

9
0 1162 28



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

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

**FLUJO NO PERMANENTE EN REDES DE
TUBERÍAS FUNCIONANDO A PRESIÓN**

T E S I S

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

Presenta
Faustino de Luna Cruz

DIRECTOR DE TESIS

DR. ÓSCAR ARTURO FUENTES MARILES



MÉXICO, D.F.

NOVIEMBRE DE ██████

1999

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

274576



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 mi esposa Adriana Guadalupe
por su apoyo incondicional
y paciencia que tuvo conmigo
para lograr terminar mis estudios.*

*A la memoria de mi madre,
aunque no se encuentra
físicamente con nosotros, siempre
lo está en nuestros sentimientos
y cuidándonos*

*Como un pequeño tributo a mi
querida tía Goya por el enorme
ejemplo de superación que
siempre fue para nosotros*

*A mi tía Chepita, que no tengo
como agradecer todo el apoyo
recibido siempre de su parte*

*A mis hermanos Martha del
Carmen y Francisco Javier*

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	I
ÍNDICE DE TABLAS	III
ÍNDICE DE FIGURAS	IV
NOMENCLATURA	VII
1 CONSIDERACIONES GENERALES	1
2 ECUACIONES DE FLUJO A PRESIÓN EN TUBERÍAS	3
2.1 Leyes básicas de la mecánica de fluidos	4
2.1.1 <i>Ecuación de la conservación de masa</i>	7
2.1.2 <i>Ecuación de la conservación de cantidad de movimiento</i>	9
2.1.3 <i>Ecuación de la energía</i>	13
2.2 Clasificación de flujos	15
2.2.1 <i>Flujo ideal</i>	16
2.2.2 <i>Flujo real</i>	16
2.2.3 <i>Otros flujos</i>	16
2.3 Pérdidas de energía	22
2.3.1 <i>Pérdidas por esfuerzo cortante</i>	22
2.3.2 <i>Pérdidas locales</i>	28

3 REDES DE TUBERÍAS FUNCIONANDO A PRESIÓN	30
3.1 Aspectos generales	31
3.2 Transitorios hidráulicos	33
3.3 Accesorios en la red	34
3.3.1 Válvulas	36
3.3.2 Válvulas controladoras de presión	44
3.3.3 Cajas rompedoras de presión	47
3.3.4 Bombas	48
3.3.5 Descargas libres	51
3.4 Gastos de salida en la red	52
3.4.1 Demanda usuarios	52
3.4.2 Ley de variación horaria en la Ciudad de México	54
3.4.3 Ley de variación horaria en diferentes ciudades del país	55
3.4.4 Ley de variación horaria en poblaciones pequeñas	57
3.4.5 Caudales de fugas	58
4 MÉTODO PARA CALCULAR REDES DE TUBERÍAS CON FLUJO PERMANENTE A PRESIÓN (ESTÁTICO)	61
4.1 Funcionamiento hidráulico	63
4.1.1 Estático tradicional	63
4.1.2 Estático modificado	63
4.2 Accesorios en la red	64
4.2.1 Bombas	64
4.2.2 Descargas libres	65
4.3 Gastos de salida en la red	66
4.3.1 Consideración de la demanda de los usuarios	66
4.4 Pérdidas de energía	67
4.4.1 Pérdidas por esfuerzo cortante	67
4.4.2 Pérdidas locales	68

4.5 Ecuaciones por resolver	70
4.5.1 <i>Ecuación de la energía en una tubería de la red</i>	70
4.5.2 <i>Ecuación de continuidad entre secciones transversales de una tubería de la red</i>	71
4.5.3 <i>Ecuación de continuidad en la unión de varias tuberías</i>	73
4.5.4 <i>Otras ecuaciones</i>	75
4.6 Método del Instituto de Ingeniería	76
4.6.1 <i>Sistema de ecuaciones lineales</i>	78
4.7 Procedimiento de cálculo	80
5 MÉTODO PARA CALCULAR REDES DE TUBERÍAS CON FLUJO NO PERMANENTE A PRESIÓN (DINÁMICO)	81
5.1 Funcionamiento hidráulico	82
5.2 Gastos de demanda	84
5.2.1 <i>Ley de variación horaria</i>	85
5.3 Gastos suministrados	86
5.4 Accesorios en la red	88
5.4.1 <i>Tanques de almacenamiento y regulación</i>	88
5.4.2 <i>Bombas</i>	89
5.4.3 <i>Válvulas sin operación</i>	89
5.4.4 <i>Válvulas con operación</i>	90
5.5 Ecuaciones por resolver	91
5.5.1 <i>Ecuación de continuidad entre dos secciones transversales de una tubería</i>	91
5.5.2 <i>Ecuación de continuidad en la unión de varias tuberías</i>	92
5.6 Método del Instituto de Ingeniería	93
5.6.1 <i>Sistema de ecuaciones lineales</i>	94
5.7 Procedimiento de cálculo	95

6 DIFUSIÓN DE UNA SUSTANCIA CONSERVATIVA EN LAS TUBERÍAS DE UNA RED 97
6.1 Difusión 98
6.1.1 <i>Formas de la Ley de Fick</i> 100
6.2 Ecuación diferencial de difusión de una sustancia 101
6.3 Balance de masa en la confluencia de varias tuberías 104
6.4 Procedimiento de cálculo 106
6.5 Determinación del área de influencia de tanques 107
7 EJEMPLOS DE APLICACIÓN 109
7.1 Flujo permanente 110
7.1.1 <i>Ejemplo estático tradicional</i> 112
7.1.2 <i>Ejemplo estático modificado</i> 113
7.1.3 <i>Revisión hidráulica</i> 114
7.1.4 <i>Funcionamiento hidráulico de una red con cambios</i> 115
7.2 Aplicación del flujo permanente a la red del DF 116
7.2.1 <i>Características de la zona de estudio</i> 117
7.2.2 <i>Áreas de influencia de tanques</i> 119
7.2.3 <i>Sectorización propuesta de la red</i> 121
7.2.4 <i>Revisión hidráulica del sector oriente</i> 123
7.2.5 <i>Variación de la concentración de cloro en la red</i> 124
7.3 Flujo no permanente 127
7.3.1 <i>Revisión hidráulica</i> 128
7.3.2 <i>Análisis del funcionamiento hidráulico de una red de tuberías</i> 129
7.3.3 <i>Análisis del funcionamiento hidráulico de un tanque</i> 130
7.4 Aplicación de flujo no permanente a la red del Distrito Federal 131
7.4.1 <i>Revisión hidráulica del sector poniente</i> 131
7.4.2 <i>Funcionamiento hidráulico en la red con cambios</i> 133
7.4.3 <i>Funcionamiento hidráulico de varios tanques</i> 137

8 CONCLUSIONES 138
AGRADECIMIENTOS 141
REFERENCIAS 142
ANEXOS 146
A. <i>Datos para ejemplo estático tradicional</i> 146
B. <i>Resultados del ejemplo estático tradicional</i> 147
C. <i>Datos para ejemplo estático modificado</i> 148
D. <i>Resultados del ejemplo estático modificado</i> 149
E. <i>Datos para ejemplo estático modificado con cambios</i> 150
F. <i>Resultados del ejemplo estático modificado con cambios</i> 151
G. <i>Datos para ejemplo dinámico</i> 152
H. <i>Resultados del ejemplo dinámico</i> 153
I. <i>Datos para ejemplo dinámico con cambios</i> 157
J. <i>Resultados del ejemplo dinámico con cambios</i> 158

Resumen

Se presentan métodos para el cálculo de flujo permanente y no permanente aplicables a redes de tuberías para la distribución de agua potable.

Aunque existe una gran cantidad de programas de cómputo para la simulación del funcionamiento de redes de tuberías para la distribución de agua potable comerciales que se han desarrollado en diversos países apoyados en varios métodos de solución (Wood, 1991; CYBERNET, 1992; Walsky, et al 1990, EPANET; KYPIPE3; WATERCAD; SCADRED, 1996), algunos de ellos solamente proporcionan la solución para flujo permanente (análisis estático), otros realizan el análisis de periodos extendidos (análisis dinámico) sin considerar los términos de inercia, y muy pocos de los mencionados proporcionan un análisis de calidad de agua.

En las redes de distribución de agua potable, la demanda de los usuarios varía a lo largo del día, lo cual se ve reflejado en cambios de presión en la red y en los niveles del agua en los tanques de almacenamiento y regulación, así como en la operación de los sistemas de bombeo. Cuando las variaciones del flujo en la red de tuberías no se presentan de forma lenta, es importante tomar en cuenta la inercia del flujo.

Se presentan las ecuaciones utilizadas para los cálculos hidráulicos de la red de distribución de agua potable; para el flujo permanente y no permanente en donde la solución se obtiene basándose en el método de Newton – Raphson.

El modelo matemático incorpora el cálculo de la difusión de una sustancia en una red de tuberías. Esta herramienta puede ser utilizada para determinar la zona de influencia de un tanque en una red, o para obtener la concentración de cloro.

Para representar el funcionamiento de la red de distribución de manera más apegada a las condiciones reales, se consideran las modificaciones al flujo que producen los diferentes accesorios utilizados comúnmente en las redes (bombas, válvulas, cajas rompedoras, etc.).

Índice de tablas

Capítulo 2

Tabla 2.1	Valores del coeficiente de pérdida local (K)	29
------------------	--	-------	----

Capítulo 3

Tabla 3.1	Porcentaje de apertura de válvulas	42
Tabla 3.2	Ley de variación horaria en el Distrito Federal	54
Tabla 3.3	Ley de variación horaria para diferentes ciudades del país	56
Tabla 3.4	Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas	57
Tabla 3.5	Evaluación de pérdidas en redes de distribución de agua potable (IMTA 1990)	60

Capítulo 6

Tabla 6.1	Ley de Fick para difusión sin convección	100
------------------	--	-------	-----

Capítulo 7

Tabla 7.1	Datos de los nudos red ejemplo	110
Tabla 7.2	Datos de las tuberías red ejemplo	111
Tabla 7.3	Caudal de ingreso medio propuesto en tanques de la zona oriente del Distrito Federal	131
Tabla 7.4	Diámetro ficticio equivalente utilizado en la simulación para la zona oriente	132
Tabla 7.5	Nudos que deberán unirse en la zona oriente para mejorar el funcionamiento hidráulico	132
Tabla 7.6	Válvulas con operación propuesta	132

Índice de figuras

Capítulo 2

Figura 2.1	Sistema con volumen de control idéntico en el tiempo t en un campo de velocidad	6
Figura 2.2	Volumen de control para la ecuación de la conservación de masa	8
Figura 2.3	Diagrama de cuerpo libre para la ecuación de conservación de cantidad de movimiento	9
Figura 2.4	Clasificación de flujos	15
Figura 2.5	Representación esquemática de las observaciones de Reynolds de los flujos laminar y turbulento en tuberías	23
Figura 2.6	Diagrama de Moody	27

Capítulo 3

Figura 3.1	Válvula de compuerta	36
Figura 3.2	Válvula de mariposa	37
Figura 3.3	Relación de apertura en la operación de la válvula	39
Figura 3.4	Relación de áreas en la operación de la válvula	39
Figura 3.5	Cálculo de áreas	40
Figura 3.6	Ejemplo de una válvula reductora de presión	45
Figura 3.7	Esquema del funcionamiento de la válvula reductora de presión	46
Figura 3.8	Ejemplo de una caja rompedora de presión	48
Figura 3.9	Gráfica típica del rendimiento de una bomba	50
Figura 3.10	Principales tipos de usuarios de agua potable	53
Figura 3.11	Variación horaria de la demanda para la Ciudad de México	55
Figura 3.12	Variación horaria de la demanda para diferentes ciudades del país	56
Figura 3.13	Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas	58
Figura 3.14	Integración de la demanda de agua potable	59

Capítulo 4

Figura 4.1	Representación esquemática del funcionamiento hidráulico con el método estático modificado	63
Figura 4.2	Ecuación de la energía en la tubería <i>J</i> de la red	71
Figura 4.3	Red de tuberías cerrada	73
Figura 4.4	Consideraciones para las ecuaciones del tanque	75
Figura 4.5	Diagrama de bloques del método de solución de Newton – Raphson para flujo permanente	80

Capítulo 5

Figura 5.1	Consideraciones para las ecuaciones del tanque	88
Figura 5.2	Nudo <i>N</i> de la red	92
Figura 5.3	Gasto que fluye en una tubería en el tiempo $t + \Delta t$	94
Figura 5.4	Diagrama de bloques del método para flujo no permanente	96

Capítulo 6

Figura 6.1	Un experimento simple de difusión	98
Figura 6.2	Flujo de masa de los componentes A en la dirección x	101
Figura 6.3	Esquema de las tuberías que confluyen en un nudo	104
Figura 6.4	Esquema de la nomenclatura utilizada en un nudo para los cálculos	105
Figura 6.5	Diagrama de bloques para calcular la concentración de una sustancia en una red de tuberías	108

Capítulo 7

Figura 7.1	Esquema de la red ejemplo de tuberías resuelta 110
Figura 7.2	Cargas de terreno. Análisis estático tradicional 112
Figura 7.3	Gastos. Análisis estático tradicional 112
Figura 7.4	Cargas de terreno. Análisis estático modificado 113
Figura 7.5	Gastos. Análisis estático modificado 113
Figura 7.6	Cargas de terreno. Análisis estático modificado con cambios 115
Figura 7.7	Red de tuberías para distribución de agua potable en el Distrito Federal analizada 118
Figura 7.8	Zona de influencia tanque "Peñón" 120
Figura 7.9	Sectorización propuesta 121
Figura 7.10	Zona de influencia de los tanques a las 7:00 horas 124
Figura 7.11	Zona de influencia de los tanques a las 11:00 horas 125
Figura 7.12	Zona de influencia de los tanques a las 3:00 horas 126
Figura 7.13	Funcionamiento del tanque de regulación de la red ejemplo a lo largo del ciclo 128
Figura 7.14	Cargas disponibles a las 7:00 horas 129
Figura 7.15	Cargas disponibles a las 11:00 horas 129
Figura 7.16	Cargas disponibles a las 2:00 horas 130
Figura 7.17	Funcionamiento del tanque de regulación de la red ejemplo con cambios a lo largo del ciclo 130
Figura 7.18	Adecuaciones a la infraestructura hidráulica del sector oriente del Distrito Federal 133
Figura 7.19	Cargas disponibles a las 7:00 horas 134
Figura 7.20	Cargas disponibles a las 11:00 horas 135
Figura 7.21	Cargas disponibles a las 3:00 horas 136
Figura 7.22	Funcionamiento de los tanques de almacenamiento 137

Nomenclatura

a	aceleración total (m/s^2)
div	divergencia
f	factor de fricción de la ecuación de Darcy-Weisbach (<i>adimensional</i>)
f'	factor de fricción para una tubería con válvula instalada (<i>adimensional</i>)
g	aceleración de la gravedad (m/s^2)
h	hora
h_f	pérdidas por fricción (m)
h_m	pérdidas menores (m)
k_J	parámetro que depende de las características geométricas de la tubería J
l	litros
$l/hab/d$	litros por habitante por día
mca	metros columna de agua
p	presión (mca)
q	gasto de demanda de los usuarios (m^3/s)
q_{med}	gasto medio de demanda (m^3/s)
rot	rotacional
s	segundos
t	tiempo
z	carga de posición (m)
A	área de la sección transversal de la tubería (m^2)
C_E	concentración de la mezcla (kg_m/m^3)
C_J	parámetro que depende de las características geométricas de la tubería J
D	diámetro de la tubería (m)
E	coeficiente de difusión turbulenta (<i>adimensional</i>)
F	fuerza resultante sobre el sistema (N)
L	longitud del tubo (m)
Pe	número de Peclet (<i>adimensional</i>)
PHC	plano horizontal de comparación
Q_D	gasto de demanda en un nudo (m^3/s)

Q_J	gasto que fluye dentro de la tubería J (m^3/s)
T	temperatura ($^{\circ}C$)
V	velocidad media del flujo (m/s)
W_{pr}	trabajo realizado por las fuerzas de presión (<i>Joule</i>)
W_s	trabajo realizado por las fuerzas cortantes (<i>Joule</i>)
α	coeficiente de Coriolis (<i>adimensional</i>)
α_J	parámetro que depende de C_J y Q_J de la tubería J
ε	rugosidad (m)
γ	peso específico del agua (N/m^3)
η	viscosidad aparente o de recambio (eddy)
μ	viscosidad dinámica del agua ($(Ns)/m^2$ ó $kg_m/(m\ s)$)
ν	viscosidad cinemática del agua (m^2/s)
ρ	densidad (kg_m/m^3)
τ	relación entre el esfuerzo cortante y la rapidez de la deformación angular (Pa)
Δh	pérdida de carga entre los nudos extremos de la tubería J (m)
\Re	número de Reynolds (<i>adimensional</i>)

1 Consideraciones generales

En esta tesis se tratan varios modelos matemáticos para la simulación de flujo en redes de tuberías utilizadas para la distribución de agua potable. Se hace una breve descripción del contenido de cada uno de los capítulos que la conforman.

La tesis tiene como objetivo desarrollar modelos matemáticos cuya finalidad es la simulación de las condiciones hidráulicas en las redes de tuberías funcionamiento a presión de manera lo más apegada posible a las condiciones reales de operación.

Uno de los modelos es utilizado para el análisis de flujo permanente (modelo estático) ya sea en el diseño o revisión del funcionamiento hidráulico, y el otro de los modelos simula el flujo no permanente (modelo dinámico) dentro del conjunto de tuberías y accesorios que componen una red. El método de flujo permanente considera la inercia del flujo en las ecuaciones utilizadas para la representación matemática.

