



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE

01162 12  
2eq.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**MÉTODO PARA DETECTAR  
FUGAS EN REDES DE TUBERÍAS**

**TESIS**

Como requisito para obtener el grado de  
**Maestra en Ingeniería**  
(Hidráulica)

Presenta

**ISMENE LIBERTAD AMERICA ROSALES PLASCENCIA**

DIRECTOR DE TESIS

**Dr. OSCAR A. FUENTES MARILES**

267479



MÉXICO, D.F.

NOVIEMBRE 1998

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



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.

A Homero

Por la motivación que llevo a mi vida al conocerlo,  
por su amor, paciencia y apoyo.

A Javier y Leticia

Por todo aquello que me han dado a través  
de sus vidas, ya que ha representado la fortaleza  
para alcanzar este logro.

A Yerma y Karina

Por compartir tantos momentos juntas en la vida.

---

Agradezco al Dr. Oscar Fuentes Mariles  
el apoyo y la guía que me ha brindado a lo largo  
de mi formación profesional,  
de la misma manera le doy las gracias al  
M. I. Victor Franco por sus invaluable consejos.

Agradezco al Instituto de Ingeniería el apoyo otorgado  
para la realización de este trabajo.

---

---

## INDICE

RESUMEN .....	I
LISTA DE TABLAS .....	III
LISTA DE FIGURAS .....	V
NOMENCLATURA .....	VII
1. INTRODUCCIÓN	
1.1 Importancia en disponer de un método para detectar fugas .....	02
2. REDES DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE	
2.1 Red de agua potable .....	08
2.2 Componentes del sistema de distribución .....	09
2.2.1 Fuente u origen de abastecimiento .....	11
2.2.2 Captación .....	12
2.2.3 Conducción .....	14
2.2.4 Tratamiento .....	15
2.2.5 Regulación .....	17
2.2.6 Distribución .....	18
2.3 Aspectos hidráulicos para el diseño .....	24
3. DEMANDAS DE AGUA EN UNA RED DE AGUA POTABLE	
3.1 Demanda de agua potable .....	27
3.2 Dotación de agua potable .....	29
3.3 Variaciones .....	32
3.3.1 Curvas de demanda horaria .....	33
3.3.2 Cálculo de la capacidad de almacenamiento .....	37
3.4 Cálculo de los consumos de agua potable .....	39
3.5 Consideraciones de diseño .....	44
3.5.1 Errores de estimación .....	44
4. MÉTODO PARA CALCULAR REDES DE TIPO ESTÁTICO	
4.1 Fundamentos .....	46
4.2 Planteamiento del problema .....	50
4.3 Procedimientos de cálculo de redes .....	52
4.3.1 Método de la teoría lineal .....	52
4.3.2 Método de Newton-Raphson .....	54
4.3.3 Método de Hardy Cross .....	56

---

---

4.4	Método del Instituto de Ingeniería .....	60
4.5	Autoselección del coeficiente de rugosidad .....	63
4.6	Ejemplos .....	65
5. MÉTODOS PARA DETECTAR FUGAS EN REDES		
5.1	Tipos de métodos para la detección de fugas .....	80
5.1.1	La técnica de los distintos pitométricos .....	80
5.1.2	Equipos empleados en la detección de fugas .....	81
5.2	Fundamentos del método propuesto por el Instituto de Ingeniería .....	89
5.2.1	Estimación de la demanda .....	90
5.3	Método para detectar fugas en una red de tuberías .....	90
5.3.1	Ecuación de pérdida de carga entre dos nudos de cruce .....	90
5.3.2	Gastos de desequilibrio .....	92
5.3.3	Gasto de fuga en las tuberías de la red .....	93
5.3.4	Cálculo de los gastos de fuga en una tubería .....	93
5.3.5	Identificación de las tuberías de una red con posible gasto de fuga .....	94
6. DISPOSITIVO FÍSICO		
6.1	Descripción del dispositivo físico .....	97
6.2	Medición de gastos y presiones .....	102
6.2.1	Programa para la medición de presiones .....	103
6.3	Ensayos realizados en el dispositivo físico .....	106
6.3.1	Metodología de las pruebas .....	107
7. APLICACIÓN DEL MÉTODO PARA DETECTA FUGAS EN REDES		
7.1	Ejemplo de aplicación del método para detectar fugas .....	110
8. CONCLUSIONES		
8.1	Método para detectar fugas en tuberías .....	121
8.2	Modelo matemático para el análisis estático de la red .....	123
8.3	Dispositivos físicos .....	124
8.4	Pruebas realizadas en el dispositivo físico .....	125
8.5	Pérdida de carga de presión .....	126
BIBLIOGRAFÍA .....		128

---

---

## Resumen

En los servicios de abastecimiento de agua y de drenaje se presenta un constante desperdicio de agua causado por fugas.

Además de representar una pérdida efectiva de líquido, las fugas tienen reflejos sociales y económicos importantes en la población, ya que se trata de agua captada, bombeada, tratada, almacenada, distribuida; cerca del sitio de consumo que se desaprovecha debido a fallas en el sistema de abastecimiento. Los técnicos responsables de la distribución del agua tienen el compromiso constante de optimar el rendimiento de los recursos actuales.

En todas las redes de agua existen fugas en mayor o menor cuantía. Estas fugas se encuentran en la mayoría de los casos en las uniones de tuberías, piezas especiales como válvulas, codos y reducciones. Este gasto, denominado en forma genérica como fugas, constituye una cantidad importante de agua que se desperdicia; puede ser del orden del 40 y 50% del caudal total suministrado.

Por otra parte, ante la imposibilidad de incrementar la oferta de agua potable con la misma rapidez con que crece la demanda, se ha puesto mayor atención a las actividades para reducir el volumen de pérdidas por la existencia de fugas.

Las fugas de agua potable que ocurren en sistemas de distribución en el ámbito mundial, son un problema prioritario, por lo que es necesario contar con un programa de detección y control.

En el Instituto de Ingeniería se desarrolló un método para detectar las pérdidas mayores de agua en una red de tubos. El método se basa en ideas sencillas que permiten considerar que las extracciones se hacen tanto en los extremos 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.

La medición de gastos en una red resulta complicada, ya que ello requiere de ciertos instrumentos que en ocasiones son difíciles de instalar. Sin embargo, el método para detectar fugas propuesto en este trabajo, se plantea con base en la presión medida en los nudos de los extremos de las tuberías y en las estimaciones del gasto de demanda de los usuarios de la red.

El modelo matemático determina en que tuberías el valor del gasto de salida es mayor al atribuible a la demanda. Para lo cual, se calculan los gastos de los tramos de las tuberías adyacentes a sus nudos de cruce y de los gastos de salida a través de ciertas ecuaciones. El método se aplica por medio de un programa de cómputo.

---

---

que entre otros resultados proporciona, en orden de importancia, en que tuberías de la red, es conveniente buscar las fugas.

Así, con el método propuesto se pretende localizar las tuberías de una red que tienen fuga. Para esto se calcula, de acuerdo con las presiones medidas, un gasto adicional en puntos específicos de la tubería para cumplir con la ecuación de continuidad en los nudos de cruce. Luego se determina si la magnitud de este gasto es atribuible a una modificación del gasto de demanda o bien, a una fuga.

Con la finalidad de calibrar el modelo matemático, fue necesaria la construcción de dos redes de tuberías, en el laboratorio de Hidromecánica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, en donde el método se aplicó y los resultados obtenidos se compararon con las mediciones.

El dispositivo físico de pruebas está formado por una red de tuberías. En ésta se simula el funcionamiento a presión de una red de agua potable. En este dispositivo es posible representar los gastos demandados y las fugas. Estas últimas determinan el gasto y la presión.

La aplicación del método permitirá llevar acciones para disminuir el volumen de agua que se pierde, con lo cual se incrementaría la disponibilidad del agua.

---

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1	Frecuencia de fugas en líneas principales y secundarias .....	03
Tabla 1.2	Porcentajes de fugas, en algunas ciudades de México .....	04
Tabla 2.1	Valores de presión usuales en la red de distribución .....	24
Tabla 3.1	Dotación de agua potable ( $V_{hab}/d$ ) .....	30
Tabla 3.2	Fluctuaciones del consumo doméstico de agua .....	31
Tabla 3.3	Ejemplos de dotación media en algunas ciudades del mundo .....	32
Tabla 3.4	Ley de variación horaria en el D.F. ....	34
Tabla 3.5	Ley de variación horaria para diferentes ciudades del país .....	35
Tabla 3.6	Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas .....	36
Tabla 3.7	Escurrimientos medios mensuales .....	37
Tabla 3.8	Cálculos necesarios para la solución del ejemplo 3.1 .....	38
Tabla 3.9	Valores de $k_1$ de acuerdo al clima .....	43
Tabla 4.1	Características de la red de tubos del ejemplo 4.6.1 .....	66
Tabla 4.2	Cálculos necesarios para la solución de la red del ejemplo 4.6.1 .....	68
Tabla 4.3	Características de la red de tuberías del ejemplo 4.6.2 .....	71
Tabla 4.4	Cálculos para la solución de la red del ejemplo 4.6.2 .....	72
Tabla 4.5	Cargas en los nudos de la red del ejemplo 4.6.2 .....	73
Tabla 4.6	Resultados del programa de cómputo para el ejemplo 4.6.2 .....	74
Tabla 4.7	Cargas en los nudos de la red del ejemplo 4.6.2, de acuerdo con el programa de cómputo realizado .....	75
Tabla 4.8	Datos de la red de tubos del ejemplo 4.6.3 .....	76
Tabla 4.9	Resultados del programa de cómputo para el ejemplo 4.6.3 .....	77
Tabla 4.10	Cargas en los nudos de la red del ejemplo 4.6.3, de acuerdo con el programa de cómputo realizado .....	78
Tabla 6.1	Dimensiones de la red del segundo dispositivo físico .....	101

---

Tabla 7.1	Características de la red de tuberías .....	110
Tabla 7.2	Gastos de demanda .....	112
Tabla 7.3	Niveles piezométricos medidos .....	113
Tabla 7.4	Demandas en los nudos de la red .....	114
Tabla 7.5	Gastos y presiones calculados en la red tuberías .....	115
Tabla 7.6	Gastos de desequilibrio (ordenados de mayor a menor en valor absoluto) .....	116
Tabla 7.7	Posibles gastos de fuga en las tuberías seleccionadas .....	117
Tabla 7.8	Balance de gastos en el nudo 13 (sin fuga en las tuberías 4 y 9) .....	118
Tabla 7.9	Balance de gastos en el nudo 11 (sin fuga en las tuberías 4, 3 y 12) .....	118
Tabla 7.10	Nudo 13 (se unen las tuberías 4, 9 y 10) .....	119
Tabla 7.11	Nudo 11 (se unen las tuberías 3, 4, 11 y 12) .....	119

---

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Sistema hidráulico urbano .....	09
Figura 2.2	Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable .....	10
Figura 2.3a	Sistema por gravedad .....	19
Figura 2.3b	Sistema por bombeo con excedencias al tanque de regulación .....	20
Figura 2.3c	Sistema abastecido directamente por bombeo .....	20
Figura 2.4	Sistema ramificado .....	22
Figura 2.5	Sistema en malla .....	22
Figura 2.6	Sistema combinado .....	23
Figura 3.1	Tipos de consumo de agua .....	27
Figura 3.2	Porcentajes del consumo de agua en el Distrito Federal en 1997 .....	30
Figura 3.3	Desglose del consumo doméstico de agua .....	31
Figura 3.4	Variación horaria de la demanda para la ciudad de México .....	34
Figura 3.5	Variación horaria promedio de la demanda para diferentes ciudades del país .....	35
Figura 3.6	Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas .....	36
Figura 3.7	Solución gráfica del problema 3.1 .....	40
Figura 3.8	Componentes del sistema de abastecimiento y sus gastos de diseño .....	42
Figura 4.1	Cargas en los extremos de un tubo .....	46
Figura 4.2	Red de tuberías .....	51
Figura 4.3	Diagrama de bloques del método .....	64
Figura 4.4	Red de tubos del ejemplo 4.6.1 .....	66
Figura 4.5	Red de tuberías del ejemplo 4.6.2 .....	70
Figura 4.6	Red de tubos del ejemplo 4.6.3 .....	75
Figura 5.1	Detector de fugas acústico y electrónico .....	81
Figura 5.2	Detección de fugas en campo .....	81
Figura 5.3	Varilla de sondeo .....	83
Figura 5.4	Geófono mecánico .....	83
Figura 5.5	Analizador Hidrotronic .....	86

---

Figura 5.6	Equipo Hidrotronic .....	87
Figura 5.7	Propagación del ruido de una fuga .....	87
Figura 5.8	Tubería T entre los nudos de cruce S e I .....	91
Figura 6.1	Fotografía de la estación experimental .....	97
Figura 6.2	Red de laboratorio del Instituto de Ingeniería .....	98
Figura 6.3	Tubería con placas de orificio y llaves de nariz .....	100
Figura 6.4	Apreciación de las dos tuberías .....	101
Figura 6.5	Transductor de presión .....	102
Figura 6.6	Programa "Hidros" .....	104
Figura 7.1	Mediciones de laboratorio (Condición sin fuga) .....	111

NOMENCLATURA

f	factor de fricción de la ecuación de Darcy-Weisbach
g	aceleración de la gravedad
h	hora
$h_f$	pérdidas por fricción
$h_m$	pérdidas menores
$k_J$	parámetro que depende de las características geométricas de la tubería J
$k_1$	factor pico para la demanda diaria
$k_2$	factor pico para la demanda horaria
l	litros
Vhab/d	litros por habitante por día
mca	metros columna de agua
s	segundos
z	carga de posición
A	área de la sección transversal de la tubería
$C_J$	parámetro que depende de las características geométricas de la tubería J
CVD	coeficiente de variación diaria
CVH	coeficiente de variación horaria
$D_n$	gasto de desequilibrio en el nudo de cruce n
D	diámetro de la tubería
$F_J$	gasto de fuga en la tubería J
$G_n$	gasto de salida de la red desde el nudo n (gasto de demanda real)
$\bar{G}_n$	demanda teórica en el nudo n
L	longitud del tubo
P	número de habitantes
PHC	plano horizontal de comparación
Q	gasto instantáneo
$Q_D$	gasto de demanda
$Q_e$	gasto de escurrimiento medio mensual
$Q_E$	gasto específico
$Q_J$	gasto que fluye dentro de la tubería J
$Q_m$	gasto medio diario
$Q_{m\acute{a}x}$	gasto máximo instantáneo
$Q_{mm}$	gasto máximo de máximos
$Q_{MD}$	gasto máximo diario
$Q_{MH}$	gasto máximo horario

---

$R$	porcentaje máximo de error en la evaluación de la demanda real $G_n$
$V$	velocidad media del flujo
$V_{ma}$	consumo medio anual
$V_{md}$	consumo medio diario
$\alpha$	coeficiente de Coriolis
$\alpha_j$	parámetro que depende de $C_j$ y $Q_j$ de la tubería $J$
$\delta$	tolerancia
$\varepsilon$	rugosidad
$\mu$	viscosidad dinámica del agua
$\nu$	viscosidad cinemática del agua
$\rho$	variable Normal de media cero y desviación estándar uno asociada a la probabilidad $P$
$\tau$	número aleatorio con distribución Normal (con media cero y desviación estándar uno)
$\Delta h$	pérdida de carga entre los nudos extremos de la tubería $T$
$\Re$	número de Reynolds

# Capítulo 1

## Introducción

## 1.1 Importancia en disponer de un método para detectar fugas

El agua es un recurso escaso de gran valor. En particular, la utilizada para suministro urbano lleva un valor añadido considerable debido tanto al costo energético de su transporte, como al costo del tratamiento para su uso urbano e industrial.

Debido al acelerado crecimiento de la población, la demanda de agua potable se incrementa continuamente, agotando las fuentes de abastecimiento cercanas. Esto obliga a buscar fuentes cada vez más alejadas de los centros de consumo, con el consecuente incremento en los costos de distribución y producción.

Lo anterior, afecta de manera negativa el estado económico y financiero de los organismos operadores de los sistemas de agua potable, reflejándose en la calidad, costo y eficiencia del servicio.

En México son muchos los sistemas de distribución de agua que no cumplen los estándares de calidad de servicio que cabe exigir a un abastecimiento eficiente: las redes son insuficientes, los niveles de presión no alcanzan los valores adecuados, el agua no contabilizada (bien sea por falta de medición, o por fugas), representa porcentajes importantes, los tiempos de consumo no están adecuadamente controlados.

Las fugas constituyen un importante factor agravante de las pérdidas de agua debido a su naturaleza y a su magnitud.

Una fuga es una salida de agua no controlada de cualquier parte de los elementos del sistema de distribución de agua potable, uniones de tuberías (por fallas en la hermeticidad de las mismas), válvulas, codos, roturas de tuberías, etc., por lo que representa una parte de la pérdida física de agua; ya que, al igual que la debida al rebose de los tanques de almacenamiento, forman parte del componente de agua no facturada del sistema.

Las fugas pueden variar dependiendo de: tipo de suelo, calidad del agua, especificaciones, calidad de la construcción y materiales utilizados, edad de las instalaciones y, prácticas de operación y mantenimiento.

Las fugas también pueden ocurrir en tanques de almacenamiento, debido al agrietamiento de las estructuras o al rebose de las mismas; generalmente, son de gran magnitud pero esporádicas, por lo que merece especial atención la inspección y el mantenimiento de las válvulas de control del nivel en el tanque.

En la red, las fugas pueden presentarse como consecuencia de agrietamiento transversal, aplastamiento y agrietamiento longitudinal; el primer caso se debe a esfuerzos y vibraciones producidas por cargas superficiales; el segundo es consecuencia de una construcción defectuosa y el tercero se debe a fatiga de materiales, defectos de fabricación o golpe de ariete. Fenómenos como la corrosión pueden incrementar este problema, o bien, otros como el junteo defectuoso de tubos o fallas en válvulas.

Tabla 1.1 Frecuencia de fugas en líneas principales y secundarias  
Fuente: Enriquez, Vazquez y Ochoa; 1994.

Causa que produce la fuga	Frecuencia de la fuga
Válvulas	9.20 %
Uniones de plomo	36.60 %
Anillos	1.10 %
Uniones simplex	10.10 %
Uniones Gibault	0.90 %
Hidrantes	1.70 %
Tapones	1.00 %
Tuberías partidas	12.30 %
Tuberías rajadas	2.30 %
Tuberías perforadas	12.30 %

En algunas ciudades de diferentes países, las pérdidas en los sistemas de abastecimiento llegan a ser del orden del 50%, sin embargo, no en todos los sitios le dan la debida importancia al problema ya que en la actualidad no carecen de la insuficiencia de agua, por lo que hay un desinterés en reducir estos índices; a escala nacional estos porcentajes en promedio suelen ser altos, por ejemplo en Malasia ha llegado a ser del 40% y en Brasil y Suecia del 25% (Arreguín y Ochoa, 1997); en México las fugas son del orden del 39%, ver tabla 1.2.

Todavía en 1989 en México se manejaban cifras basadas en estimaciones, se afirmaba que en las redes de agua potable se fugaba alrededor de un 50% de líquido y no se sabía el porcentaje que ocurría en las tuberías principales y secundarias, y en las tomas domiciliarias. Otro factor cuestionado era el valor de los errores por mala medición domiciliaria, puesto que se pensaba que gran parte del volumen de agua consumida no se registraba en los aparatos, que se encontraban mal calibrados ya que los caudales que pasan a través de ellos eran insignificantes.

Tabla 1.2 Porcentajes de fugas, en algunas ciudades de México

Fuente: Arreguín, Ochoa y Fernández; 1997.

Ciudad	Gasto suministrado		Pérdidas en tomas		Pérdidas en la red		Pérdidas en las tomas y en la red		Pérdidas por mala medición		Pérdidas totales	
	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%
Campeche, Camp.	525	18	156	29.7	114	21.7	270	51.4	0.0	0.0	270	51.4
Cancún, Q. Roo.	940	38	114	12.2	147	15.6	261	27.8	2.4	8.3	264	28.1
Cd. del Carmen, Camp.	268	13	67	30.3	23	10.3	89	40.5	8.0	1.0	89	40.5
Cd. Juárez, Chih.	4,147	19	1,241	29.9	248	5.8	1,481	35.7	0.0	0.0	1,481	35.7
Chihuahua, Chih.	3,489	5	552	15.8	896	25.7	1,418	41.5	0.0	0.0	1,448	41.5
Chetumal, Q. Roo.	583	30	180	35.7	99	19.7	279	55.4	0.0	0.0	279	55.4
Coatzacoalcos, Ver.	736	19	262	39.7	36	1.9	298	40.8	0.0	0.0	298	40.8
Constitución, BCS	165	35	52	31.3	2	1.2	54	32.5	1.3	0.0	55	33.3
Durango, Dgo.	2,129	21	649	38.5	176	1.3	826	38.8	0.0	0.0	826	38.8
Fresnillo, Son.	314	14	54	16.6	84	26.0	138	42.5	6.45	2.0	144	44.5
Guaymas, Son.	468	29	114	23.4	30	6.2	344	29.6	5.6	1.1	130	34.9
León, Gto.	3,045	21	629	21.0	187	32.4	1,616	53.1	0.0	0.0	1,616	53.1
Los Cabos, BCS	267	34	61	23.0	32	12.1	93	34.8	7.9	3.1	181	37.8
Mazatlán, Sin.	1,350	8	285	15.2	244	18.6	449	33.2	0.0	0.0	449	33.2
Oaxaca, Oax.	721	24	446	61.9	8	1.1	454	63.0	0.0	0.0	454	63.0
Querétaro, Qro.	1,783	40	242	13.5	50	2.8	292	16.4	243.7	13.6	536	38.1
San Cristóbal de las Casas, Chis.	218	15	118	39.5	10	5.6	129	43.2	0.0	0.0	129	43.2
Tapachula, Chis.	743	8	54	6.2	186	11.3	157	21.1	13.8	1.9	170	22.9
Tuxtla, Gtz., Chiapas	1,162	24	213	18.3	93	8.5	304	26.3	38.9	3.3	345	29.7
Veracruz, Ver.	2,869	16	644	22.5	445	5.5	1,089	38.0	0.0	0.0	1,088	38.8
Villahermosa, Tab.	1,900	17	530	27.9	137	1.2	667	35.1	0.0	0.0	667	35.1
Xalapa, Ver.	1,215	9	465	38.3	8	0.6	473	38.9	0.0	0.5	473	38.9
Zacatecas, Zac.	485	14	134	27.7	15	3.1	149	38.7	0.0	0.0	149	38.7
Totales	29,497	17	7,171	24.3	3,964	13.5	11,161	37.8	320	1.1	11,481	38.9

Se estima que de los 34.785 m<sup>3</sup>/s que ingresaron en promedio en 1997 a la ciudad de México se perdió el 37% por fugas en tomas domiciliarias y en la red, es decir, 12.884 m<sup>3</sup>/s son consumidos en los distintos rubros que componen la demanda. La mayor parte de agua no aprovechada corresponde a los gastos que se escaparon de las tomas domiciliarias (alrededor de 7.732 m<sup>3</sup>/s), otra parte cercana a 5.151 m<sup>3</sup>/s se salió de la red primaria y 2.33 m<sup>3</sup>/s se presentó en otra clase de fugas.

El suministro de agua potable al Distrito Federal es complicado y costoso debido a la heterogénea distribución de sus pobladores a lo largo del territorio. La disponibilidad del líquido, así como los problemas propios de su entrega, han originado un rezago de la oferta con relación a la demanda. Aunado a esto la sobreexplotación de los mantos acuíferos ha ocasionado hundimientos del terreno que afectan a edificaciones, sistema de drenaje, vialidades y vías de comunicación. Además de lugar a la disminución de la calidad del agua en algunas zonas del acuífero.

Si la fuga es de pequeñas dimensiones, la única repercusión en el sistema es la disminución parcial de las presiones, sin llegar a suspender el suministro a ningún usuario. El perjuicio en este caso es únicamente de la empresa distribuidora, que inyecta agua en la red que después no va a poder facturar.

**Daños a segundos.** En este caso, la repercusión del accidente llega a afectar a los usuarios del sistema que sufren el incorrecto suministro.

Es común el desequilibrio entre la oferta y la demanda de agua, en muchos sistemas de abastecimiento el volumen de agua legalmente utilizado por el conjunto de usuarios catastrados corresponde a menos del 50% del total de la producción. Además de las fugas inciden también los errores de medición y de estimación.

El agua no contabilizada, se compone de tres partes

**Pérdida de agua.-** Representan las pérdidas debido al escape de agua que ocurre en los dispositivos de rebose de los tanques de almacenamiento del sistema de distribución, o el escape de agua que ocurre en tuberías y demás órganos del sistema de distribución por fallas en la hermeticidad de los mismos. Es en esta categoría en donde se encuentran las fugas en redes de distribución.

**Errores de 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 lo 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.

**Usos no facturables.-** Representan el componente de las pérdidas relativo a las cantidades de agua que, a pesar de ser utilizadas legítimamente, no se reflejan en la facturación. En esta categoría están incluidos los consumos operacionales (lavado y desinfección de tuberías, reservorios), consumos especiales (bomberos), y los consumos clandestinos.

La disminución de las pérdidas de agua constituye un factor muy importante dentro del equilibrio de la oferta en la actualidad y en el futuro, por lo que es necesario realizar planes de recuperación del agua que se suministra por medio de las redes de distribución.

El consumo de agua de usuarios es normalmente más bajo en la noche, por lo que las presiones son más altas, y como se verá más adelante esto es una ayuda para detectar fugas dentro de un sistema.

Países como Japón, Reino Unido y Canadá, han desarrollado reglas empíricas locales para valorar las fugas que se presentan por la noche; sin embargo, estos criterios no pueden ser aplicados a otras áreas con características diferentes.

Si bien, en las redes de agua potable no se puede evitar que existan fugas, es necesario llevar a cabo distintas acciones encaminadas a lograr que la suma de los gastos de fuga sea menor a cierta fracción del caudal disponible para los usuarios, con la intención de no reducir significativamente la distribución de agua potable de la red.

Debido a que las mediciones de caudal en una red de tuberías real es más complicada de realizar que las de presión, aparte de que se requieren de aparatos especiales, se propone un método para detectar fugas mayores en redes de tuberías a presión con base en la medición de la presión en los sitios donde se unen dos o más tuberías (nudos de cruce) y en una estimación de los gastos de demanda.

Capítulo 2  
Redes de tuberías  
de agua potable

## 2.1 Red de agua potable

La ubicación de las ciudades puede plantear problemas de abastecimiento que se pueden llegar a tornar críticos, al no contar con los recursos hidráulicos necesarios.

Desde la antigüedad, el hombre se ha establecido cerca de las fuentes de abastecimiento de agua, lo que les permitió subsistir y atender las demandas crecientes, haciendo uso del recurso disponible, con el tratamiento adecuado, ya que para la mayoría de sus actividades es indispensable el agua potable.

En general, el agua no está disponible en condiciones naturales, al alcance de todo usuario para consumo. Requiere de procesamientos y transporte, en algunos casos de almacenamiento para adecuarla al régimen de demanda. El valor del agua como recurso depende de su localización, calidad y disponibilidad.

El agua una vez utilizada se transforma en agua residual. Ella puede pasar por las etapas de recolección, conducción, tratamiento y disposición.

Se considera al sistema hidráulico urbano como un conjunto de procesos continuos, que incluyen las acciones básicas de abastecimiento de agua potable así como las de desalajo de aguas residuales y pluviales; eventualmente tratamiento y reuso de aguas residuales, y las interacciones con el sistema físico-hidrológico con los usuarios (figura 2.1)

Se llama *Red de distribución de agua potable* al conjunto de tuberías, accesorios y estructuras instalados en una localidad, mediante las cuales se entrega el agua a los predios en servicio. Las tuberías se conectan entre sí por medio de piezas especiales, y se aíslan por tramos mediante válvulas de seccionamiento que permiten la operación y el control de la red en condiciones de seguridad y servicio adecuados.

Las redes de distribución son las encargadas de entregar el agua directamente a los consumidores. El abastecer de agua a una comunidad por medio de una red, requiere de un sistema extensivo de tuberías, reservas de almacenamiento, sistemas de bombeo y contar con los accesorios necesarios. Como ya se mencionó el término *Sistema de distribución* es empleado para describir el conjunto de los medios utilizados para el abastecimiento de agua desde la fuente de origen hasta el punto final de consumo.

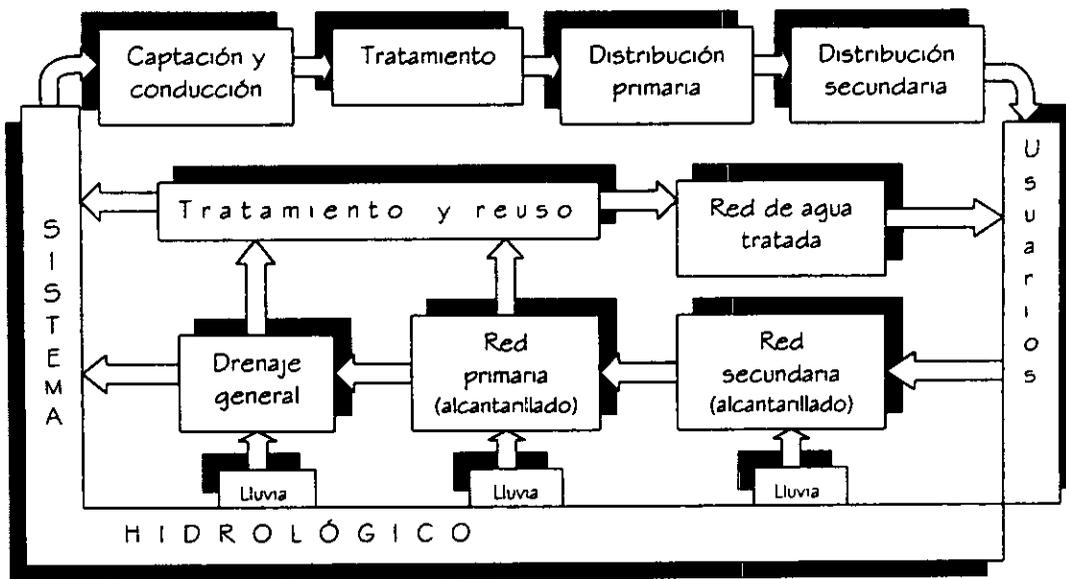


Figura 2.1 Sistema hidráulico urbano

## 2.2 Componentes del sistema de distribución

Como el agua potable no se encuentra disponible en la cantidad necesaria en condiciones naturales, para contar con ella en las ciudades, se requiere de un sistema de abastecimiento.

Los principales componentes del sistema de abastecimiento de agua potable son: la fuente u origen (cuenca de aportación), la captación (presas, pozos, etc.), la conducción, el tratamiento de potabilización, la regularización y la distribución (ver figura 2.2).

Dentro de las redes de los sistemas de distribución, los principales componentes son: tuberías, válvulas, hidrantes públicos para extinguir el fuego y desde luego las conexiones de servicio hacia las edificaciones. Las reservas o almacenamiento y los sistemas de bombeo, son considerados por separado. El tamaño y ubicación de los componentes están en función del sitio que se va a abastecer.

Dependiendo de la relación topográfica entre el sitio de consumo y la fuente de abastecimiento, el agua puede ser transportada por canales, acueductos, túneles y tuberías. Para abastecer de agua a los consumidores con una presión adecuada, es necesario utilizar ya sea la conducción por gravedad, por bombeo o una combinación de ambas.

