que arrojó el modelo de la red con los datos de gasto y presión que se deberán medir en el campo.

Trazo de los distritos hidrométricos. Una vez calibrado el modelo de la red, estuvo en posibilidades de hacer la propuesta de distritos.

Análisis hidráulico del sector. Se hizo un análisis para determinar si no tienen zonas de la red con problemas de operación como: zonas de baja o altas presión que pudieran ocasionar problemas de fugas.

Elaboración de Planos. Se elaboraron planos ejecutivos del diseño propuesto

- La conformación de los subproyectos básicos

Árboles de problemas. Se plantearon los efectos y las causas que ocasionan los problemas de las pérdidas de agua en el sistema.

Determinación de acciones a mediano plazo. Con base en el diagnóstico y específicamente el árbol de problemas, se definen las acciones a mediano plazo.

Definición de objetivos y metas del proyecto. Después de definir las acciones a mediano plazo, se inicio el planteamiento de los objetivos y metas del programa.

Conformación de subproyectos básicos. Son todas aquellas actividades que se desarrollaron para mejorar los diferentes departamentos que apoyaron la implantación del proyecto de control de pérdidas.

Calendarización, costos y financiamiento. Se defino junto con el personal del COMAPA y conforme a las metas y objetivos del proyecto de control de pérdidas, los costos y el financiamiento de: cantidades de bienes, equipos y personal requerido para ejecutar cada subproyecto básico.

- Programa de actividades

Tabla 4.13. Calendario de actividades del proyecto de recuperación de pérdidas.

Concepto	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6
1. Modelo de Simulación Hidráulica Calibrado de la red del sector Granjas	1234	1234				
2. Diseño de la red del sector Granjas con Distritos Hidrométricos Integrados	34	1234				
3. Programa de Control de Pérdidas del Sector Granjas.				1234	12	
4. Informe final 1ra parte						1234
5. Supervisión de la Rehabilitación de Tomas Domiciliarias y Tuberías Principales.			234	1234	1234	
6. Supervisión de la Localización de Conexiones no Autorizadas y Verificación de Micromedidores.			1234			
7. Supervisión de la Evaluación global de pérdidas recuperables.				34	123	
8. Elaboración del Informe final de supervisión.					4	1234

4.2.3 Acciones Ejecutivas.

a) Medición del sector primera etapa

El objetivo de esta acción fue determinar los volúmenes de agua que se suministran además de algunos indicadores que indirectamente reflejan el nivel de pérdidas antes de aplica programa de reducción de pérdidas en el sector Granjas.

- Aislamiento del sector*

Esta actividad tiene por objetivo la verificación de ingresos y salidas de flujo al sector es decir ratificar las líneas de ingresos, interconexiones y salidas conforme a los planos catastro de red del sector. La verificación del aislamiento consistió en monitoreos de gasto y presión en los diferentes puntos que limitan la red con otros sectores, y efectuar una serie de mediciones en una estación de medición que fue construida sobre la tubería de asbesto cemento de 18" que alimenta al sector.

- Campaña de medición*

En la estación hidrométrica localizada a la entrada del sector Granjas se instaló un equipo de pitometría. Después de calibrar y obtener los factores de velocidad del sitio, se cuantificaron los gastos suministrados, a cada 15 mm. Las 24 horas del día, durante un período de 7 días del día 29 de Octubre al 3 de Noviembre de 1997. Los resultados de la medición de gasto influente al sector se presentan en la figura 4.3.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

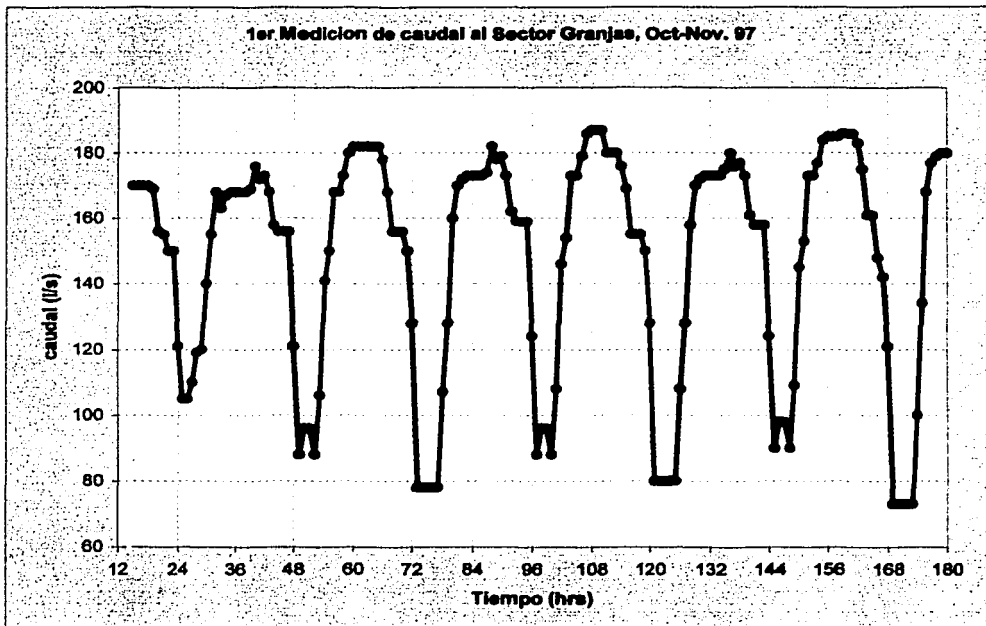


Figura 4.3. Medicion del gasto en la estación GP1 del 28 de octubre al 3 de noviembre de 1997.

- Indicadores de gestión del sector

Con base en la campaña de medición anterior, se calcularon varios indicadores de gestión para el sector, a saber:

CT.- Consumo total en 24 horas, en m³/día

CHP.- Consumo horario promedio, en m³/h:

$$CHP = \frac{CT}{24 \text{ horas}} \quad \text{ec. 4.12}$$

CHM.- Consumo horario máximo, en m³/h

ICHM.- Índice de consumo horario máximo:

$$ICHM = \frac{CHM}{CHP} \quad \text{ec. 4.13}$$

CMN.- Consumo mínimo nocturno, en m³/h (área mínima bajo la curva de consumo para un intervalo de una hora entre las 0:00 y 5:00 h. del día)

ICMN.- Índice de consumo mínimo nocturno:

$$ICMN = \frac{CMN}{CHP} \quad \text{ec. 4.14}$$

CEP.- Consumo específico promedio, en l/s/km:

$$CEP = \frac{CHP}{3.6L}$$

ec. 4.15

Donde L, es la longitud de la red o del tramo de red en estudio dentro del Distrito Hidrométrico (DH), en Km.

Al analizar la relación entre el CEP y el consumo "per cápita" promedio diario, es posible observar la densidad de tomas domiciliarias en el DH, así como el patrón socioeconómico de los usuarios. Si el área en estudio es residencial solamente, y no se registraron irregularidades importantes en el abastecimiento, el índice de consumo mínimo nocturno indica la intensidad de las fugas en el DH; pero si existen grandes consumidores en el DH, también se calcula el Índice de Consumo Nocturno Doméstico (ICONOD) con la ecuación 4.16.

$$ICONOD = \left[\frac{(CMN - cmn)}{(CHP - chp)} \right] \cdot 10 \quad \text{ec. 4.16}$$

Donde:

cmn.- Consumo horario mínimo nocturno de los grandes consumidores, en m³/h.
 chp.- Consumo horario promedio de los grandes consumidores, en m³/h.