En el capítulo 2 se presentan las leyes básicas de la mecánica de fluidos empleadas en el estudio de los flujos en tuberías funcionando a presión. También se describen los principales tipos de flujos que se presentan en los problemas de hidráulica. Por último, se estudian los diferentes tipos de pérdidas de energía que se presentan en los flujos.

En el capítulo 3 se definen los conceptos básicos utilizados en el estudio de las redes de tuberías funcionando a presión, así como una breve descripción del funcionamiento de accesorios comúnmente incorporados en dichas redes. Para las condiciones del funcionamiento con flujo no permanente se presentan las leyes de variación de la demanda que se utilizan dependiente de la población que será servida por la red de tuberías.

El modelo matemático para la simulación de flujo permanente del Instituto de Ingeniería se desarrolla en el capítulo 4. La manera como se representan los accesorios, gasto de salida, pérdidas de energía, así como el método para la solución de las ecuaciones. Es necesario mencionar que el método de solución es una particularidad del flujo no permanente.

De igual manera a la anterior, se plantea en el capítulo 5 el método para el cálculo de redes de tuberías con flujo no permanente a presión (método dinámico).

En el capítulo 6 se presentan las ecuaciones utilizadas para la difusión de una sustancia conservativa en las tuberías de una red y la forma como se representan en el modelo matemático.

En el capítulo 7 se incluyen los ejemplos de aplicación de los modelos para flujo permanente y para el análisis del flujo no permanente. Se aplicó en una red con pocas tuberías, en donde se observan con detalle las características del método estático y dinámico. También se aplicaron los métodos a una red de tuberías del Distrito Federal.

2 Ecuaciones de flujo a presión en redes de tuberías

En este capítulo se establecen los conceptos básicos necesarios para el estudio de los flujos a presión en redes de tuberías así como las ecuaciones utilizadas en el modelo matemático.

En la mayoría de los problemas con flujos es necesario analizar un estado arbitrario de movimiento del fluido. Ésta se define por la geometría, las condiciones de contorno y las leyes de la mecánica.

Se definirá el concepto de fluido como una sustancia que sufre una deformación continua al someterse al efecto de un esfuerzo cortante, sin importar que tan pequeño sea dicho esfuerzo. La fuerza cortante es el componente paralelo a la superficie, y este componente dividido entre el área de la superficie en la cual actúa es el esfuerzo cortante promedio sobre el área.

Las leyes básicas que son utilizadas para describir el movimiento completo de un fluido (*flujo de un fluido*), no resultan fáciles la formulación ni el manejo desde el punto de vista matemático ya que se requiere gran apoyo de la experimentación y tiempo en la observación de los fenómenos.

También se enuncian las ecuaciones básicas que son utilizadas para establecer el comportamiento de los fluidos.

2.1 Leyes básicas de la mecánica de fluidos

Las leyes de la mecánica están escritas para sistemas que se definen como cantidades arbitrarias de masa de identidad fija. Todo el externo que tiene contacto con el sistema constituye el entorno, y dicho sistema está separado de su entorno por su frontera o contorno. Las leyes de la mecánica establecen lo que ocurre cuando hay una interacción entre el sistema y su entorno.

El sistema es una cantidad fija de masa, que se designa con la literal m . Por ello, la masa del sistema se conserva y no cambia (*White, 1988*. Se supone que no hay reacciones nucleares, en las que la masa se puede convertir en energía). Esta ley de la mecánica tiene una expresión matemática denominada *conservación de la masa*:

$$m_{\text{sis}} = k$$

$$\text{ó} \quad \frac{dm}{dt} = 0 \quad \dots(2.1)$$

siendo k una constante.

Si el entorno ejerce una fuerza resultante F sobre el sistema, como lo establece la segunda ley de Newton, la masa comenzará a acelerarse (*White, et al 1988*. Se supone que no hay efectos relativistas):

$$F = m\bar{a} = m \frac{d\bar{v}}{dt} = \frac{d}{dt}(m\bar{v}) \quad \dots(2.2)$$

En la Mecánica de los Fluidos, la segunda ley de Newton se le denomina de *conservación de la cantidad de movimiento*. Nótese que se trata de una ley vectorial.

Si se le transfiere una cantidad un calor dQ al sistema o éste ejerce un trabajo dW sobre su entorno, la energía del sistema debe cambiar en un dE de acuerdo con la *ecuación de conservación de la energía*, o primera ley de la termodinámica,

$$dQ - dW = dE \quad \dots(2.3)$$

$$\text{ó} \quad \frac{dQ}{dt} - \frac{dW}{dt} = \frac{dE}{dt}$$

Igual que la ecuación de la conservación de la masa, ésta es una relación escalar.

Las leyes mencionadas anteriormente incluyen propiedades termodinámicas, y, por lo tanto, se deben complementar con las ecuaciones de estado $p=p(\rho, T)$ y $e=e(\rho, T)$ para el fluido en particular que se estudia.

Para formular la relación entre ecuaciones aplicadas a un sistema y aquellas aplicadas a un volumen de control, considérese alguna situación de flujo general, como se muestra en la *figura 2.1*, en que la velocidad de un fluido está dada en relación con un sistema de coordenadas xyz (Streeter y Wylie, et al 1988). En el tiempo t considérese una cierta masa de fluido dentro de un sistema, que tiene indicadas las fronteras con línea punteada. Considérese también un volumen de control, fijo, en relación con los ejes xyz , que coincide exactamente con el sistema en el tiempo t . En el tiempo $t+\delta t$ el sistema se ha movido, ya que las partículas de masa se mueven a la velocidad asociada con su ubicación.

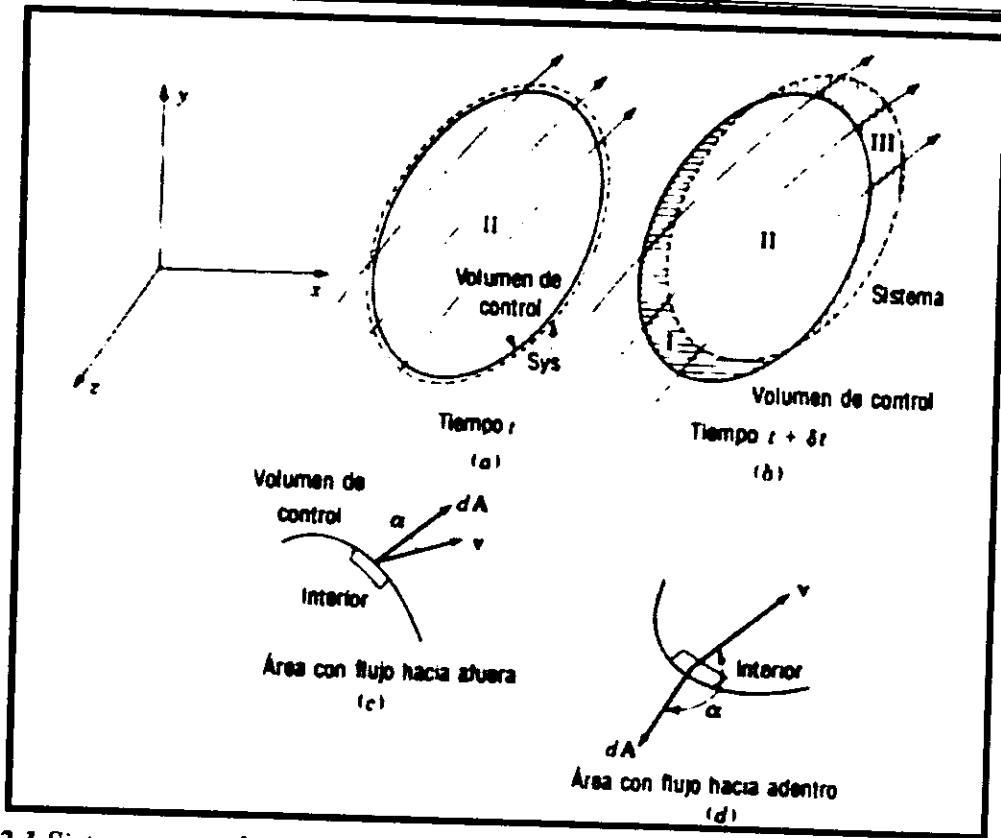


Figura 2.1 Sistema con volumen de control idéntico en el tiempo t en un campo de velocidad.

Sea N la cantidad total de alguna propiedad (masa, cantidad de movimiento, energía) dentro de un sistema en el tiempo t , y sea η la cantidad de esta propiedad, por unidad de masa en todo el fluido. La rapidez de aumento N para el sistema se formula en términos del volumen de control.

En $t+\delta t$ que se muestra en la figura 2.1b, el sistema consta de los volúmenes II y III, mientras que en el tiempo t ocupa el volumen II, que se observa en la figura 2.1a. El aumento en la propiedad N dentro del sistema en el tiempo δt está dado por

$$N_{sis,t+\delta t} - N_{sis,t} = \left(\int_{II} \eta \rho dV + \int_{III} \eta \rho dV \right)_{t+\delta t} - \left(\int_{II} \eta \rho dV \right)_t \quad \dots(2.4)$$

en la que dV es el elemento del volumen. Sumando y restando a los términos del lado derecho el elemento:

$$\left(\int_I \eta \rho dV \right)_{t+\delta}$$

dividiendo todo por δt y ordenando los términos de la ecuación 3.4, tenemos

$$\frac{N_{sis,t+\delta} - N_{sis,t}}{\delta t} = \frac{\left(\int_{II} \eta \rho dV + \int_I \eta \rho dV \right)_{t+\delta} - \left(\int_{II} \eta \rho dV \right)_t}{\delta t} + \frac{\left(\int_{III} \eta \rho dV \right)_{t+\delta}}{\delta t} - \frac{\left(\int_I \eta \rho dV \right)_{t+\delta}}{\delta t} \quad \dots(2.5)$$

El término a la izquierda es la rapidez promedio de aumento de N dentro del sistema durante el tiempo δt . En el límite cuando δt se acerca a cero se convierte en dN/dt . Procediendo de manera semejante en todos los términos de la ecuación 2.5, se llega a

$$\frac{dN}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{vc} \eta \rho dV + \int_{sc} \eta \rho v \cdot dA \quad \dots(2.6)$$

En otras palabras, la ecuación 2.6 indica la rapidez de aumento de N , dentro de un sistema, es exactamente igual a la rapidez de aumento de la propiedad N dentro del volumen de control (vc) fijo relativo a xyz , más la rapidez neta de flujo neto de N a través de la frontera del volumen de control (sc).

2.1.1 Ecuación de la conservación de masa

La ecuación de la conservación de masa (ecuación continuidad) se desarrolla a partir del principio general de conservación de masa, (ecuación 2.1), que afirma que la masa dentro de un sistema permanece constante con el tiempo. Aplicando en la ecuación 2.6 donde sea N la masa del sistema m . Entonces η es la masa por unidad de masa, o $\eta=1$

$$0 = \frac{\partial}{\partial t} \int_{vc} \rho dV + \int_{sc} \rho v \cdot dA \quad \dots(2.7)$$

Es decir, de manera general, la ecuación de continuidad para un volumen de control afirma que la rapidez de aumento de la masa dentro de un volumen de control es justamente igual a la rapidez neta del flujo hacia adentro del volumen de control.

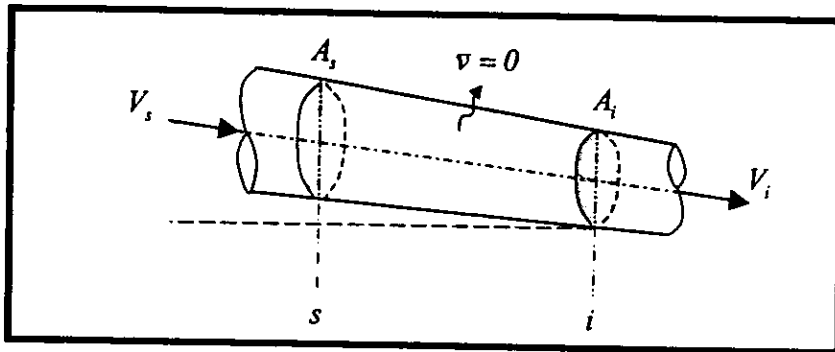


Figura 2.2 Volumen de control para la ecuación de la conservación de masa

Para la condición mostrada en la figura 2.2 se considera que no existe cambio de almacenamiento dentro del volumen de control. Además no habrá flujo a través de las paredes de la misma, por lo tanto, el primer término del lado derecho de la ecuación 2.7 resulta

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\text{vc}} \rho dV = 0$$

y el segundo término

$$\int_{sc} \rho \mathbf{v} \cdot d\mathbf{A} = v_i A_i - v_s A_s$$

de modo que la ecuación 2.7 queda

$$v_i A_i = v_s A_s \quad \dots(2.8)$$

Cuando $A_i = A_s$, se tiene que

$$v_i = v_s \quad \dots(2.9)$$

2.1.2 Ecuación de la conservación de cantidad de movimiento

La segunda ley de Newton para un sistema se usa como la base para encontrar la ecuación de la cantidad de movimiento lineal para un volumen de control por medio de la ecuación 2.6. Sea N la cantidad de movimiento lineal $m\bar{v}$ del sistema y sea η la cantidad de movimiento lineal por unidad de masa \bar{v} . Entonces, usando las ecuaciones 2.2 y 2.6 se obtiene

$$\sum F = \frac{d(m\bar{v})}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{vc} \rho \bar{v} dV + \int_{sc} \rho \bar{v} \bar{v} \cdot d\bar{A} \quad \dots(2.10)$$

Es decir, la fuerza resultante que actúa sobre un volumen de control es igual a la rapidez de aumento de la cantidad de movimiento lineal dentro del volumen de control, más el flujo neto de la cantidad de movimiento lineal en el volumen de control.

La ecuación de cantidad de movimiento en una tubería, se plantea con base en el esquema de la figura 2.3. Se utiliza un cuerpo libre de masa elemental de fluido dM , como se muestra en dicha figura

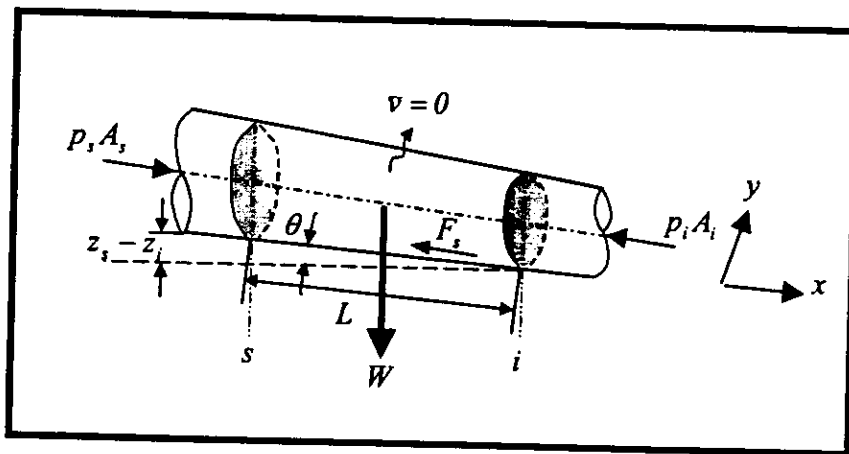


Figura 2.3 Diagrama de cuerpo libre para la ecuación de conservación de cantidad de movimiento.

Considerando la dirección del eje x , se tiene que

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_c \rho v dV = \frac{\partial}{\partial t} \rho v \int_c dV$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \rho v \int_c dV = \frac{\partial}{\partial t} \rho v V = \rho V \frac{\partial v}{\partial t} = \rho V a_x$$

por lo tanto

$$\frac{\partial}{\partial t} \rho v \int_c dV = M a_x \quad \dots(2.11)$$

Por otra parte, desarrollando el segundo término del lado derecho de la ecuación 2.10

$$\int_c \rho v v \cdot d\bar{A} = (\rho v v \cdot \bar{A})_s - (\rho v v \cdot \bar{A})_i$$

considerando que $Q=vA$, sustituyendo en la expresión anterior

$$\int_c \rho v v \cdot d\bar{A} = (\rho v Q)_s - (\rho v Q)_i$$

de donde

$$\int_c \rho v v \cdot d\bar{A} = \rho Q (v_s - v_i) \quad \dots(2.12)$$

Además, la suma de fuerzas en la figura 2.3, se puede expresar como

$$\sum F = F_T + p_s A_s - p_i A_i - F_f + W \text{ sen } \theta \quad \dots(2.13)$$

Sustituyendo los términos de las ecuaciones 2.11, 2.12 y 2.13 en la expresión 2.10, se tiene

$$F_T + p_s A_s - p_i A_i - F_s + W \text{ sen } \theta = M a_x + \rho Q (v_s - v_i) \quad \dots(2.14)$$

Si la sección es constante ($A_i=A_s$), no existe empuje del flujo sobre las paredes, es decir, $F_T=0$. De acuerdo con la ecuación 2.9, $v_s=v_i$, por lo que

$$p_s A - p_i A - F_s + W \text{ sen } \theta = M \frac{dV}{dt} \quad \dots(2.15)$$

como

$$W = \gamma A L$$

y

$$M = \frac{W}{g} = \frac{\gamma A L}{g}$$

sustituyendo los términos anteriores en la ecuación 2.15

$$p_s A - p_i A - F_s + \gamma A L \text{ sen } \theta = \frac{\gamma A L}{g} \frac{dV}{dt} \quad \dots(2.16)$$

dividiendo entre γA

$$\frac{p_s}{\gamma} - \frac{p_i}{\gamma} - \frac{F_s}{\gamma A} + L \text{ sen } \theta = \frac{L}{g} \frac{dV}{dt} \quad \dots(2.17)$$

De la figura 2.3 se observa que $L \text{ sen } \theta = z_s - z_i$, sustituyendo en la expresión 2.17

$$\frac{p_s}{\gamma} - \frac{p_i}{\gamma} - \frac{F_s}{\gamma A} + z_s - z_i = \frac{L}{g} \frac{dV}{dt} \quad \dots(2.18)$$

si

$$h_s = z_s + \frac{p_s}{\gamma} \quad \text{y} \quad h_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma}$$

entonces la ecuación 2.18, se puede escribir también

$$h_s - h_i = \frac{F_s}{\gamma A} + \frac{L}{g} \frac{dV}{dt} \quad \dots(2.19)$$

Las fuerza F_s puede sustituirse por el producto del esfuerzo cortante τ por el área sobre la que actúa (perímetro x longitud), es decir, $F_s = \tau P L$. Así se tiene

$$\frac{F_s}{\gamma A} = \frac{\tau P L}{\gamma A} = \frac{\tau L}{\gamma R_h} \quad \dots(2.20)$$

donde R_h se conoce como el radio hidráulico y se define como el cociente del área de la sección recta entre el perímetro mojado.