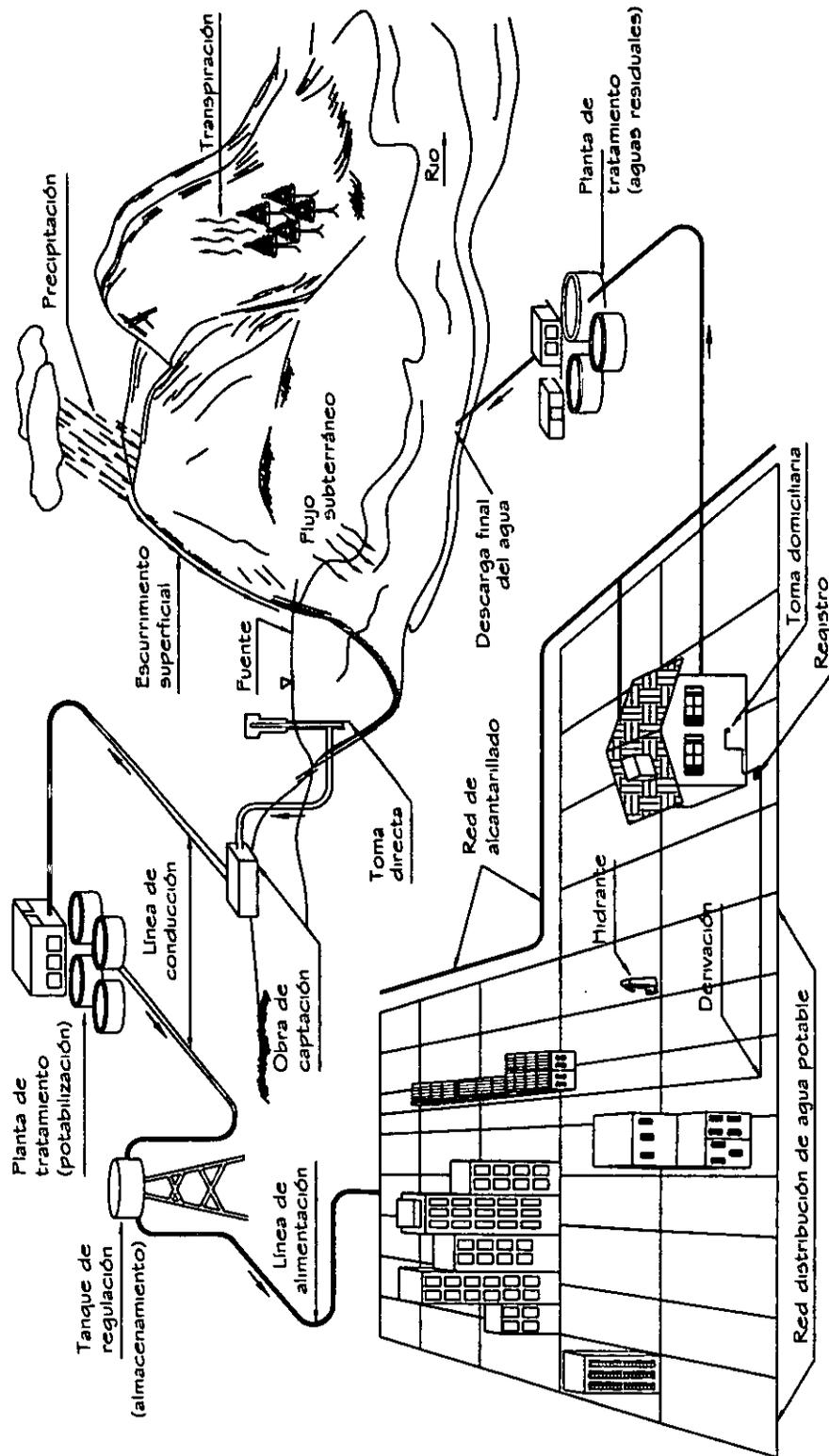


Figura 2.2 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable

### 2.2.1 Fuente u origen de abastecimiento

El agua en la naturaleza esta disponible en las formas siguientes: superficial, subterránea, atmosférica y salada.

El agua de lluvia, se puede coleccionar, por medio de los techados o de cuencas preparadas, para el abastecimiento de una comunidad reducida. Este empleo del agua es escaso, generalmente se utiliza en regiones semiáridas.

El agua salada o salobre puede servir para varios usos. Su desalinización implica una inversión económica grande, lo que limita su empleo. Las aguas medianamente salinas se hacen potables a un menor costo por electrodiálisis<sup>1</sup> y las fuertemente salinas por evaporación y condensación.

El agua subterránea, en general no requiere de tratamientos complicados. Su temperatura es prácticamente uniforme a lo largo de todo el año, ya que el subsuelo funciona como un regulador térmico. En la mayoría de los casos su captación resulta más barata que la de las fuentes superficiales y, las cantidades de agua disponibles son seguras y abundantes, ya que tienen una menor exposición a la contaminación. Las sequías prácticamente no las afectan; su almacenamiento se realiza en el subsuelo. La gran desventaja de este tipo de fuente es que al no ser visibles se dificulta su cuantificación, explotación racional y manejo. Sin embargo, los modernos métodos de investigación permiten una aproximación segura del recurso disponible para una prolongada producción.

Al estrato o formación portadora del agua subterránea se le conoce como *acuifero*. Desde el punto de vista hidráulico, los acuíferos pueden clasificarse en tres tipos principales: *confinado*, *semiconfinado* y *libre*.

La importancia de los terrenos como portadores de agua depende de su porosidad<sup>2</sup> y del tamaño de sus partículas. El agua subterránea se obtiene de manantiales naturales, de galerías filtrantes, de estanques o embalses, o de los diferentes tipos de pozos: *ordinario* o *de capa libre*, *artesianos* y *brotantes*.

---

<sup>1</sup> La *electrodiálisis* emplea energía eléctrica para impeler sólidos ionizados disueltos a través de membranas impermeables. El sistema consiste en membranas impermeables catódicas y anódicas y dos electrodos.

<sup>2</sup> La *porosidad* es una medida del poder de absorción del material, pero si los poros son pequeños la resistencia al movimiento de agua es tan grande que se dificulta su extracción del agua en un pozo.

El agua superficial es visible y de fácil disponibilidad. Sin embargo, tiene las desventajas de tener afectaciones por las variaciones climáticas, turbiedad, materias en suspensión, organismos vivos, oxígeno disuelto, mayores pérdidas por evaporación, entre otras (César, 1991); en ocasiones requiere de un tratamiento complicado.

El agua superficial está disponible en estos medios:

- a) El agua contenida en ríos, lagos y acuíferos libres que no estén confinados. Son típicamente aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y manganeso en las aguas crudas.
- b) El agua en una capa acuífera poco profunda, puede ser embalsada por una formación poco permeable o impermeable, obligando con ello al agua subterránea a aflorar en la superficie del suelo.
- c) Si existe una falla o fisura en el estrato impermeable superior de un acuífero profundo que conduce agua a presión, o sea agua artesisana, el agua puede llegar hasta la superficie del terreno y el gradiente hidráulico es suficientemente alto, formará un pozo artesisano natural. Las fuentes de este tipo son, en general muy uniformes en un caudal y tienen pocas variaciones estacionales.
- d) Algunas fuentes de gran caudal manan en cavernas de caliza, su origen puede ser debido a un afloramiento de materia porosa sobre terrenos muy altos, y el propio afloramiento estar constituido por la formación caliza; el agua puede escurrir horizontalmente o hacia abajo, a través de una fisura que ella misma haya agrandado por disolución. En este último caso el agua puede ser limpia y cristalina, pero insuficientemente filtrada para ser segura.

### 2.2.2 Captación

La captación consiste en las obras civiles que conjuntamente con los dispositivos electromecánicos incorporan el agua aprovechable a un mismo sitio, ya sea por gravedad o por bombeo. Este elemento del sistema se tendrá que diseñar de tal forma que evite la contaminación del agua.

Existen diferentes tipos de obras de captación así como distintos tipos de pozos, manantiales, cuencas de recepción, etc. Ellas varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento, la localización y la magnitud.

Por lo que se refiere al agua subterránea, las posibles obras de captación son cajas de manantial, pozos o galerías filtrantes. Las cajas de manantial se pueden hacer cerradas de concreto reforzado o de mampostería de piedra o tabique, el agua se debe extraer solamente con una tubería que atraviese la caja y ésta lleva una tapa movable o registro; no se requiere ventilación, se debe procurar que la entrada del agua a la caja de captación se efectúe lo más profundo posible. Se le debe dotar a la caja de un vertedor de demasías.

Dependiendo de si el manantial es de ladera (filtración tubular) o de piso (fisura), se le tiene que proteger por medio de cunetas que intercepten los escurrimientos superficiales.

Los pozos son perforaciones verticales en general de forma cilíndrica y de diámetro mucho menor que la profundidad. El agua penetra a lo largo de las paredes creando un flujo de tipo radial. Los pozos hasta 30 m de profundidad se clasifican como poco profundos y son aquellos que permiten la explotación del agua freática. Los pozos someros excavados son los practicados con picos y palas con diámetros mínimos de 1.5 m y no más de 15 m de profundidad; pueden también construirse por perforación o entubado, teniendo éstos últimos un diámetro de 25 a 75 mm y pueden emplearse sólo en terrenos que no estén muy consolidados. En general, son más convenientes los pozos profundos por su rendimiento uniforme y considerable, a pesar de su gran costo y la posible contaminación del agua con los materiales minerales; a lo largo de su recorrido que pueden ocasionar que se torne dura corrosiva o inadecuada.

En el caso de las aguas superficiales, dependiendo de las características hidrológicas de la corriente, las obras de captación pueden clasificarse en los siguientes tipos generales:

- Para grandes variaciones en los niveles de la superficie libre.
  - a) Torres para captar el agua a diferentes niveles en las márgenes o en el punto más elevado de un río.
  - b) Estaciones de bombeo flotantes. Pueden usarse en lagos o embalses.
- Para pequeñas oscilaciones en los niveles de la superficie libre.
  - a) Estaciones de bombeo fijas, con toma directa en un río o en un cárcamo.
  - b) Canales de derivación con, o sin, desarenadores.
- Para escurrimientos con pequeños tirantes.
  - a) Presas derivadoras o diques con toma directa.
  - b) Dique con caja y vertedor lateral.
  - c) Dique con vertedor y caja central.

Dentro de la estructura de captación, existe un mecanismo denominado "dispositivo de captación", para obtener un adecuado funcionamiento hidráulico; puede consistir en un tubo, la pichanca de una bomba, una galería filtrante, un canal, una tanquilla, etc.

Para proyectar y ubicar las captaciones se consideran básicamente los siguientes aspectos (Steel y McGhee, 1981):

- El origen de suministro, ya sea embalse, lago o río, porque afecta la posibilidad de amplias fluctuaciones del nivel del agua, de modo que, será un factor determinante.
- El carácter de los alrededores de la captación, nivel del agua, topografía, efectos de las corrientes sobre la estructura, socavación del terreno, etc.
- La ubicación con respecto a los focos de contaminación.
- Presencia de materiales flotantes tales como hielo, troncos y vegetación.

### 2.2.3 Conducción

Por lo general, debido a que la fuente esta situada a una larga distancia de la población por abastecer, será necesario transportar el agua en conductos abiertos o cerrados, proporcionándose la energía necesaria por gravedad o bombeo.

Se denomina líneas de conducción a las obras destinadas al transporte de agua potable de las obras de captación hacia un punto específico, pudiendo ser éste un cárcamo, un tanque de regularización, una planta de potabilización, etc.

Cuando son utilizados canales abiertos, existe la posibilidad de utilizar materiales baratos y ahorrar con ello el coste 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.

Para la fabricación de los tubos, se han utilizado diversos materiales, entre los cuales se hallan la arcilla vitrificada, madera, plomo, fierro fundido, acero y concreto. A través del tiempo algunos de estos materiales han sido relegados y en la actualidad los tubos más utilizados son fabricados a partir de asbesto, acero, concreto reforzado y plástico (polietileno y PVC). Durante la elección del tipo de tubería a emplear en una obra a fin, se analizan entre otras características del material: resistencia mecánica, resistencia a la corrosión, durabilidad, rugosidad, flexibilidad, ligereza, costo de instalación, condiciones de operación, espesores y diámetros comerciales, etc.

Actualmente, de acuerdo con la experiencia adquirida, existen recomendaciones para la selección adecuada de una tubería. No obstante, para cualquier proyecto los principales factores a considerar son: calidad y cantidad de agua por conducir, características topográficas de la conducción, así como calidad del terreno por excavar y costos de suministro e instalación.

La elaboración de una tubería hecha con cualquiera de los materiales antes mencionados tendrá que cumplir con una serie de normas de calidad, con las que se tiene un particular cuidado en la presión interna de trabajo. Dichas normas, son establecidas por las autoridades gubernamentales y están en función del material de que se trate.

Las líneas de conducción son constituidas por tramos rectos y curvos para ajustarse a la topografía del sitio de proyecto, por cambios que se presentan en la geometría de la sección 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 maniposa, válvulas de globo, válvulas de alivio contra golpe de ariete, desagües, etc., son necesarios si existe un equipo de bombeo.

Existen también conducciones cerradas construidas in situ denominadas *acueductos*, en donde se puede emplear materiales locales, y que a pesar de representar una menor inversión inicial y de mantenimiento, ya no se construyen salvo en casos especiales, debido a que proporciona un ineficiente funcionamiento hidráulico y a la desventaja de que debe construirse a su tamaño y capacidad definitivos, impidiendo a largo plazo, adicionar adaptaciones a la obra de acuerdo a las necesidades.

#### 2.2.4 Tratamiento

Una planta de tratamiento es la obra en ingeniería civil con las unidades necesarias para modificar favorablemente las condiciones de cierta agua.

Dentro de las unidades de la planta, se manejan determinados procesos capaces de proporcionar las condiciones de calidad necesarias en una agua cruda para obtener un agua adecuada para usos generales, ya sean, doméstico, industrial, comercial y servicios.

El carácter y grado del tratamiento necesario, dependerán de la naturaleza del agua; la que, a su vez, está influenciada por su origen y la calidad final deseada. Si el agua procede de fuentes superficiales, normalmente requerirá de procesos de

tratamiento. En algunos casos, el agua subterránea también es tratada; mientras más protegida se encuentre la fuente de abastecimiento, estará menos expuesta a una contaminación y, por consiguiente, será menor el tratamiento requerido.

Cuando el tratamiento que se le da al agua es con el fin de hacerla apta para el consumo humano, se le llama *potabilización* y *planta potabilizadora* a la obra de ingeniería civil en la que se construyen las unidades necesarias para producir el agua potable; el agua tendrá que ser estéticamente aceptable y económica.

La *planta potabilizadora* 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 el agua tratada, serán necesarios uno o más procesos.

En general el concepto de *tratamiento potable* es coagular las partículas suspendidas que causan turbiedad, sabor, olor y color para que puedan ser removidas por sedimentación y filtración.

En las aguas superficiales abundan contaminantes peligrosos, cuando son más o menos turbias, es necesaria la coagulación, sedimentación, filtración y desinfección.

El *almacenamiento* y la *sedimentación simple* son todavía utilizados, a pesar de que estos sistemas no forman ya parte de las instalaciones de tratamientos modernas en las que se consigue una sedimentación más rápida, así como la eliminación de partículas coloidales, por medio de la *coagulación química seguida de filtración*.

La eliminación o reducción de sabores y olores se consigue por *aireación*, *agentes químicos oxidantes* y *absorbentes*. El *ablandamiento*<sup>3</sup>, la *oxidación*, y la *precipitación* del hierro y manganeso, la *estabilización* para prevenir la corrosión o incrustación en los sistemas de distribución y la *desinfección*, constituyen métodos de tratamiento comunes. Algunas técnicas más complejas, tal como el *intercambio iónico*, *ósmosis inversa*, *electrodialisis* y *destilación*, son empleadas en algunas poblaciones e industrias en las que las características de las aguas sin tratar o la calidad del agua tratada son tales que necesitan su uso.

La descripción de cada uno de los procesos, así como el diseño de las unidades necesarias (Steel y McGhee, 1981), escapa a al alcance de esta tesis.

---

<sup>3</sup> El *ablandamiento* es la eliminación de cationes divalentes, generalmente calcio y magnesio.

### 2.2.5 Regularización

Desde los sistemas primitivos se sentía la necesidad de contar con un almacenamiento de agua para que se disponga de la misma en distintos periodos de tiempo, llegando a ser en la actualidad, parte esencial de cualquier sistema de agua.

Con este elemento, se proporciona agua para necesidades urgentes tales como la extinción de incendios, en caso de averías accidentales en la distribución o fallas de la corriente eléctrica.

El almacenamiento para la distribución permite que la planta de tratamiento de agua siga trabajando durante el período de tiempo en el que no se tiene una demanda alta, es decir, equilibra el suministro de agua con la demanda. En el caso de que hubiese equipo de bombeo, ayuda a igualar el rendimiento de las bombas durante su lapso de trabajo.

En la mayoría de los casos es necesaria una estación elevadora para obtener la presión suficiente y lograr que el agua fluya a través de la red de distribución. Son utilizadas bombas para elevar el agua después de ser tratada. Las bombas pueden descargar toda o parte del agua en depósitos elevados o no, que suministran el agua necesaria en emergencias.

Los depósitos elevados generalmente son de acero y su capacidad dependerá de las características de la carga requerida en el sistema. Cuando el depósito no se encuentra elevado, el sistema de bombas se encontrará directamente acoplado a la salida del mismo para la distribución del agua.

Con un almacenamiento para la distribución se reduce el costo de operación del sistema, debido a que se compensan los caudales de demanda de la fuente de abastecimiento, los medios de producción, las líneas de conducción y distribución, no necesitando ser tan grandes las capacidades de estos elementos.

En el sistema se mejoran los gastos y las presiones, se estabiliza y se tiene un servicio adecuado para los consumidores en toda la zona de interés.

La reserva es necesaria para suministrar un gasto mayor al que recibe desde la fuente durante el período de demanda mayor a la demanda promedio diaria. En una ciudad, en donde el régimen de consumo es variable, normalmente la demanda de agua descende durante el lapso comprendido entre las nueve de la noche y las siete de la mañana y aumenta durante el día (ver capítulo 3).

### 2.2.6 Distribución

La obra de distribución del agua se inicia en el tanque de regularización y consiste en una red de tuberías por medio de las cuales se reparte y se entrega el agua hasta las casas de los usuarios. Está constituida por dos partes principales:

- a) Instalaciones de servicio público, que comprende la red y las tomas domiciliarias.
- b) Instalaciones particulares o sea la red interior de los domicilios.

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.

Los factores determinantes en el diseño de la red son los siguientes:

- *Topografía de la localidad.* Es conveniente diseñar una sola red de distribución que abastezca cualquier punto de una localidad. En zonas urbanas no siempre conviene tener una red única que cubra todas las calles, unas veces por tener que distribuir aguas de distinta procedencia y que llegan a la localidad a niveles distintos; otra porque no sea posible situar el tanque de regularización de modo que domine toda la zona por abastecer para dar presiones adecuadas, principalmente cuando el desnivel entre los puntos más altos y más bajos es mayor a 50 m.
- *Planimetría de la localidad.* Este factor es determinante para seleccionar el tipo de red por diseñar. En localidades en que se tiene una zona poblada concentrada y otra dispersa, debe estudiarse cuidadosamente la localización de las tuberías, tomando como base el plano de predios habitados, el que se obtendrá el año en que se efectúe el proyecto, a fin de definir las etapas de construcción inmediata y futura.
- *Gasto por distribuir.* La red se diseña generalmente con el gasto máximo horario, el cual se obtiene en función del gasto máximo diario, adoptando para el coeficiente de variación horaria un valor que fluctúe de 1.3 para localidades urbanas pequeñas a 1.5 para los demás (figura 3.8).
- *Situación y características del tanque de regularización.* La localización del depósito regulador tiene gran influencia y puede tener las variantes que se muestran en la figura 2.3, al igual que si se trata de un tanque superficial o elevado, según sea la situación topográfica de la localidad.

- *Situación de la captación con respecto a la red.* La situación de la obra de captación o captaciones que se tengan, influyen de manera notable en el diseño de la red. Los casos más comunes que se presentan están indicados en la figura 2.3.

Existen diversos procedimientos para determinar el comportamiento hidráulico de una red de distribución de agua potable. Este consiste en calcular los gastos que fluyen en las tuberías y las presiones en algunos puntos de la red. Algunos procedimientos proporcionan resultados poco satisfactorios; sin embargo, pueden ser tomados como una base para la aplicación posterior de métodos más precisos.

Cuando la fuente de abastecimiento cuenta con la suficiente elevación con respecto al punto de consumo, de tal forma que la presión deseada puede ser mantenida, la conducción del agua puede ser por gravedad. Con los sistemas de conducción a gravedad, es posible abastecer de agua a más de un almacenamiento de reserva dentro del sistema. Una ventaja de este tipo de conducción, es que el sistema se vuelve muy económico.

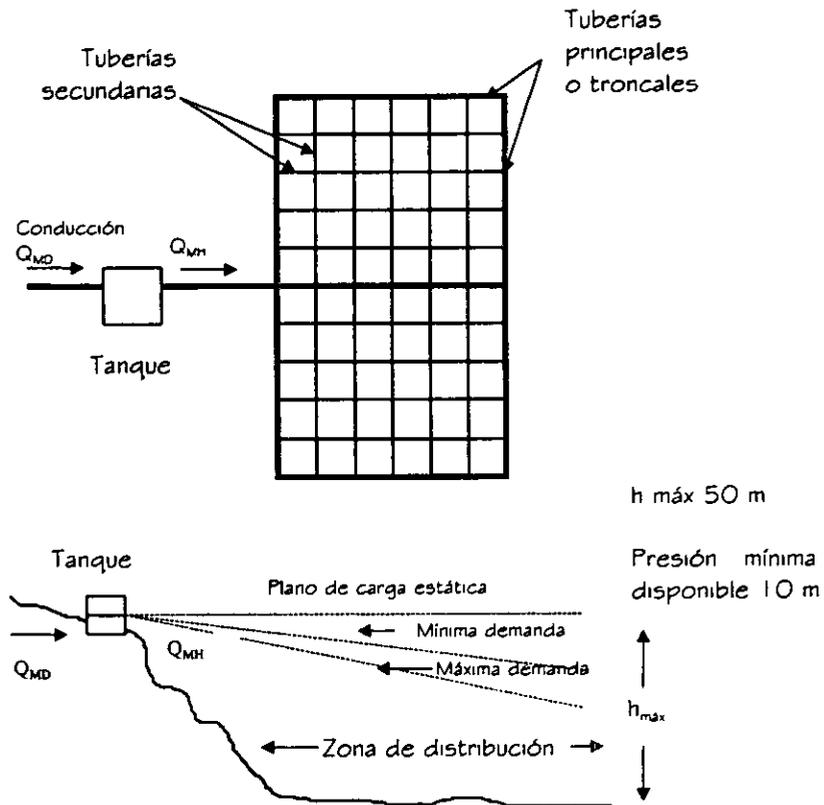


Figura 2.3a Sistema por gravedad

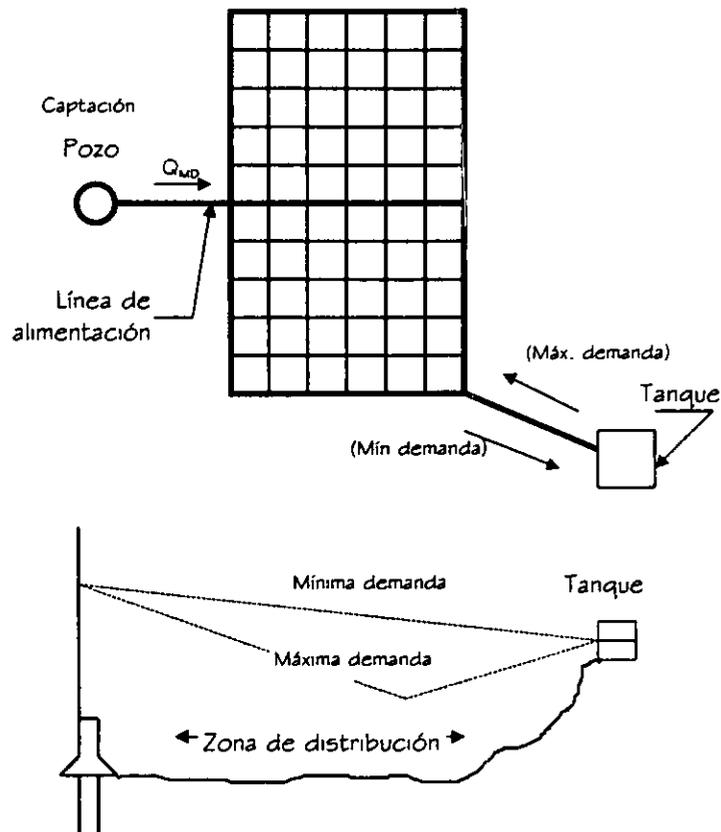
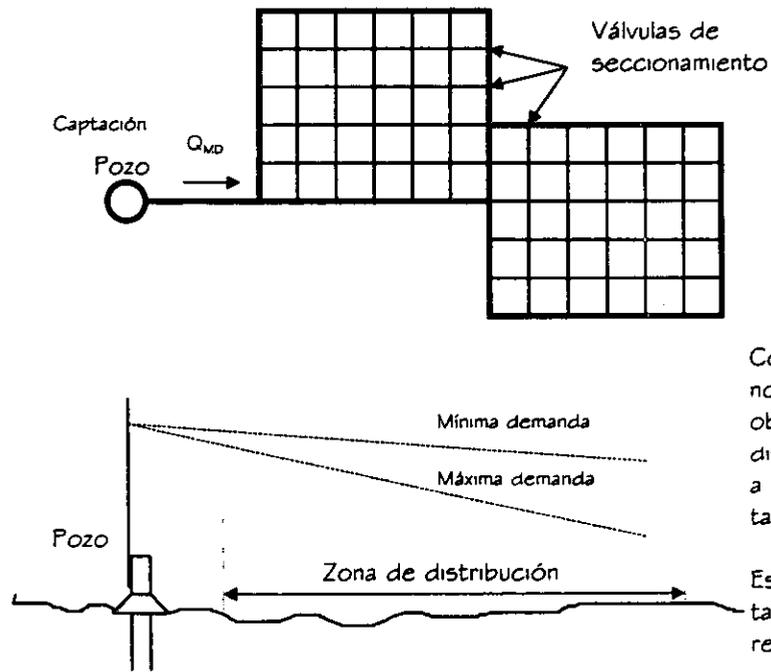


Figura 2.3b Sistema por bombeo con excedencias al tanque de regularización



Con un sólo pozo no es posible obtener una buena distribución debido a la falta de un tanque.

Es conveniente el tanque de regularización.

Figura 2.3c Sistema abastecido directamente por bombeo

En un sistema de conducción por bombeo, es utilizado un equipo de bombeo para proporcionar la carga de presión necesaria para distribuir el agua hacia los consumidores y los almacenamientos de reservas.

En el almacenamiento por bombeo de un sistema de abastecimiento, las reservas son utilizadas para mantener la presión adecuada durante períodos de alto consumo de demanda, y bajo condiciones de emergencia como incendios o grandes fallas dentro del sistema. Durante períodos de bajo consumo de agua, el exceso de agua (o sobrante) es bombeado y almacenado en una reserva; para que sea útil durante el abastecimiento de agua en los picos de demanda; las bombas pueden estar operando en porcentajes de su capacidad.

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.

Para lograr un sistema de agua público capaz de satisfacer las necesidades de una población es fundamental contar con un buen diseño, una construcción adecuada y un mantenimiento constante de la red de distribución.

Al conjunto de tuberías dispuestas una tras otra formando una figura cerrada dentro de la cual un fluido puede volver a su punto de partida después de recorrer todos sus componentes se le llama *circuito*.

Al punto que señala la unión de dos o más tuberías o bien al extremo de un tubo no conectado a otro, se le denomina *nudo*.

Se dice que una red de tuberías es *cerrada* cuando los conductos están conectados de modo tal que se presenta por lo menos un circuito. Es el tipo de red más recomendable para localidades urbanas, por su gran flexibilidad de operación, ya que el sentido de escurrimiento se controla por medio de válvulas de seccionamiento. Con este tipo de redes se obtiene una distribución uniforme de las presiones disponibles.

La *red abierta* se presenta cuando las tuberías están unidas sin formar ningún circuito. Se recomienda para localidades urbanas pequeñas y rurales donde no se justifique la instalación de tubería en todas las calles, cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permitan tener circuitos cerrados y, principalmente para zonas con predios más dispersos.

En cualquiera de los casos anteriores, el proyectista debe estudiar cuidadosamente la localización de las tuberías con base en el plano de predios

habitados. Éste se obtendrá en el año en que se efectúe el proyecto, a fin de definir las etapas de construcción inmediata y futura.

Generalmente los sistemas de distribución, con base en su configuración se clasifican en: sistema ramificado, sistema en malla y sistema combinado.

- *Sistema ramificado.* Consiste en una línea de alimentación principal que suministra el agua a todos los ramales que de ella se derivan. Es el tipo de sistema que presenta mayores desventajas por la inactividad del flujo en los extremos de los ramales y el escaso control del mismo flujo (figura 2.4)

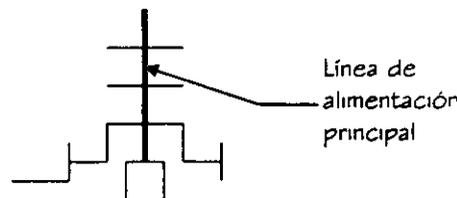


Figura 2.4 Sistema ramificado

- *Sistema en malla.* Aquí todas las tuberías están interconectadas y no hay extremos inoperantes ya que el flujo del agua circula en todas direcciones del sistema. El sistema descrito se distingue en la figura 2.5, en donde la alimentación puede ser mediante una sola línea (a) o un circuito (b).

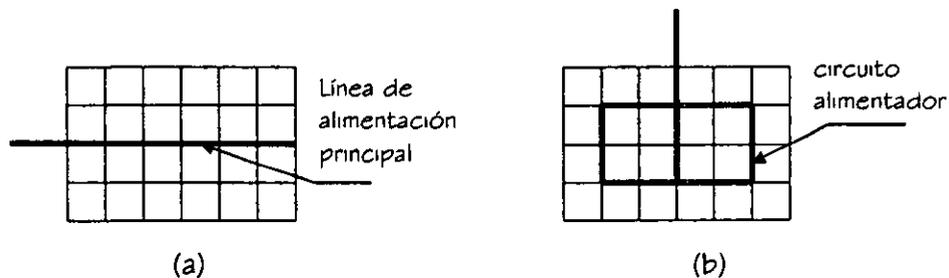


Figura 2.5 Sistema en malla

- *Sistema combinado.* Por razones topográficas o por una mala planeación del proyecto, en ocasiones son necesarias ampliaciones que obligan a dejar ramas abiertas en el sistema, por lo que se le denomina combinado. Existe la ventaja de suministrar agua a una zona de servicio desde más de una dirección, lo que se conoce como "alimentadores en circuito" (figura 2.6).

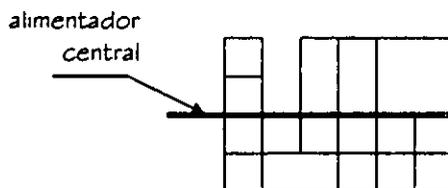


Figura 2.6 Sistema combinado

Entre otros elementos que integran un sistema de distribución se encuentran: tuberías, válvulas de regulación, bombas, tomas domiciliarias, líneas principales, bocas de incendio, medidores, etc.

Las tuberías dependiendo de su posición y de la magnitud de su diámetro se clasifican en:

- *Tuberías de alimentación.* El número de estas tuberías estará en función del número de tanques que suministren el agua a la red denominados "tanques de regularización", comenzará en este punto y terminará en la primer derivación, todo esto es válido cuando la red trabaja por gravedad, si por el contrario se trata de un sistema por bombeo, las líneas de alimentación tendrán origen en las estaciones de bombeo y terminarán como las anteriores.
- *Tuberías primarias.* Llamadas también principales (figura 2.3a), son las segundas en cuanto a dimensión, ya que en estas descargan las líneas de alimentación y son las encargadas de distribuir el agua a las líneas secundarias.
- *Tuberías secundarias.* Son las encargadas de cubrir en su totalidad el área de servicio proporcionando a las tomas domiciliarias el gasto requerido en la edificación (figura 2.3a).
- *Tomas domiciliarias.* Son las líneas terminales de una red de distribución localizadas en los predios servidos y son las que alimentan directamente a las instalaciones hidráulicas de las edificaciones (figura 2.2).