El índice ICONOD, sirve para eliminar la influencia de los grandes consumidores en el ICMN, y considerar al primero como índice de fugas más fidedigno, en este caso existen grandes consumidores en el sector. El periodo nocturno se refiere al intervalo entre las 0:00 y 5:00 horas del día, y se le asigna "noche" como unidad de medida.

Tabla 4.14. Índices de gestión en el sector Juárez, Octubre de 1997

Día	1	2	3	4	5	6	7	Promedio
Gasto Mín. (l/s)	106.25	88.82	77.59	89.76	79.99	91.67	172.60	100.96
ICMN	70.37 %	59.03 %	53.81 %	58.11 %	55.60 %	59.60 %	50.76 %	58.18 %
ICONOD	62.40 %	48.00 %	40.63 %	47.16 %	42.90 %	48.99 %	36.94 %	46.71 %
CHM/CMN	1.61	2.05	2.35	2.09	2.16	2.02	2.43	2.10
CEP	0.44	0.44	0.42	0.45	0.42	0.45	0.43	0.44
ICHM	1.13	1.21	1.26	1.21	1.20	1.21	1.24	1.21
CHP (l/s)	151.00	150.46	144.20	154.48	143.86	153.80	145.95	149.11

Como se puede observar en la tabla 4.14, el consumo promedio CHP es de 149.11 l/s, sin embargo, debido a la existencia de un parque industrial en el sector, el mejor indicador de pérdidas es el ICONOD, este índice tienen un valor de 46.71 %, que es mayor al 40 % que se ha considerado como un valor límite bajo el cual los valores de pérdidas se consideran aceptables.

En sectores con buen mantenimiento y bajo nivel de fugas, el valor de la relación CHM/CMN varía entre 3 y 7. En la tabla 4.16 se observa que los valores son del orden de 2, por lo que se concluye que el nivel de pérdidas es alto.

Respecto al índice ICHM, este tiene un valor de 1.21, que comparado con los valores de diseño recomendados por la Comisión Nacional del Agua (1.55), esto refleja una estabilidad demasiado alta en la demanda de agua a lo largo del día. Esto indica que en el sector podrían regularse los caudales, mediante la construcción de tanques de almacenamiento, a un costo relativamente bajo.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

▪ *Comparación de mediciones en estaciones*

Adicionalmente a la medición anterior, se realizó una medición para comparar el gasto suministrado en Loma Linda y el caudal de llegada al inicio del sector, el primer punto se ubica a la salida de la planta Loma Linda y el segundo punto, en la estación GP1 a la entrada del sector Granjas. Las mediciones se efectuaron del 28 al 31 de enero de 1998.

Los objetivos de la medición fueron, por una parte determinar si existe una extracción de agua entre ambos puntos (toma no autorizada o fuga física) y por otra parte corregir las diferencias entre los datos generados por el Organismo Operador (Coordinación, potabilización) y los entregados realmente al sector. En la figura 4.4 se muestran las curvas gasto contra tiempo de las dos estaciones para un periodo de 3 días continuos.

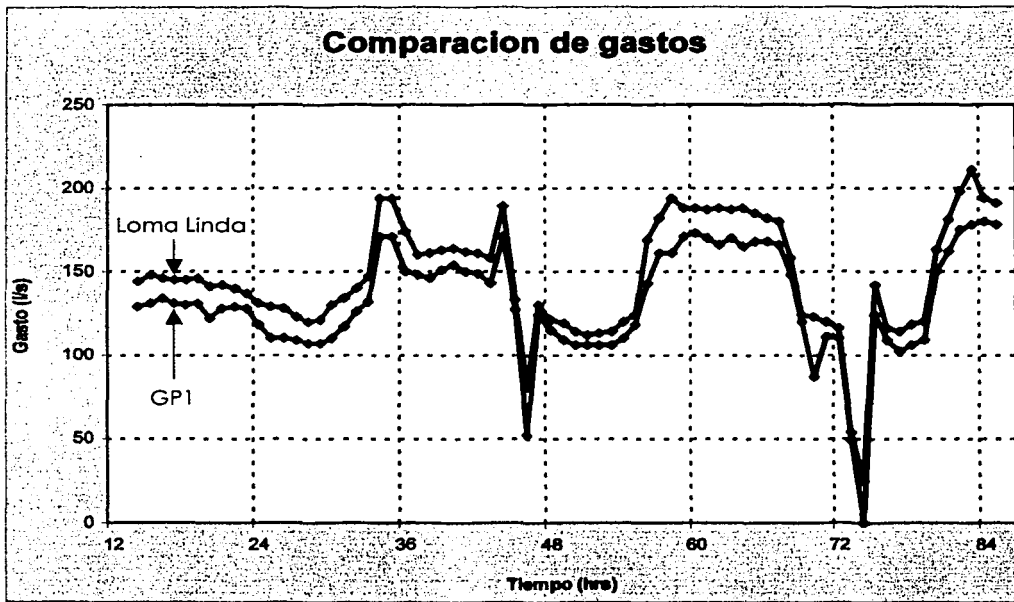


Figura 4.4. Comparación entre los caudales en la salida de la planta Loma Linda y estación GP1, del día 28 al 31 de enero de 1998.

Como se puede observar en la gráfica anterior y la tabla 4.15 existe una diferencia entre ambos puntos de medición, esta diferencia es del orden del 8,4 % del gasto registrado, 13,45 l/s.

Por otro lado, el gasto reportado por el Organismo contra el medio a la salida de la planta tiene una diferencia del orden del 7 %, que puede deberse a la precisión de los equipos, generalmente del orden del 2 % cada uno. Por lo que se concluyó que efectivamente existe una pérdida de agua potable en el tramo en cuestión. Se procedió a puntualizar el sitio donde se presenta el problema, recorriendo el tramo e inspeccionando en forma visual y con detectores. Finalmente con los trabajos efectuados se localizó una derivación de 3" hacia una colonia del sector Poniente; el caudal que se pierde por esta causa es de 8,4 l/s, el resto se debe a la precisión de los equipos

de medición. Asimismo, como se mostrará posteriormente se ajustaron los volúmenes de entrada al sector para efectos del balance del agua.

Tabla 4.15. Diferencia entre ambos puntos de medición.

Día de medición	Gasto (l/s)		
	Loma Linda	GP1	Diferencia (%)
28 de enero	142.2	129.1	9
29 de enero	146.2	131.1	10
30 de enero	152.7	138.5	9
31 de enero	136.6	125.2	8

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

b) Eliminación de Fugas.

En esta sección se describe las acciones de campo realizadas para reducir el gasto que se pierde por fugas físicas tanto en tomas domiciliarias como en redes de distribución.

- Encuestas de apoyo.

Para llevar a cabo esta actividad se identificaron en el área comercial las colonias y rutas de lectura consignadas en padrón de usuarios. Cabe mencionar que en el área comercial los archivos de datos de los sectores Poniente y Granjas, se manejan como un solo sector, por lo que se hizo necesario hacer una depuración de la información.

En el cuadro siguiente se consignan las rutas del sector, domésticas y comerciales (bajos consumos) así como el número de predios y de usuarios por ruta.

Se elaboró un formato para sistematizar y facilitar la recopilación de la información de campo, este formato incluyó una serie de preguntas a los usuarios sobre el número de personas que habitan el domicilio, si disponen de tinaco y aljibes, los datos del último recibo de pago, etc., en el caso de los usuarios industriales y comerciales se solicitaron además datos del uso interno del agua. También se incluyeron en el mismo formato la información generada en las inspecciones de fuga en la toma domiciliaria y la verificación de los micromedidores correspondientes.