La ecuación 2.20 también se puede expresar como

$$\frac{F_s}{\gamma A} = h_f \quad \dots(2.21)$$

Sustituyendo el término anterior en la ecuación 2.19

$$h_s - h_i = h_f + \frac{L}{g} \frac{dV}{dt} \quad \dots(2.22')$$

o bien, en términos del gasto $Q=VA$

$$h_s - h_i = h_f + \frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt} \quad \dots(2.22)$$

la expresión anterior se utiliza para flujo no permanente.

En el flujo permanente, $dV/dt=0$, por lo que

$$h_s - h_i = h_f \quad \dots(2.23)$$

2.1.3 Ecuación de la energía

La primera ley de la termodinámica para un sistema afirma que el calor Q_H agregado a un sistema, menos el trabajo W por éste realizado, depende sólo de los estados inicial y final del sistema. La diferencia en los estados del sistema, siendo independiente de la trayectoria del estado inicial y final, debe ser una propiedad del sistema. Ésta es la llamada energía interna E . La primera ley, en forma de ecuación es

$$Q_H - W = E_2 - E_1 \quad \dots(2.24)$$

La energía interna por unidad de masa se denomina e ; por lo que, aplicando la ecuación 2.6, $N=E$ y $\eta = \rho e / \rho$,

$$\frac{dE}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall} e \rho dV + \int_{sc} e \rho v \cdot d\bar{A} \quad \dots(2.25)$$

o bien, mediante la ecuación 2.24

$$\frac{\delta Q_H}{\delta t} - \frac{\delta W}{\delta t} = \frac{dE}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall} e \rho dV + \int_{sc} e \rho v \cdot d\bar{A} \quad \dots(2.26)$$

El trabajo W realizado por el sistema sobre sus alrededores puede desglosarse en tres partes: el trabajo W_{pr} realizado por fuerzas de presión sobre las fronteras en movimiento, el trabajo W_s realizado por fuerzas cortantes tal como el par torsional ejercido sobre un eje en rotación y W_v realizado por las fuerzas cortantes sobre las fronteras en movimiento. El trabajo realizado por fuerzas de presión en el tiempo δt es

$$\delta W_{pr} = \delta t \int \rho v \cdot d\bar{A} = 0 \quad \dots(2.27)$$

Por las definiciones de los términos de trabajo, la ecuación 2.26 se expresa de la siguiente manera

$$\frac{\delta Q_H}{\delta t} - \frac{\delta W_s}{\delta t} - \frac{\delta W_v}{\delta t} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{vc} e \rho dV + \int_{sc} \left(\frac{p}{\rho} + e \right) \rho \bar{v} \cdot d\bar{A} \quad \dots(2.28)$$

En ausencia de efectos nucleares, eléctricos, magnéticos y de tensión superficial, la energía interna e de una sustancia pura es la suma de las energías potencial, cinética e "intrínseca". La energía intrínseca por unidad de masa se debe a las fuerzas y al espaciamiento molecular (dependientes de p , ρ , o T), es decir:

$$e = gz + \frac{v^2}{2} + \hat{u} \quad \dots(2.29)$$

Para el caso del volumen de control de una tubería no se considera el cambio de calor, ($\delta Q_H=0$); ni el trabajo realizado por las fuerzas cortantes ($\delta W_s=0$); tampoco se considera la energía interna ($e=0$). De modo que el primer término del lado derecho de la ecuación 2.28 queda:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{vc} e \rho dV = 0$$

Ahora, sustituyendo la expresión 2.29 en el segundo término del lado derecho de la ecuación 2.28, se tiene:

$$\begin{aligned} \int_{sc} \left(\frac{p}{\rho} + e \right) \rho \bar{v} \cdot d\bar{A} &= \int_{sc} \left(\frac{p}{\rho} + gz + \frac{v^2}{2} + \hat{u} \right) \rho \bar{v} \cdot d\bar{A} \\ &= \left(\rho g z_s + \rho \frac{v_s^2}{2} + p_s + \rho \hat{u}_s \right) Q_s - \left(\rho g z_i + \rho \frac{v_i^2}{2} + p_i + \rho \hat{u}_i \right) Q_i \end{aligned}$$

Para una tubería de diámetro constante $Q_s=Q_i$, entonces

$$\left(\rho g z_s + \rho \frac{v_s^2}{2} + p_s + \rho \bar{u}_s \right) = \left(\rho g z_i + \rho \frac{v_i^2}{2} + p_i + \rho \bar{u}_i \right) \quad \dots(2.30)$$

al dividir la expresión anterior entre $\gamma = \rho g$, y considerando que $\rho \bar{u}_s = \rho \bar{u}_i$ se obtiene

$$z_s + \frac{v_s^2}{2g} + \frac{p_s}{\gamma} = z_i + \frac{v_i^2}{2g} + \frac{p_i}{\gamma} + h_f \quad \dots(2.31)$$

2.2 Clasificación de flujos

El flujo de un fluido se puede clasificar desde varios puntos de vista. En el siguiente esquema se muestran los más importantes utilizados en la ingeniería.

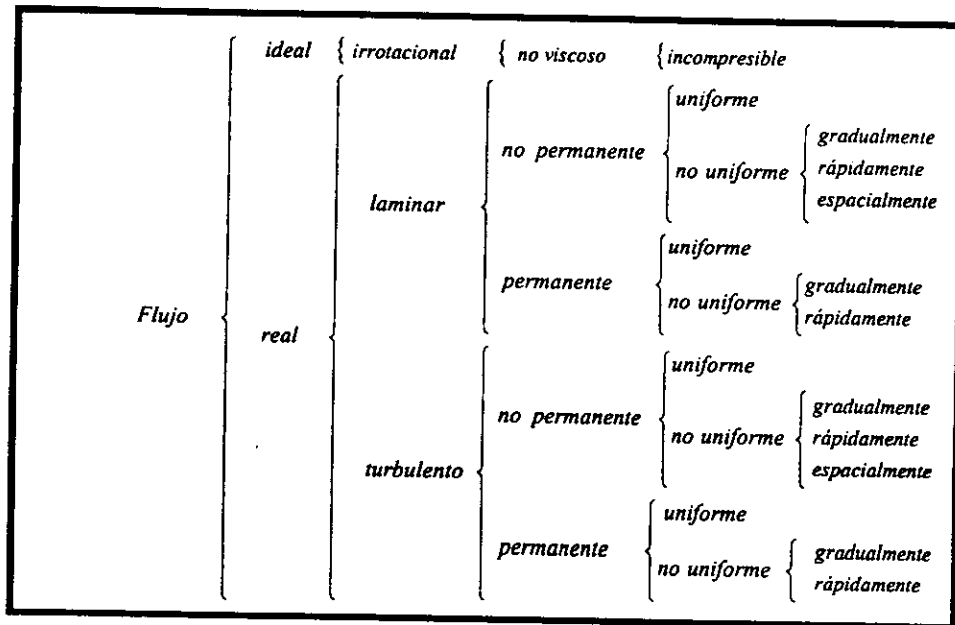


Figura 2.4 Clasificación de flujos.

Para la descripción de algunos flujos, se utilizará el concepto de aceleración total (White, et al 1988):

$$\bar{a} = \frac{dv}{dt} = \underbrace{\frac{\partial v}{\partial x} u + \frac{\partial v}{\partial y} v + \frac{\partial v}{\partial w} w}_{\text{aceleración convectiva}} + \underbrace{\frac{\partial v}{\partial t}}_{\text{aceleración local}} \quad \dots(2.32)$$

aceleración total = aceleración convectiva + aceleración local

A continuación se establecen algunas de las características que distinguen a los flujos.

2.2.1 Flujo ideal

Un *fluido ideal* es incompresible y no viscoso. No debe confundirse con un gas ideal. El gas ideal tiene viscosidad y puede, por lo tanto, desarrollar esfuerzos cortantes y es compresible de acuerdo a la ley del gas ideal. La suposición de un fluido ideal es útil en el análisis de situaciones de flujo que comprenden grandes extensiones de fluidos, como en el movimiento de un avión o un submarino.

Se denomina proceso reversible, cuando después de una o varias modificaciones durante dicho proceso, se regresa a su estado original sin ningún cambio ya sea en el sistema o sus alrededores. Un fluido no viscoso no desarrolla fricción. Los procesos de este flujo son reversibles.

2.2.2 Flujo real

Es un fluido que se deforma continuamente cuando se somete a un esfuerzo cortante, sin importar cuán pequeño sea ese esfuerzo. El esfuerzo cortante en un punto es el valor límite de la fuerza cortante al área cuando ésta se reduce al punto.

2.2.3 Otros flujos

A continuación se mencionan algunos tipos de flujos que se considera importante hacer mención de las características que los distinguen.

a) Flujo a régimen permanente

El flujo permanente ocurre cuando las condiciones en cualquier punto del fluido no cambian con el tiempo. En este tipo de flujo no hay cambio en la velocidad v , densidad ρ , presión p o temperatura T con el tiempo en cualquier punto; así

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad \dots(2.33)$$

En flujo turbulento, debido al movimiento errático de las partículas del fluido, siempre ocurren pequeñas fluctuaciones en cualquier punto. La definición para flujo a régimen permanente debe generalizarse para incluir estas fluctuaciones.

Cuando la velocidad media temporal

$$v = \frac{1}{t} \int_0^t v dt \quad \dots(2.34)$$

no cambia con el tiempo, se dice que el flujo es a régimen permanente. La misma generalización se aplica a la densidad, presión, temperatura, etc., cuando sustituyen en v de la fórmula anterior.

En el flujo permanente, la aceleración local es cero.

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad \dots(2.35)$$

b) Flujo a régimen no permanente

El flujo se desarrolla a **régimen no permanente** cuando las condiciones de velocidad v , presión p , densidad ρ o temperatura T en cualquier punto cambian con el tiempo, es decir, expresando matemáticamente

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial T}{\partial t} \neq 0 \quad \dots(2.36)$$

En el flujo no permanente, la aceleración local es diferente de cero.

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0 \quad \dots(2.37)$$

c) Flujo laminar

En **flujo laminar**, las partículas del fluido se mueven a lo largo de trayectorias suaves en láminas, o capas, con una capa deslizándose suavemente sobre una capa adyacente. El flujo laminar es gobernado por la ley de viscosidad de Newton

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad \dots(2.38)$$

donde

τ es la relación entre el esfuerzo cortante y la rapidez de la deformación angular para el flujo unidimensional de un fluido

μ es el factor de proporcionalidad característica del fluido que se conoce como viscosidad dinámica

$\frac{du}{dy}$ es la relación entre el cambio de velocidad y la distancia sobre la cual ocurre dicho cambio

El flujo laminar se rige por la acción de la viscosidad. El flujo laminar no es estable en situaciones en las que hay combinaciones de baja viscosidad y alta velocidad.

d) Flujo turbulento

En **flujo turbulento**, las partículas del fluido se mueven en trayectorias irregulares que causan un intercambio de cantidad de movimiento de una porción del fluido a otra próxima. En una situación en la que un flujo podría ser turbulento o laminar, la turbulencia

establece mayores esfuerzos cortantes en todo el fluido y causa mayor disipación de la energía hidráulica.

Se puede escribir una ecuación para flujo turbulento similar en forma a la establecida para el flujo laminar, basándose en la ley de viscosidad de Newton que describe el flujo:

$$\tau = \eta \frac{du}{dy} \quad \dots(2.39)$$

El factor η sin embargo no sólo es una propiedad del fluido, sino que depende del movimiento del fluido y de la densidad; se le denomina **viscosidad aparente o de recambio (eddy)**.

En muchas situaciones prácticas de flujo, tanto la viscosidad como el movimiento del fluido contribuyen al esfuerzo cortante:

$$\tau = (\mu + \eta) \frac{du}{dy} \quad \dots(2.40)$$

En el subcapítulo 2.3.1 se tratan más ampliamente las características de los flujos laminar y turbulento.

Además de los mencionados en los incisos anteriores, se considera necesario mencionar los siguientes:

✓ Flujo uniforme

El **flujo uniforme** ocurre cuando, en todo punto, el vector de velocidad es idénticamente el mismo (en magnitud y dirección) para cualquier instante dado. Expresando lo anterior matemáticamente

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial v}{\partial s} = 0 \quad \dots(2.41)$$

s es un desplazamiento en cualquier dirección. La ecuación establece que no hay cambio en el vector de velocidad en toda dirección a través del fluido en distintos instantes.

En términos de la aceleración, el flujo permanente es uniforme cuando la aceleración convectiva es cero, es decir

$$\frac{\partial v}{\partial x} u + \frac{\partial v}{\partial y} v + \frac{\partial v}{\partial w} w = 0 \quad \dots(2.42)$$

✓ Flujo no uniforme

El flujo en que el vector de velocidad varía de un lugar a otro (en magnitud y sentido) es **flujo no uniforme**

$$\frac{\partial v}{\partial s} \neq 0 \quad \dots(2.43)$$

En este caso, la aceleración convectiva es diferente de cero.

$$\frac{\partial v}{\partial x} u + \frac{\partial v}{\partial y} v + \frac{\partial v}{\partial w} w \neq 0 \quad \dots(2.44)$$

✓ Flujo rotacional

La rotación de una partícula fluida en torno a un eje dado, por ejemplo el eje z , se define como la velocidad angular promedio de dos elementos de línea infinitesimales en la partícula que está en ángulo recto el uno con el otro y con el eje dado. Si las partículas de fluido dentro de una región tienen rotación en torno a cualquier eje, el flujo se llama **rotacional**, o **flujo de vórtice**. De modo que expresando lo anterior en términos matemáticos se tiene (Echávez, et al 1997)

$$\text{rot } \bar{v} \neq 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \times \bar{v} \neq \bar{0} \quad \dots(2.45)$$

✓ Flujo irrotacional

Si el fluido dentro de una región no tiene rotación, se llama **flujo irrotacional**. En análisis hidrodinámico, se demuestra que si un fluido está en reposo y no tiene fricción, cualquier movimiento posterior de este fluido será irrotacional, por lo que (Echávez, et al 1997)

$$\text{rot } \bar{v} = 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \times \bar{v} = \vec{0} \quad \dots(2.46)$$

✓ Flujo compresible

Se clasifica como **flujo compresible** cuando los cambios de densidad de un punto a otro de análisis son distintos de cero. En la práctica, sólo en los problemas de golpe de ariete es necesario considerar que el flujo de un líquido es compresible (Echávez, et al 1997). Así

$$\text{div } \bar{v} \neq 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \cdot \bar{v} \neq 0 \quad \dots(2.47)$$

✓ Flujo incompresible

Un **flujo incompresible** se considera si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables (Echávez, et al 1997). En términos matemáticos, lo anterior se expresa como

$$\text{div } \bar{v} = 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \cdot \bar{v} = 0 \quad \dots(2.48)$$

✓ Flujo adiabático

El **flujo adiabático** es aquel flujo de un fluido en el que no hay transferencia de calor con el exterior desde el fluido o hacia éste.

2.3 Pérdidas de energía

El movimiento del agua en cualquier conducto siempre se produce con una cierta transformación de energía, causada por la resistencia que se presenta en oposición al movimiento. Tal resistencia se debe principalmente a dos efectos, uno es el de la fricción entre sí de los filamentos líquidos con las paredes de los conductos o al choque entre las partículas fluidas que se mezclan debido al movimiento turbulento.

Las transformaciones irreversibles ó "pérdidas de energía" tienen lugar en los flujos reales por la viscosidad que convierte energía mecánica en energía calorífica, energía que no es recuperable.

2.3.1 Pérdidas por esfuerzo cortante

En la aplicación de los métodos de análisis para el cálculo de las pérdidas de energía hidráulica debidas al esfuerzo cortante en estructuras largas son muy importantes, por lo que ha tenido especial interés en las investigaciones teórico experimentales para obtener soluciones satisfactorias y sobre todo de fácil aplicación.

La viscosidad es la propiedad de los fluidos que causa esfuerzos cortantes para fluidos en movimiento, y es también uno de los medios por los cuales se desarrollan las pérdidas de energía. En flujos turbulentos, los movimientos aleatorios de fluidos superpuestos al movimiento promedio crean esfuerzos cortantes aparentes que son más importantes que los debidos al corte viscoso.