Dentro de los accesorios con los que se cuenta, las válvulas de compuerta juegan un papel muy importante en este tipo de sistema, ya que gracias a ellas, se podrá dar mantenimiento constante o en caso de ser necesario realizar alguna reparación suspendiendo provisionalmente la operación en sectores de la red. Son de igual importancia las válvulas de expulsión de aire y de retención, colocándose las primeras en los puntos altos de la tubería para evitar que el aire que se acumule en éstos sitios ocasionando una estrangulación de la sección que pueda llegar a

interrumpir el flujo de agua habiendo el riesgo de una expulsión repentina. Por otro lado las válvulas de retención impiden el flujo de agua en la tubería en un sentido.

La inversión total del proyecto por persona varía según las condiciones locales, tales como el origen, el que precise tratamiento o no, la topografía del lugar, etc.

### 2.3 Aspectos hidráulicos para el diseño

La red de distribución debe proporcionar el agua suficiente en la cantidad adecuada donde se requiera por la población dentro de la zona de abastecimiento en cualquier momento, siendo el principal motivo del análisis hidráulico del sistema.

El cálculo de las presiones en una red de distribución tiene gran trascendencia. Por un lado deben ser lo suficientemente altas para cumplir con los gastos de demanda de los usuarios, en los pisos más altos de las casas y fábricas y en los edificios comerciales de no más de seis pisos; y por otro lado, no deben ser muy grandes para no causar problemas como: daño a la red interior de las edificaciones, excedencia en los costos, incremento en las fugas a través de la red, etc. Los valores de presión que generalmente se aplican se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Valores de presión usuales en la red de distribución  
Fuente: César, 1992.

Zonas	Presión disponible en kg/cm <sup>2</sup>
Residencial de 2ª	1.5 a 2.0
Residencial de 1ª	2.0 a 2.5
Comercial	2.5 a 4.0
Industrial	3.0 a 4.0

De acuerdo con la reglamentación correspondiente del Distrito Federal, la presión máxima debe ser de 50 m de columna de agua en todos los casos y la mínima no debe ser menor de 15 mca en poblaciones urbanas pequeñas hasta de 15000 habitantes actuales y de 10 mca (López, 1994). en poblaciones rurales. En caso de tratarse de un sistema que trabaja por gravedad, partiendo de la elevación máxima del agua en el tanque se procederá a calcular la presión máxima. En relación con los cruceros de las tuberías primarias las presiones resultantes se calcularán respecto al nivel de la calle.

Cuando se recurra al caso de instalar hidrantes para toma pública, la presión en estos debe de ser como mínimo 3.0 m y se localizarán preferentemente en la periferia de la ciudad, procurando instalar el menor número de ellos.

Para hacer una apropiada estimación del gasto a conducir a una área de servicio, así como calcular de manera precisa la presión requerida en un sistema de distribución, permitirá juzgar si es adecuado su funcionamiento; es decir, que los habitantes de dicha área contarán con el agua necesaria para sus actividades.

Si el sistema de distribución trabaja por gravedad, el diseño de la línea de alimentación se hará con el gasto máximo horario y, si la presión es suministrada por un equipo de bombeo el diseño de la misma línea se hará con el gasto máximo diario.

Una vez que el estudio hidráulico se hace para una determinada área de servicio, se debe particularizar el análisis en cada punto de consumo de la red para lograr un diseño eficiente del sistema de distribución.

El trazo de la red, deberá ser lo más directo posible a los puntos de alimentación con las siguientes finalidades: obtener un buen funcionamiento hidráulico y tener una reducción de costos en la instalación. Sin embargo, quedará en función de la topografía, grado y tipo de desarrollo del área, calles y localización de las obras de tratamiento y regularización. Luego de contar con el trazo de la red, se procederá al dimensionamiento, el cual estará determinado por el gasto a transportar en cada tubería. Se definirá el diámetro de las tuberías, y accesorios como piezas especiales o dispositivos que ayudarán a reducir los fenómenos transitorios, así como tener un funcionamiento correcto durante la vida útil del sistema.

## Capítulo 3

Demandas de agua en  
una red de agua potable

### 3.1 Demanda de agua potable

La demanda de agua en un sistema de abastecimiento de agua potable está integrada por la suma del consumo total de los usuarios más las pérdidas físicas de caudal que se presentan en los distintos componentes del mismo (fugas). Como se puede observar en la figura 3.1, existen diferentes tipos de consumo, de acuerdo al tipo de uso que se le da al agua

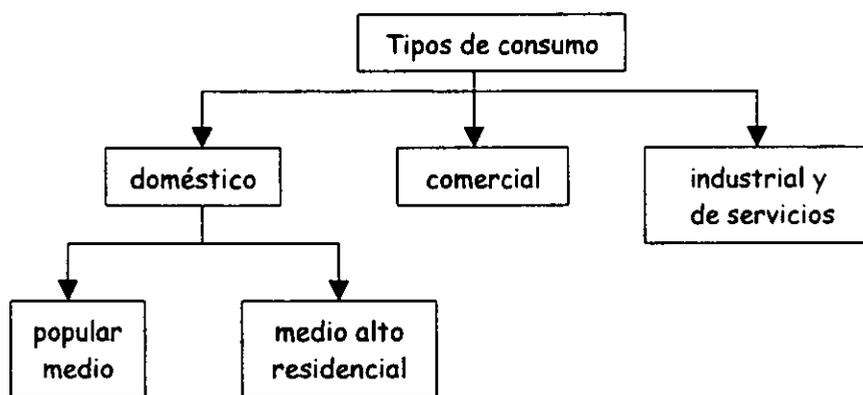


Figura 3.1 Tipos de consumo de agua

Como lo muestra la figura, las tuberías de servicio suministran agua a habitaciones, propiedades mercantiles o comerciales, establecimientos industriales y edificios públicos.

Los consumos de agua varían con los países e incluso con las regiones; así, en las ciudades se consume mayor cantidad que en las zonas rurales. En efecto, las condiciones climatológicas e hidrológicas de la región considerada, las costumbres locales y el género de actividad de los habitantes tienen una influencia directa en las cantidades de agua consumida. Específicamente, los factores que determinan el consumo son los que se describen a continuación:

Cantidad de agua disponible; la dificultad para contar con el agua de las fuentes de abastecimiento limita en ocasiones la cantidad de distribuirse. Cuando son abundantes los abastecimientos subterráneos dentro de las comunidades, o son fácilmente accesibles otras fuentes de agua se estimula a los consumidores fuertes a desarrollar suministros propios para sus usos especiales, tales como acondicionamiento de aire, condensación y procesos de manufactura.

Tamaño de la población; a medida que una población crece, aumentan sus necesidades de agua, destinada principalmente a usos públicos e industriales.

Requerimientos de la población; el consumo per-cápita dependerá de la actividad básica y costumbres de la población, así como de las características de dicha actividad.

Clima; los climas extremos son los que más influencia tienen en el consumo de agua, ya que en general, elevan éste cuando el clima es cálido y lo disminuyen cuando el clima es frío; los climas calientes y áridos por un mayor consumo de agua en el aseo personal, acondicionamiento de aire e irrigación. Los climas fríos mediante el agua descargada a través de las llaves para evitar que las tuberías de servicio y los sistemas de distribución se congelen y en este caso, también se incrementa el consumo debido al uso de calefacción.

Nivel económico; los niveles elevados de vida significan un consumo alto de agua prácticamente para todas las actividades, para la cocina, cuartos de baño y lavandería, riego de prados y jardines, lavado de carros y calefacción unitaria o central. A medida que el nivel económico de una población mejora, aumentan las exigencias en el consumo de agua.

Existencia de alcantarillado; cuando una población cuenta con redes de alcantarillado a través de las cuales los materiales de deshecho se eliminan fácilmente, el consumo de agua es más elevado que en poblaciones donde no se cuenta con tal servicio.

Cuando los sistemas de alcantarillado no se amplían conforme a los sistemas de distribución de agua, las instalaciones privadas para evacuación de aguas negras pueden sobrecargarse y sufrir averías.

Clase de abastecimiento; el consumo en poblaciones que cuentan con un sistema público de abastecimiento de agua, es mayor que en aquellas que tienen sólo un sistema rudimentario.

Calidad del agua; el consumo de agua aumenta cuando su calidad es mejor debido a que se diversifican sus usos.

Presión en la red; la presión en la red afecta el consumo a través de los derroches y pérdidas. Una presión excesiva aumenta la cantidad de agua consumida, debido a las pérdidas en las juntas y en los derroches en piezas defectuosas.

Control de consumo; cuanto menos cuesta el agua, mayor es ordinariamente su consumo, particularmente para fines industriales. Además, el uso de medidores provoca una disminución en el consumo de agua ya que el usuario tiene que pagar según el volumen empleado.

Para tomar en cuenta los distintos requerimientos de los usuarios domésticos, también se puede considerar el nivel socioeconómico de los usuarios con base en el número de salarios mínimos que aportan al ingreso familiar; de esta manera, el tipo doméstico se divide de la siguiente manera: en popular (menos de 3 salarios mínimos), en medio (entre 3 y 7 salarios mínimos), en medio alto (entre 7 y 17 salarios mínimos) y en residencial (más de 17 salarios mínimos).

Para calcular el consumo, es necesario estimar la población correspondiente a cada tipo de usuario y la dotación promedio a cada uno de ellos.

### 3.2 Dotación de agua potable

Se denomina *dotación* a la cantidad de agua estimada que requiere un ser humano para satisfacer principalmente sus necesidades de alimentación y de higiene; en otras palabras, se entiende por dotación a "la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todo el consumo de agua que hace éste en un día medio anual". La dotación de agua potable, si el sistema de abastecimiento es eficiente, es función del clima, del número de habitantes y sus costumbres, del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas y desperdicios.

Como ya se mencionó, la dotación varía de acuerdo con el clima y los hábitos de consumo del usuario; este último se plantea en términos de su nivel socioeconómico.

Se considera para fines de proyecto, en primer lugar la aplicación de los datos experimentales que se recaben en la población en cuestión, esto es de los registros de consumo con que cuente el usuario o el organismo operador en el período de tiempo en el que se maneje (ya sea mensual o bimestral), se recaba toda la información posible para calcular un promedio de la dotación diaria por habitante en la zona de interés, por lo que también se requiere conocer el número de habitantes por registro.

Otra forma de estimar la dotación de agua potable es que se adapten los valores de otras comunidades en condiciones similares o, a falta de éstos se acatan normas de dotación media en función del número de habitantes y el clima, como se indica en la tabla 3.1, aplicable a las poblaciones del país, expresada en litros por habitante por día (l/hab/d) (Normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana. Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado, SRH, 1974).

Tabla 3.1 Dotación de agua potable (l/hab/d)

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

En un estudio que se realizó en 1997 en el Distrito Federal, permitió estimar la dotación con un valor promedio cercano a 196 l/hab/d, además se calculó el porcentaje que representa el consumo por tipo de usuario con respecto al consumo total en el mismo año. El consumo doméstico representó el 73.77%, el comercial, industrial y de servicios el 26.23% (figura 3.2).

Porcentaje del consumo, por tipo de usuario con respecto al total

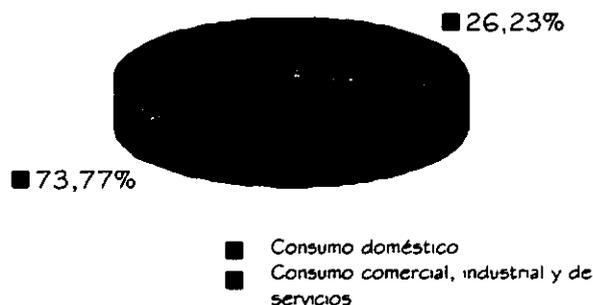


Figura 3.2 Porcentajes del consumo de agua en el Distrito Federal en 1997

Las cifras de la tabla 3.2 toman en cuenta el uso doméstico del agua que fluctúa más o menos como se especifica en litros por habitante y por día.

A los datos de la tabla 3.2 hay que agregar lavado de coches a razón de 20 a 200 litros por vehículo, el riego de patios y jardines que usan de 1 a 7 litros diarios por metro cuadrado y el uso de aire acondicionado a razón de 100 a 500 litros diarios por habitante.

Tabla 3.2 Fluctuaciones del consumo doméstico de agua

Fuente: César, 1991.

Para bebida, Cocina y limpieza	de 20 a 30
Descarga de Muebles sanitarios	de 30 a 45
Para baño de Regadera	de 20 a 30
Total	de 70 a 105

Un desglose del consumo doméstico de agua proporciona los diferentes usos en la siguiente forma: 41% para descarga de sanitarios; 37% para lavado y baños; 6% para uso culinario; 5% para agua potable; 4% para lavado de ropa; 3% para limpieza general del hogar; 3% para lavado del jardín; 1% para lavado del carro familiar (figura 3.3).

Porcentaje del empleo del agua en las diferentes actividades domésticas

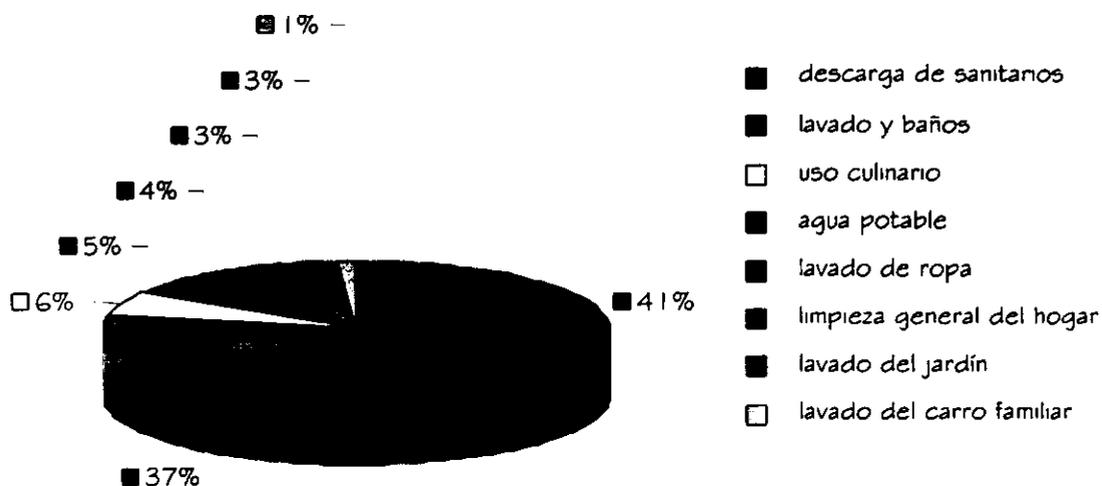


Figura 3.3 Desglose del consumo doméstico de agua

En Estados Unidos en una típica ciudad se proporciona una dotación de 340 l/hab/d, sin embargo el promedio de las comunidades residenciales de

Norteamérica es de 378.5 l/hab/d y de 547.8 l/hab/d o más en ciudades industriales grandes. En la tabla 3.3, como parámetros de comparación, se pueden observar algunas ciudades y sus dotaciones respectivas.

A falta de mediciones de consumo, son suficientes las dotaciones medias ya citadas, sin recurrir a cálculos teóricos para deducir cifras probables. Es importante anotar que la instalación del alcantarillado repercute en el aumento de consumo de agua.

Tabla 3.3 Ejemplos de dotación media en algunas ciudades del mundo  
Fuente: Twort, Law y Crowley; 1985.

Ciudad	Típica Demanda (l/hab/d)	Ciudad	Típica Demanda (l/hab/d)
Filadelfia	741	París	249
San Francisco	608	Hamburgo	229
Sydney	491	Bruselas	178
Milán	400	Pequeñas poblaciones de Italia	100-200
Turín	425	Belfast	495
Roma	651	Estocolmo	328
Dinamarca	340	Hamilton	667
Londres	314	Liverpool	349
Japón	303	Barcelona	267
Berlín	268	Jerusalén	291
Tel Aviv	281	Copenhague	311

### 3.3 Variaciones

El consumo de agua cambia con las estaciones, los días de la semana y las horas del día. Existen máximos de estación durante el calor y la sequía del verano, cuando se consumen grandes volúmenes de agua para refrescar al hombre y a sus animales domésticos, regar prados y jardines, llenar albercas y chapoteaderos y alimentar a las lavadoras o enfriar los condensadores del equipo de acondicionamiento de aire.

Un típico consumo en invierno es aproximadamente un 80% del consumo diario promedio anual, mientras que en verano es un 30% más grande. Generalmente se presentan variaciones como está, por tal razón se tiene que valorar para cada

comunidad, ya que las diferencias pueden ser significantes dependiendo de los cambios de clima por estación. La máxima demanda diaria puede estar considerada a ser el 180% del promedio diario, con variaciones del 120 al 400%.

En ciudades con climas fríos, ocurren máximos de estación durante el frío extremo en el invierno: cuando se deja correr agua al drenaje, para evitar que los servicios y tuberías domésticos se congelen y cuando existen muchas fugas en las unidades de las tuberías, porque los metales se contraen con el frío.

Entre los usos de estación del agua se encuentra el proceso de productos agrícolas en el tiempo de cosecha y los cambios de consumo entre los abastecimientos subterráneos privados en el verano y suministros superficiales públicos durante el invierno, para obtener provecho de temperaturas inferiores.

Deben conocerse las variaciones normales de consumo, para diseñar apropiadamente las tuberías de abastecimiento, los depósitos de servicio y las líneas de distribución. Además, deberá haber márgenes adecuados por consumos súbitos, fuertes e imprevisibles, para combatir incendios.

Conforme menor es la comunidad, más variable es la demanda; cuanto más corto es el período de flujo, mayor es la desviación de la media.

Las cantidades abastecidas a diferentes comunidades pueden tener amplias variaciones, debido a factores que ya antes se mencionaron: diferencias en clima, estándares de vida, amplitud del alcantarillado, tipo de actividad mercantil, comercial e industrial, costo del agua, disponibilidad de abastecimientos privados del agua, calidad o propiedades del agua para usos domésticos industrial y otros, presiones del sistema de distribución, totalidad de la medición y administración del sistema.

### 3.3.1 Curvas de demanda horaria

La demanda de agua de una comunidad varía considerablemente en el curso de un día. El consumo de agua es más elevado durante las horas en que se le usa para la higiene personal, la limpieza, cuando se realiza la preparación de alimentos y el lavado de la ropa. Durante la noche, el uso del agua será el más bajo.

La demanda diaria de agua en una comunidad variará durante el año debido al patrón estacional del clima, la situación de trabajo (por ejemplo, época de cosecha) y a otros factores, tales como ocasiones culturales o religiosas. Las cifras típicas para el uso común y otros requerimientos de agua, son cantidades promedio. Por lo general, se calcula la demanda máxima diaria añadiendo del 10 al

30 por ciento a la demanda diaria promedio. Así el factor pico para la demanda diaria ( $k_1$ ) será de 1.1 a 1.3.

Para la Ciudad de México, la ley de variación horaria fue determinada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM a partir de las mediciones de presiones de la red. La demanda horaria se estableció al relacionar el gasto instantáneo  $Q$  al gasto promedio  $Q_m$  en el día. Las relaciones obtenidas ( $Q/Q_m$ ) se consignan en la tabla 3.4. La curva de variación horaria se muestra en la figura 3.4.

Tabla 3.4 Ley de variación horaria en el D. F.  
Fuente: CNA 1996.

t (h)	$Q/Q_m$	t (h)	$Q/Q_m$
0-1	0.570	12-13	1.495
1-2	0.560	13-14	1.430
2-3	0.550	14-15	1.350
3-4	0.560	15-16	1.250
4-5	0.580	16-17	1.175
5-6	0.650	17-18	1.125
6-7	0.800	18-19	1.100
7-8	1.000	19-20	1.075
8-9	1.300	20-21	1.000
9-10	1.425	21-22	0.780
10-11	1.475	22-23	0.650
11-12	1.500	23-24	0.600

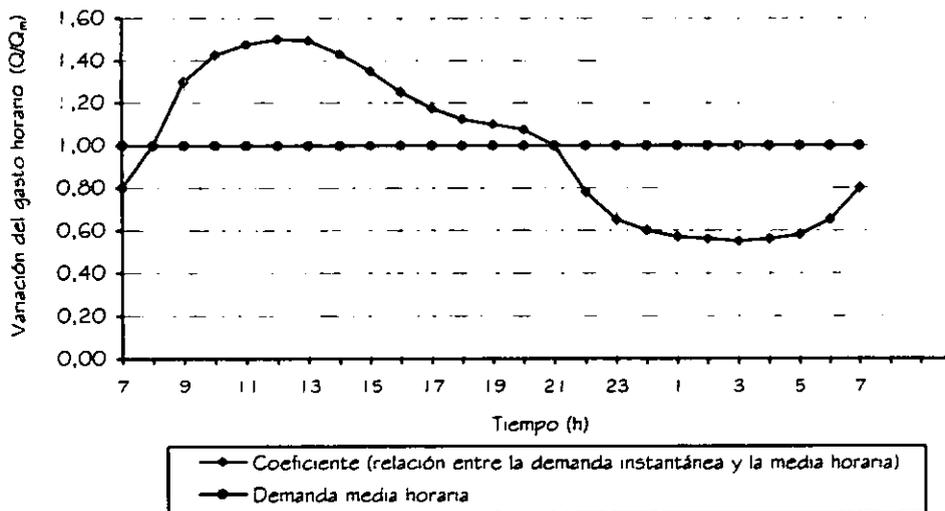


Figura 3.4 Variación horaria de la demanda para la ciudad de México

Adicionalmente, también se presentan dos curvas de variación del gasto de demanda aplicables a diferentes ciudades de la República Mexicana (tabla 3.5 y figura 3.5), así como a poblaciones pequeñas (tabla 3.6 y figura 3.6).

Tabla 3.5 Ley de variación horaria para diferentes ciudades del país  
Fuente: CNA, 1994.

t (h)	Q/Q <sub>m</sub>	t (h)	Q/Q <sub>m</sub>
0:00	0.606	12:00	1.288
1:00	0.616	13:00	1.266
2:00	0.633	14:00	1.216
3:00	0.637	15:00	1.201
4:00	0.651	16:00	1.196
5:00	0.828	17:00	1.151
6:00	0.938	18:00	1.121
7:00	1.199	19:00	1.056
8:00	1.307	20:00	0.901
9:00	1.372	21:00	0.784
10:00	1.343	22:00	0.710
11:00	1.329	23:00	0.651

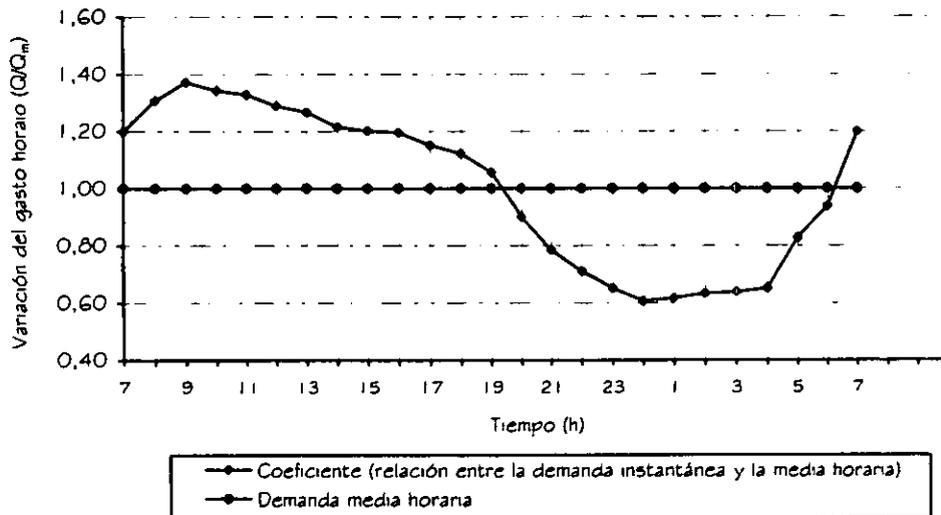


Figura 3.5 Variación horaria promedio de la demanda para diferentes ciudades del país

La variación horaria en la demanda de agua durante el día frecuentemente es mucho mayor. Generalmente, se pueden observar dos periodos de pico, uno en la

mañana y otro en la tarde. Se puede expresar la demanda de la hora pico como la demanda horaria promedio multiplicada por el factor horario de pico ( $k_2$ ). Para un área particular de distribución, este factor depende del tamaño y carácter de la comunidad servida.

Tabla 3.6 Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas  
Fuente: CNA, 1994.

t (h)	Q/Q <sub>m</sub>	t (h)	Q/Q <sub>m</sub>
0:00	0.45	12:00	1.20
1:00	0.45	13:00	1.40
2:00	0.45	14:00	1.40
3:00	0.45	15:00	1.30
4:00	0.45	16:00	1.30
5:00	0.60	17:00	1.20
6:00	0.90	18:00	1.00
7:00	1.35	19:00	1.00
8:00	1.50	20:00	0.90
9:00	1.50	21:00	0.90
10:00	1.50	22:00	0.80
11:00	1.40	23:00	0.60

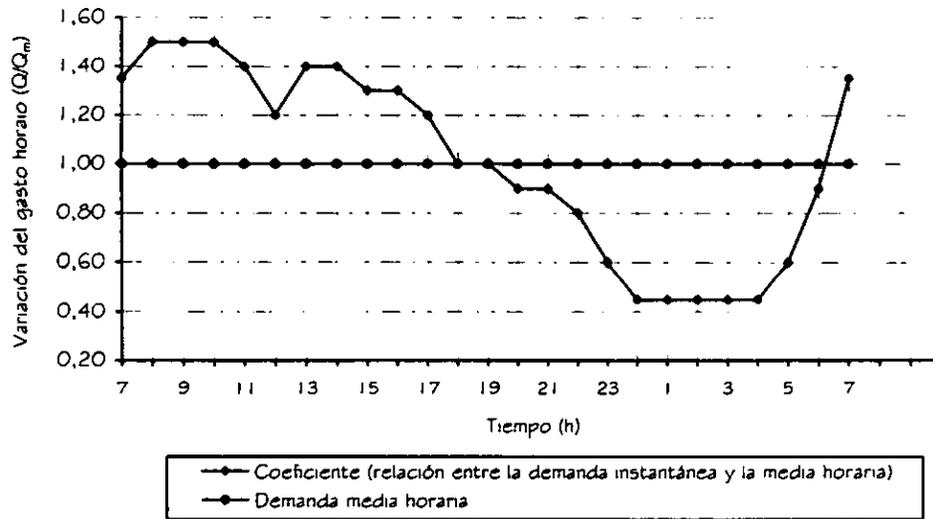


Figura 3.6 Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas

La capacidad de un tanque de almacenamiento, que ayuda a regular las demandas de agua potable de una población, puede ser determinada analíticamente o

gráficamente; en ambos casos, el principio de la solución, es un balance de masa. Con el siguiente ejemplo, se lustrarán los dos métodos de solución, el analítico y el gráfico.

### 3.3.2 Cálculo de la capacidad de almacenamiento

#### Ejemplo 3.3.2

Determinar la capacidad de almacenamiento que el tanque requiere, para mantener un abastecimiento de agua constante de  $2 \times 10^6$  m<sup>3</sup>/mes, si en la tabla 3.7 se tienen los siguientes valores de los escurrimientos medios mensuales. Resolverlo por los dos métodos.

Tabla 3.7 Escurrimientos medios mensuales

Mes	Escurrimiento $Q_e$ ( $10^6$ m <sup>3</sup> )	Mes	Escurrimiento $Q_e$ ( $10^6$ m <sup>3</sup> )
1	9.0	10	0.4
2	10.8	11	0.5
3	4.2	12	0.9
4	2.8	13	1.1
5	1.2	14	2.0
6	1.1	15	5.5
7	0.9	16	10.5
8	0.5	17	3.5
9	0.6	18	2.5

#### Solución

Es necesario realizar una tabla de cálculo para la solución gráfica y numérica del problema, en la tabla 3.8, se muestran estos cálculos. El significado de cada columna se describe enseguida.

- El mes y su correspondiente escurrimiento, se encuentran en la columna 1 y 2 respectivamente.
- El escurrimiento acumulado, está en la columna 3.
- La demanda de abastecimiento de agua aparece en la columna 4.

- El déficit (escurrimiento - demanda de agua), está calculado en la columna 5. El signo menos significa que la demanda de agua excede al escurrimiento y existe un déficit.
- El déficit acumulado, se muestra en la columna 6. Los números en el paréntesis representan el excedente acumulado. El máximo déficit acumulado representa la cantidad requerida en el tanque de almacenamiento.

Tabla 3.8 Cálculos necesarios para la solución del ejemplo 3.1

Mes	Escurrimiento $Q_e \cdot 10^6 \text{ m}^3$	Escurrimiento acumulado $Q_e \cdot 10^6 \text{ m}^3$	Demanda de agua $Q_D \cdot 10^6 \text{ m}^3$	Déficit ( $Q_e - Q_D$ ) $10^6 \text{ m}^3$	Déficit acumulado ( $Q_e - Q_D$ ) $10^6 \text{ m}^3$
1	9.0	9.0	2.0	7.0	0.0 (7.0)
2	10.8	19.8	2.0	8.8	0.0 (15.8)
3	4.2	24.0	2.0	2.2	0.0 (18.0)
4	2.8	26.8	2.0	0.8	0.0 (18.8)*
5	1.2	28.0	2.0	-0.8	-0.8
6	1.1	29.1	2.0	-0.9	-1.7
7	0.9	30.0	2.0	-1.1	-2.8
8	0.5	30.5	2.0	-1.5	-4.3
9	0.6	31.1	2.0	-1.4	-5.7
10	0.4	31.5	2.0	-1.6	-7.3
11	0.5	32.0	2.0	-1.5	-8.8
12	0.9	32.9	2.0	-1.1	-9.9
13	1.1	34.0	2.0	-0.9	-10.8*
14	2.0	36.0	2.0	0.0	-10.8
15	5.5	41.5	2.0	3.5	-7.3
16	10.5	52.0	2.0	8.5	0.0 (1.2)*
17	3.5	55.5	2.0	1.5	0.0 (2.7)
18	2.5	58.0	2.0	0.5	0.0 (3.2)

- \* Es el máximo de reserva con el que se cuenta para el periodo de sequía
- \* Es el máximo déficit, o la demanda máxima en el periodo de sequía. El déficit máximo acumulado, representa la capacidad necesaria para el tanque de almacenamiento.
- \* El tanque de reserva se vuelve a llenar para el siguiente periodo de sequía.

La solución gráfica requerida, se muestra en la figura 3.7. Los puntos clave en la elaboración de la solución gráfica son los siguientes:

- Primero, los valores de la columna 3 son utilizados para dibujar la curva del escurrimiento.
- A continuación, se dibuja una línea del origen con una pendiente igual a la demanda de agua mensual.

- Para determinar la capacidad necesaria en el tanque de almacenamiento, se dibuja una línea paralela a la línea de la demanda, pero comenzando en el punto de tangencia al inicio del periodo de sequía. La distancia vertical máxima entre la línea antes trazada (con pendiente igual a la demanda de agua  $2 \times 10^6 \text{ m}^3$ ) y la curva del escurrimiento acumulado, representa la capacidad requerida. Como se muestra en la figura 3.7, el valor de la capacidad es  $10.8 \times 10^6 \text{ m}^3$ , el cual es el mismo valor obtenido con el método aritmético.