- El total de predios en el sector es de 10,740
- Los usuarios industriales en el sector son 49.
- Se efectuaron solamente 8,835 encuestas, debido a que los 1,905 usuarios restantes no se les realizó encuesta por no encontrarse en el domicilio o estar deshabilitados.

Tabla 4.16. Rutas de lectura en el sector.

RUTA	TIPO DE USUARIOS	COLONIA	PREDIOS	USUARIOS
68 y 221	Doméstico	Casabella y F. San José	567	567
130	Doméstico	Valle Alto	217	217
127 y 227	Doméstico	Valle Bravo	1050	871
223	Doméstico	Colinas Pedregal	174	118
228	Doméstico	Rosalinda Guerrero	288	272
105 y 107	Doméstico	Lomas - Jarachina	5501	4420
102	Doméstico	Campestre	677	496
102	Doméstico	Granjas Eco. Norte	870	800
104	Doméstico	Solidaridad	306	299
109	Doméstico	Esfuerzo Nacional	483	335
125	Doméstico	Villas del Roble	607	199
	Suma		10740	8594

Cabe mencionar que la COMAPA registro en su padrón de usuarios en el sector Granjas un total de 7514 usuarios en el mes de enero de 1997, y que fueron la base del estudio, como se observa existe una diferencia en el número de usuarios de 1,080, cantidad que representó un 14.37 % de trabajo adicional al planteado en los términos de referencia del presente estudio. Por su parte la Coordinación comercial de COMAPA reportó 8,803 usuarios al mes de enero de 1998 y la Coordinación de Sistemas considera 8,594 usuarios a febrero de 1998. Es decir actualmente existe una diferencia de al menos 1937 usuarios potenciales sin contrato respecto al total de predios, lo cual refuerza lo antes mencionado y permite inferir que en efecto, parte del problema se debe a los usuarios clandestinos. Para subsanar esta diferencia la COMAPA está implementando medidas y reducir el número de clandestinos mediante la instalación de módulos de contratación y corte del servicio.

Las encuestas produjeron varios resultados de interés para el proyecto, entre los que destacan:

- Conforme a los datos de encuestas se tienen 10,740 predios y conforme a los registros del área de sistemas, consolidadas con los resultados de las encuestas, existen 8,594 usuarios, lo que representa 2146 usuarios clandestinos potenciales.
- De éstos, 225 predios no disponen de toma, ya que son lotes sin construcción (lotes baldíos).
- Existen 5 predios sin construcción pero disponen de toma domiciliaria.
- Se tienen 1230 casas sin habitar, la mayor parte de las cuales está en proceso de venta.
- Por lo tanto los usuarios clandestinos, por efecto de ausencia de contrato, son 691 lotes tienen toma sin contrato.

De los 8,594 usuarios del sector Granjas dados de alta en el COMAPA, existen algunos a los que no se les registra el consumo y por lo tanto están exentos de pago, como:

- Cinco hidrantes públicos.
- 50 usuarios registrados como empleados de COMAPA
- 21 usuarios públicos: iglesias, escuelas y oficinas de gobierno sea federal, estatal o municipal, sindicatos.

Los altos consumidores no fueron considerados en los trabajos de las encuestas entre los que se encuentran:

- 49 usuarios industriales,
- 24 Usuarios comerciales.

La población total del sector estimada a partir de los datos actualizados, considerando el total de usuarios 8,594 y el índice de hacinamiento (5.5 hab/usuario) es de 47,267 habitantes.

- *Medición de consumos unitarios.*

Con objeto de evaluar el consumo medio doméstico del sector se eligieron aleatoriamente 180 usuarios, con servicio medido. La selección de los 180 usuarios, se realizó con base en una técnica de muestreo aleatorio estratificado, para un 95 % de confianza y un error en la estimación del 5 %. Se tomaron lectura semanal del consumo a cada uno de los usuarios seleccionados, durante 4 semanas. Es importante aclarar que los medidores seleccionados para la realización de esta actividad fueron previamente verificados, para evitar que se presentaran errores durante las lecturas.

Después de procesar la información por ruta (tabla 4.17), el consumo promedio ponderado, considerando el número de usuarios de cada ruta en el sector fue de 32 m³/usuario/mes. Con esta información se puede calcular el consumo total del sector, al multiplicar el consumo promedio ponderado por el número total de usuarios, por lo tanto, será:

(32 m³/usuario/mes)(10740 usuarios) = 343680 m³/mes (consumo total del sector)

Tabla 4.17. Consumo por ruta.

Ruta	Consumo por ruta m ³ /usuario/mes
68	42,10
130	75,00
221	33,00
107	29,00
127	28,05
223	35,00
227	28,00
228	25,00
105	30,00
102	32,00
103	31,50
104	24,80
109	25,90
125	26,00
Promedio ponderado	32,04

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

▪ *Localización de fugas en tomas domiciliarias*

Se realizó una inspección a las 8594 tomas domiciliarias del sector, con objeto de detectar fugas en las mismas. Los métodos de detección utilizadas fueron: el de caída de presión, y equipos detectores de fugas, además de la inspección visual. El número de fugas encontradas fue de 630, cifra que representa el 7.33 % de las 8594 tomas del sector, siendo reparadas el total de ellas. A continuación se presenta una clasificación de las fugas detectadas con base en la ubicación de la misma, la distribución del tipo de fuga corresponde con las estadísticas medias en el país, con excepción de las fugas en las llaves nariz, que en este caso constituyen el 25 % del total. Este tipo de fuga, que puede considerarse intradomiciliaria impacta al sistema ya que existen numerosos usuarios sin servicio medido.

Adicionalmente es muy común en algunas zonas del sector que el usuario no disponga de instalación domiciliaria o si la tiene es de baja calidad, esto implica que cualquier fuga dentro de los domicilios produzca pérdidas al organismo, este problema es una de las causas del alto consumo promedio en el sector 194 l/hab/día (este valor se obtiene de considerar los 32 m³/usuario/mes por 8594 usuarios del sector granjas y una densidad de 5.5 hab/vivienda).

Las recomendaciones derivadas de estos resultados pueden resumirse en las siguientes:

- Es conveniente que el sistema proporcione el material de la toma, para evitar la adquisición de material de baja calidad, que normalmente instala el usuario, sobre todo evitar el uso de polietileno de baja densidad.
- Mejorar los procedimientos de instalación de tomas, capacitando al personal, para evitar las fallas de inserciones.
- Intensificar la campaña de cuidado del agua, en particular con los usuarios sin medidor y de escasos recursos, ya que no tienen cuidado de que la llave nariz cierre correctamente. Además debe revisarse periódicamente la instalación hidráulica intradomiciliaria.

Tabla 4.18 Estadísticas de ubicación de las fugas en tomas.

Ubicación	Fugas	%
Llave nariz	158	25.0 %
Inserción	125	19.8 %
Tubería	252	40.0 %
Tuerca Unión	6	1.0 %
Niple	25	4.0 %
Cople	8	1.3 %
Codos	20	3.2 %
Válvulas de control	36	5.7 %
Total	630	100.0 %

Las fugas detectadas, tabla 4.19, representan el 7.16 % del total de tomas del sector, comparado con el valor de 8.86 36 de tomas con fugas en el sector Granjas, obtenido del estudio previo, se observa un margen de diferencia relativamente pequeño de fugas (1.7 %). Se estima que se debe al procedimiento de detección de fuga utilizado. El método está limitado en cuanto al tipo de fuga que puede localizarse existen fugas que por su tamaño es imposible detectar con los equipos disponibles en el mercado. Es decir, se requieren medidores de presión mucho más precisos (tal vez manómetros digitales) de mayor resolución para detectar fugas pequeñas, con mayor experiencia por parte del personal encargado de estos trabajos.