Para analizar el problema de la resistencia al flujo resulta necesario revisar los tipos de flujo y poner especial interés en la diferencia del comportamiento entre los flujos laminar y turbulento mencionados en los puntos 2.2.12 y 2.2.13.

Cualquiera que sea la tendencia del flujo hacia la inestabilidad y la turbulencia, se amortigua por fuerzas cortantes viscosas que resisten el movimiento relativo de las capas

adyacentes. Sin embargo, en el flujo turbulento, las partículas se mueven en forma errática, con un intercambio de cantidad de movimiento transversal muy violento.

La velocidad del fluido en cualquier punto de la tubería para flujo laminar es constante en el tiempo. Si el flujo es turbulento, ocurre en el fluido una mezcla muy violenta y la velocidad en un punto varía aleatoriamente con el tiempo.

Las diferencias entre los flujos laminar y turbulento en una tubería fueron esclarecidos en primera instancia por Osborne Reynolds en 1883. Reynolds condujo una serie de experimentos en los cuales inyectó un colorante en agua que fluía en una tubería de vidrio. La *figura 2.5* ilustra las observaciones de Reynolds.

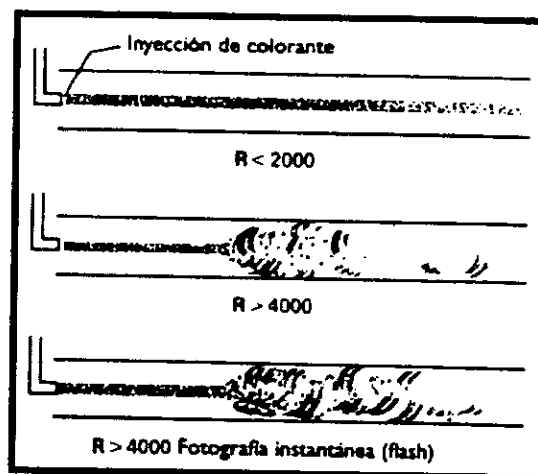


Figura 2.5 Representación esquemática de las observaciones de Reynolds de los flujos laminar y turbulento en tuberías

A bajas velocidades, el colorante permaneció uniforme y regular a medida que fluía aguas abajo. A velocidades más elevadas, parecía que el colorante explotaba, mezclándose rápidamente a través de toda la tubería. Con una fotografía moderna de alta velocidad de la mezcla del colorante, revelaría un patrón de flujo muy completo, no discernible en los experimentos de Reynolds.

Los experimentos de Reynolds demostraron que la naturaleza del flujo en tuberías depende del cociente de la fuerza inercial entre la fuerza viscosa; por tanto, si este cociente es grande cabe esperar que las fuerzas inerciales dominen a las fuerzas viscosas. Esto normalmente es cierto cuando ocurren cambios geométricos cortos y repentinos; en tramos largos de tuberías o canales abiertos la situación es distinta.

Una medida de turbulencia es un término carente de dimensión, llamado *número de Reynolds*:

$$\Re = \frac{\rho V D}{\mu} \quad \dots(2.49)$$

donde V es la velocidad promedio, D es el diámetro interno de la tubería, ρ es la densidad de masa y μ la viscosidad.

El cociente entre ρ y μ se le denomina viscosidad cinemática:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad \dots(2.50)$$

Reynolds encontró que si el valor de \Re era menor que aproximadamente 2000, el flujo siempre era laminar, mientras que a números de Reynolds mayores, el flujo era turbulento. El valor exacto del número de Reynolds que define el límite entre el flujo laminar y turbulento dependía de las condiciones experimentales. Si el agua en el depósito de entrada permanecía totalmente en reposo y no había vibración en el equipo, Reynolds encontró que el flujo laminar se podía mantener a números de Reynolds mucho mayores que 2000. También encontró que si comenzaba con un valor muy alto de \Re con flujo turbulento en la tubería y después lo disminuía, el flujo se convertía en laminar a un valor de \Re alrededor de 2000.

Aunque en un laboratorio es posible obtener un flujo laminar a números de Reynolds más elevados, la mayoría de las situaciones de ingeniería pueden considerarse como "no perturbadas". En la práctica de la ingeniería, el límite superior del número de Reynolds para flujo laminar en una tubería se toma como

$$\mathcal{R} \approx 2300 \quad \text{Máximo para flujo laminar en una tubería}$$

Para números de Reynolds entre 2300 y 400, el flujo es impredecible y a veces pulsa o cambia de laminar a turbulento y viceversa. Este tipo de flujos se denomina flujo de transición. Si el número de Reynolds es mayor que 4000, generalmente es turbulento:

$$\mathcal{R} \approx 4000 \quad \text{Mínimo para flujo turbulento estable en una tubería}$$

Una de las fórmulas más empleadas para obtener la pérdida de carga por fricción en una tubería es la de Darcy-Weisbach desarrollada en 1850 con el apoyo de otros investigadores más. Tiene la ventaja respecto a otras, de ser más precisa (Rojas, 1994) al considerar además de las características de las tuberías, a la velocidad y viscosidad del fluido que circula dentro de ella. La fórmula está dada de la manera siguiente:

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \quad \dots(2.51)$$

donde f es el factor de fricción (adimensional), L la longitud de la tubería (en m), d es el diámetro de la tubería (en m), v la velocidad del flujo en la tubería (en m/s) y g es la aceleración de la gravedad (en m/s^2).

El factor de fricción f depende del tamaño promedio de las protuberancias de la pared interior de la tubería (ε , denominada rugosidad absoluta), el diámetro de la tubería, la velocidad del flujo y viscosidad del fluido que circula en la tubería; estos factores se resumen en la llamada rugosidad relativa (ε/d) y el número de Reynolds.

Para la selección adecuada de la altura de rugosidad equivalente ε se recomienda usar tablas normalizadas aprobadas por alguna institución o de fabricantes que la especifiquen. Es necesario mencionar que al paso del tiempo en la tubería se presentan incrustaciones y alteraciones en la composición del material que provocan un aumento en la rugosidad absoluta de dicha tubería. Para la revisión hidráulica en redes de tuberías que tienen algunos años funcionando y que no han cumplido su periodo de vida útil es necesario considerar un ajuste en la rugosidad equivalente ε .

Cuando se utiliza la ecuación de Darcy - Weisbach, en términos del gasto se tiene que

$$h_f = CQ^2 \quad \dots(2.52)$$

donde C corresponde a la siguiente expresión

$$C = f \frac{L}{A^2} \frac{1}{d} \frac{1}{2g} \quad \dots(2.53)$$

siendo f el factor de rugosidad (adimensional), L la longitud de la tubería (en m), d el diámetro de la tubería (en m), v la velocidad del flujo en la tubería (m/s), g es la aceleración de la gravedad (en m/s^2) y A^2 es el área de la sección transversal de la tubería (en m^2).

Para obtener el factor de fricción se puede usar el diagrama universal de Moody (*figura 2.6*) que se utiliza para determinar el factor de fricción f en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido.

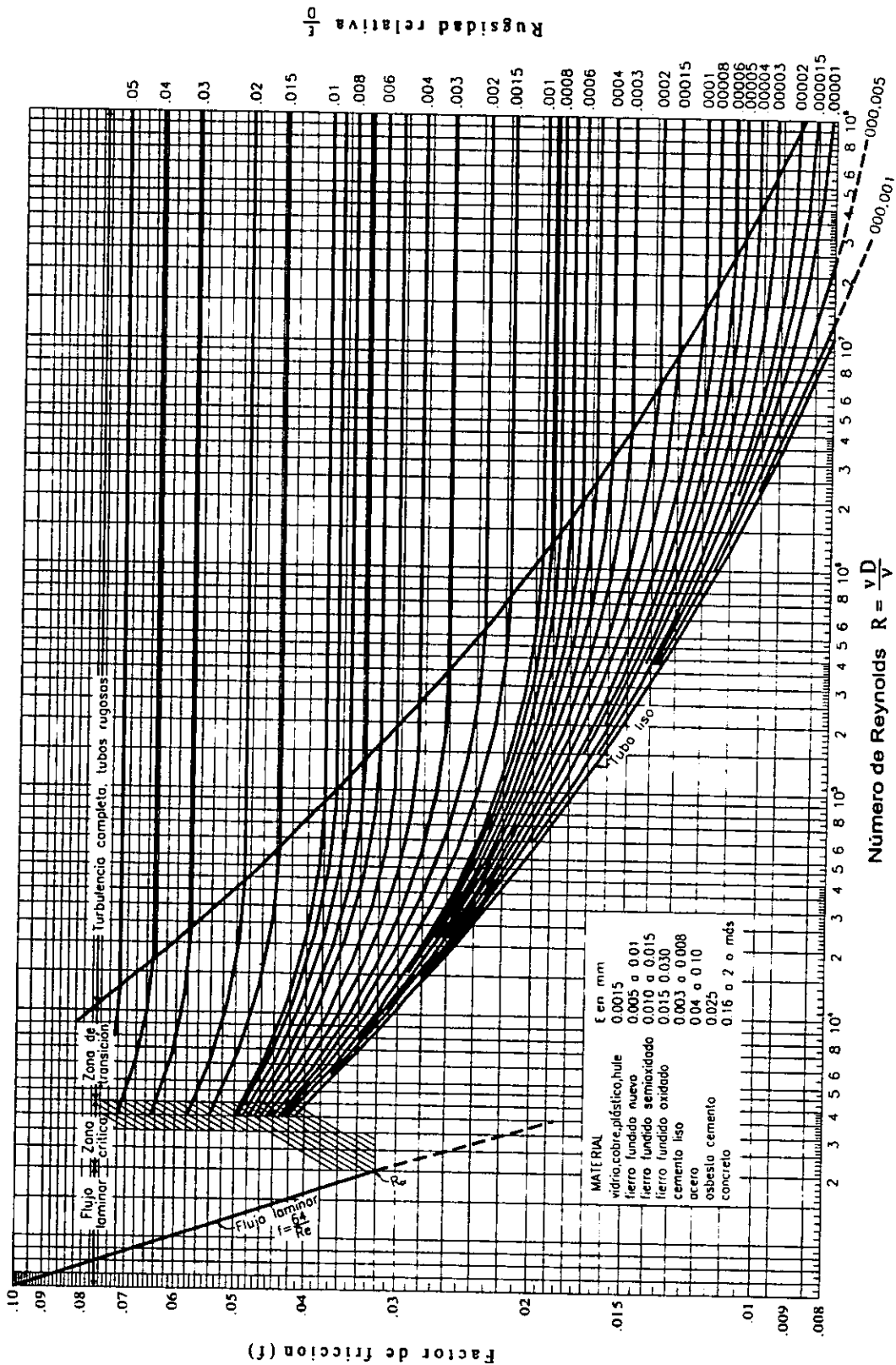


Figura 2.6 Diagrama de Moody

2.3.2 Pérdidas locales

Además de la continua liberación de energía que ocurre con el movimiento del agua en cualquier conducto, existen las pérdidas de energía hidráulica locales (localizadas, accidentales o particulares). Como su nombre lo indica, estas pérdidas ocurren en los conductos, en secciones muy próximas, entre las cuales se encuentra cualquier dispositivo o causa perturbadora que provoca un aumento en la turbulencia. Dichas causas perturbadoras son, principalmente, la variación de la forma, dirección o de la sección del conducto.

En la práctica de la ingeniería, además de que los conductos no son rectilíneos, usualmente se emplean piezas especiales y conexiones que, en virtud de su forma y disposición provocan pérdidas locales; normalmente dichas piezas son válvulas, medidores y curvas diversas.

Todos estos componentes introducen perturbaciones que producen turbulencia y pérdida de energía mecánica adicionales a las que ocurren en el flujo de la tubería principal. La pérdida de energía mecánica debido a dichos componentes que se origina aguas abajo de dicho accesorio, muestra que la pérdida de energía ocurre en una distancia finita; sin embargo, cuando se observa desde la perspectiva de un sistema completo de tuberías, las pérdidas de energía se localizan cerca del componente. A tales pérdidas se les denominan pérdidas locales. Su magnitud h_L es proporcional a la carga de velocidad aguas arriba de dicho sitio, su expresión general (King, Wisler y Woodburn, 1948) es

$$h_L = K \frac{V^2}{2g} \quad \dots(2.54)$$

El coeficiente K es adimensional y depende del tipo de accesorio que provoque la alteración en el flujo y del número de Reynolds.

Para calcular la pérdida de energía total en el sistema, las pérdidas locales se suman a las pérdidas por esfuerzo cortante en la tubería.

En la *tabla 2.1* se consignan valores de este coeficiente para distintas piezas.

Tabla 2.1 Valores del coeficiente de pérdida local (K)

FUENTE: Paschoal Silvestre. 1983

PIEZA	K	PIEZA	K
Ampliación gradual	0.30*	Unión	0.40
Boquillas	2.75	Medidor Venturi	2.50**
Compuerta abierta	1.00	Reducción gradual	0.15*
Codo de 90°	0.90	Válvula de ángulo abierto	5.00
Codo de 45°	0.40	Válvula de compuerta abierta	0.20
Colador	0.75	Válvula de globo abierta	10.00
Curva de 90°	0.40	Salida de canalización	1.00
Curva de 45°	0.20	Te, de paso directo	0.60
Entrada normal	0.50	Te, salida de lado	1.30
Entrada de Borda	1.00	Te, salida bilateral	1.80
Velocidad	1.00	Válvula de pie	1.75
Válvula de retención	2.75		

* Con base en la velocidad mayor y

** Con base en la velocidad en la canalización

3 Redes de tuberías funcionando a presión

En este capítulo se definen conceptos básicos necesarios para facilitar el estudio de las redes de tuberías para la distribución de agua potable. También se describirán brevemente el funcionamiento de los principales accesorios comúnmente utilizados en las redes para proporcionar un mejor servicio.

El término “abastecimiento de agua” que en nuestros días conlleva el proveer a las localidades urbanas y rurales de un volumen suficiente de agua, con la calidad requerida y a una presión adecuada en cualquier instante del día.

La red debe proporcionar este servicio todo el tiempo, en cantidad suficiente, con la calidad requerida y a una presión adecuada. Los límites de calidad del agua, para que pueda ser considerada como potable se establecen en la *Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1* vigente.

El elemento más simple de la red es una tubería, que se emplea para transportar un fluido de un lugar a otro. Se considera que una **tubería** es un conducto cerrado de cierta longitud definida. La sección transversal de la tubería donde se inicia o termina, extrae el fluido o donde se conecta con otra, se le llama **nudo**.

Para revisar el funcionamiento hidráulico de una red de tuberías se requiere determinar los gastos que fluyen en cada una de las tuberías que las conforman, así como las cargas de presión disponible en los nudos.

De acuerdo con su función, la red de distribución puede dividirse en: red primaria y red secundaria. A la tubería que conduce el agua desde el tanque de regulación hasta el punto donde inicia su distribución se le conoce como línea de alimentación, y se considera parte de la red primaria.

La división de la red de distribución en red primaria o secundaria dependerá del tamaño de la red y de los diámetros de las tuberías. De esta forma, la red primaria se constituye de los tubos de mayor diámetro y la red secundaria por las tuberías de menor diámetro, las cuales abarcan la mayoría de las calles de la localidad.

3.1 Aspectos generales

La configuración de la red se refiere a la forma en que se enlazan las tuberías que conforman una red de distribución de agua potable. Se denomina circuito a dos o más tuberías unidas de modo tal que el fluido que se mueve desde una sección al recorrer estas tuberías vuelve a la sección de partida.

Para clasificar los tipos de redes de distribución para abastecer de agua potable a los habitantes que demandan el servicio para desarrollar sus actividades cotidianas, en general se consideran tres tipos de configuraciones, a saber:

-
- ✓ Abiertas
 - ✓ Cerradas
 - ✓ Combinadas

En las redes abiertas con las tuberías no se forma ningún circuito. Por el contrario, en las redes cerradas, predominan circuitos, que semejan la disposición de una malla. Este tipo de red generalmente tiene mayor posibilidad de llevar el fluido a ciertos sitios que la abierta, porque la circulación del agua en los conductos se puede efectuar por más de una tubería.

La red combinada es una mezcla de una red abierta con una cerrada, se conforma por una red principal de tipo cerrada. En ocasiones a la red original de le agregan otras ("pegues") con la finalidad de ampliar la zona de servicio, que por lo general son redes abiertas.

Las redes abiertas usadas en ciudades pequeñas, tienen una vía principal por donde se instala el conducto principal de donde se derivan conductos secundarios por las calles que convergen a dicha vía.

La red de distribución de agua potable debe proporcionar el servicio de manera continua, en cantidad suficiente, con la calidad requerida, a una presión adecuada en cualquier momento del día.

La carga de presión que actúa en un punto de una tubería se define por la diferencia entre la cota piezométrica en este punto y la cota del centro de la tubería. En redes de distribución es común manejar las cargas de presión con relación al nivel de la calle o terreno en vez de referirlas al centro de la tubería. En este caso se les llama carga de presión disponible o libre y por lo general se calculan para los cruceros de las tuberías, o en algún punto de interés para el análisis.

Para revisar el funcionamiento hidráulico de una red de tuberías en la que se conocen los caudales de extracción (pueden ser los gastos de demanda), diámetros, longitudes y factores

de fricción, se requiere determinar las cargas de presión en los nudos que posee y los gastos que fluyen en las tuberías que la componen.