El factor de pico horario tiende a ser elevado para poblados rurales pequeños, por lo general, es menor para comunidades más grandes y pequeños pueblos. En lugares en donde los tanques en los techos y otros recipientes de almacenamiento de agua son comunes, se reducirá en mucho el factor horario de pico. En general se escoge el factor  $k_2$  en la escala de 1.5 a 2.

Típicamente se diseña un sistema de distribución de agua para satisfacer la demanda horaria máxima. Se puede calcular esta demanda máxima por hora como:

$$k_1 \times k_2 \times \text{demanda horaria promedio}$$

### 3.4 Cálculo de los consumos de agua potable

El consumo medio anual de agua en una población es el que resulta de multiplicar la dotación por el número de habitantes y por los 365 días del año:

$$V_{ma} = \frac{D \times P \times 365}{1000} \quad (3.1)$$

Donde:

$V_{ma}$  es el consumo medio anual en  $\text{m}^3$   
 $D$  es la dotación en  $\text{l/hab/d}$ , y  
 $P$  es el número de habitantes

El consumo medio diario anual ( $V_{md}$ ) en  $\text{m}^3$ , es por consiguiente:

$$V_{md} = \frac{D \times P}{1000} \quad (3.2)$$

y el gasto medio diario anual ( $Q_m$ ) en litros por segundo es

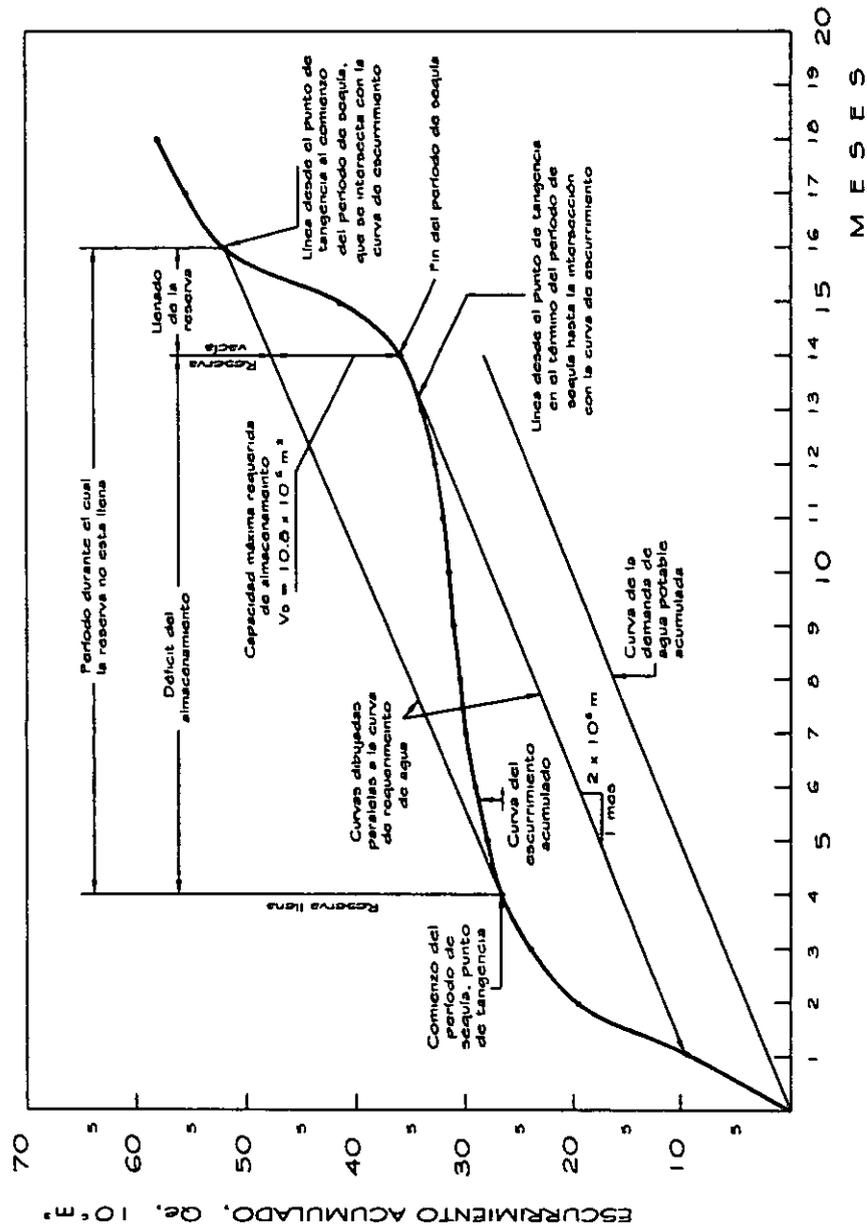


Figura 3.7 Solución gráfica del problema 3.1

$$Q_m = \frac{D \times P}{86400} \quad (3.3)$$

donde 86400 son los segundos que tiene un día.

El gasto medio diario es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

Como ya se explicó, las condiciones climáticas, los días de trabajo, etcétera, tienden a causar amplias variaciones en el consumo de agua. Durante la semana, el lunes se producirá el mayor consumo y el domingo el más bajo. En algunos meses se observará un promedio diario de consumo más alto que el promedio anual. Especialmente el tiempo caluroso producirá una semana de máximo consumo y ciertos días superarán a otros en cuanto a su demanda. También se producen puntas de demanda durante el día. Habrá una punta por la mañana al empezar la actividad del día y un mínimo hacia las cuatro de la madrugada. Por lo que existirá un gasto máximo de máximos ( $Q_{mm}$ ) que se presentará el día del año con máxima demanda.

Las variaciones día a día reflejan la actividad doméstica e industrial (los domingos se presenta una demanda muy baja). Las fluctuaciones de hora a hora producen un máximo cercano al mediodía y mínimo en las primeras horas de la mañana.

El gasto máximo diario alcanzará probablemente el 120% del medio anual y puede llegar hasta el 150%, es decir

$$Q_{MD} = Q_m \times CVD \quad (3.4)$$

donde

- $Q_{MD}$  es el gasto máximo diario en litros por segundo
- $Q_m$  es el gasto medio diario anual en litros por segundo y
- $CVD$  es el coeficiente de variación diaria.

El gasto máximo horario será probablemente de alrededor del 150% del promedio para aquel día y puede llegar hasta el 200%, o sea

$$Q_{MH} = Q_m \times CVD \times CVH \quad (3.5)$$

donde

- $Q_{MH}$  es el gasto máximo horario en litros por segundo y
- $CVH$  es el coeficiente de variación horaria.

De acuerdo con los Lineamientos Técnicos de la Comisión Nacional del Agua (CNA), se tienen los siguientes valores de los coeficientes de variación:

CVD 1.2 a 1.5

CVH 1.5 a 2.0

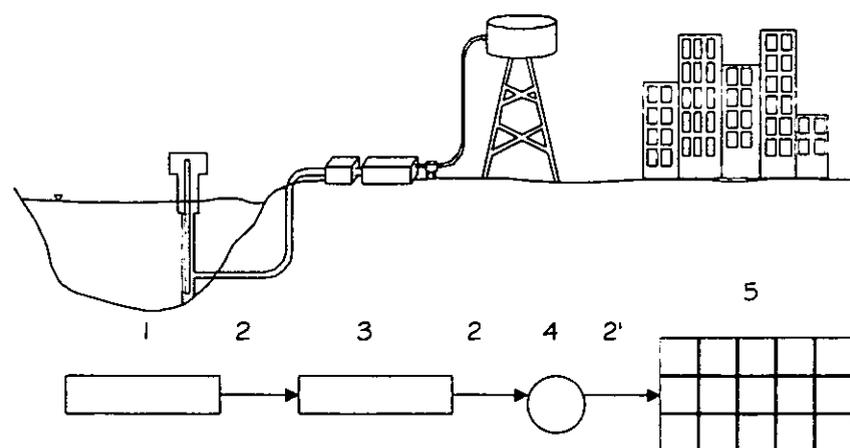
Los valores comunmente usados para proyectos en la República Mexicana son:

CVD = 1.2

CVH = 1.5

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable se indican el cuadro de la figura 3.8.

La exactitud en el cálculo del consumo de agua, también depende de la estimación de la población, la cual va a ser servida.



Componente	Gasto de diseño
1. Fuente y obra de captación	$Q_{MD}$
2. Conducción	$Q_{MD}$
2'. Conducción (alimentación a la red)	$Q_{MH}$
3. Potabilizadora	*
4. Tanque de regularización	$Q_{MD}$
5. Red de distribución	$Q_{MH}$

\*  $Q_m$  ó  $Q_{MD}$  en procesos

Figura 3.8 Componentes del sistema de abastecimiento y sus gastos de diseño

Frecuentemente la población estimada es inexacta independientemente del método de cálculo que sea utilizado, debido a que los límites del abastecimiento de agua,

no coinciden con los límites de los censos de población, los censos no están actualizados, y puede ser difícil estimar el número de emigrantes o visitantes temporales en la población.

Cuando sea difícil estimar la población, podrá calcularse el consumo diario, con la siguiente fórmula empírica a partir del gasto máximo instantáneo:

$$D = 0.36 Q_{\text{máx}} H$$

donde:

- D demanda diaria
- $Q_{\text{máx}}$  gasto máximo instantáneo
- H duración del período de máxima demanda (entre 1 y 4 horas).

Otra manera de obtener el gasto máximo diario sería en l/s.

$$Q_{\text{MD}} = Q_m \times k_1$$

en donde a  $k_1$ , se le asigna un valor de acuerdo al tipo de clima (ver tabla 3.9)

Tabla 3.9 Valores de  $k_1$  de acuerdo al clima

Tipo de clima	$k_1$
Clima uniforme	1.20
Clima variable	1.35
Clima extremoso	1.50
Clima seco	1.80
Clima muy extremoso	1.75

De esta forma el gasto máximo horario ( $Q_{\text{MH}}$ ), para el cálculo de la red de distribución en l/s será

$$Q_{\text{MH}} = Q_{\text{MD}} \times k_2$$

donde  $1.4 < k_2 < 1.8$

En ocasiones, algunos proyectistas, obtienen un gasto específico ( $Q_E$ ) para el cálculo de la red, en l/s por metro.

$$Q_E = \frac{Q_{\text{MH}}}{\text{longitud total de la red}}$$

### 3.5 Consideraciones de diseño

Las tuberías que integren la red de distribución deben tener capacidad para satisfacer adecuadamente el consumo destinado a la población, y cuando el caso lo requiera, el consumo propio para incendio, así como la presión necesaria para dar servicio continuo a todas las zonas de la población. Deben tomarse las medidas necesarias para que la buena calidad del agua se conserve.

El volumen de agua por distribuir se determinará tomando como base los datos de proyecto previamente establecidos para el proyecto del Sistema de Aprovechamiento de Agua Potable, los datos básicos para el diseño de la red son los siguientes:

Población del último censo oficial

Población actual, estimada con el plano de predios habitados.

Población de proyecto determinada generalmente para un período económico de proyecto que variará de 10 a 15 años.

El valor de la dotación, variará de 100 a 150 l/hab/d, en función principalmente del clima y del número de habitantes por servir, para localidades rurales y urbanas pequeñas. Para grandes localidades, se deberán utilizar los valores recomendados por los organismos operadores del área a que se dará servicio.

#### 3.5.1 Errores de estimación

En el desarrollo y calibración de un modelo de un sistema de distribución de agua, en ocasiones son necesarias algunas estimaciones de demanda de agua. Sin embargo el área de servicio asignada a cada nudo, es normalmente muy grande durante las primeras etapas del desarrollo. Para especificar el tamaño de una tubería, puede ser necesario definir nudos adicionales y dividir los nudos iniciales del área de servicio en varias áreas de servicio más pequeñas, lo que repercute en una mala estimación de las demandas.

Antes de calcular nuevamente las demandas, es necesario revisar la población y las proyecciones del uso del agua en un futuro.

## Capítulo 4

Método para calcular  
redes de tipo estático

## 4.1 Fundamentos

### Ecuación de la energía

La ecuación de la energía planteada en dos secciones transversales de una tubería de longitud  $L$  (figura 4.1) que funciona a presión con flujo permanente, queda establecida de la siguiente manera:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (4.1.1)$$

Cada uno de los términos, de la ecuación 4.1.1 corresponde a una longitud (carga). El término  $z$  medido desde un plano horizontal de referencia, se llama carga de posición; donde  $p/\gamma$  es la carga de presión;  $\alpha V^2/2g$  la carga de velocidad (siendo  $\alpha$  el coeficiente de Coriolis, que toma en cuenta la variación de la velocidad real con respecto a la velocidad media, de la sección transversal en estudio);  $\sum_1^2 h_r$  la pérdida de carga entre las secciones 1 y 2.

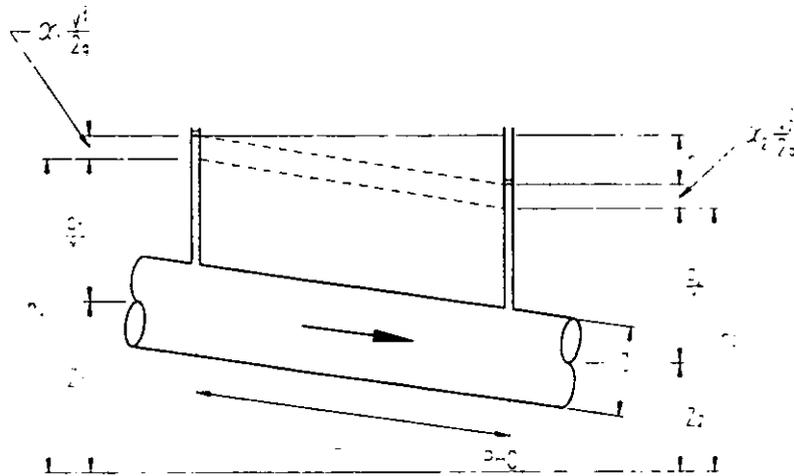


Figura 4.1 Cargas en los extremos de un tubo

La ecuación 4.1.1 establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo  $[FL/L]$ . La carga de posición es la energía potencial; la carga de presión es la energía

correspondiente al trabajo mecánico ejecutado por las fuerzas debidas a la presión; la carga de velocidad es la energía cinética de toda la vena líquida; la pérdida de carga es la energía transformada en otro tipo de energía (transferencia de calor) que, en el caso de los líquidos, no es utilizable en el movimiento.

De la ecuación 4.1.1 el término  $\sum_1^2 h_r$  está constituido por la pérdida debida a la fricción ( $\sum_1^2 h_f$ ) y las pérdidas menores ( $\sum_1^2 h_m$ ), esto es:

$$\sum_1^2 h_r = \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m \quad (4.1.2)$$

Las pérdidas de energía denominadas locales o menores, se deben a los cambios de geometría de la sección, los dispositivos para el control de las descargas y a modificaciones necesarias en la dirección de la tubería, para avenirse a los accidentes topográficos.

La magnitud de las pérdidas locales se expresa, como una fracción de la carga de velocidad, de la forma siguiente.

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

donde

- K es el coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida de que se trate, el número de Reynolds y de la rugosidad del tubo;
- V la velocidad media (en m/seg);
- g la aceleración de la gravedad (en m/seg<sup>2</sup>);
- h<sub>m</sub> la pérdida por fricción (en m).

En ocasiones, la determinación de las pérdidas locales por medio de la ecuación anterior ofrece dificultades y por esta razón se recurre a otros métodos, como el de las longitudes equivalentes, que consiste en añadir a la longitud real de la tubería, para efectos de cálculo, longitudes de tubos con el mismo diámetro del conducto en estudio, capaces de causar las mismas pérdidas de carga ocasionadas por las piezas a las que sustituyen (Paschoal, 1983).

El concepto de pérdida por fricción, se refiere a la energía disipada por el esfuerzo cortante o debido a la fuerza de resistencia que se opone al movimiento del flujo.

Para el análisis del funcionamiento hidráulico de una red de distribución de agua en régimen permanente (red estática), es necesario contar con las cargas en los extremos de sus tubos y los gastos que fluyen en los mismos. Para determinarlas analíticamente, se emplean para cada tubería de la red los principios de conservación de la energía y conservación de la masa (ecuación de continuidad). Además se requiere establecer la ecuación de continuidad donde se unen dos o más tubos.

Retomando la ecuación 4.1.1 se tiene

$$z_s + \frac{P_s}{\gamma} + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = z_i + \frac{P_i}{\gamma} + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f$$

considerando que

$$h_s = z_s + \frac{P_s}{\gamma} \quad (4.1.3)$$

$$h_i = z_i + \frac{P_i}{\gamma} \quad (4.1.4)$$

la ecuación 4.1.1 se puede escribir como

$$h_s + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (4.1.5)$$

para una tubería con área de sección transversal constante  $A_s = A_i$ , la ecuación de continuidad define que  $A_s V_s = A_i V_i$ , por consiguiente  $V_s = V_i$ . Si al mismo tiempo, se acepta que  $\alpha_s = \alpha_i = 1$ , la ecuación 4.1.5 se reduce a

$$h_f = h_s - h_i \quad (4.1.6)$$

De acuerdo con esta expresión, la pérdida de carga es igual a la caída de carga que se presenta en la tubería entre las secciones  $s$  e  $i$ .

Para calcular la pérdida de carga debida a la fricción, se prefiere la ecuación de Darcy-Weisbach a diferencia de las planteadas por Manning o Hazen-Williams porque el factor de fricción  $f$  es función, además de la rugosidad equivalente, de la velocidad del flujo, del diámetro de la tubería y de la viscosidad cinemática, es decir de variables hidrodinámicas que permiten un cálculo más fiel (Rojas, 1994).

La fórmula de Darcy-Weisbach que permite calcular la pérdida por fricción se anota a continuación.

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.1.7)$$

donde

- f es el factor de fricción, sin dimensiones;
- g la aceleración de la gravedad (en m/seg<sup>2</sup>);
- h<sub>f</sub> la pérdida por fricción (en m);
- D el diámetro (en m);
- L la longitud del tubo (en m);
- V la velocidad media (en m/seg).

El factor de fricción es función de la rugosidad del material ( $\epsilon$ ) y del número de Reynolds ( $\Re$ ).

En el caso de un conducto cilíndrico a presión, el número de Reynolds queda definido como:

$$\Re = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza viscosa}} = \frac{VD}{\nu} \quad (4.1.8)$$

donde

- V es la velocidad del flujo en m/s.
- D es el diámetro de la tubería en m.
- $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua<sup>1</sup> en m<sup>2</sup>/s, y es igual a la viscosidad dinámica<sup>2</sup>  $\mu$  en kg s/m<sup>2</sup>, dividida por la densidad de masa<sup>3</sup>  $\rho$  en kg s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>.

Se sabe que

$$V = Q / A \quad (4.1.9)$$

sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación 4.1.7 tendremos

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (4.1.10)$$

sí además

<sup>1</sup> La ventaja de utilizar esta propiedad es sus dimensiones [L<sup>2</sup> T<sup>-2</sup>], independientes de los conceptos masa y fuerza, el coeficiente  $\nu$  representa características semejantes a las de  $\mu$ .

<sup>2</sup>  $\mu$  es una constante de proporcionalidad que representa la magnitud característica de la viscosidad del fluido, es función principalmente de la temperatura y la presión.

<sup>3</sup>  $\rho$  representa la masa del fluido contenida en la unidad de volumen.

$$C = f \frac{L}{D} \frac{1}{2gA^2} \quad (4.1.11)$$

donde

$$A = \pi D^2 / 4 \quad (4.1.12)$$

como  $C$  es un parámetro que depende de las características geométricas de la tubería, la ecuación 4.1.7 se puede escribir como

$$h_f = C_j |Q_j| Q_j \quad (4.1.13)$$

donde  $C_j$  se calcula con los datos del tubo  $j$  y  $Q_j$  es el gasto que fluye por él.

Por otra parte, si se toma en cuenta la ecuación 4.1.11 en la 4.1.6 se obtiene

$$h_s - h_i = C_j |Q_j| Q_j \quad (4.1.14)$$

Despejando el gasto  $Q_j$

$$Q_j = \left( \frac{1}{C_j} \right)^{1/2} \sqrt{h_s - h_i} \quad \text{si } h_s > h_i$$

cuya solución en general se plantea de la siguiente manera

$$Q_j = \begin{cases} k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad (4.1.15)$$

El coeficiente  $k_j$  está definido como

$$K_j = \left( \frac{1}{C_j} \right)^{1/2} \quad (4.1.16)$$

## 4.2 Planteamiento de problema

Si en la red por analizar se conocen en los nudos los gastos que entran o salen de ésta y al menos una carga, es posible calcular las cargas y los gastos en toda la red. Para lograrlo se tiene que resolver un sistema de ecuaciones no lineales como se mostrará más adelante.

El principio de continuidad para flujo permanente establece que la suma de los gastos que llegan a un nudo es igual a la suma de los gastos que salen del mismo.

Al aplicar este principio en cada nudo de la red se establece una ecuación lineal en términos de los gastos. Por ejemplo, para el nudo 15 de la red de la figura 4.2 se tiene que

$$Q_{17} + Q_{18} - Q_{19} - Q_{20} = G_{15} \quad (4.2.1)$$

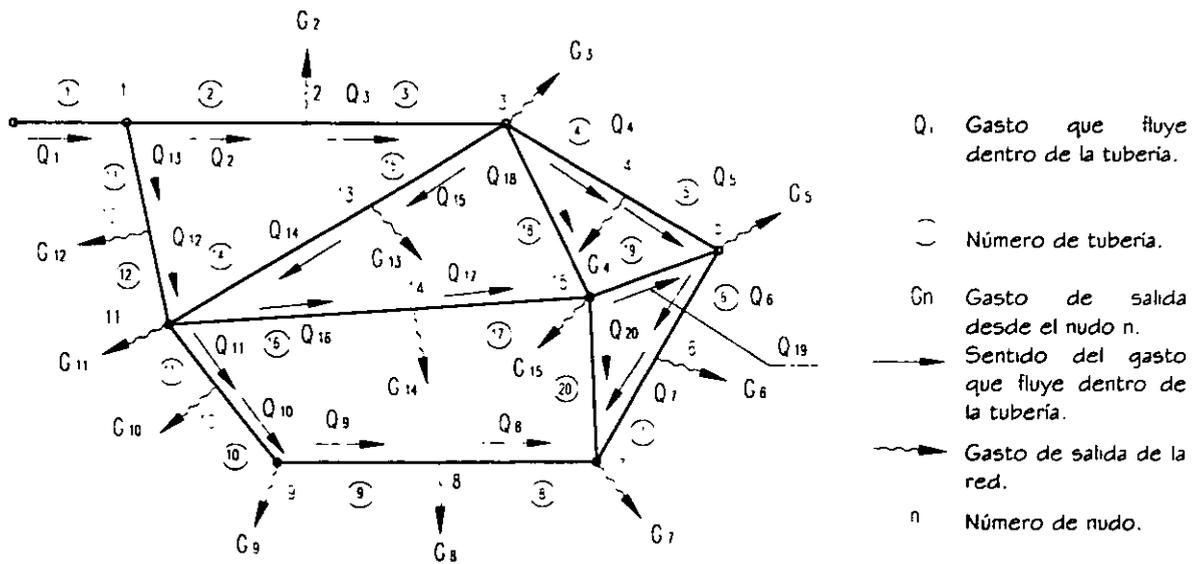


Figura 4.2 Red de Tuberías

donde Q<sub>j</sub> es el gasto que fluye dentro de la tubería j y G<sub>n</sub> el gasto de salida de la red desde el nudo n.

En general para cualquier nudo n de la red se plantea una ecuación de la forma siguiente:

$$\sum_j Q = G_n \quad (4.2.2)$$

donde la suma se hace para todos los tubos j conectados al nudo n.

Si ahora se sustituye cada uno de los gastos que circulan dentro de las tuberías en términos de los niveles piezométricos (según la ecuación 4.1.15), se forma un sistema no lineal de ecuaciones.

Así para el nudo 15 de la figura 4.2 se tendrá que

$$K_{17}(h_{14} - h_{15})^{1/2} + K_{18}(h_3 - h_{15})^{1/2} - K_{19}(h_{15} - h_5)^{1/2} - K_{20}(h_{15} - h_7)^{1/2} = G_{15} \quad (4.2.3)$$

De este modo para cualquier nudo n de la red se puede escribir que

$$\sum_j F(h) = G_n \quad (4.2.4)$$

En la expresión anterior la suma se efectúa para todos los tubos j conectados al nudo n y F(h) es una función no lineal que incluye a las cargas piezométricas en los extremos de todos los tubos j.

La solución a la red consiste en encontrar las cargas h que satisfacen simultáneamente el sistema de ecuaciones 4.2.4. Una vez obtenidas las cargas de presión, con la ecuación 4.1.14 se calculan los gastos que fluyen dentro de las tuberías.

### 4.3 Procedimientos de cálculo de redes

Se mencionarán tres métodos de solución para resolver un sistema de ecuaciones no lineales, debido a que finalmente es lo que conlleva a la solución de la red.

Por facilidad de cálculo la red se puede analizar por circuitos, por lo que se debe asignar convencionalmente (si se trata de los gastos) signos positivos a los gastos que circulan conforme a la dirección de las manecillas del reloj y negativos en caso contrario.

#### 4.3.1 Método de la teoría lineal

El método de la teoría lineal ayuda a resolver los sistemas de ecuaciones pertenecientes a redes aún cuando se cuenta con bombas y depósitos o cuando no se conocen los gastos externos a la red, ya que pueden ser obtenidos como parte de la solución; tiene varias ventajas sobre los métodos de Newton Raphson y Hardy Cross (que más adelante se describirán), ya que en primer lugar no se

requieren datos precisos para comenzarlos a aplicar y en segundo lugar siempre tiende a converger con relativa facilidad (pocas iteraciones).

Si se recuerda que la carga total disponible en una tubería está dada por la ecuación 4.1.13 escrita como sigue:

$$h_f = C_j Q_j^{n-1} \quad Q_j = C'_j Q_j \quad (4.3.1)$$

donde el coeficiente  $C'_j$  está definido para cada tubería como el producto de  $C_j$  multiplicado por  $Q_j^{n-1}$ , siendo éste último una estimación casi igual al caudal que fluye en la tubería. Si se emplea este artificio en las expresiones obtenidas con la aplicación de la ecuación de la energía en los circuitos de la red a analizar, se puede formar un sistema de ecuaciones compatible; que por otro lado, estará constituido con las ecuaciones resultantes de la aplicación del principio de continuidad en cada nudo.

El sistema de ecuaciones planteado es lineal, cuya solución es relativamente fácil de obtener; sin embargo, la solución inicial no necesariamente será la correcta porque el gasto  $Q_j^{n-1}$  (en las expresiones resultantes de la aplicación de la ecuación de la energía) probablemente no se estimó igual al gasto  $Q_j$ . Empero, si se repite el proceso una vez que se mejoró la estimación de  $Q_j$ , eventualmente el  $Q_j^{n-1}$  será igual a  $Q_j$ , después de esta iteración la solución correcta habrá sido obtenida.

Cuando se aplica el método de la teoría lineal no se requiere proporcionar una suposición inicial del gasto como aparentemente se necesita es decir, en la primera iteración el valor de  $C'_j$  puede ser igual al de  $C_j$ , lo cual implica que el valor del gasto  $Q_j^{n-1}$  sea igual a la unidad. Es posible observar durante la aplicación del método que las iteraciones sucesivas siempre convergen. Se sugiere que después que han sido obtenidas dos soluciones iterativas, el promedio de ambas sea utilizado para la siguiente iteración, esto es:

$$Q_j^n = \frac{Q_j^{n-1} + Q_j^{n-2}}{2} \quad (4.3.2)$$

La solución del sistema de ecuaciones lineales se puede conseguir utilizando alguno de los siguientes métodos: Eliminación de Gauss, Eliminación de Gauss-Jordan, Descomposición LU, Gauss-Seidel, Sobrerrelajación, Jacobi, etc. Se recomienda un método que aproveche la gran cantidad de coeficientes de las incógnitas del sistema de ecuaciones que son nulos.

En el cálculo del parámetro  $C$  es necesario conocer el coeficiente de rugosidad (el factor de fricción  $f$  si se utiliza la expresión de Darcy-Weisbach), que requerirá conocer la velocidad, por lo que inicialmente se tendrá que proponer un valor característico del coeficiente de rugosidad de acuerdo con las condiciones establecidas y la expresión a emplear. Una vez determinados los gastos en la primera iteración de la secuela del cálculo se hará la corrección requerida en los parámetros  $C$  de cada tubería para la siguiente iteración, y así sucesivamente.

El método es aplicable aún en redes alimentadas por bombas o en las que se cuenta con dispositivos como válvulas reductoras de presión. Actualmente existen programas basados en este método que permiten realizar eficientemente un análisis de una red (Fuentes y Martínez, 1988).

#### 4.3.2 Método de Newton-Raphson

Uno de los métodos ampliamente utilizados para resolver ecuaciones implícitas (no lineales) es el de Newton-Raphson. Su extensa aplicación se debe a que una vez obtenida la primer derivada de la función converge rápidamente a la solución.

La solución de la ecuación  $f(x) = 0$  es obtenida por medio de la fórmula iterativa

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)} \quad (4.3.3)$$

La ecuación anterior se deduce de la serie de Taylor escrita en la forma

$$f(x + \Delta x) = f(x) + f'(x)\Delta x + \frac{1}{2!} f''(x)\Delta x^2 + \dots + \frac{1}{m!} f^m(x)\Delta x^m \quad (4.3.4)$$

Si se toma en cuenta que  $\Delta x = x_{n+1} - x_n$  y que el valor calculado a partir del tercer término después de la igualdad de la serie de Taylor es muy pequeño, razón por lo cual no tiene caso considerarlo; entonces

$$x + \Delta x = x_n + (x_{n+1} - x_n) = x_{n+1} \quad (4.3.5)$$

y la ecuación 4.3.4 se puede escribir como

$$f(x_{n+1}) = f(x_n) + f'(x_n)(x_{n+1} - x_n) \quad (4.3.6)$$

En el método se desea que  $x_{n+1} \approx \alpha$  ( $\alpha$ , es la raíz), por consiguiente  $f(x_{n+1}) = 0$  y la ecuación 4.3.6 se escribe

$$0 = f(x_n) + f'(x_n)(x_{n+1} - x_n) \quad (4.3.7)$$

finalmente si se despeja la incógnita  $x_{n+1}$  se llega a la ecuación 4.3.3

Para extender la aplicación de este método de una sola función a un sistema de ecuaciones, basta con remplazar la variable independiente  $x$  y la función  $f(x)$  por los vectores  $\bar{x}$  y  $\bar{f}(x)$ , de la misma forma la inversa del jacobiano  $J^{-1}$  sustituye al elemento  $1/f'(x)$ , de tal modo que se tendrá

$$\bar{x}_{n+1} = \bar{x}_n - J^{-1} \bar{f}(x_n) \quad (4.3.8)$$

Al resolver un sistema de ecuaciones donde las incógnitas son las cargas en el sistema, el vector  $\bar{x}$  se convertirá en el vector  $\bar{h}$ , si por otro lado, los valores buscados son los gastos que circulan por las tuberías, dicho vector será  $\Delta \bar{Q}$ ; los elementos de los que estarán constituidos estos vectores serán

$$\bar{h} = \begin{bmatrix} h_1 \\ h_2 \\ . \\ . \\ h \end{bmatrix} \quad \Delta \bar{Q} = \begin{bmatrix} \Delta Q_1 \\ \Delta Q_2 \\ . \\ . \\ \Delta Q_L \end{bmatrix}$$

La matriz  $J$  denominada jacobiano es la que está constituida por las derivadas de las funciones del sistema, el primer renglón será la derivada de la primera función con respecto a las variables independientes, de la misma forma el segundo renglón estará constituido por las derivadas de la segunda función con respecto a las variables independientes, respetando el orden establecido inicialmente y así sucesivamente; por ejemplo el jacobiano cuando se tienen las cargas como incógnitas es el de la ecuación 4.3.9.