Tabla 4.19. Distribución de fugas por ruta.

ruta	# de fugas en toma
68	13
130	25
221	63
107	88
127	5
223	35
227	96
228	146
105	18
102	21
103	35
104	10
109	75
Suma	630

El gasto medio de fuga aforado, del total de fugas detectadas y reparadas, fue de 51.2 ml/s, que representan un gasto 32.26 l/s por el total de fugas, un volumen de 137.13 m³/fuga/mes ó 86,394.47 m³/mes (para las 630 fugas eliminadas), este volumen permite tener una estimación aproximada de la reducción de las pérdidas físicas.

- Localización de fugas en líneas principales y secundarias.

De acuerdo con los estudios de evaluación de pérdidas en Reynosa se estimaba tener alrededor de 2.7 fugas por Km de red de tubería de distribución en el sector. Se utilizó un equipo de detección tipo correlador, para realizar la búsqueda de dichas fugas en una longitud de 15 Km. de red, seleccionándose zonas de la red con mayor antigüedad. Conforme a los términos de referencia, el IMTA impartió una capacitación teórica-práctica sobre el uso del equipo correlador

para la detección y localización de fugas en redes primarias y secundarias a la COMAPA, y a la empresa encargada de los trabajos de campo. El IMTA participó en los recorridos como parte de la supervisión de los trabajos. Como resultado de las inspecciones realizadas se localizaron 43 fugas en la tuberías, debe mencionarse que no en todas fue necesaria la utilización del equipo correlador, ya que algunos usuarios reportaron las fugas en la red del sector y fueron atendidas y reportadas en el momento. El siguiente cuadro presenta la distribución del tipo de falla encontrado en las tuberías.

Tabla 4.20 Estadísticas de fugas en tuberías.

Ubicación	Número de fugas	Porcentaje
Tuberías rajadas	4	9 %
Tuberías partida	8	19 %
Tubería perforada	5	12 %
Uniones	15	35 %
Válvulas	8	19 %
Otras	3	7 %
Total	43	100 %

No debe olvidarse que existen en el sector alrededor de 95 Km de tuberías es decir, se tienen 80 Km de tubería existente que no fue posible revisar durante el proyecto debido al alto costo que representa el uso del equipo correlador. Además, del porcentaje de pérdidas alcanzado en el sector Granjas, durante la implantación del proyecto, indica que se tendría que invertir una cantidad importante de recursos para recuperar un porcentaje pequeño de fugas, por lo que la relación beneficio costo no sería conveniente.

c) Agua no contabilizada

- Verificación de micromedidores

Se realizó la verificación de funcionamiento de los 4,305 medidores del sector, misma que consistió en comparar los volúmenes medidos por el aparato, en un cierto lapso, con el volumen aforado con un recipiente graduado. La evaluación de sub y sobremedición de los micromedidores permitió establecer que 3,087 medidores funcionan, no necesariamente bien, es decir el 71 % de los 4,305. Conforme a los registros del área comercial, se encuentran en funcionamiento solamente 3,263 (76 %) es decir, existe una diferencia de 176 medidores descompuestos que el sistema está actualizando en sus registros. En cuanto a los errores de medición de los micromedidores que funcionan, la evaluación realizada permite presentar los resultados mostrados en la tabla 4.21.

La conclusión es la siguiente; el 63.85 % de los medidores funcionando (1971 miden correctamente), el 13.51% (417 micromedidores) miden de más en un 13.6 % del consumo que registran y el 22.64 % (699 micromedidores) miden de menos en un 19.5 % del consumo que registran. Con estos valores es posible hacer una correlación de los volúmenes de agua medidos. El consumo corregido se obtiene con las ecuaciones:

$$V_{sub} = V_m \times \%M_{sub} \times \%E_{sub}$$

ecs. 4.15 y 4.16

$$V_{sobre} = V_m \times \%M_{sobre} \times \%E_{sobre}$$

donde:

- V_{sub} Volumen de agua submedido (m³/mes)
- V_{sobre} Volumen de agua sobremedido (m³/mes)
- V_m Volumen de agua medido (m³/mes)
- $\%M_{sub}$ Porcentaje de micromedidores que submiden
- $\%M_{sobre}$ Porcentaje de micromedidores que sobremiden
- $\%E_{sub}$ Porcentaje en el error del volumen de submedición
- $\%E_{sobre}$ Porcentaje en el error del volumen de sobremedición.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.21 Exactitud de medición de los micromedidores.

ruta	Medidores verificados	Medidores con sobremedición		Medidores con submedición		Consumo	
		No.	(% M _{sobre})	No.	(% M _{sub})	Sobremedido (%E _{sobre})	Submedido (%E _{sub})
68	176	25	14.2	54	31	9.8	24.7
130	135	22	16.3	40	30	11.2	10.1
107	140	15	10.7	35	25	8.7	15.8
127	371	55	14.8	89	24	16.9	12.5
223	40	6	15.0	8	20	14.2	17.2
227	1						
228	76	11	14.5	10	13	8.7	19.6
105	1307	139	10.6	258	20	17.9	23.9
102	279	39	14	46	16	6.3	19.5
103	212	46	21.7	68	32	9.7	22.4
104	98	22	22.4	19	19	23.2	30.0
109	176	26	14.8	53	30	6.3	11.4
125	76	11	14.5	19	25	7.6	7.4
Promedio			13.51		22.64	13.6	19.5
Total	3087	417		699			

El volumen de agua submedido en el mes de febrero en m³/mes es:

$$V_{sub} = 97,596 \left(\frac{m^3}{mes} \right) \times 0.2264 \times 0.195 = -4,309.3m^3 / mes$$

el volumen de agua sobremedido en m³/año es:

$$V_{sobre} = 97,596 \left(\frac{m^3}{mes} \right) \times 0.1351 \times 0.136 = 1,792.96m^3 / mes$$

si obtenemos la diferencia de la sub y sobremedición se obtiene un volumen de -2,516.35 m³/mes, es decir, el organismo operador esta perdiendo o dejando de cobrar, por causa de mala medición en los micromedidores. Este problema está en proceso de eliminación ya que la COMAPA está por terminar el retiro, reparación y calibración del total de medidores con un funcionamiento fuera de especificación.

- Conexiones clandestinas.

Durante el proceso de inspección de tomas y elaboración de encuestas se detectaron una serie de anomalías en cuanto a usuarios clandestinos (sin contrato), usuarios comerciales con un contrato de usuarios domésticos, usuarios con corte por no pago que se reconectaron en forma clandestina, tomas de diferente diámetro, etc., de los 2,146 predios sin contrato, 225 no tienen toma, 1230 son casa recién construidas, que disponen de toma pero que aún no están habitadas, quedando en total 691 usuarios clandestinos con toma y sin contrato.

La tabla 4.22 muestra la cantidad de usuarios clandestinos detectados en el proceso de inspección, además de los 691 usuarios sin contrato, se incluyen otros tipos de anomalías detectadas, ascendiendo el total de clandestinos a 803 usuarios. Por ejemplo, se revisaron el total de usuarios con consumos mensuales menores de 7 m³/mes, detectándose 54 usuarios en estas condiciones, de los cuales 44 en efecto tenía algún tipo de anomalía, regularizándose esta situación. La COMAPA por su parte implementa medidas para la regulación de estos usuarios, entre otras acciones el área comercial está ofreciendo facilidades para el pago del contrato y regularizar, colocando módulos de contratación, condonando multas y rezagos, etc.