En una red de tuberías donde se conoce al menos la carga de presión uno de sus nudos (generalmente está referida al nivel de la superficie libre del agua de un tanque de almacenamiento) y los gastos que entran o salen de la red (pueden ser los gastos suministrados a usuarios de la red), es posible calcular las presiones en los nudos y los gastos que circulan en cada una de sus tuberías.

3.2 Transitorios hidráulicos

El tema principal de esta tesis se refiere a los transitorios hidráulicos lentos (de 1 ó más minutos), es decir, no se estudian fenómenos rápidos como el golpe de ariete.

Los transitorios hidráulicos que ocurren en un lapso menor a 1 minuto se deben por lo general al ajuste (operación) de una válvula en un sistema de tuberías, al paro de una bomba o a una serie de causas originadas por la operación del sistema. Así pues, el análisis de los transitorios hidráulicos generalmente se refiere al cálculo de presiones y velocidades durante el funcionamiento a régimen no permanente (dinámico) de un sistema de tuberías.

Los transitorios hidráulicos no sólo generan presiones extremas sino que también producen ruido excesivo, fatiga, desgaste debido a la cavitación y falla en la operación de los circuitos de control. De igual manera, debido al periodo inherente de algunos sistemas de tuberías, las vibraciones resonantes pueden afectar un sistema.

Cuando se presenta cambios grandes de velocidad en el funcionamiento hidráulico de las tuberías, hace necesario considerar la compresibilidad del líquido y la elasticidad de la pared de la tubería (usualmente llamado golpe de ariete).

Un método para controlar las oscilaciones y el golpe de ariete en tuberías consiste en instalar una válvula de alivio de apertura rápida; sin embargo, este tipo de válvula posee un cierre lento, controlado a una velocidad tal que no se desarrollan presiones excesivamente altas en la línea; no obstante, la válvula provoca que se pierda parte del líquido y permite un alivio en las oscilaciones ocasionadas por la apertura de la válvula de control o el arranque de una bomba.

3.3 Accesorios en la red

En las redes de distribución de agua potable se cuenta con accesorios hidráulicos, como son los cambios de geometría de la sección, los dispositivos para el control de las descargas, modificaciones necesarias para el cambio de dirección de la tubería con la finalidad de adecuarse a los cambios topográficos del terreno en el cual se instalan, consideración de fugas en las tuberías, elementos reductores de presión.

Un gran número de sistemas de distribución y líneas de conducción incorporan bombas en sus instalaciones para mover el agua a través del sistema o mantener presiones necesarias para un adecuado servicio a los usuarios de la red.

En abastecimiento de agua potable son usadas para extraer el agua del subsuelo y conducirla hasta plantas de tratamiento, almacenamientos y a la red de distribución. También permiten elevar la energía hidráulica en zonas de presión ascendentes (booster), así como proveer de agua al cuerpo de bomberos durante el combate de incendios. En ocasiones se utiliza el bombeo para satisfacer la demanda de gastos picos puntuales mucho mayores a los gastos medios de la red.

Las válvulas son dispositivos mecánicos que sirven para detener, iniciar o controlar el flujo en conductos a presión. Pueden ser operadas manualmente y con dispositivos automáticos o semiautomáticos. Así, existen interruptores eléctricos, hidráulicos o neumáticos, en plantas de tratamiento o en instalaciones donde se requieren maniobras

de apertura o cierre de válvulas. En redes de distribución de agua potable por lo general se operan manualmente mediante palancas, volantes y engranes, debido a que los cierres y aperturas son esporádicas.

Las válvulas permiten aislar ciertas tuberías para realizar labores de reparación o mantenimiento, o simplemente evitar el flujo hacia ellas o enviarlo a una zona o en una dirección específica de interés. También permite drenar o vaciar un tramo de línea; controlar el gasto, tienen principal importancia para regular los gastos de egreso en los tanques de almacenamiento o disminuir los efectos del golpe de ariete (cambios bruscos de presión en un periodo muy corto, que pueden colapsar la tubería), la salida o entrada de aire, así como evitar contraflujos, es decir, el movimiento del agua en dirección contraria a la de diseño.

Las válvulas utilizadas en las redes de distribución se dividen en dos tipos según su función:

1. Aislamiento o seccionamiento
2. Control

De acuerdo a su diseño, las válvulas de aislamiento o seccionamiento pueden ser: de compuerta, de mariposa o de asiento (cilíndrica, cónica o esférica). Las válvulas de asiento pueden realizar ambas funciones.

A su vez, las válvulas de control pueden ser: de altitud, de admisión y expulsión de aire, controladoras de presión, de globo, de retención (check), o de vaciado (de desagüe).

En el mercado tienen gran aceptación las válvulas modernas que poseen un adecuado diseño hidrodinámico para disminuir las pérdidas de carga y la cavitación. Tienen como característica un cuerpo básico al cual se le agregan los aditamentos para controlar y regular el flujo o la presión. Existen también otro tipo de elementos con una función específica, que son las válvulas de admisión y expulsión de aire.

3.3.1 Válvulas

En redes de distribución de agua potable, las válvulas de compuerta (*figura 3.1*) son las más empleadas para aislar tramos de tuberías, ya sea para su revisión o reparación, debido a su bajo costo, amplia disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están completamente abiertas.

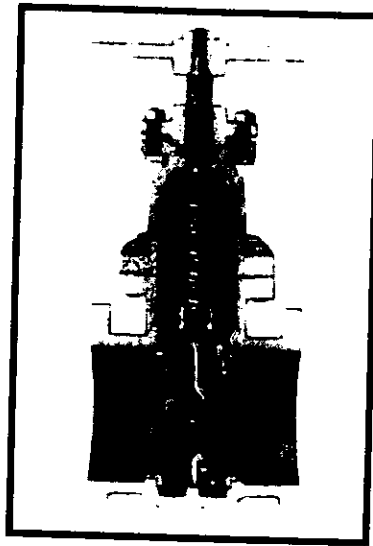


Figura 3.1 Válvula de compuerta.

Este tipo de válvulas funciona con una placa que se mueve verticalmente a través del cuerpo de la válvula en forma perpendicular al flujo. El tipo de válvula de compuerta más empleado es la de vástago saliente. Tiene la ventaja de que el operador puede saber con facilidad si la válvula está abierta o cerrada. Es importante señalar que la válvula de compuerta está destinada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o apertura total y no se recomienda para ser usada como reguladora de gasto debido a que provoca altas pérdidas de carga y porque puede cavitación.

Otro tipo de accesorio bastante utilizado son las válvulas de mariposa (*figura 3.2*), se operan por medio de una flecha que acciona un disco y lo hace girar centrado en el cuerpo de la válvula. Se identifican por su cuerpo sumamente corto. El diseño hidrodinámico de ésta válvula hace posible emplearla como reguladora del flujo en condiciones de gasto

específicas de presiones y caudales pequeños, así como para estrangular la descarga de una bomba en ciertos casos. La válvula de mariposa puede sustituir a la de compuerta cuando se tienen diámetros grandes y presiones bajas en la línea. Tienen la ventaja de ser más ligeras, de menor tamaño y económicas.



Figura 3.2 Válvula de mariposa.

Representación de las válvulas en las redes de distribución

Como uno de los principales accesorios considerados en el modelo se encuentran las válvulas, debido a que influyen de manera preponderante en el funcionamiento del sistema de agua potable.

La mayoría de las válvulas de las redes de distribución tienen apertura constante y sólo en casos específicos se modifica la operación. El grado de apertura se considera mediante el valor asignado al factor de fricción de la tubería donde se encuentra la válvula. Dicho valor de fricción, regula el paso del agua, teniendo el mismo efecto que el de la válvula.

Para la modelación se puede considerar cualquier tipo de válvula, la diferencia entre modelar una válvula de compuerta, de mariposa, etc., es la función de transformación que se utiliza para calcular la modificación en la ecuación que produce una u otra (factor de fricción).

Como referencia para determinar la operación de la válvula, se utiliza el término grado de apertura. Se refiere a la relación existente entre el número de vueltas a las que se encuentra abierta una válvula y el número de vueltas que necesita para estar cerrada. Con la relación anterior se determina el área parcial de la válvula.

Para conocer el grado de apertura en relación con el número de vueltas que esta abierta una válvula se plantea mediante el siguiente procedimiento: se supone un número total de vueltas para cerrar la válvula, por tanto el porcentaje de apertura es cero, cuando se tiene el 50% de vueltas para cerrar la válvula no es el 50 % de relación de apertura, ya que si el vástago ha recorrido un 50% la forma de la válvula de compuerta (circular) no está obstruyendo la mitad de la sección transversal de la válvula

En la *figura 3.3* se muestra el porcentaje de apertura con el desplazamiento de la compuerta al abrir o cerrar la válvula.

En la *figura 3.4* se observa que el área sombreada B' del círculo B , el cual corresponde a la compuerta, se obtiene con la expresión:

$$A_B = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \text{sen } \theta) \quad \dots(3.1)$$

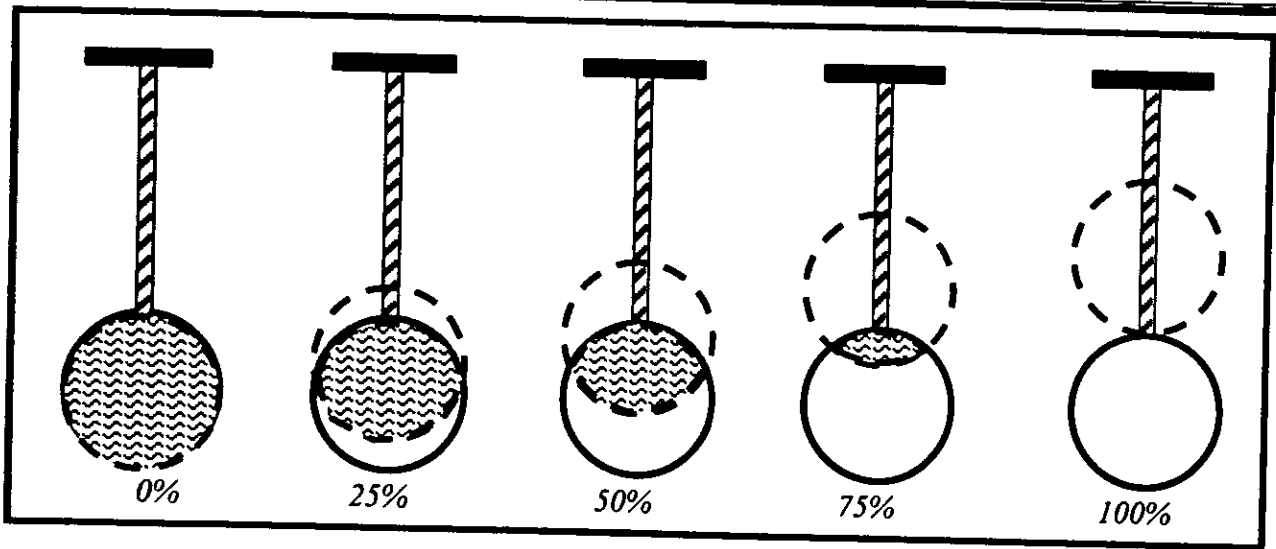


Figura 3.3 Relación de apertura en la operación de la válvula

En la figura 3.4 se observa el esquema simplificado para el cálculo de las áreas con el desplazamiento de la compuerta.

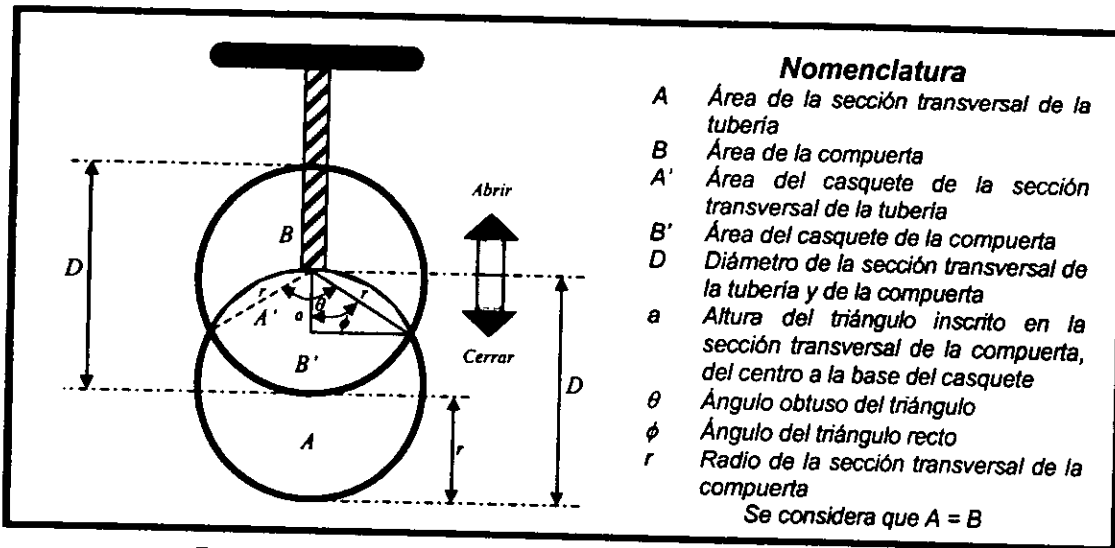


Figura 3.4 Relación de áreas en la operación de la válvula.

El área se obtiene por trigonometría a partir del triángulo inscrito en el círculo B de la compuerta, formado del centro hacia la intersección con la sección transversal de la tubería (círculo A).

En la figura 3.5 se muestra como el triángulo es dividido a su vez en dos triángulos rectángulos, de donde a se obtiene de:

$$a = r - r' = pr \quad \dots(3.2)$$

donde p se considera como:

$$p = \frac{\text{Número de vueltas abierta}}{\text{Número de vueltas totales (cerrada)}} \quad \dots(3.3)$$

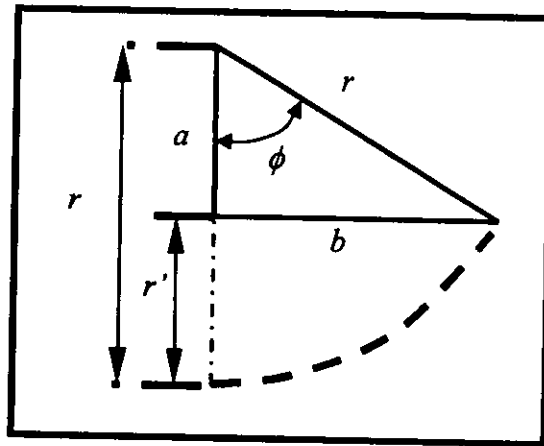


Figura 3.5 Cálculo de áreas

Utilizando el teorema de Pitágoras en el triángulo de la figura 3.5, se obtiene la base b :

$$b = \sqrt{r^2 - a^2} = \sqrt{r^2 - (pr)^2} \quad \dots(3.4)$$

de la misma manera, se obtiene el valor del ángulo ϕ del triángulo rectángulo, con la siguiente relación:

$$\tan \phi = \frac{b}{a} \quad \dots(3.5)$$

despejando ϕ y sustituyendo 3.2 y 3.4 en 3.5

$$\phi = \text{ang tan} \frac{\sqrt{r^2 - (pr)}}{pr} \quad \dots(3.6)$$

El ángulo obtuso del triángulo que permite encontrar la relación de áreas del casquete de la compuerta, se calcula haciendo dos veces el valor de ϕ :

$$\theta = 2\phi = 2 \text{ang tan} \frac{\sqrt{r^2 - (pr)}}{pr} \quad \dots(3.7)$$

por lo que el área de la abertura de la válvula es el área de la sección transversal del tubo menos dos veces el área del casquete calculado de la compuerta

$$A = \frac{\pi D^2}{4} - 2 \left[\frac{1}{2} r^2 (\theta - \text{sen} \theta) \right] \quad \dots(3.8)$$

simplificando términos:

$$A_{TA} = \pi r^2 - r^2 (\theta - \text{sen} \theta) \quad \dots(3.9)$$

y sustituyendo la *expresión 3.7* en la 3.9, queda finalmente:

$$A_{TA} = \pi r^2 - r^2 \left[2 \text{ang tan} \frac{\sqrt{r^2 - (pr)^2}}{pr} - \text{sen} \left(2 \text{ang tan} \frac{\sqrt{r^2 - (pr)^2}}{pr} \right) \right] \quad \dots(3.10)$$

Donde A_{TA} representa el área abierta de la válvula que está en función del porcentaje del número de vueltas para cerrar una válvula, con este valor se obtiene el área abierta y al dividirla entre el área de la sección transversal (A_{ST}) de la tubería nos proporciona el tanto por ciento de apertura:

$$P = \frac{A_{TA}}{A_{ST}} \quad \dots(3.11)$$

Con la *tabla 3.1* es posible obtener el valor del coeficiente que se utiliza para valuar la pérdida de carga por un accesorio como una válvula.

Tabla 3.1 Porcentaje de apertura de válvulas

Apertura %	Compuerta (k)
100	0.3
95	0.4
90	0.5
85	0.7
80	0.9
75	1.3
70	2.5
65	4.0
60	6.3
55	10.0
50	14.5
45	22.0
40	32.6
35	50.0
30	80.0
25	150.0
20	220.0
15	600.0
10	1,000.0
5	5,000.0
0	10,000.0

Para considerarla pérdida de carga en la modelación matemática, se obtiene un coeficiente de fricción (f') de tal manera que al realizar el cálculo de la pérdida de energía hidráulica en la tubería donde se localiza la válvula, resulta de considerar la pérdida debida a la válvula más las debidas al esfuerzo cortante a lo largo de la tubería.