El último término de la ecuación 4.3.8 contiene la inversa del jacobiano ( $J^{-1}$ ), sin embargo, en el caso de la aplicación del método de Newton-Raphson no conviene obtener dicha inversa y premultiplicarla por el vector de funciones  $\bar{f}(x)$  como lo implica la ecuación antes mencionada. Lo que generalmente se emplea, es la solución de un vector  $\bar{z}$  del siguiente sistema lineal  $D\bar{z} = \bar{f}$  el cual es sustraído de una previa iteración con un vector de valores supuestos. Si se toma nuevamente un sistema de ecuaciones donde las cargas son las incógnitas, la fórmula iterativa de Newton-Raphson estará definida por la ecuación 4.3.10.

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial h_1} & \frac{\partial f_1}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial h_j} \\ \frac{\partial f_2}{\partial h_1} & \frac{\partial f_2}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial h_j} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial f_j}{\partial h_1} & \frac{\partial f_j}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_j}{\partial h_j} \end{bmatrix} \quad (4.3.9)$$

La equivalencia de las ecuaciones 4.3.8 y 4.3.10 es evidente ya que  $\mathbf{z} = D^{-1} \mathbf{F}$ . Esto se hace con el objetivo de facilitar la programación por computadora del método, porque de lo contrario sería necesario encontrar la inversa de la matriz J y ello implica más cálculos que procediendo de otro modo.

$$\mathbf{h}_{n+1} = \mathbf{h}_n - \mathbf{z}_n \quad (4.3.10)$$

El método de Newton-Raphson por lo tanto obtiene la solución de un sistema de ecuaciones no lineales por medio de iteraciones en un sistema de ecuaciones lineales. En este sentido el método es similar al de la teoría lineal, ambos pueden emplear el mismo algoritmo de solución; sin embargo, el jacobiano es una matriz simétrica que facilita la obtención de resultados y en consecuencia, se prefiere su empleo.

En este método se requiere al inicio de una suposición de valores con una aproximación razonable a los resultados finales, porque de lo contrario es posible que no tienda a converger, pero probablemente es la mejor opción para resolver sistemas de ecuaciones grandes. Además, los programas de cómputo que en él se basan tienen la ventaja de ocupar menos capacidad de memoria durante su operación.

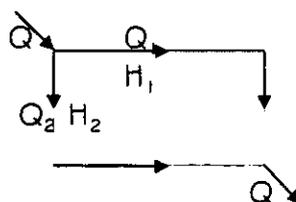
### 4.3.3 Método de Hardy Cross

Este método consiste en aproximaciones sucesivas que pueden aplicarse a los gastos supuestos en un principio o bien a las pérdidas de carga iniciales.

a) Balanceo de cargas por corrección de gastos acumulados.

Debido a que es muy difícil tratándose de una red hacer una suposición concreta de la distribución de los escurrimientos en las diversas tuberías, en el método de aproximaciones sucesivas de Hardy Cross, se procede a calcular los errores contenidos en la distribución de gastos inicialmente supuestos en un circuito, aplicar las correcciones consiguientes y repetir el procedimiento hasta que la pérdida de carga por cualquier camino recorrido del circuito sea la misma o insignificante; y se alcance así el equilibrio hidráulico en la red.

Si se analiza el siguiente circuito



A cada gasto  $Q_1$  y  $Q_2$  corresponden pérdidas de carga  $H_1$  y  $H_2$  respectivamente, las pérdidas en función del gasto están dadas por la ecuación

$$H = C Q^m \quad (4.3.11)$$

donde

- C es una constante que depende de la tubería,
- m es una constante común en todas las tuberías, adopta el valor de 2 cuando se aplican las fórmulas de Darcy-Weisbach (ecuación 4.1.7) y Manning, y un valor de 1.852 para el uso de la expresión de Hazen-Williams.

Tomando  $Q_1$  y  $Q_2$  de un sistema balanceado hidráulicamente se tendrá

$$\begin{aligned} H_1 &= C_1 Q_1^m \\ H_2 &= C_2 Q_2^m \end{aligned}$$

Entonces  $H_1 = C_1 Q_1^m$  debe ser igual a  $H_2 = C_2 Q_2^m$ , o sea,  $H_1 - H_2 = 0$ . Lo más usual en un primer ensayo es que  $H_1 \neq H_2$ .

Por consiguiente debe aplicarse una corrección a los valores iniciales  $Q_1$  y  $Q_2$ ; así por ejemplo, si  $H_1 < H_2$ ,  $Q_1$  necesita un incremento  $q$  quedando  $Q_1' = Q_1 + q$ , mismo que debe ser restado al  $Q_2$ , por lo que  $Q_2' = Q_2 - q$ .

Si  $q$  es la corrección real, tenemos que  $H_1' - H_2' = 0$ , o bien

$$C_1 (Q_1 + q)^m - C_2 (Q_2 - q)^m = 0 \quad (4.3.12)$$

Si se desarrollan los binomios de la ecuación 4.3.12 y se considera que la primera estimación del gasto ha sido razonable de tal forma que  $q$  será pequeño pudiéndose desprestigiar algunos términos, se llega a la expresión (César, 1991):

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{m \left( \frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)} \quad (4.3.13)$$

en donde  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $H_1$  y  $H_2$  tienen los signos correspondientes (+ ó -) según el sentido del recorrido. Generalizando la expresión 4.3.13

$$q = - \frac{\sum H}{m \sum \frac{H}{Q}} \quad (4.3.14)$$

El número de correcciones que debe hacerse depende de la aproximación del gasto distribuido en la primera estimación y del grado de exactitud deseado en los resultados.

Para efectuar los cálculos conviene tabular los siguientes datos: el número del circuito por analizar, que en primer lugar será el más próximo al tanque de regularización, los tramos considerados a partir de los puntos de alimentación al igual que su longitud, gasto acumulado (de acuerdo al sentido del recorrido y al criterio del proyectista) y diámetro supuesto, para las dos ramas del circuito; enseguida, se tendrán que anotar los datos de los demás circuitos. Previamente, se deben consignar en la tabla los datos de la línea de alimentación y la cota de terreno del tanque.

Tabulados los datos se determinan las pérdidas de carga en las ramas de los circuitos y se hacen las correcciones que sean necesarias a los diámetros supuestos, a continuación se determinan las diferencias de pérdidas de carga con que se llega a los puntos de equilibrio en cada uno de los circuitos que se tienen, se aplican las correcciones consiguientes y se determinan nuevamente las pérdidas de carga en cada tramo de las tuberías principales. Se repite el procedimiento hasta que las pérdidas de carga que se tengan en las dos ramas de cada circuito sean prácticamente iguales.

Generalmente, con dos correcciones que se hagan se obtiene el ajuste del funcionamiento hidráulico en redes de localidades urbanas pequeñas.

Logrado el ajuste del funcionamiento hidráulico de la red, se anotan en las tablas de cálculo las elevaciones de terreno para cada uno de los tramos considerados; después se obtienen las cotas piezométricas (considerando el tanque vacío) que se tienen al final de cada tramo y, finalmente, las cargas de presión disponibles en las tuberías principales; las que deberán estar comprendidas entre los valores recomendados.

En caso contrario, se procederá a efectuar las modificaciones que sean necesarias, de preferencia variando el diámetro de las tuberías o modificando si es posible la elevación del tanque de regularización.

*b) Balanceo de gastos por corrección de cargas.*

Si los gastos son desconocidos y hay varias entradas, la distribución del gasto puede determinarse por el método de balanceo de gastos. Se deben conocer las cargas de presión en las entradas y salidas.

El método se basa en considerar que la suma de los gastos en un nudo es igual a cero y que los gastos de entrada y salida están dados con signo contrarios.

La carga supuesta en toda la tubería está definida por la ecuación 4.3.11 y la carga corregida por la siguiente ecuación:

$$H+h = C(Q+q)^m = C(q^m + m q Q^{m-1} + \dots) \quad (4.3.15)$$

en donde  $h$  es la corrección de la carga, sustituyendo las ecuaciones 4.3.11 y  $H/Q = C Q^{m-1}$  (César, 1991), se tendrá

$$H+h = H + m q \frac{H}{Q} \quad (4.3.16)$$

por lo que  $q = \frac{h}{m} \frac{Q}{H}$  en cada nudo. Exceptuando los nudos de entrada y salida, la suma de los gastos corregidos debe ser igual a cero, por lo que se tendrá  $\sum(Q+q) = 0$ ,  $\sum Q = -\sum q$ , pero

$$\sum q = \frac{h}{m} \sum \frac{Q}{H} \quad (4.3.17)$$

despejando la corrección de la carga  $h$

$$h = - \frac{m \sum Q}{\sum Q/H} \quad (4.3.18)$$

el valor de  $m$  dependerá de la expresión empleada para el cálculo de las pérdidas por fricción.

La secuela de cálculo para la aplicación de este método es la siguiente:

- Se calcula la pérdida de carga en los tramos (diferencia de niveles).
- Se supone que los gastos de entrada a un nodo tendrán signo positivo y los de salida negativo.
- Se encuentra el gasto en cada tramo, teniendo como datos el coeficiente de rugosidad, la longitud y diámetro de la tubería y la carga  $H$ .
- Se encuentra la corrección  $h$  con la expresión 4.3.18.
- Se suma algebraicamente  $H+h$  obteniendo la  $H_1$ , el proceso se repite hasta alcanzar una corrección tan pequeña como se quiera.
- Se encuentra la  $H$  compensada. Se hace en forma arbitraria de tal manera que la suma de  $Q$  sea igual a cero (gastos en el nudo equilibrados).

#### 4.4 Método del Instituto de Ingeniería

Para resolver las ecuaciones de una red de tuberías se puede utilizar un procedimiento apoyado en el método de Newton-Raphson (Fuentes y Sánchez, 1991).

Considerando nuevamente la serie de Taylor (ecuación 4.3.4)

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

Sea la función  $f(Q)$ , sustituyendo en la ecuación anterior y considerando hasta la primer derivada se tendrá

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q) + f'(Q)\Delta Q \quad (4.4.1)$$

de la ecuación 4.1.13 se obtiene

$$f(Q) = C_j Q_j^2 \quad (4.4.2)$$

$$f'(Q) = 2 C_j Q_j \quad (4.4.3)$$

Si tomamos en cuenta que  $Q = Q_j^k$ , donde  $k$  representa una condición conocida y  $\Delta Q = Q_j^{k+1} - Q_j^k$ , entonces

$$f(Q) = f(Q_j^k) = C_j (Q_j^k)^2$$

$$f'(Q) = f'(Q_j^k) = 2 C_j (Q_j^k)$$

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q_j^{k+1}) = C_j (Q_j^{k+1})^2 \quad (4.4.4)$$

$$f(Q + \Delta Q) = h_s^{k+1} - h_t^{k+1}$$

sustituyendo las ecuaciones anteriores en la ecuación 4.4.1

$$h_s^{k+1} - h_t^{k+1} = C_j (Q_j^k)^2 + 2 C_j (Q_j^k) (Q_j^{k+1} - Q_j^k) \quad (4.4.5)$$

despejando  $Q_j^{k+1}$  se tendrá

$$Q_j^{k+1} = \frac{h_s^{k+1} - h_t^{k+1}}{2 C_j Q_j^k} + \frac{Q_j^k}{2} \quad (4.4.6)$$

Si se considera

$$\alpha_j = \frac{1}{2 C_j Q_j^k} \quad (4.4.7)$$

entonces la ecuación 4.4.6 se puede escribir

$$Q_j^{k+1} = \alpha_j (h_s^{k+1} - h_t^{k+1}) + \frac{1}{2} Q_j^k \quad (4.4.8)$$

A medida que  $k$  aumenta,  $Q_j^k$  y  $Q_j^{k+1}$  tienden a ser iguales y la ecuación 4.4.8 se hace similar a la ecuación 4.1.15. La expresión 4.4.8 es la ecuación fundamental del método.

Si los gastos (en el entendido que corresponden a los valores de gasto de la iteración  $k$ ) de cada tubería de la red se expresan en términos de las cargas piezométricas de acuerdo con la ecuación 4.4.8 y luego, se sustituyen en las ecuaciones de continuidad (ecuación 4.2.2), se obtiene una ecuación lineal en términos de las cargas. Por ejemplo, al nudo 15 de la red de la figura 4.1 le corresponde la expresión algebraica 4.2.1. Al sustituir los gastos que aparecen en esta ecuación ( $Q_{17}$ ,  $Q_{18}$ ,  $Q_{19}$  y  $Q_{20}$ ) por las expresiones que resultan al considerar la ecuación 4.4.8, se encuentra

$$\begin{aligned} & (-\alpha_{17} - \alpha_{18} - \alpha_{19} - \alpha_{20}) h_{15}^{k+1} + \alpha_{17} h_{14}^{k+1} + \alpha_{18} h_3^{k+1} + \alpha_{19} h_5^{k+1} + \alpha_{20} h_7^{k+1} \\ & = \left( -\frac{Q_{17}^k}{2} - \frac{Q_{18}^k}{2} + \frac{Q_{19}^k}{2} + \frac{Q_{20}^k}{2} \right) + G_{15} \end{aligned} \quad (4.4.9)$$

En la ecuación anterior se aprecia que, si se prescinde del superíndice  $k$ , el término entre paréntesis del miembro derecho es precisamente  $-G_{15}/2$  (de la ecuación 4.2.1). Por lo cual la ecuación anterior se puede escribir

$$(\alpha_{17} - \alpha_{18} - \alpha_{19} - \alpha_{20}) h_{15}^{k+1} + \alpha_{17} h_{14}^{k+1} + \alpha_{18} h_3^{k+1} + \alpha_{19} h_5^{k+1} + \alpha_{20} h_7^{k+1} = G_{15} / 2 \quad (4.4.10)$$

En general, se afirma que se requiere resolver un sistema de ecuaciones lineales del tipo

$$A h^{k+1} = b \quad (4.4.11)$$

donde las incógnitas son las cargas  $h$  en la iteración  $k+1$ .

Los coeficientes de la matriz  $A$  dependen de los parámetros  $\alpha_j$  y el vector columna  $b$  de los gastos de demanda  $G_n$  y algunos parámetros  $\alpha_j$ , cuando se relaciona con una carga conocida (por ejemplo de un tanque).

Como en la iteración  $k$ , las variables  $Q^k$  y  $h^k$  son conocidas, con la ecuación 4.4.7 es posible calcular los parámetros  $\alpha_j$  y luego, es sencillo formar el sistema de ecuaciones lineales, 4.4.11.

La solución del sistema 4.4.11 proporciona los valores de las cargas piezométricas  $h^{k+1}$ . A partir de estas cargas, con la ecuación 4.4.6 se calculan los gastos  $Q_j^{k+1}$ . Cuando en todas las tuberías los gastos entre dos iteraciones

consecutivas  $Q_j^k$  y  $Q_j^{k+1}$  son aproximadamente iguales se obtuvo la solución de la red. Cuando se llega a esta situación se afirma que los gastos que fluyen en las tuberías tienen los valores  $Q_j^{k+1}$  y que en sus nudos las cargas piezométricas son  $h^{k+1}$ . De otro modo, se asignan a las variables en la iteración  $k$  las de la iteración  $k+1$  y se repite el proceso a partir del cálculo de los parámetros  $\alpha_j$ .

En el diagrama de bloques de la figura 4.3 se puede observar la secuela de cálculo a seguir, y con base en el cual se podría realizar un programa de cómputo que facilitara la aplicación del método para el análisis estático de una red de tuberías.

#### 4.5 Autoselección del coeficiente de rugosidad

En la actualidad existen métodos para resolver redes de tuberías, incluso programas comerciales que no tienen una buena aproximación de las pérdidas de energía debidas a la fricción.

En este trabajo se escoge al factor de pérdida de la fórmula de Darcy-Weisbach. El cálculo del factor de pérdida  $f$  de la expresión ya mencionada, se hace a partir de una suposición inicial de dicho factor que se mejora de acuerdo con el número de Reynolds y la rugosidad en cada tubería de la red de distribución en estudio.

Para la estimación del factor  $f$  se prefiere emplear la fórmula de Swamee-Jain (ecuación 4.5.1), ya que ésta es una de las ecuaciones más confiables y fáciles de utilizar que otras expresiones propuestas, en la literatura técnica. La ecuación de Swamee y Jain permite calcular el factor de fricción  $f$ , sin necesidad de tanteos. Ella facilita (con un grado de precisión muy aceptable) el uso de la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{5.75}{\Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (4.5.1)$$

Es aplicable tanto a tuberías lisas, en transición y a rugosas. Muestra muy buen comportamiento para cualquier tamaño de tubería y dentro de un intervalo práctico de velocidad media de 0.40 m/s a 4.5 m/s, con un error máximo de +0.63% (Rojas, 1994).

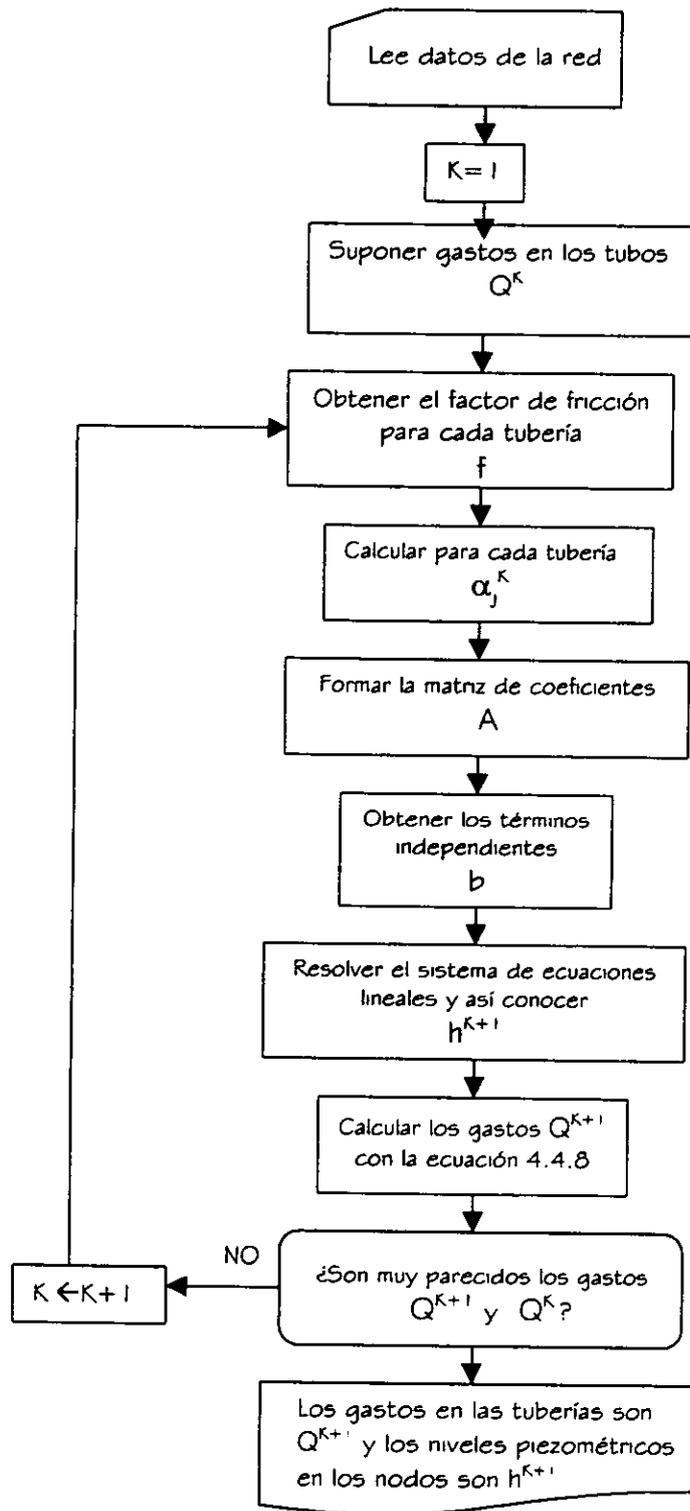


Figura 4.3 Diagrama de bloques del método

Al aplicar el método del Instituto de Ingeniería en una red de tuberías y realizar un análisis del sistema de ecuaciones lineales resultante, se puede observar que la matriz de coeficientes tiene muchos elementos nulos, es decir, es una matriz porosa; si esta particularidad es considerada en un programa de cómputo ya que, en éste sólo se guardan los elementos distintos de cero de cada renglón, haría más eficiente la aplicación del método por medio de dicho programa.

Los datos necesarios para la ejecución de un programa serían básicamente las características de los tubos tales como: diámetro, longitud, nudos inicial y final, los valores supuestos del factor de fricción (generalmente se recomienda un valor característico que depende del material de la tubería, es decir, por ejemplo para una tubería de hierro galvanizado  $f$  es del orden de 0.02, Sotelo, 1991); las características del(os) tanque(s) así como de la(s) bomba(s) con que cuenta el sistema de distribución, las elevaciones del terreno, los gastos de demanda que se presentan y su ubicación.

La secuela de cálculo que requiere el método del Instituto de Ingeniería para resolver una red de tubos se muestra en el diagrama de bloques de la figura 4.3.

## 4.6 Ejemplos

### Ejemplo 4.6.1

Resolver la red de la figura 4.4 donde se conoce la carga en el nudo 5. Los nudos y las tuberías están numerados distinguiendo a estas últimas con números encerrados en un círculo. Aparecen con flechas los gastos ( $q$ ) que ingresan o egresan de la red y cuyos valores se muestran en la tabla 4.1, de igual manera están tabuladas las características geométricas. Para los gastos ( $Q$ ) que escurren en las tuberías se ha supuesto el sentido del flujo expuesto en la figura.

La carga en el nudo 5 es igual a 100 m.c.a. y la tubería es de hierro galvanizado, por lo que tiene una rugosidad absoluta  $\epsilon = 1.5 \times 10^{-4}$ .

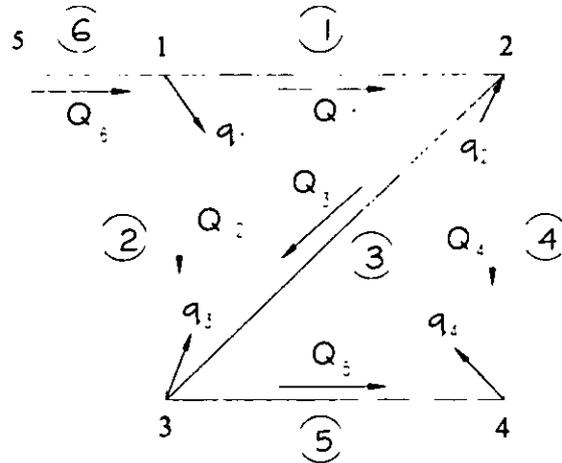


Figura 4.4 Red de tubos del ejemplo 4.6.1

Tabla 4.1 Características de la red de tubos del ejemplo 4.6.1  
(a) (b)

Tubo No.	Longitud (m)	Diámetro (plg)
1	250.00	20
2	380.00	18
3	454.86	18
4	380.00	18
5	250.00	16
6	190.00	22

Nudo No.	Gasto ( $m^3/s$ )	Elevación (m)
1	0.60	12.50
2	-0.90	12.50
3	0.70	12.50
4	0.40	12.50
5	0.00	12.50

Solución:

Al aplicar la ecuación de continuidad para cada uno de los nudos del 1 al 4 se llega al siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 -Q_1 - Q_2 + Q_6 &= q_1 \\
 Q_1 - Q_3 - Q_4 &= -q_2 \\
 Q_2 + Q_3 - Q_5 &= q_3 \\
 Q_5 + Q_4 &= q_4
 \end{aligned} \tag{4.6.1}$$

Al expresar los gastos  $Q_1$  a  $Q_5$  en función de las cargas mediante la ecuación 4.1.15 y sustituirlos en el sistema 4.6.1 se tendrá:

$$\begin{aligned}
 -k_1 (h_1 - h_2)^{1/2} - k_2 (h_1 - h_3)^{1/2} + k_6 (h_5 - h_1)^{1/2} &= q_1 \\
 k_1 (h_1 - h_2)^{1/2} - k_3 (h_2 - h_3)^{1/2} - k_4 (h_2 - h_4)^{1/2} &= -q_2 \\
 k_2 (h_1 - h_3)^{1/2} + k_3 (h_2 - h_3)^{1/2} - k_5 (h_3 - h_4)^{1/2} &= q_3 \\
 k_5 (h_3 - h_4)^{1/2} + k_4 (h_2 - h_4)^{1/2} &= q_4
 \end{aligned}
 \tag{4.6.2}$$

Las incógnitas a resolver son  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$  y  $h_4$ , por consiguiente la solución de la red consiste en encontrar el valor de las cargas  $h$  que satisfacen simultáneamente el sistema de ecuaciones no lineales dado por la ecuación 4.2.4.

Si ahora se emplea la ecuación fundamental del método del Instituto de Ingeniería (ecuación 4.4.8) sustituyéndola para cada gasto incluido en el sistema de ecuaciones 4.6.1, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones lineales:

$$\begin{aligned}
 (-\alpha_1 - \alpha_2 - \alpha_6) h_1 + (\alpha_1) h_2 + (\alpha_2) h_3 &= q_1 - (\alpha_6) h_5 + \left( \frac{Q_1}{2} + \frac{Q_2}{2} - \frac{Q_6}{2} \right) \\
 (\alpha_1) h_1 + (-\alpha_1 - \alpha_3 - \alpha_4) h_2 + (\alpha_3) h_2 + (\alpha_4) h_4 &= -q_2 + \left( -\frac{Q_1}{2} + \frac{Q_3}{2} - \frac{Q_4}{2} \right) \\
 (\alpha_2) h_1 + (\alpha_3) h_2 + (-\alpha_2 - \alpha_3 - \alpha_5) h_3 + (\alpha_5) h_4 &= q_3 + \left( -\frac{Q_2}{2} - \frac{Q_3}{2} + \frac{Q_5}{2} \right) \\
 (\alpha_4) h_2 + (-\alpha_4 - \alpha_5) h_4 + (\alpha_5) h_3 &= q_4 + \left( -\frac{Q_5}{2} - \frac{Q_4}{2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{4.6.3}$$

si se tiene en cuenta el sistema de ecuaciones 4.6.1 en los segundos términos del sistema anterior se tendrá

$$\begin{aligned}
 (-\alpha_1 - \alpha_2 - \alpha_6) h_1 + (\alpha_1) h_2 + (\alpha_2) h_3 &= \frac{q_1}{2} + (\alpha_6) h_5 \\
 (\alpha_1) h_1 + (-\alpha_1 - \alpha_3 - \alpha_4) h_2 + (\alpha_3) h_2 + (\alpha_4) h_4 &= -\frac{q_2}{2} \\
 (\alpha_2) h_1 + (\alpha_3) h_2 + (-\alpha_2 - \alpha_3 - \alpha_5) h_3 + (\alpha_5) h_4 &= \frac{q_3}{2} \\
 (\alpha_4) h_2 + (-\alpha_4 - \alpha_5) h_4 + (\alpha_5) h_3 &= \frac{q_4}{2}
 \end{aligned}
 \tag{4.6.4}$$

es un sistema de ecuaciones lineales, donde las incógnitas siguen siendo las cargas  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$  y  $h_4$ , ya que los coeficientes  $\alpha_j$  se calculan con la ecuación 4.4.7 y los elementos que aparecen en los segundos términos son conocidos. En

el nudo 5 la carga  $h_5$  es conocida y sirve como nivel de referencia para las demás.

Para iniciar el cálculo (cuando  $k=0$ ), se supone el gasto que circula por cada una de las tuberías (puede ser el mismo en todas las tuberías) y se procede a calcular los valores de las  $\alpha_j$  requeridos para formar la matriz de coeficientes del sistema.

Para el cálculo del factor de fricción se empleó la expresión propuesta por Swamee y Jain (ecuación 4.5.1), por lo que fue necesario contar con el número de Reynolds ( $\mathcal{R}$ , ecuación 4.1.8), el cual se obtuvo con la velocidad calculada a partir del gasto supuesto en la tubería.

En la tabla 4.2 se muestran los cálculos con los que se llega a la solución, sin embargo para llegar a esos caudales ( $Q^k$ ) se realizaron varias iteraciones que partieron de gastos propuestos arbitrariamente.

Se tomó la viscosidad cinemática  $\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , por ser éste un valor que tiene el agua a temperaturas normales. El parámetro  $C_j$  está calculado con la expresión 4.1.11, se consigna en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Cálculos necesarios para la solución de la red del ejemplo 4.6.1

Tubo No.	Longitud (m)	Diámetro (plg)	Diámetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Gasto $q^k$ (m <sup>3</sup> /s)	Velocidad (m/s)
1	250.00	20	0.5080	0.2027	-0.18580	0.9129
2	380.00	18	0.4572	0.1642	0.3891	2.3700
3	454.86	18	0.4572	0.1642	0.3382	2.0601
4	380.00	18	0.4572	0.1642	0.3725	2.2692
5	250.00	16	0.4064	0.1297	0.0300	0.2310
6	190.00	22	0.5588	0.2452	0.7966	3.2480

Tabla 4.2 Cálculos necesarios para la solución de la red del ejemplo 4.6.1 (continuación)

Tubo No.	$\mathcal{R}$	f	$C_j$	$\alpha_j$
1	463,763	0.01642	10.0277	-0.2695
2	1,083,578	0.01595	25.0708	0.0513
3	941,879	0.01604	30.1795	0.0490
4	1,037,457	0.01598	25.1137	0.0534
5	93,882	0.02001	37.2825	0.4475
6	1,814,987	0.01512	4.3572	0.1441

Con los datos antes obtenidos se forma la matriz de coeficientes  $\alpha_j$  y el vector de términos independientes del sistema 4.6.4

$$\begin{bmatrix} 0.0742 & -0.2695 & 0.0513 & 0.0000 \\ -0.2695 & 0.1670 & 0.0490 & 0.0534 \\ 0.0513 & 0.0490 & -0.5478 & 0.4475 \\ 0.0000 & 0.0534 & 0.4475 & -0.5010 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -14.1059 \\ -0.450 \\ 0.350 \\ 0.200 \end{bmatrix}$$

Al resolver el sistema se encuentra  $h_1 = 97.2234$ ,  $h_2 = 96.8712$ ,  $h_3 = 93.4207$ ,  $h_4 = 93.3896$  y  $h_5 = 100$  (dato) m.c.a., los gastos que circulan por cada tubería se calculan a partir de la ecuación 4.4.8 y con las cargas encontradas; se obtienen  $Q_1 = -0.1874$ ,  $Q_2 = 0.3895$ ,  $Q_3 = 0.3381$ ,  $Q_4 = 0.3723$ ,  $Q_5 = 0.0289$  y  $Q_6 = 0.7983 \text{ m}^3/\text{s}$ . El signo negativo en el caso del tubo 1, indica que el sentido de flujo es contrario al propuesto.

Si se comparan los gastos obtenidos ( $Q^{k+1}$ ) con los gastos iniciales ( $Q^k$ ), se puede observar que la diferencia es mínima por lo que se ha llegado a la solución final. Esta diferencia debe ser menor que la tolerancia admitida, que depende del criterio del Ingeniero proyectista y de la importancia del proyecto.