Tabla 4.22 Clasificación de usuarios clandestinos en el sector.

Tipo de Irregularidad	Número de tomas
Usuarios sin contrato	691
Con reconexión clandestina	35
Toma oculta	18
Usuarios con consumos fraudulentos menores de 7 m ³	44
Con contrato fraudulento	15
Total de usuarios clandestinos	803

- Pérdidas por error en estimación de consumos

Con base en este resultado es posible estimar los subsidios a la población que no dispone de medidor o está descompuesto y se aplica el cobro utilizando el concepto de cuota fija. En realidad la "cuota fija", utilizada por COMAPA en el sector, es una "cuota variable", ya que ajuste mensualmente, de forma tal que es posible modificarla gradualmente. La cuota fija ponderada utilizada por COMAPA, y aplicable para fines de comparación al consumo medido estimado en el proyecto es de 24.84 m³/mes/usuario, es decir, existe un subsidio de 7.16 m³/mes/usuario a los 4,344 usuarios de cuota fija, que en términos globales representa 31,103 m³/mes en el sector.

d) Segunda medición de caudal en el sector.

Con objeto de estimar los volúmenes de fugas recuperadas se realizó una segunda medición del flujo que ingresa al sector, los días 28 de marzo a 4 de abril, cuyo registro se muestra a en la figura 4.5:

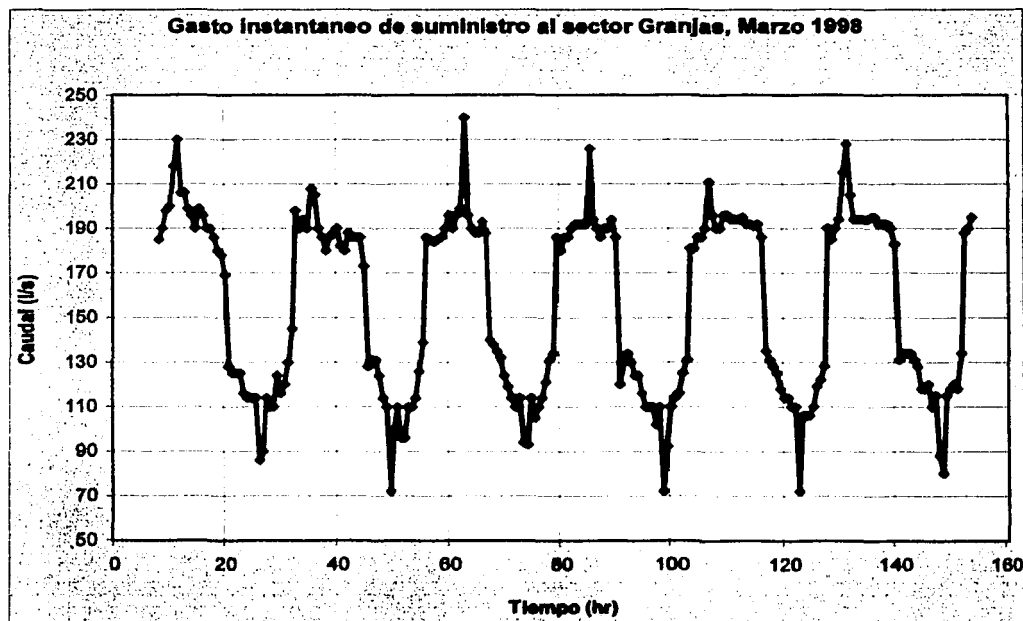


Figura 4.5. Registro de caudales de suministro al sector Granjas, 2da etapa.

Con base en esta medición, se determinaron los indicadores de gestión de la red,

Tabla 4.23 Indicadores de Gestión de la red.

	DIA 1	DIA 2	DIA 3	DIA 4	DIA 5	DIA 6	PROMEDIO
Gasto Mínimo	70.10	73.08	69.44	71.90	68.16	73.08	70.96
Gasto Máximo	229.87	223.52	238.50	223.52	215.71	226.63	226.29
CHP	154.78	154.80	158.72	156.76	157.18	161.44	157.28
ICMN	0.45	0.47	0.44	0.46	0.43	0.45	45.13 %
ICMH	1.49	1.44	1.50	1.43	1.37	1.40	1.44
CEP	0.45	0.45	0.46	0.46	0.46	0.47	0.46
ICONOD	31.03 %	33.45 %	29.55 %	31.98 %	28.88 %	31.74 %	31.11 %
CHM/CMN	3.28	3.06	3.43	3.11	3.16	3.10	3.19

e) Comparación de caudales

Durante la medición de marzo a abril de 1998 se verificó la exactitud del equipo macromedidor de COMAPA comparándola con la medición hecha por el IMTA, observándose que existe una diferencia del orden de 7 % entre ambas mediciones. Esto demuestra la necesidad de calibrar nuevamente el equipo de macromedición ya que la diferencia en caudales es mayor que la reportada en enero, que repercute en los valores suministrados.

4.2.4. Análisis global de acciones.

Las distintas acciones ejecutadas tienen diferentes formas de incidencia en el proceso de reducción del volumen de agua que se pierde en forma física o por agua no contabilizada.

De hecho, la reducción de pérdidas físicas se puede evaluar a través de los indicadores nocturnos, considerando al sector como un macrodistrito hidrométrico. Por otra parte, la evaluación de la reducción del agua no contabilizada puede darse a través de una mejora de indicadores del área comercial, como puede ser un incremento de los volúmenes facturados, usuarios contratados, eliminación de usuarios clandestinos, etc. A continuación se presentan los resultados obtenidos de ambos rubros.

a) Indicadores de pérdidas físicas.

Con base en los resultados de las primeras mediciones de gasto de suministro al sector, se estimó el valor del indicador ICONOD, tabla 4.24, a través del cual es posible hacer una estimación indirecta del valor del gasto de pérdidas en el sector, si el valor del ICONOD es 0.4671 y el gasto mínimo promedio de suministro es 100.96, el valor de los consumos nocturnos más las pérdidas por fugas fue de 47.16 l/s

Por otra parte, durante la segunda medición en el sector, realizada en Marzo - Abril después de efectuar la reducción de fugas, el valor del ICONOD es de 0.3111, y el gasto mínimo fue de 70.96, por lo que en este período el gasto de los consumos nocturnos más las pérdidas por fugas fue de 22.07 l/s. Suponiendo que los consumos nocturnos permanecen más o menos constantes, se puede afirmar que la reducción de las pérdidas en el período de estudio debidas a fugas físicas es de 25.09 l/s (47.16 menos 22.07).

El que se haya realizado la reducción de los niveles de pérdidas físicas, no implica necesariamente que los niveles de facturación se incrementen, sobre todo si no se tiene un adecuado control del agua no contabilizada en un sector de alto crecimiento demográfico como es el sector Granjas.

El valor de la relación CHM/CMN se observa que ahora son del orden de 3.19, el suministro de agua al sector sigue siendo bastante uniforme, pero mejor que antes del programa, de hecho con el programa se ha modificado el patrón de operación de suministro al sector, anteriormente se alimentaba con dos equipos a partir de las 5 a.m. y hasta las 24 horas, y con un equipo desde las 0.00 hasta las 5 a.m. Actualmente la operación con un equipo inicia a las 20 horas, sin que se resienta un problema en los usuarios, generándose un importante ahorro de energía. Por lo que respecta al índice ICHM este tiene un valor de 1.44 comparado con los recomendados por la Comisión Nacional del Agua (1.55), esto refleja variaciones horarias de la demanda de agua a lo largo del día similares a la media de la República Mexicana. Esto indica, por otro lado, la factibilidad de construir tanques de regularización dentro de la red de distribución con fines de ahorro de energía.