Como se estudió en el *subcapítulo 2.3.2*, la pérdida de carga se expresa en función de la carga de velocidad ($V^2/2g$), es decir:

$$h_L = \sum K \frac{V^2}{2g} \quad \dots(3.12)$$

donde K es un factor que toma en cuenta el tipo de accesorio (válvulas, codos, té, etc.)

La pérdida de carga promedio para un tubo de longitud $L(m)$ y diámetro $D(m)$ se expresa de la siguiente manera:

$$h_f = \sum K \frac{V^2}{2g} + f \frac{LV^2}{2gD} \quad \dots(3.13)$$

donde $f \frac{LV^2}{2gD}$ considera las pérdidas de energía hidráulica provocadas por el esfuerzo cortante.

Agrupando términos de la expresión anterior, se tiene:

$$h_f = \frac{V^2}{2g} \left(\sum K + f \frac{L}{D} \right) \quad \dots(3.14)$$

donde:

h_f es la pérdida total de energía en una tubería

$L(m)$ es la longitud de la tubería de análisis

$\frac{V^2}{2g}$ es la velocidad promedio en la sección de la tubería

$\sum K$ es la suma de todos los factores de las pérdidas locales.

A partir de los valores anteriores se realiza el desarrollo del cálculo de los factores de fricción requeridos en cada tubería que tiene una válvula instalada. Para los cálculos se utiliza la siguiente igualdad:

$$K \frac{V^2}{2g} = f' \frac{LV^2}{2gD} \quad \dots(3.15)$$

despejando al factor de fricción, se tiene:

$$f' = K \frac{V^2 2gD}{2g L V^2}$$

$$f' = K \frac{D}{L} \quad \dots(3.16)$$

Por lo tanto, el valor total de la pérdida de energía hidráulica en una tubería de longitud L considerando el efecto de la pérdida de carga por la válvula es:

$$h_f = \frac{LV^2}{2g D} (f' + f) \quad \dots(3.17)$$

3.3.2 Válvulas controladoras de presión

Existe en el mercado una gran variedad de válvulas controladoras de presión; a saber: reductoras de presión, sostenedoras de presión o aliviadoras de presión (según su colocación), anticipadoras de onda, y para el control de bombas. Algunas de dichas

funciones pueden combinarse entre sí y además puede añadirse la función de válvula de retención (unidireccional).

La válvula reductora de presión disminuye la presión aguas arriba a una presión específica aguas abajo, independientemente de los cambios de presión o gastos. Se emplea generalmente para proporcionar el servicio a zonas topográficamente bajas con presiones excesivas con la finalidad de evitar que dañen a las instalaciones hidráulicas.

La válvula sostenedora de presión mantiene una presión fija aguas abajo y se cierra gradualmente si la presión aguas arriba desciende de una predeterminada.

Otro tipo de válvula sostenedora de presión funciona manteniendo una presión determinada aguas arriba independientemente de los cambios de presión a gasto después de ella. Si se intercala en la tubería funciona como válvula de alivio.

En la figura 3.6 se muestra en un corte de manera detallada los componentes de una válvula reductora de presión tipo.

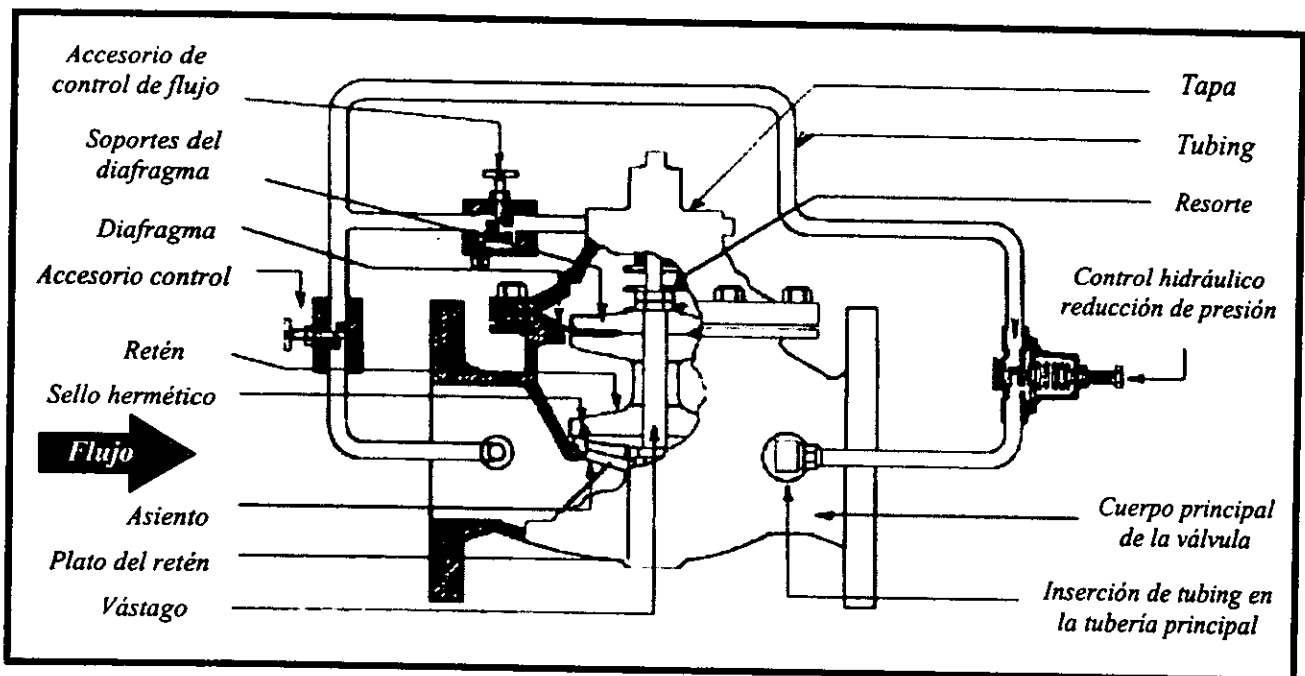


Figura 3.6 Ejemplo de una válvula reductora de presión

Representación de las válvulas reductoras de presión en las redes de distribución

Un tipo de válvula que tiene importantes aplicaciones en las redes de distribución de agua potable es la que funciona como reductora/sostenedora de presión. Se utilizan principalmente para la reducción o control de fugas, ya que cuando se tienen presiones más bajas las fugas disminuyen su caudal.

En su funcionamiento automáticamente reducen las presiones altas agua arriba de la válvula a presiones menores constantes aguas abajo. Es conveniente mencionar la carga de presión aguas abajo, es ajustable de acuerdo a las necesidades del sistema. En la *figura 3.7* se muestra de manera esquemática su funcionamiento.

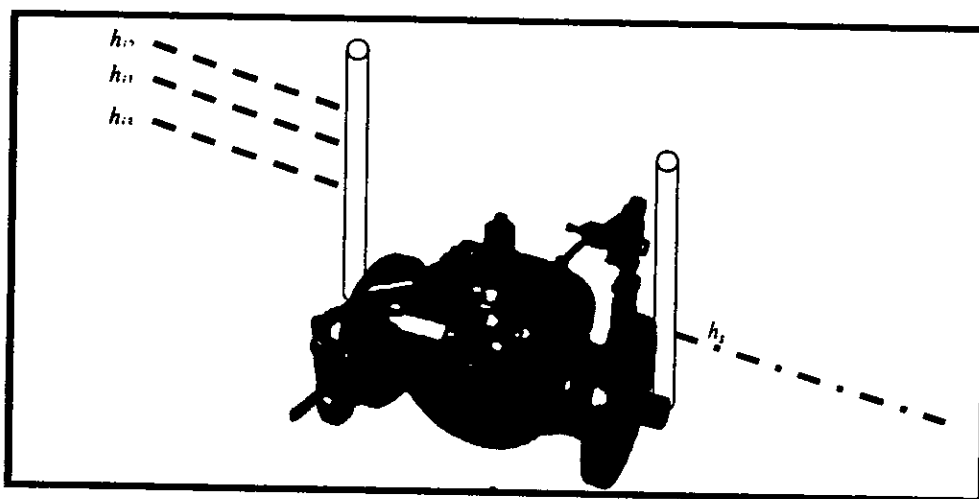


Figura 3.7 Esquema del funcionamiento de la válvula reductora de presión

Se recomienda revisar los tamaños comerciales en los que se fabrican estos accesorios hidráulicos

En el modelo matemático se representan las válvulas reductoras de presión con la *ecuación 3.17*. La energía hidráulica disponible aguas abajo de dicho punto es dato que puede variar según las necesidades de la red de tuberías y se proporciona como tal al modelo matemático.

3.3.3 Cajas rompedoras de presión

La caja rompedora de presión (*figura 3.8*) realiza la misma función de la válvula reductora de presión, es decir, disminuye la energía hidráulica disponible aguas abajo del sitio donde se localiza. Dicho accesorio consiste en un depósito pequeño al cual descarga la tubería mediante una válvula de flotador o de altitud. Lo anterior permite establecer un nuevo nivel estático aguas abajo reduciendo la presión original a la atmosférica del sitio donde se localiza.

Debido a que las válvulas reductoras de presión tienen la ventaja respecto a las cajas rompedoras de presión de ajustarse a las condiciones de la tubería, sean éstas variables o no. Esto las hace más aptas para instalarse en las tuberías dentro de la red de distribución, donde las presiones varían con la demanda. También las cajas rompedoras ocupan más espacio que las válvulas reductoras, además que se tiene el contacto directo del agua con la atmósfera, lo cual aumenta potencialmente el riesgo de contaminación del agua potable que circula por la red.

A diferencia de las válvulas reductoras de presión, las cajas rompedoras son mucho más sencillas y con menores necesidades de mantenimiento.

En todo caso, para la elección entre una caja rompedora de presión y una válvula reductora de presión se debe realizar un análisis económico y operativo.

Representación de las cajas rompedoras de presión en las redes de distribución

Otro de los accesorios hidráulicos utilizados en las redes de distribución de agua potable son las cajas rompedoras de presión.

En el modelo matemático se considera que la carga de presión disponible para el cálculo aguas abajo de la red de tuberías a partir de dicho punto, es el tirante hidráulico de la caja. Este dato es proporcionado al modelo.

Este accesorio es un caso especial de la ecuación 3.17 ya que la energía hidráulica disponible está restringida por las características constructivas de la propia caja.

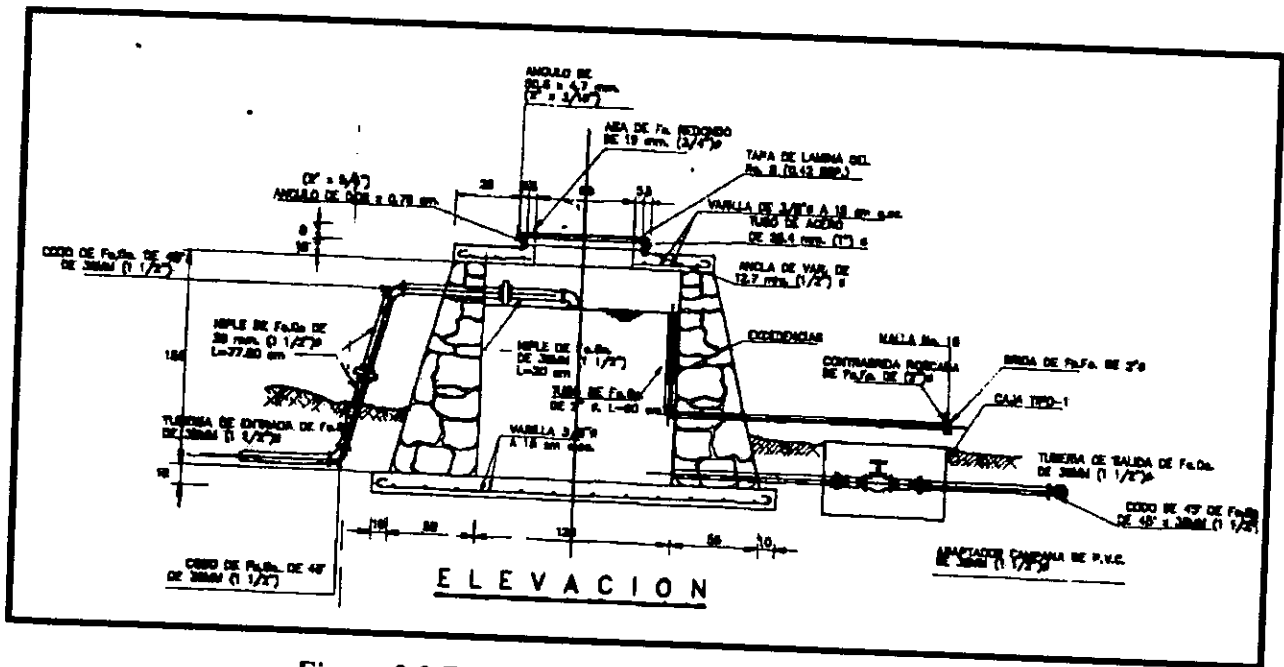


Figura 3.8 Ejemplo de una caja rompedora de presión

3.3.4 Bombas

Las bombas y las turbinas forman parte de las máquinas para fluidos denominadas "turbomaquinaria", debido a que se conectan a una flecha rotatoria. En el caso de las turbinas, la flecha rotatoria se encarga de transmitir la energía mecánica extraída del agua en movimiento a un generador para producir energía eléctrica. Por otra parte, las bombas reciben la energía mecánica proveniente de un motor a través de la flecha con el fin de elevar la presión del agua para conducirla en las tuberías.

La selección de la bomba adecuada en un sistema de abastecimiento deberá ser tal que: la suma de los costos de adquisición, instalación, operación y mantenimiento sea mínima; no debe ocupar mucho espacio; no es recomendable que tenga funcionamiento a velocidad variable; los procedimientos de control y operación de la bomba sean simples para el personal que los utilice.

En el caso de las tuberías de conducción y abastecimiento de agua aquí analizadas, usan casi exclusivamente bombas del tipo rotodinámicas. Este dispositivo desarrolla carga utilizando un impulsor rotatorio (o propulsor) confinado dentro de una cubierta. El impulsor está compuesto por cierto número de vanos (álabes), los cuales fuerzan al líquido hacia afuera de la cubierta por acción centrífuga o normal al plano de los álabes. Algunas bombas combinan ambas acciones a través de la curvatura y la orientación de los vanos. La bomba puede ser de una sola etapa o de varias etapas según el número de impulsores contenidos en la misma cubierta.

La bomba hidráulica es un transformador de energía; es decir, recibe energía mecánica de un motor y la convierte en los fluidos bombeados, en energía de posición.

En las turbinas ocurre lo inverso: la máquina recibe energía del fluido y la transforma en energía mecánica. Hay turbomaquinarias que funcionan como bombas turbinas.

Las bombas consideradas en el funcionamiento hidráulico de redes convierten la energía mecánica en energía potencial.

Para representar el funcionamiento de la bomba, es necesario determinar la carga de posición que proporciona el equipo para determinado gasto requerido. Para lo anterior, en los equipos de bombeo se utiliza la relación carga - gasto ($H - Q$) mediante una gráfica del tipo parabólico (*figura 3.9*)

Representación de las bombas en las redes de distribución

Sea una red de tubos en la que se introduce un gasto en uno de los nudos a través de una bomba y que es conocida la curva de característica carga - gasto (*figura 3.9*). Dichas curvas son suministradas por los mismos fabricantes de las bombas. Por lo general la curva característica carga - gasto de la bomba se ajusta a un polinomio de segundo grado, esto es

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

...(3.18)

donde los coeficientes a_0 , a_1 y a_2 pueden ser calculados tomando tres puntos (Q , H) de la curva del fabricante y resolviendo la ecuación 3.18 para cada uno de ellos.

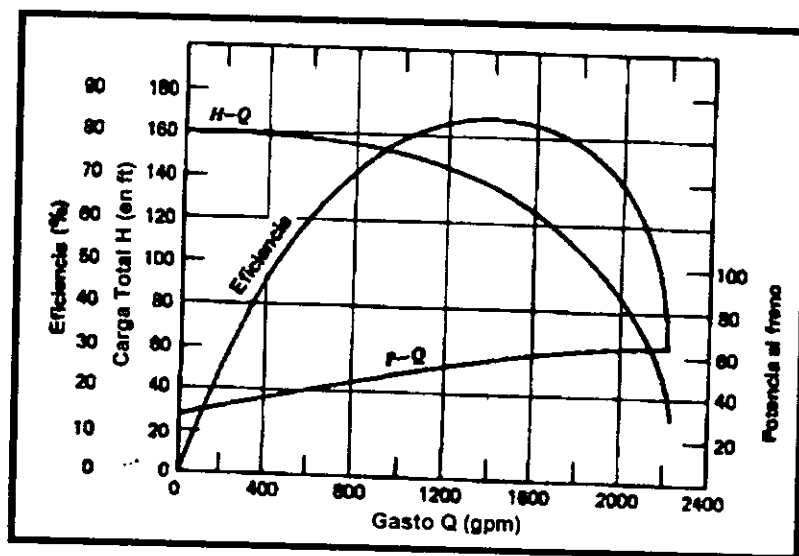


Figura 3.9 Gráfica típica del rendimiento de una bomba.

3.3.5 Descargas libres

Tomando en cuenta las descargas libres desde la red de tuberías, se plantea que el gasto que sale de la red se calcule por medio de la ecuación general de un orificio de pared delgada

Representación de las descargas libres en las redes de distribución

Para representar el suministro de la demanda de agua de los usuarios mediante el modelo matemático, se utiliza una descarga libre en los nudos que demandan el servicio. Dicha descarga está en función de la carga de presión disponible en dicho punto.