Finalmente, para verificar los datos obtenidos, se debe de cumplir la ecuación de continuidad en cada nudo, esto es, sustituyendo los resultados en el sistema 4.6.1 se tendrá

$$\begin{aligned} -(-0.1874) - 0.3895 + 0.7983 &= 0.5962 \approx 0.60 \\ -0.1874 - 0.3381 - 0.3723 &= -0.8979 \approx -0.90 \\ 0.3895 + 0.3381 - 0.0289 &= 0.6987 \approx 0.70 \\ 0.0286 + 0.3723 &= 0.4012 \approx 0.40 \end{aligned}$$

Además se calcula la pérdida de carga con la ecuación 4.1.7, por ejemplo en la tubería 6

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2gA^2} = 0.01512 \frac{190}{0.5588} \frac{0.7983^2}{(19.62)0.2452^2}$$

$$h_f = 2.7774 \text{ m}$$

que corresponde a la diferencia de niveles piezométricos obtenidos en los nudos 5 y 1.

$$h_5 - h_1 = 100 - 97.2234 = 2.7766 \text{ m}$$

Ejemplo 4.6.2

En la figura 4.5 se muestra una red abierta de tuberías, la cual es alimentada por un tanque ubicado en el nudo 1, cuya elevación se encuentra a 195 msnm, las características de las tuberías, los gastos de demanda ( $q$ ) en los nudos y las elevaciones de los mismos se muestran en la tabla 4.3, la tubería es de hierro fundido con protección interior de asfalto ( $\epsilon = 0.12 \text{ mm}$ ).

- a) Resolver la red aplicando el método propuesto por el Instituto de Ingeniería.
- b) Obtener los gastos ( $Q_j$ )<sup>4</sup> y las cargas ( $h_j$ ) en el sistema, realizando un programa de cómputo con base en el diagrama de bloques mostrado en la figura 4.3.
- c) Comparar los resultados.

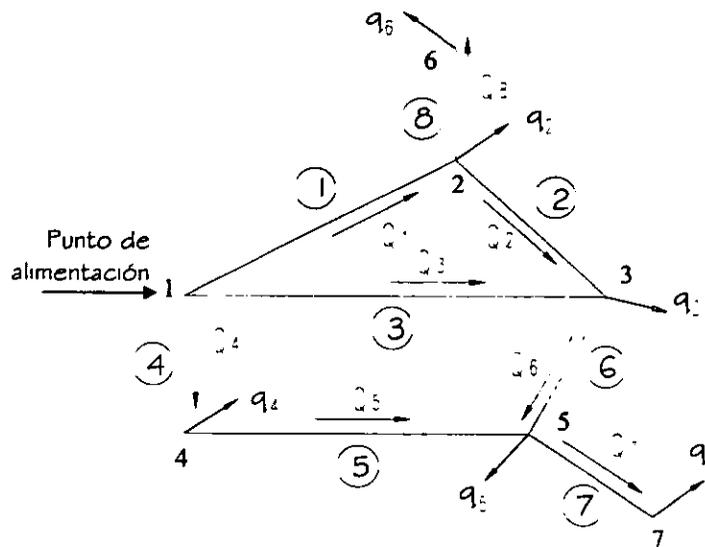


Figura 4.5 Red de tuberías del ejemplo 4.6.2

<sup>4</sup> Realizar el análisis con base en el sentido de flujo que se propone en la figura.

Tabla 4.3 Características de la red de tuberías del ejemplo 4.6.2

(a)

(b)

Tubo No.	Longitud (m)	Diámetro (plg)
1	549.00	22
2	305.00	16
3	671.00	20
4	183.00	22
5	549.00	18
6	305.00	16
7	210.00	14
8	170.00	14

Nudo No.	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Elevación (m)
1	0.00	195.00
2	0.29	168.50
3	0.31	175.30
4	0.32	167.20
5	0.27	158.40
6	0.15	165.50
7	0.13	156.40

Solución:

a) Inicialmente, se plantea la ecuación de continuidad para cada nudo con la finalidad de conocer las cargas, sin embargo debido a que es conocida la carga en el nudo 1, no será necesario aplicar la ecuación antes mencionada en dicho nudo, por lo que se tendrá que resolver un sistema de seis ecuaciones (del nudo 2 al nudo 7) con seis incógnitas (de  $h_2$  a  $h_7$ ).

$$\begin{aligned}
 Q_{ENT} - Q_1 - Q_3 - Q_4 &= q_1 \\
 Q_1 - Q_2 - Q_8 &= q_2 \\
 Q_2 + Q_3 + Q_6 &= q_3 \\
 Q_4 - Q_5 &= q_4 \\
 Q_5 + Q_6 - Q_7 &= q_5 \\
 Q_8 &= q_6 \\
 Q_7 &= q_7
 \end{aligned}
 \tag{4.6.5}$$

El sistema de ecuaciones lineales aplicando la ecuación 4.4.8 y sustituyendo las equivalencias necesarias del sistema 4.6.5, resulta ser el sistema 4.6.6.

La secuela de cálculo empleada, es la misma del ejemplo anterior, razón por la cual solamente se mostraran los resultados de la última iteración en la tabla 4.4.

El factor de fricción es calculado con la ecuación 3.4.6, por lo que se obtiene a partir del gasto supuesto en la tubería.

$$\begin{aligned}
 (-\alpha_1 - \alpha_2 - \alpha_8) h_2 + (\alpha_2) h_3 + (\alpha_8) h_6 &= \frac{q_2}{2} - (\alpha_1) h_1 \\
 (\alpha_2) h_2 + (-\alpha_2 - \alpha_3 - \alpha_6) h_3 + (\alpha_6) h_5 &= \frac{q_3}{2} - (\alpha_3) h_1 \\
 (-\alpha_4 - \alpha_5) h_4 + (\alpha_5) h_5 &= \frac{q_4}{2} - (\alpha_4) h_1 \\
 (\alpha_5) h_4 + (-\alpha_5 - \alpha_6 - \alpha_7) h_5 + (\alpha_6) h_3 + (\alpha_7) h_7 &= \frac{q_5}{2} \\
 (\alpha_8) h_2 + (-\alpha_8) h_6 &= \frac{q_6}{2} \\
 (\alpha_7) h_5 + (-\alpha_7) h_7 &= \frac{q_7}{2}
 \end{aligned} \tag{4.6.6}$$

Tabla 4.4 Cálculos para la solución de la red del ejemplo 4.6.2

Tubo No.	Longitud (m)	Diámetro (plg)	Diámetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Gasto q <sup>+</sup> (m <sup>3</sup> /s)	Velocidad (m/s)
1	549.00	22	0.5548	0.2452	0.5085	2.074
2	305.00	16	0.4064	0.1297	0.0710	0.548
3	671.00	20	0.5080	0.2027	0.3688	1.820
4	183.00	22	0.5588	0.2452	0.5927	2.417
5	549.00	18	0.4572	0.1642	0.2702	1.646
6	305.00	16	0.4064	0.1297	0.1298	1.001
7	210.00	14	0.3556	0.0993	0.1300	1.309
8	170.00	14	0.3556	0.0993	0.1500	1.510

Tabla 4.4 Cálculos para la solución de la red del ejemplo 4.6.2 (continuación)

Tubo No.	R	F	C <sub>J</sub>	α
1	1,158,688.98	0.0148	12.3360	0.0797
2	222,522.40	0.0176	39.8960	0.1765
3	924,352.10	0.0152	24.9324	0.0544
4	1,350,422.08	0.0147	9.0830	0.2066
5	752,397.43	0.0156	35.5150	0.0521
6	406,741.41	0.0166	37.7078	0.1021
7	456,470.02	0.0167	51.0698	0.0753
8	537,080.80	0.0166	40.9795	0.0813

Formando la matriz de coeficientes α<sub>j</sub> y el vector de términos independientes del sistema 4.6.6 se tendrá

$$\begin{bmatrix} -33.75 & 0.1765 & 0.00 & 0.00 & 0.0813 & 0.00 \\ 0.1765 & -0.3330 & 0.00 & 0.1021 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & -0.2587 & 0.0521 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.1021 & 0.0521 & -0.2295 & 0.00 & 0.0753 \\ 0.0813 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & -0.813 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.0753 & 0.00 & -0.0753 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -15.397 \\ -10.449 \\ -40131 \\ 0.135 \\ 0.075 \\ 0.065 \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema, se encuentran los resultados de la tabla 4.5

Tabla 4.5 Cargas en los nudos de la red del ejemplo 4.6.2

Nudo No.	Elevación (m)	Nivel Piezométrico (m)	Carga sobre el terreno (m)
1	195.00	195.000	00.00
2	168.50	191.8018	23.30
3	175.30	191.6039	16.30
4	167.20	193.5703	26.37
5	158.40	190.9716	32.57
6	165.50	190.8797	25.38
7	156.40	190.1081	33.71

Con la ecuación 4.4.8 y con las cargas encontradas, se calculan los gastos que circulan por cada una de las ocho tuberías; obteniendo  $Q_1=0.5092$ ,  $Q_2=0.0704$ ,  $Q_3=0.3691$ ,  $Q_4=0.5918$ ,  $Q_5=0.2705$ ,  $Q_6=0.1295$ ,  $Q_7=0.13$  y  $Q_8=0.15 \text{ m}^3/\text{s}$ . En todos los casos el sentido de flujo indicado en la figura 4.4 resultó ser el correcto.

Como se citó anteriormente sólo se está mostrando la última iteración, ya que, para llegar a los gastos  $Q^k$  propuestos se realizaron varias iteraciones previas, de tal forma que los gastos  $Q^{k+1}$  resultantes, fueran casi iguales.

Para comprobar los datos obtenidos, se puede considerar por ejemplo, la quinta ecuación del sistema 4.6.5, para sustituir los resultados, esto es

$$Q_5 + Q_6 - Q_7 = q_5 \\ (0.2705) + (0.1295) - (0.13) = 0.27 = 0.27$$

con lo que se cumple la ecuación de continuidad en el nudo 5, pudiéndose rectificar para cada uno de éstos.

b) Para correr el programa realizado es necesario capturar en un archivo independiente las características tanto geométricas como hidráulicas de la red de distribución a solucionar.

Se sabe que el gasto total que se requiere para circular a través de toda la red, es la suma de los gastos de demanda que es en este caso  $1.47 \text{ m}^3/\text{s}$ , de igual manera se conoce el nivel piezométrico en el nudo 1.

Debido a que el programa para comenzar la secuencia de cálculos, no requiere de la suposición de gastos en cada una de las tuberías ya que les asigna en un principio el valor de la unidad, es necesario proporcionarle un valor inicial al coeficiente de fricción  $f$ , Para este ejemplo el valor que se le asignó fue de  $0.02$  para todas las tuberías, por ser éste característico del tipo de material especificado.

En las tablas 4.6 y 4.7 se pueden apreciar los resultados obtenidos con el programa, los gastos ( $Q_j$ ) en las tuberías y las cargas ( $h_j$ ) en los nudos del sistema de distribución de agua.

Tabla 4.6 Resultados del programa de cómputo para el ejemplo 4.6.2

Tubo No.	Diámetro (plg)	$Q_j$ (Vs)	Salte del nudo	Velocidad (m/s)	$h_j$ (m)	$R$	$f$
1	22	509.80	1	2.08	3.21	1,161,650.13	0.0148
2	16	69.80	2	0.54	0.19	218,752.81	0.0176
3	20	369.30	1	1.82	3.40	925,712.44	0.0152
4	22	590.80	1	2.41	1.43	1,346,216.25	0.0147
5	18	270.80	4	1.65	2.60	754,238.75	0.0156
6	16	129.20	3	1.00	0.63	404,659.47	0.0166
7	14	130.00	5	1.31	0.86	465,466.13	0.0167
8	14	150.00	2	1.51	0.92	537,073.38	0.0166

c) Si se comparan los valores de los gastos que circulan por cada tubería y las cargas obtenidas inicialmente (mostradas en la tabla 4.5), con los resultados de la corrida del programa (tablas 4.6 y 4.7) son prácticamente iguales y la diferencia que existe entre ambos es debida a la tolerancia que se está utilizando en el programa.

Con este ejemplo, se corrobora la eficiencia del programa realizado.

Tabla 4.7 Cargas en los nudos de la red del ejemplo 4.6.2, de acuerdo con el programa de cómputo realizado

Nudo No.	Elevación (m)	Nivel Piezométrico (m)	Carga sobre El terreno (m)
1	195.00	195.000	00.000
2	168.50	191.794	23.294
3	175.30	191.599	16.299
4	167.20	193.575	26.375
5	158.40	190.970	32.570
6	165.50	190.872	25.372
7	156.40	190.106	33.706

Ejemplo 4.6.3

Se propone la siguiente red de tuberías para abastecer de agua a una población, en la tabla 4.8 se muestran los datos necesarios para su análisis, resolver con el programa realizado de acuerdo al diagrama de bloques de la figura 4.3.

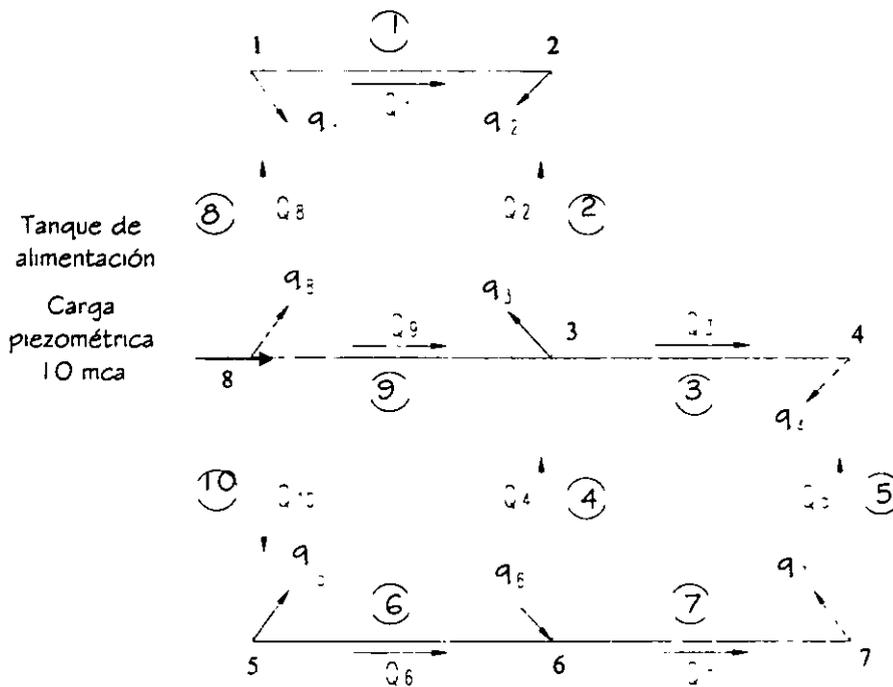


Figura 4.6 Red de tubos del ejemplo 4.6.3

Tabla 4.8 Datos de la red de tubos del ejemplo 4.6.3

(a)

(b)

Tubo No.	Longitud (m)	Diámetro (plg)
1	400.00	30
2	450.00	20
3	380.00	20
4	360.00	20
5	360.00	20
6	400.00	30
7	380.00	20
8	450.00	40
9	400.00	40
10	360.00	40

Nudo No.	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Elevación (m)
1	0.20	10.00
2	0.50	9.85
3	0.30	9.95
4	0.40	9.85
5	0.80	9.80
6	-0.30	9.85
7	0.40	9.80
8	0.50	10.00

Solución:

El sistema de ecuaciones aplicando la ecuación de continuidad es el siguiente

$$\begin{aligned}
 -Q_1 + Q_8 &= q_1 \\
 Q_1 + Q_2 &= q_2 \\
 -Q_2 - Q_3 + Q_4 + Q_9 &= q_3 \\
 Q_3 + Q_5 &= q_4 \\
 -Q_6 + Q_{10} &= q_5 \\
 -Q_4 + Q_6 - Q_7 &= q_6 \\
 -Q_5 + Q_7 &= q_7 \\
 -Q_8 - Q_9 - Q_{10} &= q_8
 \end{aligned}
 \tag{4.6.7}$$

Utilizando la expresión 4.4.8 y el sistema de ecuaciones 4.6.7 se tendrá el sistema de ecuaciones 4.6.8. No es necesario plantear para el nudo 8 la ecuación, debido a que en este punto es conocida la carga piezométrica.

Los resultados que da el programa se muestran en las tablas 4.9 y 4.10. En el archivo de datos requerido para la aplicación del programa a este ejemplo, se supuso el factor de fricción  $f$  igual a 0.02 para todas las tuberías.

$$\begin{aligned}
 (-\alpha_1 - \alpha_8) h_1 + (\alpha_1) h_2 &= \frac{q_1}{2} - (\alpha_8) h_8 \\
 (\alpha_1) h_1 + (-\alpha_1 - \alpha_2) h_2 + (\alpha_2) h_3 &= \frac{q_2}{2} \\
 (-\alpha_2 - \alpha_3 - \alpha_4 - \alpha_9) h_3 + (\alpha_2) h_2 + (\alpha_3) h_4 + (\alpha_4) h_6 &= \frac{q_3}{2} - (\alpha_9) h_8 \\
 (\alpha_3) h_3 + (-\alpha_3 - \alpha_5) h_4 + (\alpha_5) h_7 &= \frac{q_4}{2} \\
 (-\alpha_6 - \alpha_{10}) h_5 + (\alpha_6) h_6 &= \frac{q_5}{2} - (\alpha_{10}) h_8 \\
 (-\alpha_4 - \alpha_6 - \alpha_7) h_6 + (\alpha_4) h_3 + (\alpha_6) h_5 + (\alpha_7) h_7 &= -\frac{q_6}{2} \\
 (-\alpha_5 - \alpha_7) h_7 + (\alpha_5) h_4 + (\alpha_7) h_6 &= \frac{q_7}{2}
 \end{aligned} \tag{4.6.7}$$

Tabla 4.9 Resultados del programa de cómputo para el ejemplo 4.6.3

Tubo No.	Diámetro (plg)	$Q_j$ (l/s)	Salida del nudo	Velocidad (m/s)	$h_f$ (m)	$\mathcal{R}$	f
1	30	399.20	1	0.88	0.31	667,048.25	0.0151
2	20	100.80	3	0.50	0.19	252,618.31	0.0173
3	20	400.50	3	1.98	2.34	1,003,915.69	0.0157
4	20	26.10	3	0.13	0.01	65,369.49	0.0209
5	20	0.60	4	0.00	0.00	1,490.51	0.0429
6	30	73.40	5	0.16	0.01	122,589.68	0.0184
7	20	399.50	6	1.97	2.33	1,001,177.31	0.0157
8	40	599.20	8	0.74	0.18	750,929.88	0.0145
9	40	827.40	8	1.02	0.30	1,036,907.50	0.0141
10	40	873.40	8	1.08	0.29	1,094,488.13	0.0141

Tabla 4.10 Cargas en los nudos de la red del ejemplo 4.6.3, de acuerdo con el programa de cómputo realizado

Nudo No.	Elevación (m)	Nivel Piezométrico (m)	Carga sobre el terreno (m)
1	10.00	19.822	9.822
2	9.85	19.511	9.661
3	9.95	19.705	9.755
4	9.85	17.365	7.515
5	9.80	19.692	9.842
6	9.85	17.365	7.565
7	9.80	19.705	9.905
8	10.00	20.000	10.00

# Capítulo 5

## Métodos para detectar fugas en redes

## 5.1 Tipos de métodos utilizados para la detección de fugas

### 5.1.1 La técnica de los distritos pitométricos

Ésta, es una poderosa herramienta, para medir y controlar caudales, identificando de esa manera zonas con consumos no normales, como los producidos por las fugas.

Para implantar esta técnica es imprescindible que las válvulas de paso sean operables y que exista un catastro de redes confiable. Además, es necesario que se introduzcan algunas alteraciones en la red existente para hacerla más flexible y operable.

Es necesario que la red de distribución cumpla con los requisitos mínimos indispensables para que su operación, independientemente de su manipulación como distrito pitométrico, se haga en condiciones técnicas adecuadas. Preparar una red para someterla a la técnica de distritos pitométricos significa corregir fallas de diseño, de operación y de mantenimiento, para volverla operacional.

Realizar un ensayo en distritos pitométricos es relativamente simple, siempre que la red de distribución haya sido proyectada y construida con las facilidades necesarias, previendo su operación para control de fugas.

#### Descripción del Método

Inicialmente, se selecciona una porción de la red de distribución con una longitud ideal entre 20 y 50 km, esta porción se aísla de las redes adyacentes por medio de válvulas y, de ser posible se deja sólo una entrada de agua para alimentar toda el área. En esta entrada se instala un aparato registrador de caudal que funcionará durante una semana, en forma continua. Durante este período no puede haber interrupciones en el abastecimiento y el área debe estar bien abastecida.

El análisis de los caudales registrados permite decidir si vale la pena o no investigar fugas en el área.

En caso afirmativo, el siguiente paso es medir los consumos mínimos nocturnos en pequeñas extensiones de la red (1000 m) instalando para ello nuevos registradores de caudal en otros puntos y maniobrando las válvulas convenientemente.

Si los consumos medios son superiores a un valor máximo admisible, establecido estadísticamente, se investigan las tuberías respectivas, usando sobre las mismas, detectores de fugas en el terreno, y también revisando las tomas domiciliarias, válvulas y otros puntos de acceso a la red de distribución.

La técnica de los distritos pitométricos además de ayudar a la detección, localización y reparación de fugas no visibles pero económicamente detectables, ayuda a localizar las conexiones clandestinas y mejora la confiabilidad del catastro de la red. Sin embargo, cuando la red de distribución se encuentra en condiciones operacionales muy malas, puede ser necesario mucho tiempo y mayores recursos financieros para adecuarla.

### 5.1.2 Equipos empleados en la detección de fugas

La moderna tecnología empleada en la localización de fugas de agua, permite disponer de cada vez de equipos más precisos (figuras 5.1 y 5.2), 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.



Figura 5.1 Detector de fugas acústico y electrónico



Figura 5.2 Detección de fugas en campo

Actualmente existen dos tipos de equipos

- Detectores acústicos
- Correladores

Estos últimos resultan los más eficaces para localizar las fugas con precisión, por no depender tanto de las interferencias de ruido, motivadas por el tráfico o las condiciones climatológicas.

La optimización de una red de distribución de agua pasa por dos puntos muy importantes:

- Disponer de un equipo humano calificado en la localización de fugas de agua y equipado de los medios técnicos (correlador y detectores acústicos) más precisos.
- Establecer un plan de mantenimiento preventivo que mediante el control de aparición de fugas permita una actuación rápida y eficaz.

En referencia a este último punto, se dan distintas opciones de mayor a menor costo de implantación y, a su vez, de mayor a menor rapidez en el conocimiento de cualquier anomalía.

Cualquiera que sea la solución elegida o a veces una solución mixta de las anteriores, representa el comportamiento necesario para la importante tarea de optimización de redes.

### Equipos no electrónicos

#### Varillas de sondeo

Las varillas de sondeo son equipos muy simples, destinados a la localización de fugas. No obstante, aún dentro de esta simplicidad, existen equipos más o menos complicados.

La investigación de la fuga se realiza colocando un extremo de la varilla contra el suelo, o directamente en el tubo, y el otro contra el oído del operador, siendo posible de esta forma escuchar el ruido de una eventual fuga.

Una de las varillas más sofisticadas es la de la figura 5.3 fabricada en Liverpool, England. Estos modelos son denominados estetoscopios industriales o hidrófonos.

Geófonos mecánicos

El geófono mecánico (Globe Geophone), es un equipo compacto, robusto, simple y preciso, destinado a detectar y localizar fugas invisibles, a través de la auscultación del suelo bajo el cual existe una tubería enterrada (figura 5.4). Consta de dos cilindros pesados, conectados 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 luego transmitida al operador, a través de la propagación de las ondas sonoras a lo largo de las mangueras y el auricular.



Figura 5.3 Varilla de sondeo

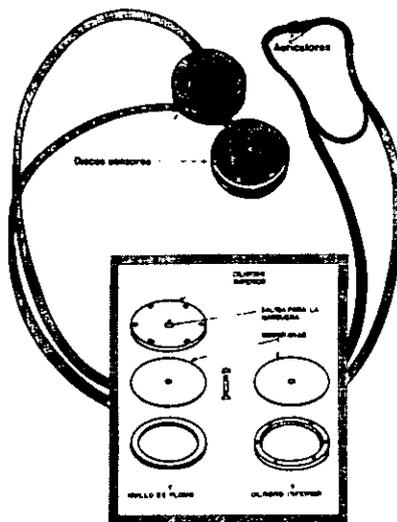


Figura 5.4 Geófono mecánico

Debido a la sensibilidad del equipo, éste debe utilizarse sólo en el período nocturno cuando no existe el movimiento del tráfico y el ruido de las personas transitando. Además hay dificultad para utilizarlo cuando hay viento fuerte ya que las mangueras del geófono captan el ruido del viento que pasa a su alrededor; capta prácticamente todos los ruidos del medio tales como transformadores de los postes, motores de refrigeradoras industriales, quedando en el operador la

tarea de distinguir de entre los ruidos que llegan a su oído aquel que es causado por fuga.

La investigación puede hacerse directamente sobre la tubería, o en varillas metálicas que se encuentren en contacto con la tubería, en caballetes o aún sobre el terreno bajo el cual está enterrada una tubería.

En ocasiones una obstrucción parcial de la tubería puede causar un ruido muy semejante al provocado por una fuga. La operación del geófono, a pesar de ser simple y económica es bastante incómoda y causa cansancio, no siendo posible por lo tanto, trabajar en forma continua con el equipo durante muchas horas.

### Equipos electrónicos de detección directa de fugas

Los localizadores electrónicos de detección directa de fugas son instrumentos cuyo funcionamiento consiste en captar las vibraciones emanadas de una fuga, transformar esas vibraciones en impulsos electrónicos, ampliar la señal, separar ésta última de las demás señales que interfieren y nuevamente transformar esa señal resultante en señales sonoras, audibles por un operador. Estos detectores se caracterizan por determinar el lugar exacto de la fuga en el momento en que el aparato se encuentra en el terreno, exactamente sobre al misma; o sea, cuando la señal captada generada por la fuga, es la más alta posible.

Los detectores electrónicos, normalmente constan de las siguientes partes.

- Micrófono,
- Amplificador,
- Filtro de frecuencia.

En el proceso de captar y amplificar los ruidos provocados por fugas también se puede hacer lo mismo con los provocados por el medio ambiente e incluso con el equipo electrónico.

El indicador de señal es un dispositivo utilizado para medir la intensidad total del ruido recibido por el micrófono, y es bastante útil par determinar el punto exacto en el que se encuentra la mayor intensidad del ruido provocado por la fuga. Su precisión puede ser mayor que la de los detectores mecánicos, ya que estos últimos dependen mucho más de la habilidad del operador.

Las características de ruido de una fuga varían, dependiendo del lugar en el que se efectúa el sondeo, bien sea directamente en la tubería o en la superficie del terreno.

El ruido de fugas percibido por el oído humano a través de un detector mecánico, suena diferente del que es escuchado por el mismo oído a través de un detector electrónico, particularmente si éste está provisto con un filtro de frecuencia.

De un análisis comparativo entre un detector mecánico y uno electrónico, o entre un detector electrónico con otro electrónico, podrían emerger las siguientes conclusiones:

- Todos los instrumentos dan una mejor respuesta cuando el sondeo se hace directamente en un conducto metálico que en uno no metálico, o sobre la superficie del suelo.
- Cuando la señal generada por el ruido de la fuga es baja, o cuando el ruido de fondo es alto, parece que los detectores electrónicos son más eficaces que los mecánicos.
- Parece que son más eficaces los detectores electrónicos provistos con micrófonos específicos para sondeo directo en el conducto o en el suelo, que los detectores electrónicos que tienen sólo un micrófono para sondeo en todos los lugares y situaciones.

#### Equipos electrónicos de detección indirecta de fugas

Este tipo de equipos 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 captadas por sensores estratégicamente colocados en contacto con la tubería 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.

Existen dos tipos distintos de equipos, siendo los más conocidos en el mercado: el Hydrotronic y el Leak Noise Correlator (Correlacionador de ruido de fugas).

El analizador Hydrotronic de ruido de fuga está construido por un conjunto de equipos, dispositivos y controles destinados a detectar y localizar fugas en tuberías subterráneas a presión.

Consta de una consola electrónica, que funciona conjuntamente con un sensor electrónico, compacto y robusto (figura 5.5).

En este método se utiliza un sensor para establecer contacto físico en puntos determinados de la tubería o en piezas accesorias de la misma. La fuga transmite señales acústicas a lo largo del tubo y del líquido, las cuales son captadas por un sensor colocado en contacto con el tubo (figura 5.6). Las señales así captadas son convertidas en señales eléctricas y transmitidas a la consola electrónica donde son amplificadas, analizadas y mostradas en voltímetros digitales, medidores analógicos, lámparas indicadoras de frecuencia y osciloscopio.

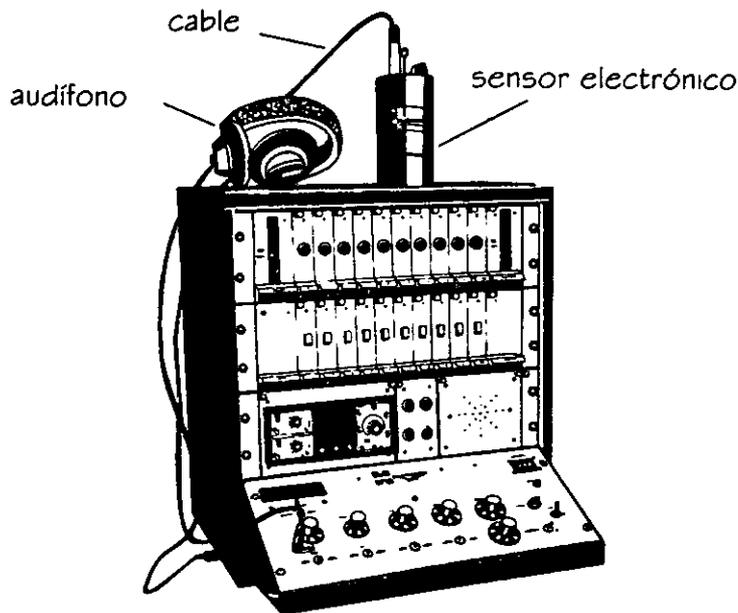


Figura 5.5 Analizador Hidrotronic

Cada fuga produce una señal diferente y puede identificarse en orden de predominio. Cuando existe más de una fuga, la señal predominante se localiza primero y, después de reparar esta fuga, se localizan las otras de la misma forma.

El sistema Hidrotronic investiga toda la red de distribución, excepto mediciones de consumo y operación sistemática de las válvulas.

El trabajo puede realizarse durante horarios normales de oficina. Puede ser necesario trabajar en períodos nocturnos cuando el congestionamiento del tráfico representa un problema, o donde la presión de la tubería decae en forma

ostensible durante el día, o en cualquier lugar donde se justifique el trabajo nocturno.

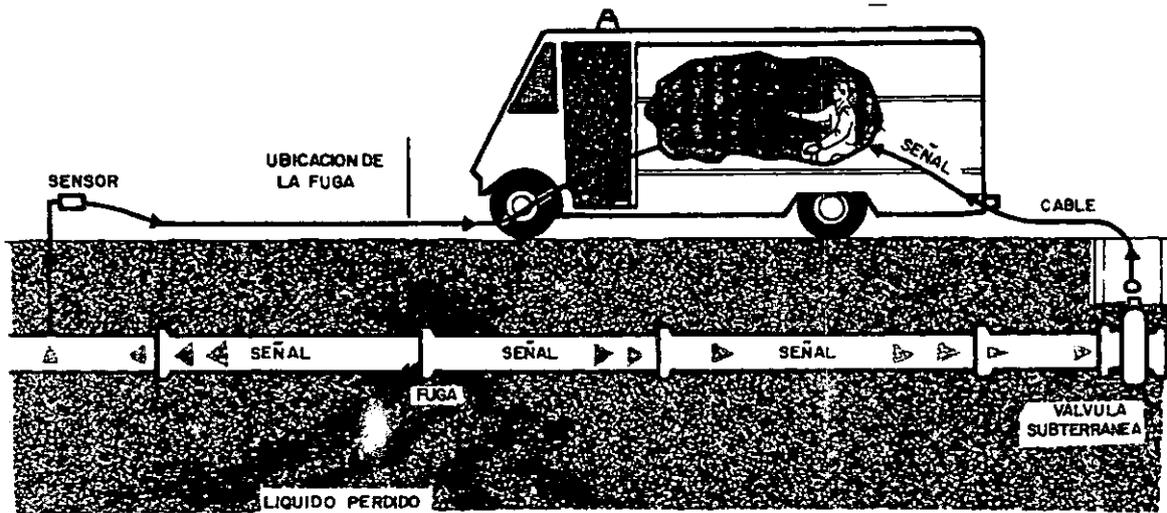


Figura 5.6 Equipo Hidrotronic

Según los fabricantes, se pueden encontrar fugas de hasta 0.025 l/s. El sistema Hidrotronic estima la pérdida de agua por fuga con errores de  $\pm 20\%$ . La presión mínima deseable para la investigación de fugas, según los fabricantes es de 14.40 mca, pudiendo tolerarse hasta 3.60 mca.