El valor de ICHM se ha incrementado en 0.23, indicando a su vez una variación más fuerte entre el gasto medio y el gasto máximo. El valor de CHM/CMN se ha incrementado en 1.09, indicando una mejor distribución horario del flujo.

Tabla 4.24. Comparación de índices de pérdidas al inicio y final del proyecto.

	Octubre	Marzo
CHP	149.11	157.28
ICMN	58.18 %	45.13 %
ICHM	1.21	1.44
CEP	0.44	0.46
ICONOD	46.71 %	31.11 %
CHM/CMN	2.1	3.19

b) Indicadores de pérdidas por agua no contabilizada.

- *Relación facturación - producción.*

Para elaborar un análisis del impacto que las diferentes acciones en el rubro de pérdidas por agua no contabilizada, se presenta a continuación un análisis efectuado a partir de los datos más recientes del sistema comercial de COMAPA, que corresponden al mes de marzo de 1998.

Por principio de cuentas se establecerá la identificación de los volúmenes suministrados al sector, durante el mes de febrero, que son facturados en Marzo, a saber; el volumen registrado por la COMAPA como suministrado al sector Granjas es de 381,800 m³, sin embargo, deben efectuarse dos correcciones a este volumen para tener un volumen real suministrado al sector. Existe un error en el equipo de macromedición del orden de 7 %, por lo cual deben restarse 26,726.0 m³. Adicionalmente, existe una cantidad de agua que es entregada a consumidores del sector poniente, y que se deriva de la línea 18" antes de su llegada al sector Granjas. El volumen que se entrega es de 21, 772.8 m³/mes que debe ser restada del volumen producido reportado por COMAPA

Tabla 4.25. Ajuste de volumen de suministro al sector.

Concepto	m ³ /mes	Comentarios
Volumen producido (COMAPA)	381,800	En febrero
Error de medición	-26,726.0	(-7 %)
Volumen derivado al sector Poniente	-21,772.8	Gasto entregado al sector poniente, son 8.4 l/s
Volumen real de suministro al sector	333,301.2	

Por lo tanto el volumen real de entrega al sector Granjas es de 333,301.2 m³ en el mes de Febrero, es decir el 87.3 % del volumen reportado. Por otra parte, el volumen facturado el mes de marzo, en el sector, se indica en la tabla 4.26.

Tabla 4.26. Volumen facturado en el mes de Marzo en el sector

Tipo de usuario	Volumen facturado m ³ /mes
Doméstico y comercial	185,163
Industrial	45,672
Total facturado	230,835

Los consumos facturados por el área comercial de COMAPA, doméstico, comercial (bajos consumos) e industrial (altos consumos), consideran usuarios medidos y estimados por cuota fija, suman en total 230,835 m³ durante el mes de Marzo, como se ha mencionado para efectos de comparación este valor corresponde al volumen suministrado en Febrero. La relación volumen facturado entre volumen suministrado es de 69.26 %. Un año antes, en Enero de 1997 se facturaron 157,372 m³, con una relación entre lo facturado y suministrado de 44.78 %, por lo tanto se tiene una mejora en rendimiento de la facturación del 24.48 %. Las causas de este incremento son varias, entre las más importantes se cuentan: el cálculo del volumen realmente suministrado, donde se deducen los errores de macromedición y los volúmenes entregados en la conducción, el incremento de agosto de 1997 a marzo de 1998 en el número de contratos, en un total de 1080 usuarios, y las acciones de detección de clandestinos, ajustes a las cuotas fijas entre otras, que se han efectuado en el transcurso del proyecto.

- *Acciones en proceso de reducción de pérdidas contables*

En cuanto a la detección y eliminación del agua no contabilizada se han establecido las bases de recuperación y en su caso de identificación, a saber:

- Errores de micromedición

El volumen que se tiene identificado y en proceso de eliminación debido a los errores de micromedición, asciende a 2,516 m³, que representa el 0.75 % del volumen suministrado. Este volumen debe recuperarse en muy corto plazo, para ello la Coordinación Comercial y la Coordinación de Agua Potable están tomando las medidas correspondientes, es decir retirar y reparar los micromedidores.

- Ajustes de cuotas.

Se deben ajustar los consumos domésticos por cuota fija, actualmente se está subsidiando a la población en 31,103 m³, (9.33 % del volumen suministrado) ya que el consumo promedio en el sector es de 32 m³/mes/usuario, alrededor de 194 l/hab./día. Este proceso de ajustar está siendo ejecutado en la Coordinación Comercial de la COMAPA.

- Volumen consumido por usuarios clandestinos

El volumen teórico que actualmente consumen los 803 usuarios clandestinos es de 25,696 m³/mes, 7.71 % del volumen suministrado, éste debe reducirse en corto plazo gracias a las medidas que conjuntamente están tomando las Coordinaciones Comercial y de Agua Potable. Entre otras acciones en proceso se cuenta: el corte de las tomas, las instalaciones de módulos de contratación en los nuevos fraccionamientos del sector, etc.

- Volúmenes condonados.

Existe también un porcentaje reducido de usuarios con derecho a la condonación de su consumo que son los usos públicos y los empleados del sistema, en conjunto consumen un volumen de 2,780 m³ o 0.83 % del total suministrado. En la tabla 4.27 siguiente se presenta un resumen de los resultados en el conjunto de reducción de agua no contabilizada, la cual puede alcanzar un 18.63 %. Al final del proceso de recuperación, la eficiencia operativa debe alcanzar un nivel de alrededor del 87.89 %. Esta eficiencia no es posible lograrla en el desarrollo del proyecto ya que está en buena medida relacionada con acciones del área comercial de COMAPA y de una

buena política de comunicación con los usuarios, que requiere de un proceso fuera del alcance del trabajo realizado.

Tabla 4.27. Consumos identificados en el sector Granjas.

Concepto	Volumen (m ³)	Porcentaje	Observaciones
1.- Volumen suministrado	333,301.2	100.00	Corregido en febrero
2.- Volumen facturado	230,835.00	69.26	Medido y estimado para febrero
3.- Diferencia (1 - 2)	102,466.2	30.74	
4.- Volumen por errores de micromedición	2,516	0.75	En proceso de reducción
5.- Consumo subsidio cuota fija	31,103	9.33	En proceso de reducción
6.- Volumen por consumos clandestinos	25,696	7.71	En proceso de reducción
7.- Volumen por consumo de empleados	1,530	0.46	Condonado
8.- Consumo usos públicos	1,250	0.38	Condonado
9.- Suma 4 a 8	62,095	18.63	
10.- Volumen de pérdidas no recuperables	40,371	12.11	
11.- Suma facturado más en proceso de recuperación (2 + 9)	292,930	87.89	Eficiencia operativa en corto plazo

c) Análisis de beneficio - costo

Con base en los resultados anteriores, es posible realizar una primera evaluación de los beneficios económicos derivados de la recuperación de agua. En este sentido los beneficios económicos pueden ser definidos en dos componentes, a saber:

- Los ahorros en costo de producción derivados de la reducción de 25 l/s de pérdidas físicas.
- El incremento en la facturación, que deriva en un posible aumento en los ingresos.