Como se mencionó anteriormente, el gasto que se proporciona a los usuarios de la red se estima por medio de la ecuación general de un orificio de pared delgada, es decir:

$$Q_L = C_d A \sqrt{2gh} \quad \dots(3.19)$$

donde C_d es el coeficiente adimensional de descarga (próximo a 0.60); A , el área abierta del orificio expuesta a la atmósfera; g , la aceleración de la gravedad y h , la carga de presión.

3.4 Gastos de salida de la red

El análisis hidráulico de una red de tuberías funcionando a presión depende en gran parte de la distribución espacial y temporal de las demandas de todos los usuarios de la red, además de cierta aproximación en los caudales de fugas en dicha red, así como de la operación que se lleve a cabo.

Para el análisis también influye de sobre manera los nudos en donde se localizan los tanques de almacenamiento y regulación que suministran el agua requerida por el sistema de distribución.

3.4.1 Demanda usuarios

El uso del agua en las zonas poblacionales es diverso, siendo utilizado para consumo humano, en el aseo personal, en actividades como la limpieza doméstica y en la cocción de los alimentos. Además se usa para fines comerciales, públicos e industriales; también se le ha dado usos en la irrigación de campos de cultivo, la generación de energía eléctrica, la navegación y en otros casos para la recreación.

La demanda de agua en un sistema de abastecimiento esta integrada por la suma del consumo total de los usuarios. Ella corresponde a la cantidad de agua que debe ingresar a este sistema para satisfacer los requerimientos de este líquido dentro del mismo.

Los principales tipos de usuarios de agua potable (*Fuentes, Carrillo, et al 1997*) se muestran en la *figura 3.10*.

La dotación doméstica corresponde a la cantidad promedio de agua que utiliza en un día cada uno de los habitantes de la ciudad para cumplir principalmente con sus necesidades de alimentación, higiene y limpieza.

Se denomina dotación de confort a la dotación doméstica mínima que no afecta a la satisfacción de las necesidades mencionadas.

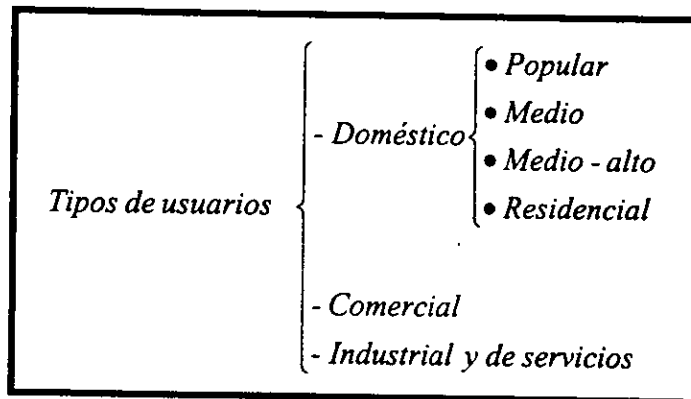


Figura 3.10 Principales tipos de usuarios de agua potable

La dotación de confort varía de acuerdo con el clima y los hábitos de consumo del usuario. Estos últimos están asociados al nivel socioeconómico del consumidor.

Para cada uno de los cuatro tipos de usuario mostrados en la figura 3.10 existe un nivel diferente de confort. Así mismo, entre una localidad y otra, la dotación de confort para cada tipo de usuario es distinta.

Para determinar la dotación de confort adecuada a una localidad es preciso analizar el patrón de consumo de cada tipo de usuario.

La cantidad de agua que requieren las industrias, comercios y servicios públicos o municipales, dependen de las características particulares. Analizando los registros existentes, en su caso, se establecen valores medios que son representativos de cada rubro. Cuando no existan registros se comparan datos de otras localidades en las que sí se cuente con ellos, adoptando valores de usuarios con características similares.

3.4.2 Ley de variación horaria en la Ciudad de México

Del análisis de varios registros de presión disponible en sitios específicos de redes de distribución de agua potable, se observó cierta variación a lo largo del día, dichos valores son muy importantes para describir de una manera más apegada a como sucede en la realidad el funcionamiento de las redes de distribución de agua potable mediante modelos matemáticos de simulación.

En el Instituto de Ingeniería elaboró un análisis para la variación del consumo horario en la Ciudad de México a partir de las mediciones obtenidas de las estaciones de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) en el año de 1994. Las relaciones obtenidas (q/q_{med}) se presentan en la *tabla 3.2*.

Tabla 3.2 Ley de variación horaria en el D.F.

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

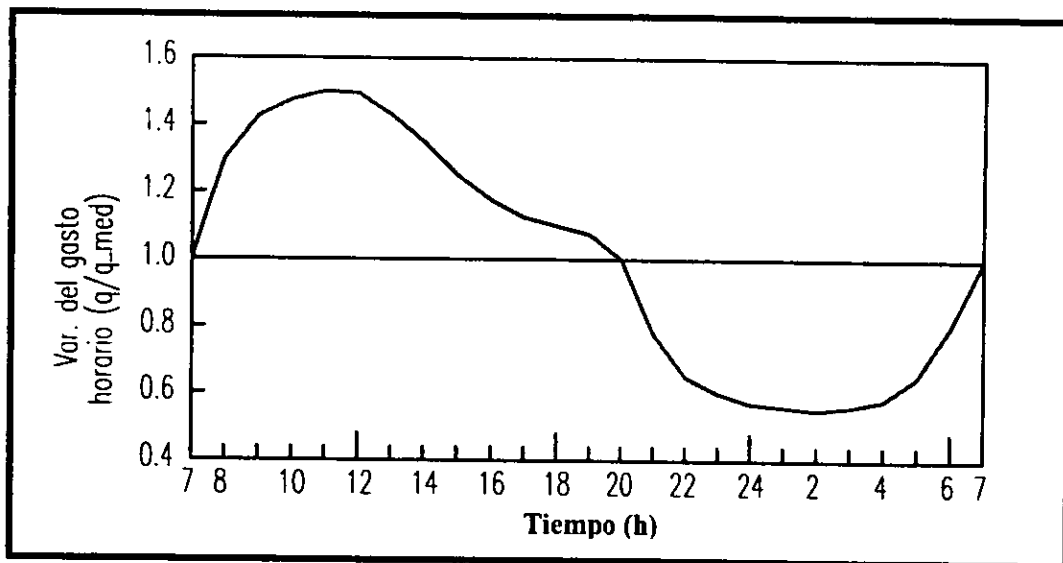


Figura 3.11 Variación horaria de la demanda para la Ciudad de México.

En la *figura 3.11* se aprecia que la máxima demanda es igual a 1.5 veces aproximadamente el gasto medio (se presenta entre las 10:00 y las 12:00 horas). Entre las 7:00 y las 20:00 horas la demanda es mayor que el gasto medio, y en las restantes horas del día la demanda es menor que el gasto promedio. La mínima relación se observa a las 2:00 horas (madrugada).

3.4.3 Ley de variación horaria en diferentes ciudades del país

De igual manera se observó que la variación en la demanda está en función de los habitantes de la población. La Comisión Nacional del Agua en el "Manual de diseño de sistemas de agua potable" presenta los siguientes valores de variación del gasto de demanda aplicables a diferentes ciudades de la República Mexicana (*tabla 3.3*),

Tabla 3.3 Ley de variación horaria para diferentes ciudades del país.

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

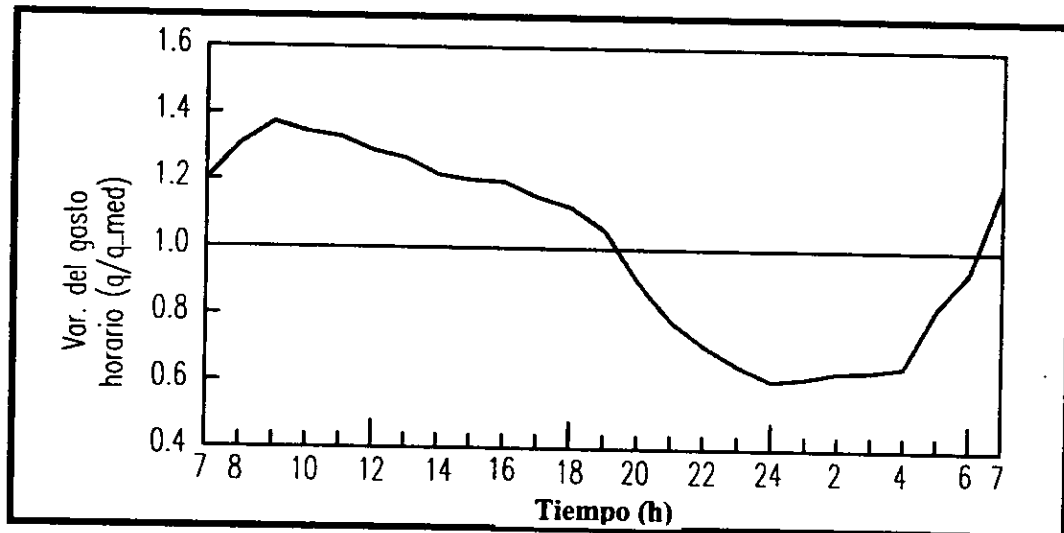


Figura 3.12 Variación horaria promedio de la demanda para diferentes ciudades del país.

Se observan semejanzas en la tendencia en comparación con los valores obtenidos para la Ciudad de México, aunque los valores extremos son diferentes.

3.4.4 Ley de variación horaria en poblaciones pequeñas

Las actividades cotidianas desarrolladas en poblaciones pequeñas tienen un patrón específico que dista mucho de los observados anteriormente. Las fluctuaciones en las demandas de los usuarios tienen un comportamiento más estable.

En el manual mencionado anteriormente, también se proporcionan valores referentes a poblaciones pequeñas (*tabla 3.4*).

Tabla 3.4 Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas.

<i>t (h)</i>	<i>q/q_{med}</i>	<i>t (h)</i>	<i>q/q_{med}</i>
0	0.45	12	1.20
1	0.45	13	1.40
2	0.45	14	1.40
3	0.45	15	1.30
4	0.45	16	1.30
5	0.60	17	1.20
6	0.90	18	1.00
7	1.35	19	1.00
8	1.50	20	0.90
9	1.50	21	0.90
10	1.50	22	0.80
11	1.40	23	0.60

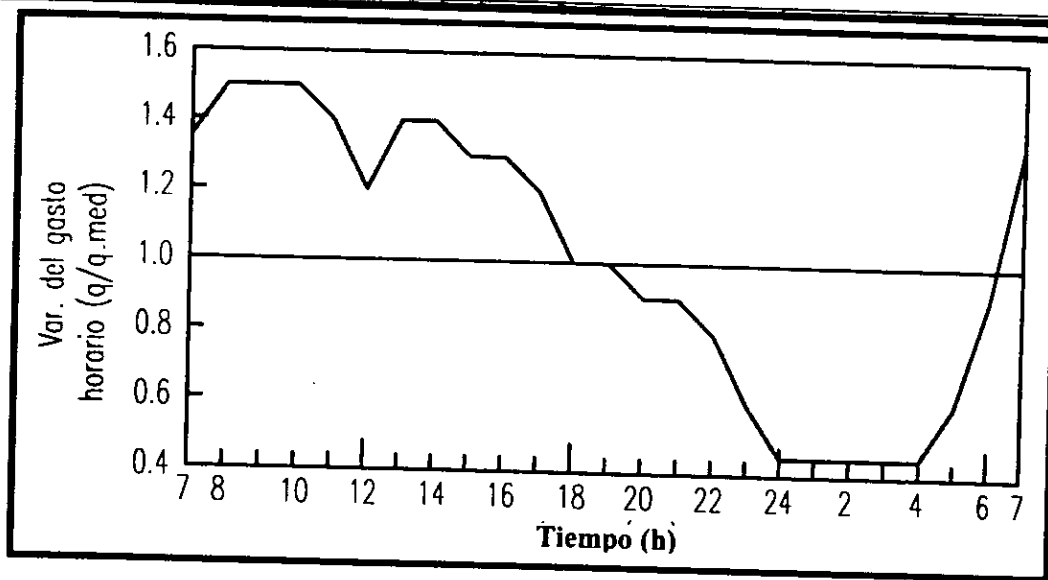


Figura 3.13 Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas.

En general se observan dos períodos de pico, uno en la mañana y otro en la tarde que describen de manera clara los usos y costumbres de las poblaciones pequeñas de la república mexicana.

3.4.5 Caudales de fugas

De acuerdo con la ecuación de continuidad, la cantidad de agua total que ingresa al sistema, debe ser igual a la cantidad de agua que se consume más el caudal que se desperdicia en el sistema por causas ineludibles.

Las principales pérdidas físicas en un sistema de abastecimiento están compuestas por las fugas en las redes primarias y secundarias, las fugas en tomas domiciliarias, salidas de agua no controladas en tanques de almacenamiento y por las tomas clandestinas (figura 3.14).

Los caudales cuantificados como pérdidas de agua en la red de distribución no toma en cuenta las fugas intradomiciliarias, ya que estas deben ser responsabilidad del usuario una vez que se les ha entregado su dotación, además de que ya se encuentran contabilizadas con el medidor domiciliario.

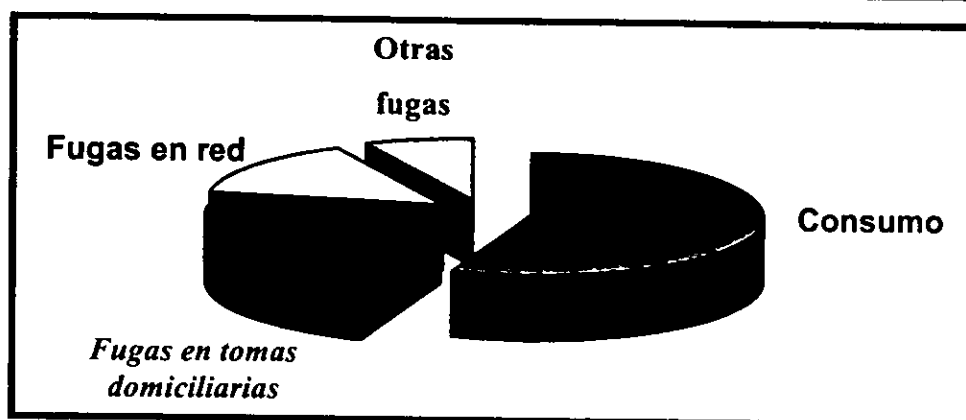


Figura 3.14 Integración de la demanda de agua potable

La magnitud de la fuga es sumamente importante, pues a la red de distribución debe entrar una cantidad de agua equivalente a lo que consumirán los distintos usuarios más lo que se pierde. Una sobre estimación de la magnitud de la fuga implicará un caudal sobrado de diseño o revisión. Un caudal subestimado repercutirá en una reducción del gasto suministrado al usuario y por lo tanto de déficit en la entrega de agua en algunas zonas de la red.

Aún en las redes nuevas o muy eficientes se presentan pérdidas de caudal causado por fuga, es por eso que los estudios para calcular los gastos de fuga son indispensables para un buen diseño o revisión hidráulica de una red de distribución. Aunque existen parámetros de la magnitud de los gastos de fuga medidos en algunas localidades de la República Mexicana, los factores que originan las fugas son variables (antigüedad de la tubería, material, profundidad de excavación, distribución de presiones en la red, tipo y calidad de la instalación, topografía, etc.) por lo que no se pueden adoptar valores típicos. Cada localidad tiene una red diferente y la magnitud de las fugas dependerá de las características particulares de cada caso.

Para la simulación de fugas en la red, se consideran de dos tipos:

1. En las uniones de las tuberías
2. Rupturas a la mitad de la tubería

El caudal de fugas está en función de la carga de presión disponible en el nudo de análisis. Es decir, a mayor carga mayor caudal de fuga y viceversa.

En estudios realizados por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), se presentan datos referentes a los caudales estimados por fuga, llegando a ser del orden de 63.0% en ciudades como Oaxaca, Oaxaca hasta del 23.0% en Tapachula, Chiapas (Tabla 3.5)

Tabla 3.5 Evaluación de pérdidas en redes de distribución de agua potable (IMTA 1990).