#### *Leak Noise Correlator*

El ruido de una fuga se propaga a lo largo de una tubería, en sentidos opuestos con relación al punto de la fuga, con velocidades aproximadamente iguales.

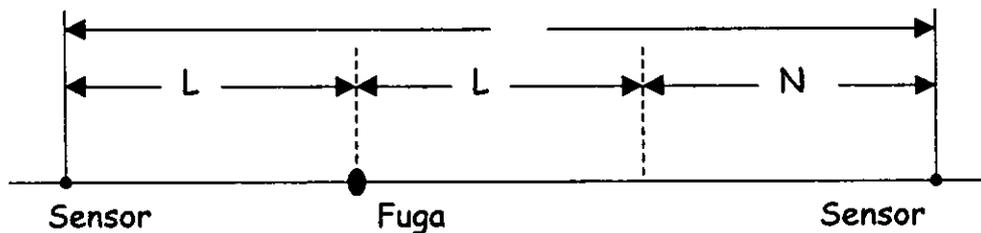


Figura 5.7 Propagación del ruido de una fuga.

El tiempo transcurrido para que el ruido alcance el punto A es inferior al tiempo transcurrir para que se alcance el punto B:

Tiempo para alcanzar el sensor A es  $t = \frac{L}{V}$

Tiempo para alcanzar el sensor B es  $t = \frac{D-L}{V}$

La resta entre estos dos valores proporciona la diferencia entre los dos tiempos de recorrido:

$$T_N = \frac{D-2L}{V} \quad \text{ó} \quad L = \frac{D-VT_N}{2}$$

donde

D es la distancia entre los dos sensores

L, distancia de la fuga al sensor más próximo

V, velocidad del ruido a lo largo del tubo y

$T_N$  diferencia entre los tiempos transcurridos para que el ruido de la fuga alcance los dos sensores

En consecuencia, si la velocidad del sonido, la diferencia del tiempo de recorrido, la distancia entre los sensores son conocidos, es posible determinar la posición de la fuga.

Si los dos sensores fueron colocados en un mismo lado de la fuga, como se demuestra en la figura 5.7, el tiempo de recorrido correspondiente será:

Tiempo para alcanzar en sensor A es  $t = \frac{D+L}{V}$

Tiempo para alcanzar el sensor B es  $t = \frac{L}{V}$

La diferencia de tiempo de recorrido será  $T_N = \frac{D}{V}$

En este caso, la posición de la fuga no puede determinarse, ya que la diferencia del tiempo de recorrido es simplemente una función de la velocidad de l sonido y de la distancia entre los dos sensores. Sin embargo, es posible determinar cual de los dos sensores recibe el sonido primero y, en consecuencia, establecer la posición de la fuga en relación con los dos sensores.

La velocidad del sonido a través del conjunto agua-tubo, depende del diámetro del tubo, del material que es construido, y del espesor de la pared del tubo, siendo teóricamente posible, en función de dichos datos, adoptar un valor. Sin embargo, existen procedimientos que eliminan la necesidad de utilizar una velocidad teórica en la determinación de la fuga.

En cuanto a la diferencia del tiempo de recorrido del ruido ( $T_N$ ), su determinación se realiza por la técnica conocida como correlación-cruzada, a través del quipo denominado Leak Noise Correlator.

#### Aspectos Gráficos de la correlación

- La velocidad de desplazamiento del ruido de la fuga es una tubería es aproximadamente constante para un mismo conjunto de tuberías.
- Los sensores pueden acoplarse directamente a la tubería o a través de piezas accesorias como válvulas, hidrantes, válvulas de incorporación, etc.
- La máxima distancia entre los sensores es de 250 m.
- El tiempo empleado para localizar una fuga es de dos horas aproximadamente.
- El proceso no es afectado por los ruidos de fondo producidos por el tráfico, bombas hidráulicas etc., pudiendo por lo tanto utilizarse durante el día.
- La velocidad del sonido en los conductos depende del material y diámetro del tubo y espesor de la pared del tubo.

### 5.2 Fundamentos del método propuesto por el Instituto de Ingeniería

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 que aquí se propone, está basado en ideas sencillas que permiten considerar que las extracciones se hacen tanto 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 diagnóstico del funcionamiento, con el objeto de ver hasta que punto las demandas supuestas son factibles, o bien para detectar posibles fugas.

### 5.2.1 Estimación de la demanda

Es importante destacar que una de las limitaciones importantes en el cálculo de redes de tubos consiste en la dificultad para precisar las demandas. En la evaluación del gasto de demanda  $G_n$  se acepta que puede existir cierta imprecisión en su cálculo, la cual es de tipo aleatoria. Este gasto se obtiene con la siguiente expresión

$$G_n = \bar{G}_n \left( 1 + \frac{R}{p} \tau \right) \quad (5.1)$$

donde  $\bar{G}_n$  representa a la demanda "teórica" en el nudo  $n$ ;  $R$  es igual al porcentaje máximo de error en la evaluación de la demanda real  $G_n$ . Se considera que este porcentaje tiene una probabilidad de ser excedido igual a  $P$ , que  $p$  es la variable Normal de media cero y desviación estándar uno asociada a la probabilidad  $P$  y que  $\tau$  es un número aleatorio con distribución Normal (con media cero y desviación estándar uno).

## 5.3 Método para detectar fugas en una red de tuberías

La tubería  $T$  mostrada en la figura 6.8 representa a cualquier conducto de una red de agua potable. Esta tubería se divide en los tramos  $A$ ,  $B$ ,  $C$  y  $D$ , los cuales se unen en los nudos intermedios  $J$ ,  $K$  y  $L$ .

### 5.3.1 Ecuación de pérdida de carga entre dos nudos de cruce

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.

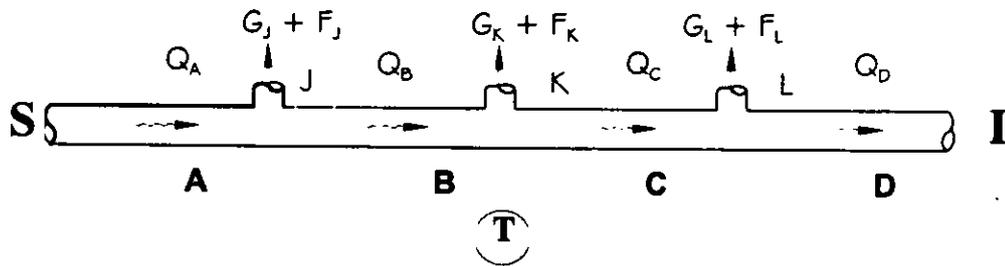


Figura 5.8 Tubería T entre los nudos de cruce S e I

Al aplicar la ecuación de continuidad en los nudos J, K y L se tiene

$$Q_B = Q_A - G_J - F_J \quad (5.2)$$

$$Q_C = Q_B - G_K - F_K = Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K \quad (5.3)$$

$$Q_D = Q_C - G_L - F_L = Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L \quad (5.4)$$

La ecuación anterior puede ser escrita así

$$Q_A - Q_D = G_J + G_K + G_L + F_J + F_K + F_L \quad (5.5)$$

De acuerdo con la ecuación de Darcy-Weisbach, la pérdida de carga  $\Delta h$  entre los nudos extremos (S e I) de la tubería T se puede plantear como

$$C_A Q_A^2 + C_B (Q_A - G_J - F_J)^2 + C_C (Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K)^2 + C_D (Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L)^2 = \Delta h \quad (5.6)$$

donde los coeficientes C están dados por la ecuación 4.1.11. 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 del gasto).

Para determinar el gasto  $Q_A$  a partir de la ecuación no lineal 5.6, se propone la siguiente versión aproximada deducida a partir de un desarrollo en serie de Taylor:

$$C_A Q_A^k - Q_A^{k+1} + C_B Q_A^k - G_J - F_J (Q_A^{k+1} - G_J - F_J) + C_C Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K \times \\ (Q_A^{k+1} - G_J - F_J - G_K - F_K) + C_D Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L \times \\ (Q_A^{k+1} - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L) = \Delta h \quad (5.7)$$

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

$$Q_A^{k+1} = \frac{J_T}{D_T} \quad (5.8)$$

siendo

$$J_T = \Delta h + C_B Q_A^k - G_J - F_J (G_J + F_J) + C_C Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K \times \\ (G_J + F_J + G_K + F_K) + C_D Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L \times \\ (G_J + F_J + G_K + F_K + G_L + F_L) \quad (5.9)$$

$$D_T = C_A Q_A^k + C_B Q_A^k - G_J - F_J + C_C Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K \times \\ + C_D Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L \quad (5.10)$$

La ecuación 5.7 tiende a la ecuación 5.6 ( $Q_A^k \approx Q_A^{k+1}$ ) cuando los valores de las variables con superíndice en dos iteraciones sucesivas son casi iguales.

En la ecuación 5.6 solamente una de las tres 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  $J$ ,  $K$  ó  $L$  de acuerdo con el índice que tenga esta variable  $F$  no nula.

### 5.3.2 Gastos de desequilibrio

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 el procedimiento

numérico para resolver redes de tuberías descrito en el capítulo 4. 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

$$D_n = \sum Q_j - G_n \quad (5.11)$$

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  $\delta$  cercana a cero fijada de antemano (se le denomina "tolerancia"),  $Q_j$  es el gasto en la tubería  $J$  y  $G_n$  es el gasto de demanda real.

### 5.3.3 Gasto de fuga en las tuberías de la red

En las ecuaciones 5.2 a 5.5 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 supuesto 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.

### 5.3.4 Cálculo de los gastos de fuga en una tubería

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 5.8. En estas condiciones se puede valuar 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 descrito en el capítulo 4.

Los gastos de fuga  $F_J$ ,  $F_K$  ó  $F_L$  se obtienen por medio del siguiente procedimiento de aproximaciones sucesivas.

1. Se escoge el nudo M donde se valuará 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 5.8
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 4). Si tienen un valor parecido se continúa 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 llegó 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 ésta sea la solución porque falta aplicar la ecuación 5.11 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 éste 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.

### 5.3.5 Identificación de las tuberías de una red con posible gasto de fuga

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 del inciso 5.3.4 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  $F_J = F_K = 0$
- 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 5), aplicando la ecuación de continuidad o ecuación 5.11.
- 5) Los gastos de desequilibrio más pequeños (que tienden a cero) en valor absoluto permiten formar una lista con las 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.

# Capítulo 6

## Dispositivo Físico

## 6.1 Descripción del dispositivo físico

Para estudiar las fugas en las redes de distribución de agua potable, se construyeron dos dispositivos físicos en el laboratorio de hidrodinámica del Instituto de Ingeniería. Los cuales permiten representar las condiciones bajo las cuales se opera una red de agua potable (figura 6.1).

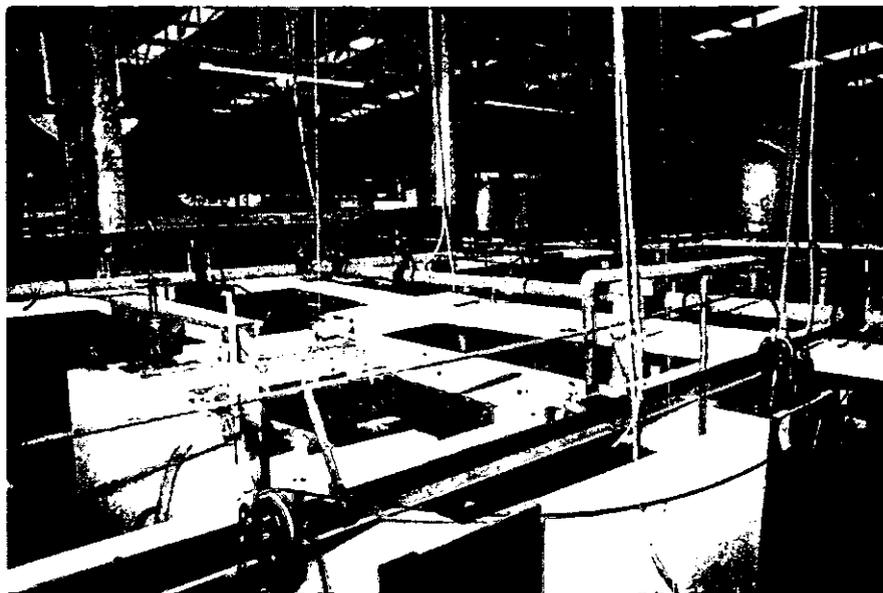


Figura 6.1 Fotografía de la estación experimental

Después del diseño y construcción del primer dispositivo, fue necesario construir uno más, ya que aunque se llevaron a cabo varios ensayos, analizando los resultados obtenidos, las características de esta primera instalación, no permitían realizar cierta clase de mediciones.

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 los resultados obtenidos con la aplicación del modelo matemático.

Después de analizar varias opciones en cuanto a trazo y dimensionamiento, la red se diseñó de acuerdo al espacio disponible en el laboratorio. El primer dispositivo físico construido (ver figura 6.2), 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 en ésta.

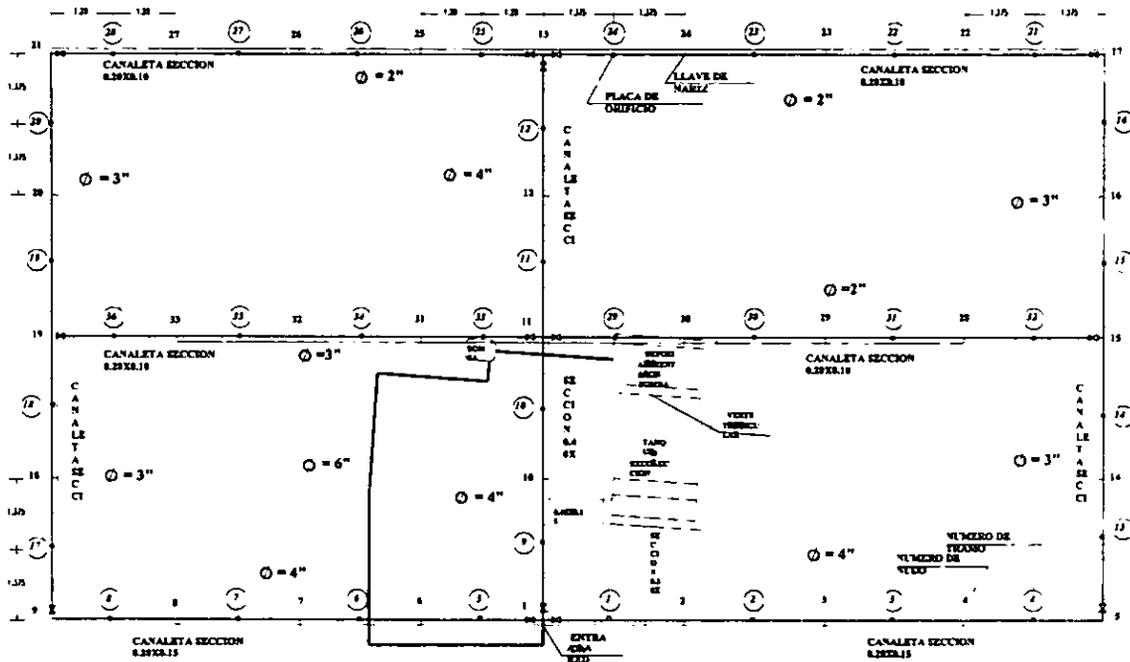


Figura 6.2 Red del laboratorio del Instituto de Ingeniería

La red tiene cuatro circuitos abarcando un área total de 11x20.6 m. Las tuberías de 11 m de largo se dividieron en cuatro tramos de 2.75 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.

En el centro de cada tramo se ubicó una placa de orificio para medir el caudal que conduciría el tramo y de esta manera determinar el gasto de descarga de cada llave que se encuentre entre dos placas de orificio. La tubería de alimentación es de 6" de diámetro para reducir las pérdidas de presión antes de llegar al punto de suministro en la red.

La altura del nivel de piso al eje de las tuberías de la red es de 1.20 m de altura, para facilitar la manipulación de las llaves de nariz y las válvulas de compuerta, así como para permitir el libre desplazamiento a través de la red.

El dispositivo de ensayos cuenta con pequeños canales (canaletas) cuya finalidad es conducir el agua que sale por las 33 llaves de nariz hacia el tanque de recolección, en el cual se mide el gasto total de la red por medio de un vertedor triangular. Este vertedor fue utilizado para calibrar las placas de orificio de la red. Luego de pasar por el vertedor, el agua cae en un depósito para ser recirculada por medio de una bomba.

En el diseño de las canaletas se consideró un gasto por llave de 2 Vs. Este gasto es superior al máximo esperado en funcionamiento (1.2 Vs en promedio), ya que se podían esperar estos caudales durante las pruebas de calibración. La pendiente de 0.006 para ajustarse a la diferencia de nivel entre la red y el tanque del vertedor; además se condicionó a que el régimen del flujo dentro de las canaletas fuera siempre subcrítico.

Las canaletas se construyeron de lámina galvanizada y son de sección rectangular. Para evitar que se pierda agua en el trayecto, las canaletas están tapadas, excepto en los lugares donde se ubican las llaves, donde se dejó descubierta una sección de 50 cm de longitud.

El diseño de las canaletas se basó en el cálculo de flujo permanente a superficie libre, utilizando un coeficiente de Manning  $n=0.014$ . Las secciones resultaron diferentes en cada ramal, siendo de 10X20 cm (6 tramos, 54.62 m), 15X25 cm (1 tramo, 11.12 m) y 15X30 cm, (2 tramos, 3.78 m).

Tanto la tubería y las canaletas, están apoyados sobre bases metálicas que en su parte superior tienen colocados trozos de madera que ayudan por un lado a proporcionar el nivel deseado, y por otro a disminuir la vibración entre la base y la tubería, lo cual causaba algunas dificultades al medir las presiones.

Como ya se mencionó, en este primer conjunto de tuberías, se instalaron placas de orificio de aluminio, por medio de las cuales se inferían los gastos, éstas fueron diseñadas de acuerdo a su localización en la red, por lo cual tienen orificios de diferentes tamaños (figura 6.3).

Al atravesar el fluido por una placa de orificio, se produce una pérdida y es necesario recorrer una determinada distancia para que dicho fluido se vuelva a establecer hidráulicamente.

Además se tiene el inconveniente de no cuantificar el gasto que fluye a través de las tuberías cuando la diferencia de altura en los manómetros invertidos instalados en las placas de orificio es pequeña.

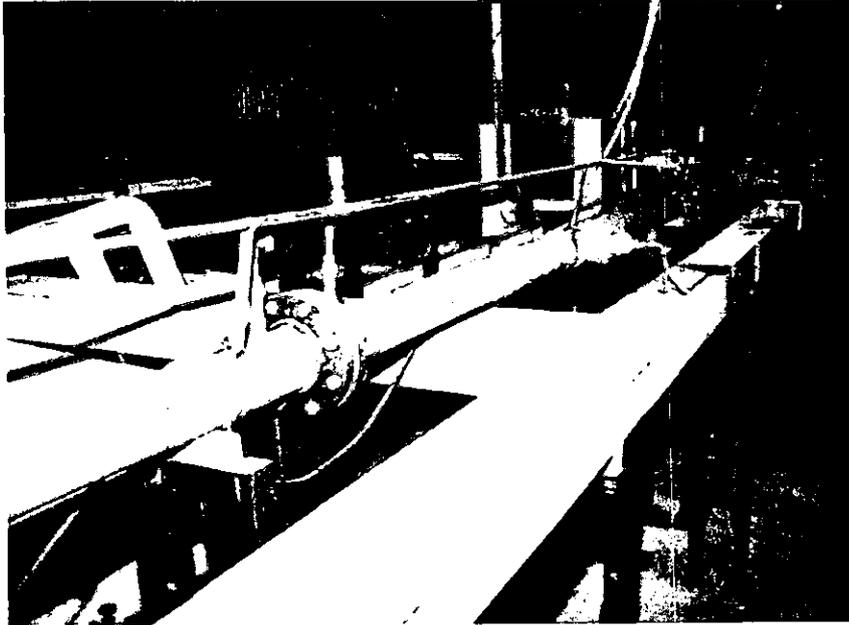


Figura 6.3 Tubería con placas de orificio y llaves de nariz

Con las pruebas realizadas en este primer dispositivo, no se llegó a ninguna conclusión determinante, ya que las placas de orificio, dificultaron el cálculo de los factores de fricción equivalentes para cada tramo y como se explicó en el capítulo anterior este parámetro es uno de los datos que se tienen que conocer para la aplicación del método matemático.

A pesar de que es una práctica convencional en el diseño de las redes de tuberías, sólo considerar las pérdidas por fricción y no las locales, ya que éstas últimas representan un porcentaje insignificante debido a las dimensiones de una red "real".

En el caso de las pérdidas locales del dispositivo físico de laboratorio era indispensable determinarlas porque, como se explicó, el método para detectar fugas, se basa en determinar el déficit de presión para analizar si existe una posible fuga. La red tiene longitudes muy pequeñas y muchas perturbaciones locales, por consiguiente, si eran apreciables las pérdidas locales (sobre todo las debidas a las 36 placas de orificio instaladas) y éstas afectaban el resultado de las diferencias de presión en los ensayos realizados.

Debido a los problemas antes descritos, se construyó el segundo dispositivo, el diseño prácticamente tiene la misma geometría del primero (figura 6.1), debido a que es el mismo número de tramos, se tiene la numeración igual tanto en los nudos como en las tuberías (ver tabla 6.1); esta red se colocó 25 cm por encima

de la otra instalación, de hecho la tubería del primer conjunto sirvió de apoyo para la tubería del segundo (figura 6.4).

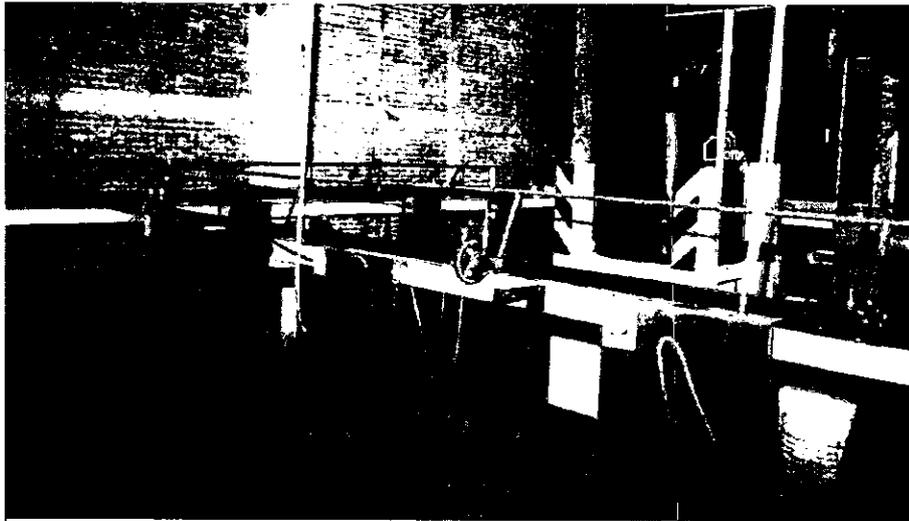


Figura 6.4 Apreciación de las dos tuberías

Tabla 6.1 Dimensiones de la red del segundo dispositivo físico  
(ver figura 6.2)

Tramo	de nudo	a nudo	Longitud m	Diámetro (plg)	Tramo	de nudo	a nudo	Longitud m	Diámetro (plg)
1	1	2	2.75	1/2	19	19	20	2.75	1/2
2	2	3	2.75	1/2	20	20	21	2.75	1/2
3	2	3	2.75	1/2	21	17	22	2.75	1/2
4	4	5	2.85	1/2	22	22	23	2.75	1/2
5	1	6	2.40	1/2	23	23	24	2.75	1/2
6	6	7	2.40	1/2	24	24	13	2.75	1/2
7	7	8	2.40	1/2	25	13	25	2.40	1/2
8	8	9	2.40	1/2	26	25	26	2.40	1/2
9	1	10	2.75	1/2	27	26	27	2.40	1/2
10	10	11	2.75	1/2	28	27	21	2.40	1/2
11	11	12	2.75	1/2	29	11	30	2.75	1/2
12	12	13	2.75	1/2	30	30	29	2.75	1/2
13	5	14	2.75	1/2	31	29	28	2.75	1/2
14	14	15	2.75	1/2	32	28	15	2.75	1/2
15	15	16	2.75	1/2	33	11	31	2.40	1/2
16	16	17	2.75	1/2	34	31	32	2.40	1/2
17	9	18	2.75	1/2	35	32	33	2.40	1/2
18	18	19	2.75	1/2	36	33	19	2.40	1/2

Se cambió el diámetro de todas las tuberías por una tubería de cobre de 1/2" para lograr representar tuberías de mayor longitud con respecto al diámetro, no se instalaron placas de orificio para aforar los gastos, ni válvulas de compuerta para controlar la dirección del flujo, de tal manera que las pérdidas que se presentan debido a las perturbaciones locales son mínimas. De modo que los ensayos dieron mejores resultados.

## 6.2 Medición de gastos y presiones

Para conocer los gastos de salida de cada llave de nariz, se llevaron a cabo aforos volumétricos, es decir, con un cronómetro se toma el tiempo en el cual se llena cierto volumen de una probeta graduada.

Para realizar las mediciones de presión durante las pruebas en el dispositivo físico, fueron preferidos los transductores de presión (figura 6.5) a los manómetros de carátula.

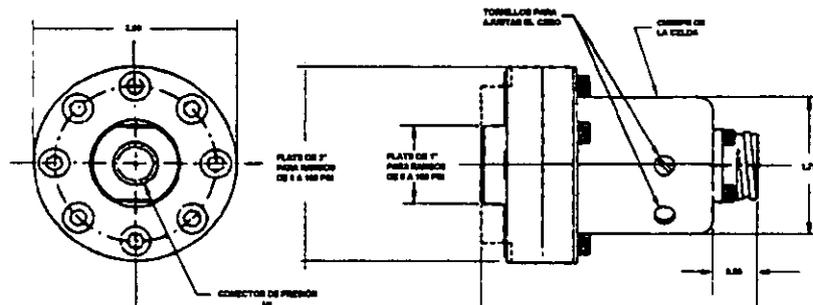


Figura 6.5 Transductor de presión

El transductor de presión registra electrónicamente las pequeñas deformaciones de un diafragma debidas a los cambios de presión. Se eligieron estos instrumentos con respecto a los manómetros de carátula, porque proporcionan una mayor precisión en las medidas. Para su uso es necesario un equipo de cómputo que permita tomar las lecturas durante un tiempo preestablecido (se tenían alrededor de 300 valores por segundo), para después depurarlas y obtener los resultados finales; fue necesario contar con un programa de adquisición de datos.

Este tipo de equipo electrónico es de dos tipos; el primero designado como "transductor de presión absoluta" determina la presión manométrica en un punto de la tubería, ya que está referida a la presión atmosférica local. El segundo tipo denominado "transductor de presión diferencial" es empleado para obtener la diferencia de presión entre dos sitios distintos de la tubería. La capacidad del equipo está en función de la sensibilidad para percibir las deformaciones de la membrana del transductor.

Las mediciones de presión realizadas con los transductores de presión permiten registrar presiones muy pequeñas, del orden de 0.01 mca.

Las redes en el laboratorio cuentan con elementos especiales para permitir la instalación de los transductores de presión. Ellos están localizados en los nueve nudos de cruce, así como entre cada dos llaves de nariz.

Las celdas de presión requieren ser alimentadas de energía eléctrica, ello se hace con una fuente de poder. La presión se obtiene al transformar una señal eléctrica dada en voltaje a una señal en mca. La magnitud de esta señal es capturada en una tarjeta de adquisición de datos instalada en una computadora personal.

Para observar los registros guardados es necesario emplear un programa de cómputo. Este programa llamado *Hidros*, se desarrolló en la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería.

### 6.2.1 Programa para la medición de presiones

Con el programa *Hidros* es posible adquirir datos de ocho celdas de presión absolutas o diferenciales (figura 6.6). Con los valores obtenidos por las celdas se consigue la información necesaria (en cuanto a presiones) para emplear el Método para detectar fugas en redes de tubos.

Debido a que las características de flujo presentan ligeros cambios en el tiempo, se calculan varios parámetros estadísticos de los valores que registra cada una de las celdas de presión. De este modo, el programa se encarga de leer los valores de las celdas dentro de un intervalo de tiempo determinado; a partir de ellos se obtiene la media, la varianza y la desviación estándar.

Otro aspecto que se tomó en cuenta en el programa fue el proceso de la calibración de las celdas de presión. Ya que es necesario verificar que la señal eléctrica medida corresponda a valores de presión que realmente se están presentando.

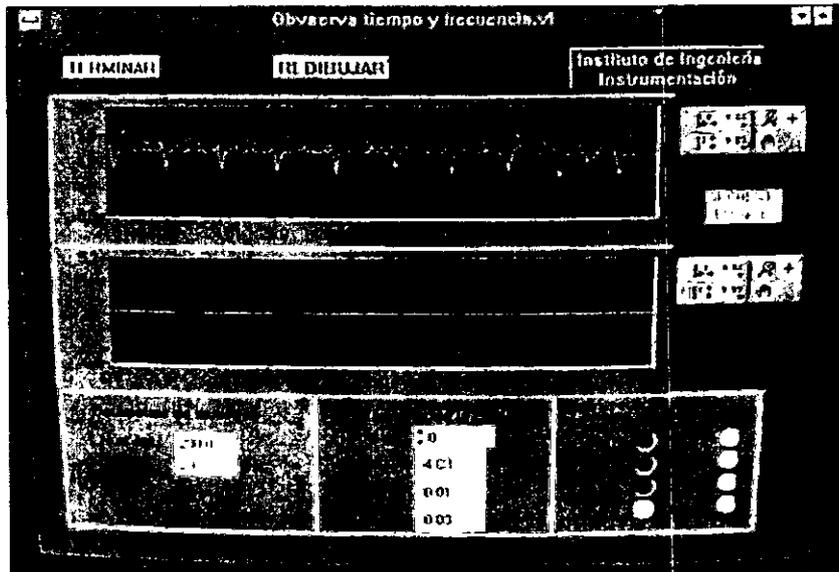


Figura 6.6 Programa "Hidros"

Por último, se desea que los archivos generados por el programa de adquisición se puedan exportar a otros paquetes de cómputo comerciales, ya que así se facilitarían los análisis o la elaboración de reportes no previstos en el planteamiento inicial.

El programa es sencillo de utilizar y permite trabajar con las ocho celdas de presión al mismo tiempo. Cuenta con cuatro opciones de trabajo además de la de salida, las cuales son: calibración, captura de datos, visualización de resultados, reporte y terminar. A continuación se describe el funcionamiento de cada una de las opciones.

#### Calibración de las celdas de presión

Para realizar la calibración de un transductor de presión, se debe asignar un canal del sistema de alimentación e identificar el que le corresponde en el programa.

En este modo del programa aparece una ventana en la cual se puede visualizar de forma gráfica la presión a la que se encuentra sometida la celda.

Es necesario que en la calibración se parta del valor cero y esto se logra ajustando la señal eléctrica con el potenciómetro correspondiente al canal de interés desde la tarjeta de alimentación.