En cuanto al primer punto, los 25 l/s corresponden a 788,400 m³/año. de agua que ya no se desperdicia, si se considera el costo de producción de \$0.25/m³ representan \$197.100/año de ahorro. Sin duda, el impacto fuerte se presenta en los niveles de facturación, el incremento en el índice de facturación fue de 24.28 %, este porcentaje puede expresarse en términos de volumen anual como 979,105 m³ en un año. El precio de venta promedio al mes de marzo de 1998 es de \$2.14/m³, por lo tanto, se tiene un ingreso potencial de \$2'095,285 por año.

Por otra parte, también debe considerarse la recuperación que debe alcanzarse en el corto plazo, ésta equivale al 17.79 %, valor que en términos de volumen se estima en 711,780 m³/año y en términos monetarios se traduce en \$1'523,209 de ingresos adicionales.

En resumen, los beneficios económicos de la recuperación ya existente es de \$2'292,385 al año. Si se consideran los beneficios a corto plazo el monto se incrementa a \$3'815,594 al año. El costo aproximado del proyecto fue de \$ 2'500,000, en consecuencia, la relación beneficio/costo es de 0.92 con los logros actuales, y en el corto plazo de 1.53 Considerando los beneficios sólo de un año.

Ahora bien, un análisis más riguroso del problema puede realizarse si se considera la eficiencia de cobranza en el sector en los últimos 7 meses, éste es de 45.82 %. En consecuencia los beneficios se reducen a los siguientes montos, el ya existente es de \$1'157,142 y de en el corto plazo son de 0.88 y 0.96 respectivamente. Es decir la inversión se recupera en 16 meses más.

CONCLUSIONES.

En los últimos años, el país ha experimentado un cambio en las políticas ambientales, dando mayor prioridad al uso eficiente y sustentable de los recursos, entre ellos, el agua:

En las grandes ciudades, el tamaño de las redes de distribución crece día con día y con ello la complejidad de su operación. Actualmente resulta ilógico y poco práctico operar las redes empíricamente sin un sustento científico. Toda decisión que pretenda incrementar la eficiencia de la operatividad de un sistema hidráulico se basa fuertemente en los aspectos económicos, por lo que deben analizarse previamente una serie de opciones las cuales ofrezcan alternativas más factibles en todos los aspectos, principalmente el financiero. Es aquí donde los programas computacionales nos presentan una poderosa herramienta ingenieril para el análisis de la complejidad hidráulica de las redes urbanas y en la búsqueda de un sistema hidráulico más eficiente en todos los aspectos.

La cantidad de agua que se desperdicia por fugas disminuye cuando se reducen las cargas de presión a valores aceptables en cualquier hora del día. Una práctica común para controlar las presiones consiste en instalar cajas rompedoras de presión en los sitios donde la magnitud de estas cargas son altas; sin embargo, esta solución tiene el defecto de una obra física que requiere mantenimiento. Para eliminar esta limitante, una alternativa es el uso de válvulas reguladoras de presión. Este tipo de válvulas permite mantener una presión constante, aguas abajo del sitio en el que se instala, aun cuando la presión aguas arriba varíe a lo largo del día.

El mal servicio público de los servicios de agua potable, frecuente en muchas de nuestras ciudades, sobre todo con la práctica de suministrar en forma discontinua, ha provocado que los usuarios instalen almacenamientos domiciliarios, cisternas y tinacos.

En general, es más costoso para la población hacer inversiones en sus domicilios que una solución común en el sistema público.

Sin embargo, en estos casos, en los que el público ya ha gastado en esas instalaciones, se puede sacar provecho de la situación ya que no es necesario mantener presiones altas en la red. Si se abastece a bajas presiones, se puede reducir el volumen de fugas en la red y disminuir la probabilidad de nuevas roturas en ella.

La única forma de lograr un uso eficiente del agua y la preservación de la calidad, es con una sociedad informada sobre la forma en que se usa y descarga el agua, la participación de los usuarios es importante si asumen un papel más responsable en términos del uso eficiente del agua y conservación de aguas pluviales. Realizar una difusión permanente a través de los medios de comunicación haciendo ver la importancia del buen uso del agua potable y su preservación, además de las recomendaciones para reducir los consumos innecesarios y exagerados del agua es una forma de hacer conciencia en quienes usan el agua, y de esta forma se puede erradicar en parte el problema de las tomas clandestinas.

Es recomendable la instalación de aparatos micromedidores cuya exactitud sea máxima, para poder así solucionar en parte las pérdidas por mala medición. Como ejemplo de esto, podemos poner el estudio realizado en Cd. Reynosa, Tamps. En el cual el organismo operador esta perdiendo o dejando de cobrar, por causa de la mala medición en los micromedidores un volumen de 2,516.35 m³/mes, es decir, solo el 63.85 % de los medidores están funcionando correctamente. Esto podría ser extrapolado a otras poblaciones de características semejantes para dar una idea del problema que realmente se está viviendo y así darle la merecida importancia para una correcta medición de los caudales de agua.

Durante el siglo XX los centros urbanos pequeños o grandes, han desarrollado sus sistemas de distribución de agua, de forma tal que los grandes problemas actuales no son la creación o ampliación de la infraestructura. Más bien tienen que ver con el uso eficiente, rendimiento, uso sustentable y finalmente con el mantenimiento y/o mejora de la infraestructura existente.

En el caso de la Cd. de México, la detección y control de fugas, no solo en las redes de distribución sino también en las tomas domiciliarias, permitirá reducir la explotación de los acuíferos que actualmente están suministrando este recurso e impedir la invasión urbana en las zonas de recarga natural es una forma de mantener balanceada la capacidad de los mismos.

En general, el mantenimiento de nuestra infraestructura hidráulica ha merecido escasa atención, debido en buena medida a la escasez de recursos, mismos que se han destinado a la atención de asuntos otrora más urgentes. No obstante, hemos llegado a un estado de deterioro de la infraestructura hidráulica en la cual es urgente que sea atendido.

Anteriormente se le daba mayor importancia al mantenimiento de los equipos electromecánicos de los sistemas, en menor grado a las conducciones y los accesorios de control de las redes, restándole importancia a las tuberías y sus accesorios. El procedimiento general del control del mantenimiento se basaba en realizar inspecciones visuales de los equipos e instalación, reportar los daños visibles, estimar su impacto inmediato y determinar si se atendía de inmediato o se postergaba para otra ocasión. Lo anterior llevaba a proceder de forma anárquica con las acciones de mantenimiento, lo cual generaba inconformidad entre la población al observar que las redes sufren interrupciones de servicio por obras de rehabilitación y mantenimiento sin previo aviso.

En la actualidad, aun cuando este tipo de prácticas se siguen realizando, se ha dado el primer paso para establecer un programa de mantenimiento de los sistemas de agua potable mediante un diagnóstico de la situación actual de la red, determinando los requerimientos del mantenimiento y jerarquizar las acciones por ejecutar, considerando equipos, instalaciones, accesorios, edificios, estructuras, vehículos, herramientas, refacciones y personal. Lo anterior proporciona la posibilidad de llevar un registro actualizado de las acciones de mantenimiento efectuadas en los últimos años y un control de la ocurrencia y causas de fugas en la red.

Una de las consecuencias de la detección de fugas es la posibilidad de establecerla como una primera herramienta de diagnóstico del estado de la tubería de distribución, que acompañada de mapas de ocurrencia y clasificación de causas, permiten detectar las zonas con problemas más severos. La ocurrencia de fugas en tuberías como principal indicador del deterioro puede estimarse a partir de las estadísticas de fugas y la longitud de la red de tubería. Desde esta perspectiva una tubería o grupo de tuberías tiene un buen comportamiento si, expresando tal índice en roturas por Km y por año, su número es inferior a 0.1. Sin embargo es considerado alto siempre que el valor alcanzado resulte superior a 0.5

De esta manera es posible la toma de decisiones en casos severos y el análisis sistemático de ciertas zonas que resulten preocupantes y determinar las zonas que deben ser rehabilitadas a corto plazo o analizadas con mayor cuidado antes de su sustitución.