Se debe tener una idea del ámbito de valores en volts dentro de los cuales estará la calibración de una celda para obtener un mejor ajuste de la curva. Los valores de volts máximos que se pueden manejar en el programa son 0.05, 0.10, 0.25, 1.00, 5.00, 10.00; como valor mínimo toma el cero.

Una vez que se tomó el primer valor de la curva de calibración (el cual debe ser siempre cero), la celda es conectada a una balanza de pesos muertos, para proporcionar a la celda las cargas (presiones en psi) necesarias para la calibración, éstas van aumentando de 5 psi hasta 80 psi o más. Una ventaja de utilizar este dispositivo consiste en el control de la presión que se desea transmitir.

Cuando se proporciona la carga a la balanza, al mismo tiempo en el programa se especifica su equivalencia en metros columna de agua y así sucesivamente hasta tener los puntos deseados, para después indicar al programa que proceda al cálculo de la pendiente y la ordenada de la curva; valores que directamente asigna a los canales y que más tarde son utilizados en la captura de datos.

Es posible tomar tantos puntos como el rango lo permita, sin embargo, para contar una medición confiable, el valor máximo para el que se calibra está en función de la presión más grande que se pretende medir durante las pruebas en la red.

### Captura de datos

La opción de captura de datos está conformada por dos partes; en la primera, se lleva a cabo la lectura de los datos de presión, permitiendo nombrar el archivo de datos con cinco caracteres para ser respaldado (el programa agrega tres caracteres que corresponden al número de prueba de que se trate y la extensión) y elegir los parámetros de control, como son el tiempo de muestreo (en segundos), tiempo de actualización, canal y la frecuencia de muestreo (en hertz). Es necesario especificar el rango de valores de volts en el cual se efectuó la calibración, al igual que la pendiente y la ordenada de la curva calculada en la opción anterior.

Inmediatamente después que han sido capturadas las señales, el programa pregunta si se desean ver los valores leídos en tiempo y frecuencia. Si se desean ver las gráficas en tiempo y frecuencia (dibujados contra las presiones en metros columna de agua) se contesta afirmativamente y aparece una segunda pantalla. Esta pantalla muestra las señales leídas en el dominio del tiempo y frecuencia. Adicionalmente despliega los datos estadísticos (media, varianza y desviación estándar) de cada uno de los canales.

Es importante que se verifiquen los parámetros de la celda antes de la primera prueba, para que en el caso de que estos sean incorrectos se puedan modificar en ese momento y los datos que se obtengan como resultado sean correctos.

### Visualización

El programa de cómputo permite observar en pantalla los archivos de pruebas ya realizadas y despliega los datos en tiempo y frecuencia, como lo realiza la opción de captura de datos. Esto con la finalidad de hacer un análisis más detallado de alguna medición o gráfica de resultados que posteriormente interese.

Las ventanas de gráficas desplegadas en pantalla permiten hacer cambios que facilitan la observación de las mismas, tales como: acercamientos tanto en el eje X como en el eje Y, desplazamientos, cambios en el tipo de línea o color, o incluso dejar inactivos varios canales y mostrar solamente.

### Reportes

Esta opción manda a impresora las gráficas de tiempo y frecuencia de cada uno de los canales o de todos los canales juntos. Para esto se pide seleccionar el archivo de datos que corresponda a la prueba que se quiere imprimir. Una vez seleccionado el archivo el programa obtiene los datos y comienza a generar el reporte.

De un sólo archivo de datos, el programa puede imprimir un total de 18 gráficas, 9 gráficas relacionadas con el tiempo y otras 9 gráficas con la frecuencia.

## 6.3 Ensayos realizados en el dispositivo físico

En el dispositivo físico de tubería de cobre de 1/2" de diámetro se realizaron varias pruebas para que mediante la medición de gastos y presiones bajo varias condiciones de funcionamiento de dicha red, los resultados se pudieran comparar con los obtenidos mediante la aplicación del método matemático.

Las pruebas que se realizaron en el dispositivo físico fueron de dos tipos; uno denominado sin fuga y el otro con fugas.

### 6.3.1 Metodología de las pruebas

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 cuál 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/cm<sup>2</sup>.
- 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 a un 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 realiza 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 qué 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 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" la celda de presión.

- Se toma la lectura de presión por medio del programa de cómputo de adquisición 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 el 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 sin fugas.

Como ya se mencionó, 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 tanto 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.

Capítulo 7  
Aplicación del método  
para detectar fugas  
en redes

### 7.1 Ejemplo aplicación del método para detectar fugas

Sea la red de distribución de un laboratorio de Hidráulica mostrada en la figura 7.1, en la cual se ha incluido la nomenclatura que distingue a la numeración de los nudos de la correspondiente de las tuberías. En esta figura, se pueden apreciar las características hidráulicas de la red (gastos y presiones) funcionando bajo condiciones normales de operación, es decir cuando no se está presentando ningún gasto de fuga.

Las características de las tuberías y los gastos de demanda teórica ( $\bar{G}_n$ ) en los nudos, aparecen en las tablas 7.1 y 7.2 respectivamente.

Tabla 7.1 Características de la red de tuberías

Tramo	De nudo	A nudo	Longitud (m)	D plg	f	Tramo	De nudo	A nudo	Longitud (m)	D 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

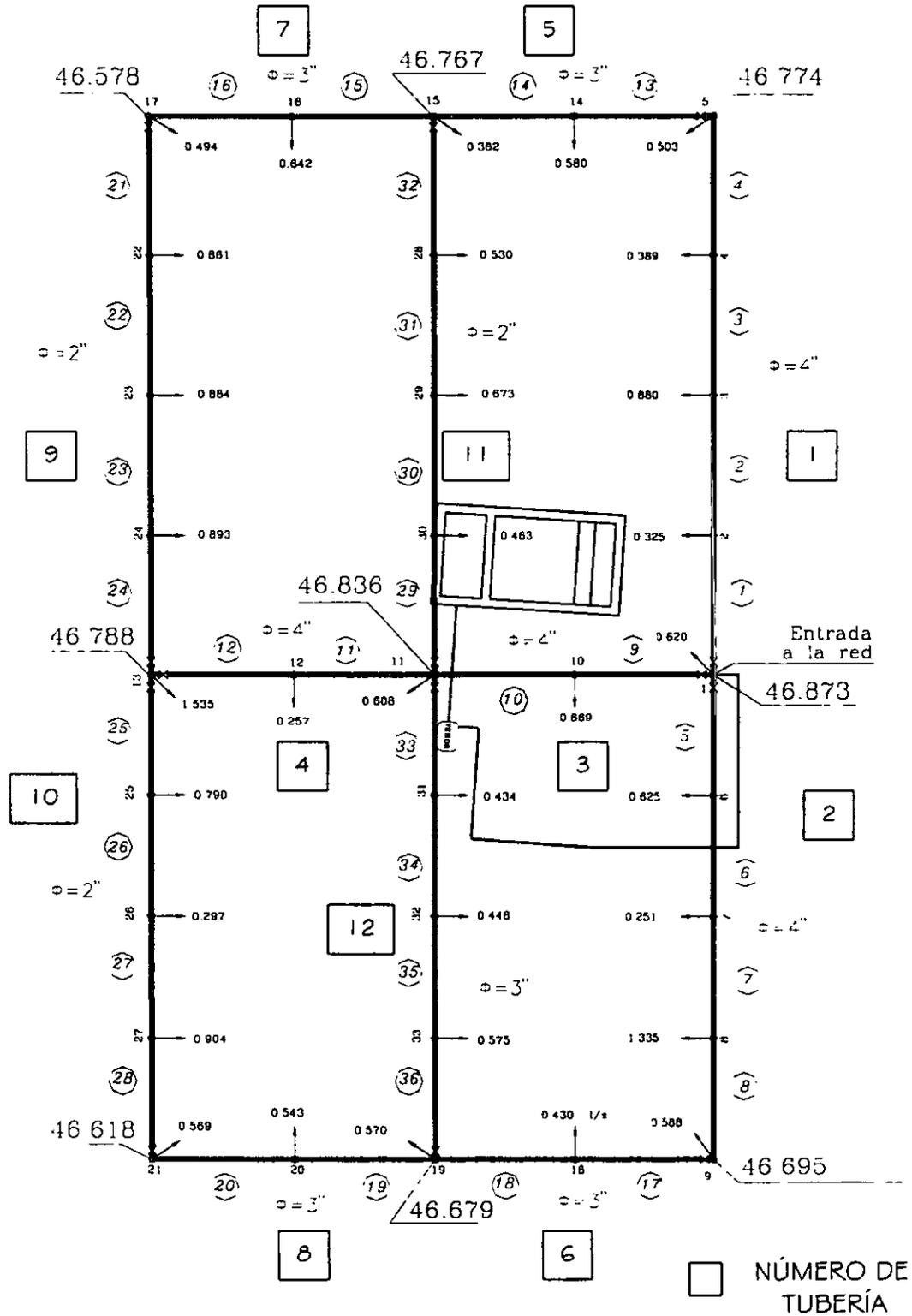


Figura 7.1 Mediciones de laboratorio  
(Condición sin fuga)

En los factores de fricción ( $f$ , proporcionados en la tabla 7.1), se estimó una cantidad adicional correspondiente a un factor de fricción equivalente a las pérdidas locales (originadas por codos, tees, válvulas, etc.), en cada tramo de tubería. Como se explicó en el capítulo anterior, esta consideración se hace por tratarse de una estación experimental en donde hay una pérdida grande (de acuerdo al ámbito de valores que se está manejando), debido a los accesorios con que cuentan las tuberías.

Una vez que en el dispositivo físico se obtuvieron las mediciones mostradas en la figura 7.1 (ensayo sin fugas). Bajo las mismas condiciones de funcionamiento de la red, se simularon fugas en los nudos 26, 29 y 32, lo cual originó cambios de presión, dichas cargas de presión medidas en los nudos de cruce, se consignan en la tabla 7.3.

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 7.2 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		

Tabla 7.3 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

*Solución:*

*a) Estimación de las demandas*

Con el fin de fijar un criterio para calcular las demandas aleatorias, se considera que el porcentaje máximo de cambio en la demanda es 1% con probabilidad de que la demanda "real" exceda en 0.10 a la teórica. En este caso de una tabla de distribución normal  $p = 1.28$ . Este porcentaje es bajo porque las demandas fueron medidas

Por medio de la ecuación 5.1 se obtuvieron las demandas que aparecen en la tabla 7.4.

*b) Cálculo de red de tuberías*

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 una 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 4.4 se obtuvieron los resultados anotados en la tabla 7.5.

Tabla 7.4 Demandas en los nudos de la red

Nudo N	$\bar{G}_n$	$\tau$	$1 + \frac{R}{\rho} \tau$	$G_N$
1	0.620	-0.058	1.000	0.620
2	0.325	1.168	1.009	0.328
3	0.880	0.948	1.007	0.887
4	0.389	-0.172	0.999	0.388
5	0.503	-1.113	0.991	0.499
6	0.625	-0.822	0.994	0.621
7	0.251	1.163	1.009	0.253
8	1.335	-0.847	0.993	1.326
9	0.588	-1.256	0.990	0.582
10	0.669	0.252	1.002	0.670
11	0.608	-1.842	0.986	0.599
12	0.257	-0.465	0.996	0.256
13	1.535	-0.503	0.996	1.529
14	0.580	-2.374	0.981	0.569
15	0.382	0.416	1.003	0.383
16	0.642	-0.291	0.998	0.641
17	0.494	1.132	1.009	0.498
18	0.430	0.533	1.004	0.432
19	0.570	-0.577	0.995	0.567
20	0.543	-0.592	0.995	0.540
21	0.569	-0.368	0.997	0.567
22	0.861	0.208	1.002	0.862
23	0.884	-1.338	0.990	0.875
24	0.893	0.368	1.003	0.896
25	0.790	-0.018	1.000	0.790
26	0.297	1.885	1.015	0.301
27	0.904	-1.381	0.989	0.894
28	0.530	0.321	1.003	0.531
29	0.673	0.166	1.001	0.674
30	0.463	-0.201	0.998	0.462
31	0.434	0.777	1.006	0.437
32	0.448	0.003	1.000	0.448
33	0.576	0.168	1.001	0.577

$R = 0.01$ ,  $\rho = 1.28$  y  $\rho = 0.10$ .

Tabla 7.5 Gastos y presiones calculados en la red de tuberías

Tramo No.	Gasto (l/s)	Salida del nudo	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga $h_f$ (m)	Nudo No.	Nivel piezométrico (m)	Carga 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	0.000	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				

*c) Cálculo de los gastos de desequilibrio*

Con los gastos de entrada y salida, a cada nudo de cruce anotados en la tabla 7.5 se aplicó la ecuación 5.11 para obtener los gastos de desequilibrio. En la tabla 7.6 se anotan los valores de los gastos de desequilibrio calculados, ordenados de mayor a menor en valor absoluto.

En la tabla 7.6 se puede ver que los gastos de desequilibrio más grandes en valor absoluto se presentan en los nudos 11 y 13.

Tabla 7.6 Gastos de desequilibrio (ordenados de mayor a menor en valor absoluto)

Nudo (n)	Gasto de desequilibrio $D_n$ (Vs)
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

*d) Obtención de los posibles gastos de fuga*

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 (identificadas con un rectángulo en la figura 7.1) que podrían tener un gasto de fuga. Ella consiste en las tuberías marcadas con los números: 3, 4, 9, 10, 11 y 12.

Se empleó el procedimiento descrito en el subcapítulo 5.3.3 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.

En la tabla 7.7 aparecen los gastos de fuga que se calcularon en las tuberías 3, 9, 10, 11 y 12. Se observa que para las tuberías 3, 9 y 12 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.

Las tuberías con posible gasto de fuga son entonces la 10 y la 11.

Tabla 7.7 Posibles gastos de fuga en las tuberías seleccionadas

Tubería	Nudo con fuga	Gasto de fuga (Vs)	Tramo inicial	Gasto en el tramo inicial (Vs)	Tramo final	Gasto en el tramo final (Vs)
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 por que el gasto de fuga se observa que es pequeño.

*e) Identificación de tuberías con posibles gastos de fuga*

Se aplicó la ecuación de continuidad con los nuevos valores de los gastos de los tramos inicial y final anotados en la tabla 7.7 a cada uno de los nudos con gasto de desequilibrio grande (nudos 13 y 11). En las tablas 7.8 y 7.9 se consignan los valores encontrados con esta ecuación.

La tubería 4 no se consideró porque 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 7.7. Por

consiguiente de acuerdo a este análisis en el balance de gastos del nudo 11 se supone que no existe fuga en las tuberías 4, 3 y 12.

Tabla 7.8 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 (0.4258 Vs según la tabla 7.6)

Tabla 7.9 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 11	Ecuación de continuidad
	9.8162	-5.5447	-1.5218	-1.7441	-0.599	0.4831 *
4	9.8162	-5.5447	-1.7714	-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 *

\* Se eliminan por ser mayores o parecidos al gasto de desequilibrio que existía en ese nudo (0.4562 Vs según la tabla 7.6)

#### f) Orden de búsqueda de fugas

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 tienen en un extremo un 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 7.7) y los casos en los cuales la ecuación de continuidad da valores mayores o iguales a los gastos de desequilibrio iniciales (tablas 7.8 y 7.9) se reduce el número de posibilidades de tuberías con fuga.

En las tablas 7.10 y 7.11 se amplía la información de los casos que se anotaron en las tablas 7.8 y 7.9. 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 7.10 Nudo 13 (se unen las tuberías 4, 9 y 10)

Prioridad	Caso	Tubería con fuga	Nudo (ver tabla 7.7)	Gasto de fuga ( $V_s$ , ver tabla 7.7)	Ecuación de continuidad (ver tabla 7.8)
1	2	10	26	0.5017	-0.0341
2	1	10	25	0.7434	-0.2757

Tabla 7.11 Nudo 11 (se unen las tuberías 3, 4, 11 y 12)

Prioridad	Caso	Tubería con fuga	Nudo (ver tabla 7.7)	Gasto de fuga ( $V_s$ , ver tabla 7.7)	Ecuación de continuidad (ver tabla 7.8)
1	4	11	30	0.7214	0.2335
2	5	11	29	0.5017	0.3286

*g) Recapitulación*

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 7.10 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 7.11 que es probable que exista fuga en la tubería 11. Además que debe empezar a localizarse la fuga en el nudo 30, en caso de no encontrarse en él, se pasa al nudo 29.

Debido a que la aplicación de este ejemplo, está basada en las mediciones de presión que se obtuvieron en el dispositivo físico, simulando fugas en los nudos 26, 29 y 32, es viable comparar los resultados y concluir que fue posible la localización de dos del total de tres fugas.

# Capítulo 8

## Conclusiones

### 8.1 Método para detectar fugas en tuberías

Se presentó un método para detectar fugas en una red de tuberías a partir de las mediciones de presión en algunos de sus nudos.

Se expusieron las bases teóricas del método para mostrar que no es complicado y para conocer sus ventajas y limitaciones.

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 sí pueden ser 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 posibles 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. Aún con dificultades, el método que se propone constituye ya un primer paso para ayudar en sus tareas a los ingenieros que operan redes.

Por estas razones se espera que ayude a los especialistas interesados en localizar las tuberías de una red de agua potable donde existen fugas, ya que el empleo de la instrumentación existente para este fin (geófonos, varillas de sondeo, equipo electrónico), encarece la operación.

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 Bourdon (si la presión es baja, debido a la resolución del instrumento de medición, es difícil distinguir el cambio de presión 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, sólo ocasionaría un déficit de presión imperceptible y las presiones

---

medidas aparentemente serían las mismas antes y después de la presencia de la fuga.

En una red real en donde como se sabe las presiones en el período nocturno son mayores, sería más fácil detectar fugas en este lapso debido a la facilidad de detectar un déficit de presión.

El método propuesto 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 qué medida existen pérdidas menores que pudieran alterar los resultados. Para esto está 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 estudios 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, ya que se propone en una etapa posterior tomar en cuenta los trabajos en campo y continuar con este trabajo, con la intención de ampliar o mejorar las bondades del método de detección de fugas.

Es posible aplicar el método por medio de un programa de cómputo que proporcione el orden de las tuberías de la red donde deben buscarse las fugas.

Es importante resaltar que una vez que el método se pueda llevar a cabo de una forma práctica 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 medición de las presiones en los nudos de cruce.

Para el modelo matemático de cálculo 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 mencionó 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.

En el dispositivo físico es posible conocer las cargas de presión, los gastos circulantes y las demandas (por medio de las placas de orificio que se encuentran instaladas en la red).

La calibración del modelo matemático propuesto se hace a partir de que se cuenta (como se especificó en la metodología de las pruebas), con los datos de dos ensayos realizados bajo las mismas condiciones, uno sin fuga y otro simulando una fuga.

Con los gastos de salida medidos en la red trabajando sin fuga (gastos de demanda, que en el caso de una "red real" se calcularían o se estimarían 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, ya que sí 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 dicha fuga). Así, después de alimentar con estos datos al modelo 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.

Al realizar un ensayo en el dispositivo físico, todas las llaves de nariz se ponían en operación a una determinada abertura,  $\frac{1}{2}$  vuelta,  $\frac{1}{4}$  de vuelta, etc.; con la finalidad de uniformizar los gastos de demanda durante las mediciones y las llaves encargadas de representar las fugas tenían una abertura mayor para tener un gasto mayor o incluso en algunos casos se quitaba la llave de nariz para tener una mayor salida de agua y hacer más grande la diferencia entre los gastos de demanda y el de la fuga.

## 8.2 Modelo matemático para el análisis estático de la red

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 qué 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 incorpora 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 cargas conocidas 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 cálculo de las pérdidas debidas a la fricción, se prefiere utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach porque toma en cuenta 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.

El empleo de la expresión propuesta por Swamme y Jain, permite conocer de una forma rápida y eficiente el factor de fricción  $f$  de la fórmula de Darcy-Weisbach, lo que conlleva a definir el número de Reynolds para cada tubería y por consiguiente el tipo de flujo que se presenta (laminar o turbulento), permitiendo realizar las modificaciones pertinentes ya sea en la geometría de la red o en las condiciones de operación con base en los resultados de dicho parámetro.

### 8.3 Dispositivos físicos

Los dispositivos físicos, ayudaron a calibrar el modelo matemático propuesto por el Instituto de Ingeniería para detectar fugas. Su diseño permitió representar dos redes de agua potable que permitían observar los cambios de presión y la magnitud de las demandas en diversos nudos, con o sin la presencia de una fuga.

A pesar de que el ejemplo de aplicación mostrado, se basa en las mediciones realizadas en el primer dispositivo físico, actualmente se están realizando el mismo tipo de pruebas en el segundo dispositivo físico, con la finalidad de continuar estimando la bondad del método en una red de dimensiones distintas y que no cuenta con placas de orificio que propician pérdidas de carga locales adicionales.

Los elementos que constituyen este dispositivo (en donde se realizó la prueba del ejemplo de aplicación), como son los manómetros diferenciales, las placas de orificio, el vertedor triangular del tanque, etc., están calibrados de tal suerte que las mediciones realizadas por medio de éstos tienen un buen grado de precisión. Sin embargo, cuando las condiciones de operación de la red difieren por mucho

de las condiciones con las que se realizó la calibración, existe cierta incertidumbre en los resultados

El funcionamiento de las placas de orificio depende en gran medida del gasto total que circule a través de la red. Lo que se observó con las pruebas realizadas es que para un gasto que esta en el rango de 16 a 23 l/s, es posible leer sin problema la pérdida de presión originada por la placa de orificio; no obstante, si se tiene una disminución del gasto mencionado del orden de 2 l/s no se puede apreciar la diferencia de niveles en el manómetro diferencial, lo que impide calcular el gasto que circula por la sección en estudio por medio de la placa de orificio, y se tienen que hacer aforos volumétricos con la ayuda de una probeta y un cronómetro.

La pérdida de presión ocasionada por las placas de orificio en el primer dispositivo físico construido, es considerable y en consecuencia, le resta importancia a la pérdida por fricción que es muy pequeña en los tramos de esta red, además influye también el tamaño de las longitudes de que se trata. De ahí la inquietud de construir una segunda red con dimensiones distintas que aumenten la relación de las longitudes con respecto al diámetro, para tener una mayor semejanza con una red real.

A pesar de que se consultaron diferentes publicaciones para calcular la pérdida de presión no recuperable debida a las placas de orificio (medidores de flujo por obstrucción), por medio de una gráfica que relaciona el cociente del diámetro de la tubería con el de la placa de orificio y el tipo de obstrucción de que se trata, sin embargo, no funcionó, porque según los cálculos realizados los valores obtenidos del coeficiente de fricción equivalente de las tuberías en el dispositivo físico del laboratorio son mayores a los teóricos.

#### 8.4 Pruebas realizadas en el dispositivo físico

De las pruebas realizadas y con los resultados obtenidos a partir del modelo matemático de cálculo de gastos y presiones en la red, que incluye el factor de fricción  $f$ , y del modelo matemático para detectar fugas, se puede afirmar que la red construida en el laboratorio del Instituto de Ingeniería cumple con el objetivo propuesto.

En algunas pruebas realizadas en el primer dispositivo físico, se tuvo el inconveniente de no poder cuantificar el gasto que fluye a través de las tuberías por medio de las placas de orificio, esto se debió básicamente al poco gasto que

circulaba por la tubería, lo que hace indispensable hacer más pruebas con la finalidad de determinar el comportamiento del flujo de acuerdo a las condiciones de operación de la red y a las características de la placa de orificio involucrada; con respecto a esto último, cabe señalar que actualmente en la misma Institución se están realizando una serie de pruebas en otro dispositivo diseñado especialmente para el estudio de dicho comportamiento.

La disparidad de presión entre los nudos de la red, implicó el uso de un equipo especial, porque en ocasiones estas diferencias podían ser hasta del orden de 0.08 mca, diferencia que es difícil de determinar con manómetros de carátula.

Debido al manejo de las celdas de presión y al equipo necesario para su uso (sistema de adquisición de datos procesados por computadora, fuente de alimentación, conexiones, etc.), se tuvieron contratiempos que repercutieron en la realización de los ensayos.

Se requiere mejorar la metodología e implantar el equipo de medición de las presiones, porque de las observaciones que se hicieron durante la elaboración de las pruebas se pueden mencionar las siguientes dificultades:

- La vibración del equipo de bombeo altera la señal capturada con la celda de presión, lo que implica un mayor rango de variación.
- El proceso de instalación de una celda a la red, así como su preparación para la lectura (purgar las mangueras de conexión), es lento, lo que a la larga repercute en variaciones de las condiciones de operación.

Debido a que el equipo de medición de presiones es costoso, no se cuenta con un número adecuado de celdas de presión que permitan tomar las lecturas de los puntos de interés en el menor tiempo posible (es lo conveniente para evitar cualquier tipo de variaciones que afecte los resultados).

### 8.5 Pérdida de carga de presión

Para lograr una concordancia adecuada entre los datos requeridos para encontrar las cargas de presión en los nudos de la red y los gastos que circulaban en las tuberías, con respecto a las mediciones de la red del laboratorio, fue necesario calcular para cada tubería los valores del factor de fricción equivalente  $f$  que interviene en la fórmula de Darcy-Weisbach, debido a que los accesorios de este primer dispositivo ocasionan una pérdida de carga de presión significativa.

Característica que no ocurre en el segundo dispositivo, ya que en éste no se instalaron válvulas, ni placas de orificio y tampoco hay cambios de diámetro.

Es necesario realizar una serie de ensayos que permitan generalizar o al menos conocer dentro de un rango amplio las variaciones de los gastos de salida, así como la presión a la entrada de la red y el comportamiento del flujo en el dispositivo físico.

Aún cuando los resultados generados a partir del dispositivo físico son alentadores, es necesario realizar más ensayos en las dos estaciones experimentales para determinar en que medida existen pérdidas menores que pudieran alterar los resultados. Lo anterior será posible con un mejor equipo electrónico y de ser factible, como ya se mencionó, con mediciones en redes de tuberías reales.

# Bibliografía

1. Sánchez Bribiesca J. L. y Fuentes Mariles O., "Método para detectar fugas mayores en una red de agua potable", Ingeniería del agua Vol.3 No.1, marzo de 1996.
2. Fuentes Mariles O. y Sánchez Bribiesca J.L., "Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente", Revista Ingeniería, Vol. LXI, octubre-diciembre de 1991.
3. Fuentes Mariles O. y Martínez Austria P., "Introducción a los métodos numéricos aplicados a la hidráulica, IMTA, serie divulgación 5, México 1988.
4. Sánchez Bribiesca J. L., "Doce algoritmos para resolver problemas de hidráulica", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 412, agosto, 1978.
5. Arreguín Felipe I., Ochoa Alejo Leonel y Fernández Esparza Antonio, "Evaluación de pérdidas en redes de distribución de agua", TLALOC-AMH, Órgano informativo de la Asociación Mexicana de Hidráulica (AMH), septiembre-diciembre, 1997, No.10; pags.28-30.
6. López Petra A., Vela Antonio F. e Iglesias Pedro L., "Análisis de seguridad en abastecimientos y su aplicación a la detección de fugas", Ingeniería del agua, Vol. 2, No. 3, septiembre de 1995, Valencia España.
7. Vela A., Martínez F., García-Sierra J. y Pérez R., "Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento", Ingeniería del Agua, Vol. 1, No. 1, 1994, Valencia España.
8. República Peruana, Banco Interamericano de Desarrollo, Organización Panamericana de la Salud, Organización Mundial de la salud, CEPIS, "Control de Fugas en los Sistemas de Distribución de Agua Potable", Lima Perú, febrero de 1985.
9. Centro Internacional de Agua y Saneamiento, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), "Sistema de Abastecimiento de Agua para Pequeñas Comunidades", Documento Técnico 18, noviembre de 1988.
10. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Control de fugas en sistemas de distribución", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, 1994.

11. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Redes de distribución", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, 1994.
12. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Datos básicos", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, 1994.
13. Steel Ernest W. and McGhee Terence J., "Abastecimiento de agua y alcantarillado", Editorial Gustavo Gili, Barcelona España, 1981.
14. Pudar R. S. and Liggett J. A., "Leaks in Pipe Networks", Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 7. July, 1992.
15. Sotelo Ávila Gilberto, "Hidráulica General", Editorial Limusa, S.A. de C.V.; México D.F. 1991.
16. Paschoal Silvestre, "Fundamentos de Hidráulica General", Editorial Limusa, México D.F., 1983.
17. Andrew L. Simon, "Hidráulica Básica", Editorial Limusa, México D.F., 1986.
18. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen I, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
19. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen II, Recomendaciones de construcción, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1993.
20. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen III, Administración, operación, mantenimiento y financiamiento de los sistemas, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1994.
21. White Frank M., "Fluid Mechanics", Editorial McGraw-Hill, USA, 1994.
22. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, "El Plan Maestro de Agua Potable", Revista Hidráulica Urbana, No. 3, noviembre de 1997.
23. Rojas Ortuste Franz, "Hacia una mayor eficiencia hidráulica en sistemas de agua potable", Tesis presentada a la División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1994.

24. Fair Gordon Maskew, Geyer John Charles y Okun Daniel Alexander, "Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales", Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales, Volumen I., Limusa Noriega Editores, octava impresión, México 1994.
25. López Alegría Pedro, "Abastecimiento de Agua Potable Disposición y Eliminación de Excretas", Instituto Politécnico Nacional, México 1994.
26. Carmona Paredes Rafael, Lomónaco Tonda Pedro, "Calibración del método numérico para solución de redes de abastecimiento de agua potable", Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., 1991.
27. Jeppson Roland W., "Analysis of flow in pipe networks", Ann Arbor Science 1976.
28. American Society of Civil Engineers (ASCE), Committe on pipeline planning of pipeline division, "Pressure pipeline design for water and wastewater", USA, 1992.
29. American Water Works Association (AWWA), "Distribution Network Analysis for Water Utilities", Manual AWWA M32, USA, 1989.
30. Burden, Faires and Reynolds, "Numerical analysis", Prindle, Weber and Schmidt, USA, 1979.
31. Hammer Mark J. and Hammer Mark J. Jr, "Water and Wastewater Technology", Pretince Hall, USA 1986.
32. Twort A. C., Law F. M. and Crowley F. M., "Water Supply", Edward Arnold, Third Edition, 1985.
33. Male James W., and Walski Thomas M., "Water Distribution Systems, A Troubleshooting Manual", Lewis Publishers, USA Michigan, 1990.
34. Walski Thomas M., Gessler Johannes and Sjostrom John W., "Water Distribution Systems, Simulation and Sizing", Lewis Publishers, USA Michigan, 1990.
35. Lambert Allan, "An International model for leakage management-the bursts and background losses concept, Water Supply", Vol13, Nos 3/4, Osaka, 1995.

- 
36. Peavy Howard S., Rowe Donald R. and Tchobanoglous George, "Environmental Engineering", McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, Singapore, 1986.
  37. International Standard, "ISO 5167-1 Measurement of fluid flow by means of pressure differential devices", Reproduced by Global Engineering Documents, first edition 1991-12-15.
  38. Zepeda C. Sergio, "Manual de instalaciones", Limusa Noniega.
  39. Academia de la Investigación Científica, A. C., Academia Nacional de Ingeniería, A.C., Academia Nacional de Medicina, A.C., "El agua y la ciudad de México", México, 1995.
  40. Herrera Toledo César, "Proyecto de sistemas de abastecimiento de agua, UNAM, Facultad de Ingeniería, División de educación continua, México D.F. octubre de 1984.
  41. Ven Te Chow, "Hidráulica de los canales abiertos", Editorial Diana, México D.F., 1990.
  42. Aranguren Alejandro, "Control de aparición de fugas", Procesos y Sistemas, Tecnología del agua, No. 128, septiembre 1994.
  43. Darío Guaycochea, "Flujo en tubos a presión", Universidad Autónoma Metropolitana.