Tan solo en la ciudad de México, los distintos programas que se han implantado para la reducción de fugas han permitido recuperar en tres años mil 775 litros por segundo de agua en el Distrito Federal, un caudal que junto con los volúmenes obtenidos por la rehabilitación de pozos ha sido canalizado para mitigar el déficit padecido por un millón 180 mil personas, residentes en particular de zonas altas en las delegaciones Iztapalapa, Gustavo A. Madero y Tlalpan, las cuales suelen recibir un suministro por tandeo o en pipas, dos o tres veces por semana.

Alcanzar estos resultados costó a la ciudad 900 millones de pesos en tres años de trabajos, en los cuales se cancelaron 30 mil fugas subterráneas, no visibles, así como rehabilitados 700 kilómetros de los 12 mil kilómetros de tuberías de distribución de agua potable.

Es tiempo de que el subsector agua potable inicie la toma de medidas orientadas a reducir los niveles de riesgo de los sistemas, para prevenir consecuencias tan graves como tener sin agua a la población por periodos extendidos.

Cobrar el costo real del agua potable suministrada de acuerdo al consumo particular de cada toma, permitirá ir aumentando el servicio y alcanzar a las comunidades que no gozan de este privilegio.

Los niveles de confiabilidad del servicio deben ser mejorados, considerando en los nuevos diseños y rehabilitaciones un análisis de su confiabilidad. Al menos deberíamos tener un inventario del nivel de riesgo en que se encuentran los sistemas de agua potable.

Se dispone de herramientas que permiten realizar estos análisis y la determinación de las acciones de mitigación del riesgo, el método propuesto por el instituto de ingeniería de la UNAM es un claro ejemplo de ello, la investigación se esta haciendo, la siguiente fase es iniciar su aplicación en casos piloto, además de iniciar la generación de estadísticas nacionales, regionales y locales de la ocurrencia de fugas, su causa, duración, costos, etc.

BIBLIOGRAFÍA.

- ANDRADE FERREYRA, OMAR / DETECCIÓN Y CONTROL DE FUGAS EN LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE.-- , 151P. / TABS.
- ASOCIACIÓN MEXICANA DE HIDRÁULICA (A.M.H.); INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA (IMTA); / MEMORIAS DEL XV CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA, OAXACA, OAX. / OCTUBRE, 1998.
- ASOCIACIÓN MEXICANA DE HIDRÁULICA (A.M.H.); INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA (IMTA); / MEMORIAS DEL XVI CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA, MORELIA, MICH. / NOVIEMBRE, 2000.
- ASOCIACIÓN MEXICANA DE HIDRÁULICA (A.M.H.); INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA (IMTA); / MEMORIAS DEL XVII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA, MONTERREY, NVO. LEON. / NOVIEMBRE 2002.
- CESAR VALDEZ ENRIQUE / ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE (VOLUMEN I) / FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM. / MÉXICO, ENERO DE 1994.
- CESAR VALDEZ ENRIQUE / ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE (VOLUMEN II, RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION) / FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM. / MÉXICO, 1993.
- CESAR VALDEZ ENRIQUE / ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE (VOLUMEN III, ADMINISTRACIÓN, OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y FINANCIAMIENTO DE LOS SISTEMAS) / FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM. / MÉXICO, 1994.
- COMISION NACIONAL DEL AGUA / COMPENDIO BASICO DEL AGUA EN MÉXICO / SEPTIEMBRE, 1999
- COMISION NACIONAL DEL AGUA 200 / PRESENTE Y FUTURO DEL AGUA EN MÉXICO / GERENCIA DE PLANEACION HIDRÁULICA, SUBDIRECCIÓN DE PROGRAMACIÓN, MÉXICO.
- ECHAVEZ ALDAPE, GABRIEL / FUGAS EN REDES DE AGUA POTABLE.-- JIUTEPEC : IMTA; UNAM; DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO, 26 / ILUST.
- ENRIQUEZ ZAPATA, SERGIO; VÁZQUEZ LUJAN, ARMANDO; OCHOA ALEJO, LEONEL / CONTROL DE FUGAS EN SISTEMAS DE DISTRIBUCION.-- MEXICO : CNA, 154 /ILUST. TABS. - (MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO; 24) LIBRO 3.
- ENRIQUEZ ZAPATA, SERGIO; VAZQUEZ LUJAN, ARMANDO / EVALUACION Y CONTROL DE FUGAS DE AGUA POTABLE EN SISTEMAS DE DISTRIBUCION.-- JIUTEPEC, MORELOS: IMTA. COORDINACION DE TECNOLOGIA HIDRAULICA URBANO INDUSTRIAL. SUBCOORDINACION DE USO EFICIENTE DEL AGUA EN CIUDADES E INDUSTRIAS, 06, / ILUST. TABS.

- FAIR GPRDPN MASKEW, GEYER JOHN CHARLES Y OKUN DANIEL ALEXANDER / ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES (VOLUMEN I) / LIMUSA NORIEGA EDITORES / MÉXICO, 1994.
- GABRIEL ANGEL TRUJILLO PINEDA / DETECCIÓN Y CORRECCION DE FUGAS EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE (TESIS DE LICENCIATURA) / MÉXICO, 1994.
- GILBERTO SOTELO AVILA / HIDRAULICA GENERAL VOL. 1 (FUNDAMENTOS) / EDITORIAL LIMUSA / 2002 MEXICO.
- IMTA – CNA / GUIA DE REHABILITACIÓN DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE / PROY. HC9924, ED. CNA – IMTA, 1999.
- ISMENE LIBERTAD AMERICA ROSALES PLACENCIA / METODO PARA DETECTAR FUGAS EN REDES DE TUBERÍAS (TESIS DE MAESTRIA) / MÉXICO, 1998.
- JUAN G. SILDARRIAGA V. / HIDRÁULICA DE TUBERÍAS / EDITORIAL MAC. GRAW HILL / 1998, BOGOTA COLOMBIA.
- LUIS JESÚS ARIZMENDI BARNES / INSTALACIONES URBANAS (TOMO II) / EDITORIAL MC. GRAW HILL (1991).
- N. N. PASHKOV, F. M. DOLQACHEV / HIDRAULICA Y MAQUINAS HIDRAULICAS / EDITORIAL MIR MOSCU, 1985.
- ORGANIZACION PANAMERICANA DE LA SALUD. CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE / MANUAL SOBRE CONTROL DE FUGAS Y MEDICIONES EN REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA.— LIMA : CEPIS, 372 / ILUST. TABS.
- PASCHOAL SILVESTRE / FUNDAMENTOS DE HIDRULICA GENERAL / EDITORIAL LIMUSA, MÉXICO, D. F. 1983.
- ROJAS ORTUSTE FRANZ / HACIA UNA MAYOR EFICIENCIA HIDRÁULICA EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE (TESIS PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO) / FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM. 1994.
- SHIKLOMANOV, I.A. (1998). WORLD WATER RESOURCES AT THE BEGINNING OF THE 21ST CENTURY. MONOGRAPH PREPARED AND SUBMITTED TO UNESCO, DIVISION OF WATER SCIENCES HYDROLOGICAL INSTITUTE, INTERNATIONAL HYDROLOGICAL PROGRAMME (IHP), UNESCO.