Ciudad	Gasto suministrado (l/s)	Número de tomas	Número de tomas con fuga	Tomas con fuga (%)	Pérdidas en tomas (l/s)	Pérdidas en tomas (%)	Pérdidas en la red (l/s)	Pérdidas en la red (%)	Pérdidas en tomas y en la red (l/s)	Pérdidas en tomas y en la red (%)	Pérdidas por mala medición (l/s)	Pérdidas por mala medición (%)	Pérdidas totales (l/s)	Pérdidas totales (%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
Campeche, Camp.	525	31,794	5,723	18	156	29.7	114	21.7	270	51.4	0.0	0.0	270	51.4
Cancún, Q. Roo	940	29,347	11,152	38	114	12.2	147	15.6	261	27.8	2.4	8.3	264	28.1
Cd. del Carmen, Camp.	268	10,036	2,257	13	67	30.3	23	10.3	89	40.5	8.0	1.0	89	40.5
Cd. Juárez, Chih.	4,147	171,880	32,917	19	1,241	29.9	248	5.8	1,481	35.7	0.0	0.0	1,481	35.7
Chihuahua, Chih.	3,489	126,811	6,109	5	552	15.8	896	25.7	1,418	41.5	0.0	0.0	1,448	41.5
Chetumal, Q. Roo	583	21,755	6,496	30	180	35.7	99	19.7	279	55.4	0.0	0.0	279	55.4
Coatzacoacoas, Ver.	736	32,155	6,039	19	262	39.7	36	1.9	298	40.8	0.0	0.0	298	40.8
Constitución, BCS	165	8,542	3,080	35	52	31.3	2	1.2	54	32.5	1.3	0.0	55	33.3
Durango, Dgo.	2,129	85,619	10,322	21	649	38.5	176	1.3	826	38.8	0.0	0.0	826	38.8
Fresnillo, Son.	314	19,876	2,816	14	54	16.6	84	26.0	138	42.5	6.45	2.0	144	44.5
Guaymas, Son.	468	17,428	5,052	29	114	23.4	30	6.2	344	29.6	5.6	1.1	150	34.9
León, Gro.	3,045	140,080	28,846	21	629	21.0	187	32.4	1,616	53.1	0.0	0.0	1,616	53.1
Los Cabos, BCS	267	9,262	3,481	34	61	23.0	32	12.1	93	34.8	7.9	3.1	181	37.8
Mazatlán, Son.	1,350	70,896	6,805	8	285	15.2	244	18.6	449	33.2	0.0	0.0	449	33.2
Oaxaca, Oax.	721	48,312	9,538	24	446	61.9	8	1.1	454	63.0	0.0	0.0	454	63.0
Queretaro, Qro.	1,783	83,654	11,712	40	242	13.5	50	2.8	292	16.4	243.7	13.6	536	38.1
San Cristóbal de las Casas, Chi.	218	14,860	2,174	15	118	39.5	10	5.6	129	43.2	0.0	0.0	129	43.2
Tapachula, Chi.	743	20,782	1,561	8	54	6.2	186	11.3	157	21.1	13.8	1.9	170	22.9
Tuxtla, Gro., Chiapas	1,162	53,566	13,086	24	213	18.3	93	8.5	304	26.3	38.9	3.3	345	29.7
Veracruz, Ver.	2,869	87,286	13,993	16	644	22.5	445	5.5	1,089	38.0	0.0	0.0	1,089	38.0
Villahermosa, Tab.	1,900	45,138	7,520	17	530	27.9	137	1.2	667	35.1	0.0	0.0	667	35.1
Xalapa, Ver.	1,215	48,013	4,432	9	465	38.3	8	0.6	473	38.9	0.0	0.5	473	38.9
Zacatecas, Zac.	485	31,937	4,545	14	134	27.7	15	3.1	149	38.7	0.0	0.0	149	38.7
TOTALES	29,497	1,207,863	206,378	17	7,171	24.3	3,984	13.5	11,161	37.8	320	1.1	11,481	38.9

En el método matemático se consideran las fugas en las redes de distribución como un porcentaje de la demanda de los usuarios que se estima en cada nudo. Si la información disponible es suficiente, se pueden considerar varios factores de fugas en función de la cantidad de reportes que se registren en los organismos operadores, el tipo de material de las tuberías de la red, el tipo de suelo, la infraestructura instalada, edad de la tubería, etc.; que por lo general se analiza en planos con zonificaciones realizadas ex profeso.

4 Método para calcular redes con flujo permanente a presión

En este capítulo se describe de manera detallada las ecuaciones utilizadas en el método del Instituto de Ingeniería para el cálculo de las redes de tuberías de distribución de agua potable funcionando a presión con flujo permanente (método estático).

Para realizar un análisis general de las redes de distribución de agua potable, es conveniente llevarlo a cabo en las condiciones con flujo permanente, es decir, considerando que las condiciones del funcionamiento no cambian a lo largo del tiempo. Dicho análisis es un caso particular de la solución de las ecuaciones para flujo no permanente.

Para obtener los gastos y presiones se emplean diversos métodos de cálculo manual como el propuesto en 1936 por Hardy Cross (Rouse 1946), que hoy en día utilizan procedimientos basados en la solución por computadora debido a la rapidez con que se

realizan, algunos de los cuales se encontraron en programas de cómputo comerciales. El mayor número de los métodos de cálculo de redes que existen en el mercado, soluciona únicamente el caso de flujo permanente (métodos estáticos).

El método de cálculo para flujo permanente del Instituto de Ingeniería, se basa en los principios de conservación de cantidad de masa y energía. Para resolver las ecuaciones de una red de tuberías se puede utilizar un procedimiento apoyado en el método de Newton – Raphson (*Sánchez y Fuentes, 1991*). Su extensa aplicación se debe a que una vez obtenida la primera derivada de la función converge rápidamente a la solución.

Para la representación en el método matemático de los diversos accesorios, se emplea el desarrollo en serie de Taylor incluyendo la derivada de la función de primer orden de las ecuaciones que representan dichos accesorios.

4.1 Funcionamiento hidráulico

El caudal suministrado a los usuarios de la red de distribución está en función de la presión disponible en el nudo donde se representa la demanda. El método considera que la presión en la red debe ser mayor a una mínima (h_{min}) para que se pueda entregar a los almacenamientos domiciliarios (si es que existen), el gasto demandado; y menor a una máxima (h_{max}) para evitar roturas de tuberías o excesivos caudales de fugas.

4.1.1 Estático tradicional

En la solución del método para flujo permanente tradicional (estático tradicional) considera que siempre se proporciona el gasto demandado por los usuarios, inclusive si las presiones son negativas, por lo que nunca se presenta déficit en el servicio, lo que no se presenta en el funcionamiento hidráulico real.

4.1.2 Estático modificado

Cuando en un nudo la carga de presión es menor a una mínima (h_{min}) establecida, no se puede extraer la cantidad total del agua demandada. Se acepta que el gasto suministrado es igual al de demanda si la carga es mayor a la mínima, o bien, es proporcional a la carga del nudo (positiva).

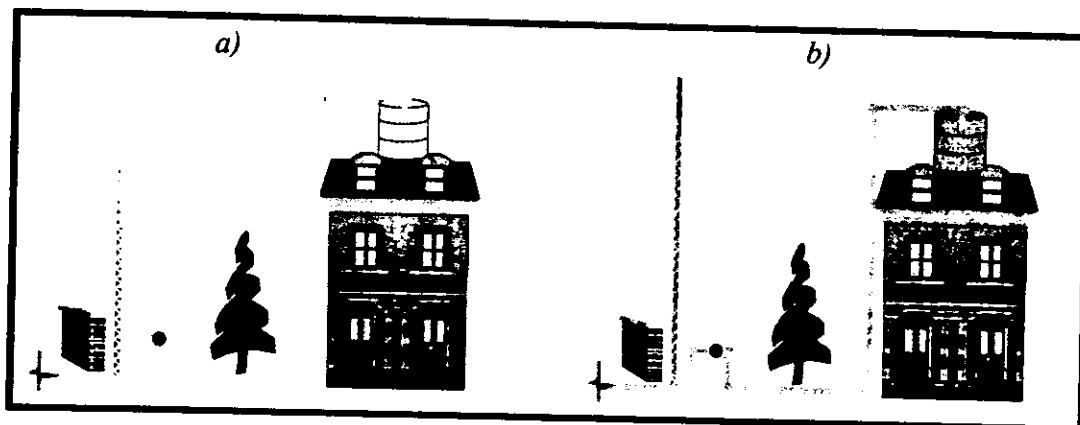


Figura 4.1 Representación esquemática del funcionamiento hidráulico con el método estático modificado. a) $h < h_{min}$. b) $h > h_{min}$

4.2 Accesorios en la red

Para representar de manera mas apegada al funcionamiento real de los sistemas de distribución de agua potable, es necesario considerar las políticas de operación de tanques y válvulas. Se requiere contar con un modelo matemático que brinde una adecuada aproximación al comportamiento hidráulico que permita comprobar la bondad de los cambios y evaluar las mejoras que se generan en el sistema de distribución de agua.

4.2.1 Bombas

Para incluir en el modelo matemático las bombas mediante un procedimiento numérico, es necesario recurrir nuevamente al planteamiento del método del Instituto de Ingeniería, que para el caso de las bombas se desarrolla a continuación.

Al usar la serie de Taylor, incluyendo las derivadas de la función de primer orden para la función $f(h) = Q$ de la ecuación 3.18 se llega a

$$Q_b^{t+\Delta t} = \delta^t + \beta^t h^{t+\Delta t} \quad \dots(4.1)$$

siendo

$$\delta^t = Q^t - (a_1 + 2a_2 h^t) h^t \quad \dots(4.2)$$

$$\beta^t = a_1 + 2a_2 h^t \quad \dots(4.3)$$

4.2.2 Descargas libres

Al igual de lo establecido para el caso anterior, se utiliza el desarrollo en serie de Taylor con derivadas de primer orden a la *ecuación 3.19* se obtiene la expresión siguiente

$$Q_L^{k+1} = \varepsilon^k + \lambda^k h^{k+1} \quad \dots(4.4)$$

siendo

$$\varepsilon^k = \frac{Q_L^k}{2} \quad \dots(4.5)$$

y

$$\lambda^k = -\frac{Q_L^k}{2h^k} \quad \dots(4.6)$$

4.3 Gastos de salida en la red

La correcta estimación de los gastos demandados por los usuarios de una red de distribución de agua potable, se refleja en una mejor representación de las condiciones reales de funcionamiento. Razón por la cual es muy importante realizar una investigación tan detallada como sea posible en función de la información disponible de los consumos de los usuarios. Otros factores importantes que afectan las estimaciones de los gastos de salida son las fugas en la red de tuberías y las tomas clandestinas o no registradas en los padrones de usuarios.

4.3.1 Consideración de la demanda de los usuarios

Se puede calcular la red para flujo permanente a cualquier hora del día tomando alguno de los valores horarios establecidos en las *tablas 3.2, 3.3 ó 3.4*, según sean las condiciones de interés.

Para el caso de la máxima demanda en la Ciudad de México, el análisis se debe realizar para las 11:00 horas, y la demanda se multiplicará por 1.50 respecto al valor del gasto medio (*factor de demanda*).

Para las horas de menor requerimiento de agua por parte de los usuarios del servicio, por lo general se presentan las mayores cargas de presión en la red de tuberías. Se recomienda tener especial cuidado con estos valores para no poner en riesgo a las tuberías o alguno de los accesorios.

Para representar la demanda de los usuarios del servicio, nuevamente se emplea la *ecuación 3.19*.

4.4 Pérdida de energía

En la práctica de la hidráulica, las tuberías con longitud mayor a 30 metros aproximadamente, generan significativamente más pérdida por esfuerzo cortante a lo largo de toda su distancia que las causadas por los accesorios de entrada y salida así como los instalados a todo lo largo de su trayectoria con diferentes fines.

Las tuberías más cortas tienen relativamente menos pérdidas por esfuerzo cortante, y en contraste, las pérdidas locales pueden llegar a ser de valor considerable.

4.4.1 Pérdida por esfuerzo cortante

Para un flujo permanente, en un tubo de diámetro, la línea de carga piezométrica es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento.

En el sistema internacional de unidades se expresa C de la ecuación 2.53 como

$$C = 0.0826 \frac{f L}{d^5} \quad \dots(4.7)$$

En las redes de tuberías de agua potable generalmente el flujo es turbulento, por lo que para determinar f se emplea la ecuación de Colebrook y White, que es una fórmula empírica para el cálculo del factor de fricción f en la zona de transición de flujo laminar a turbulento en tubos comerciales. Se expresa de la siguiente manera

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.0 \log \left(\frac{\epsilon/d}{3.7} + \frac{2.51}{R\sqrt{f}} \right) \quad \dots(4.8)$$

Otro modo de estimar el factor de fricción f es utilizando la fórmula de Swamee – Jain (ecuación 4.29) ya que es una de las ecuaciones más confiables y fáciles de utilizar por su

forma explícita, lo que permite calcular f sin necesidad de tanteos. Lo anterior facilita el uso de la ecuación de Darcy - Weisbach.

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.7 d} + \frac{5.75}{R^{0.9}} \right) \right]^2} \quad \dots(4.9)$$

La expresión anterior es aplicable tanto a tuberías lisas, en transición como a rugosas. Para un intervalo de velocidad media entre 0.40 m/s a 4.50 m/s en cualquier tamaño de tubería, tiene un error máximo de $\pm 0.63\%$.

En general, el flujo en las redes de tuberías de agua potable es turbulento, sin embargo cuando el flujo es laminar se emplea la fórmula de Poiseuille

$$f = \frac{64}{\Re} \quad \dots(4.10)$$

4.4.2 Pérdidas locales

En el método de cálculo del Instituto de Ingeniería, las pérdidas se toman en cuenta mediante el cambio del coeficiente C de la ecuación 4.7. Para ello conviene escribir la ecuación 4.10 como

$$h_L = K \frac{V^2 A^2}{2g A^2} = K \frac{Q^2}{2g A^2} = \frac{0.08263K}{D^5} Q^2 = C' Q^2 \quad \dots(4.11)$$

donde el coeficiente C' (pérdida local) es

$$C' = \frac{0.08263K}{D^5} \quad \dots(4.12)$$

Las pérdidas de energía totales en una tubería, se conforman por las pérdidas debidas al esfuerzo cortante y por algún accesorio en dicha tubería se representan por

$$h_T = h_f + h_L \quad \dots(4.13)$$

al sustituir las *ecuaciones 2.52 y 4.11* en la expresión 4.13

$$h_T = CQ^2 + C'Q^2 \quad \dots(4.14)$$

o bien

$$h_T = (C + C')Q^2 \quad \dots(4.15)$$

así, el coeficiente C' es un aumento proporcional al coeficiente C que incluye al factor de fricción.

4.5 Ecuaciones por resolver

El análisis hidráulico de una red de tuberías funcionando a presión se plantea a partir de las cargas de presión en los nudos y los gastos que fluyen en sus tuberías.

Para encontrar las cargas y los gastos en las tuberías de una red cuando se conocen los gastos de salida de ella y al menos una carga en la red, se emplean los principios de conservación de la energía y de la masa (continuidad).

4.5.1 Ecuación de la energía en una tubería de la red

Para la interpretación de las fuerzas que actúan en la ecuación de la energía vista en el *subcapítulo 2.1.3*, se utiliza el diagrama de cuerpo libre de la *figura 4.2* aplicado a una tubería de longitud L funcionando a presión. Al utilizar el concepto de la ecuación de la conservación de la energía entre dos secciones cualesquiera s e i , se tiene

$$z_s + \frac{p_s}{\gamma} + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = z_i + \frac{p_i}{\gamma} + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad \dots(4.16)$$

donde z , representa la elevación respecto a un plano horizontal de referencia, p y v la presión y la velocidad media respectivamente en el punto en el centro de la sección, α es el coeficiente de *Coriolis* (corrección por considerar el valor medio de la velocidad). Además γ y g son el peso específico del agua y la aceleración de la gravedad respectivamente, y h_f es la reducción de la energía hidráulica debido al rozamiento del fluido con las paredes del conducto. Los subíndices s e i indican la sección analizada.

Retomando la ecuación de la energía en una tubería y haciendo $h_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma}$, la *ecuación 4.16*

se puede expresar de la siguiente manera:

$$h_s + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad \dots(4.17)$$

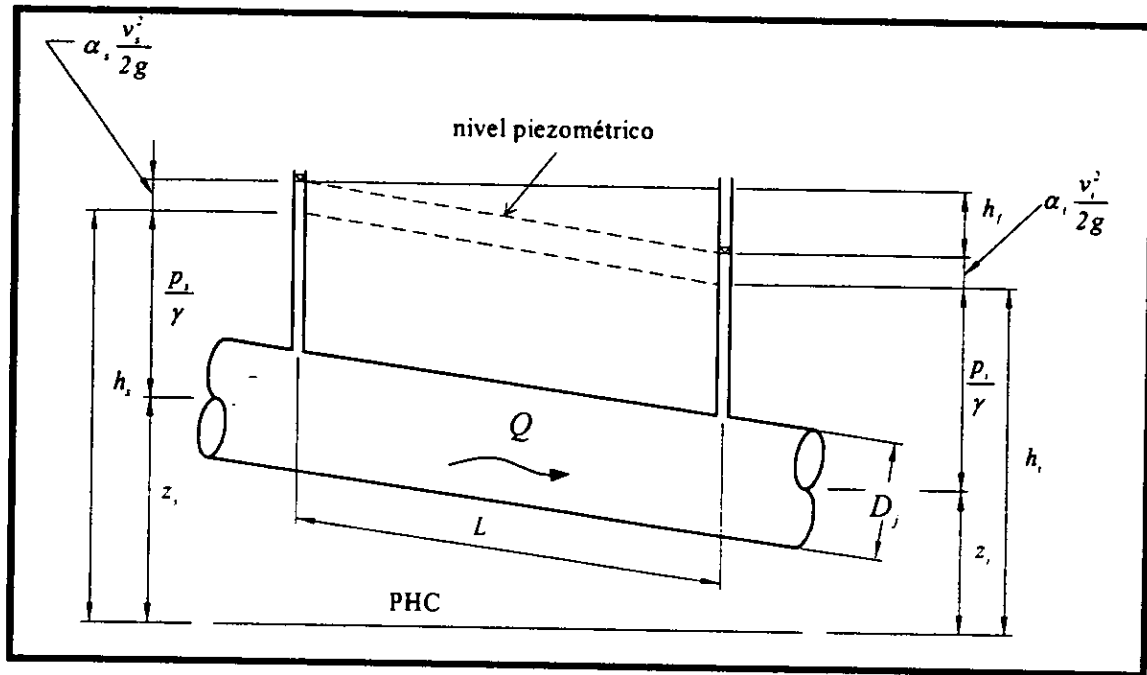


Figura 4.2 Ecuación de la energía en la tubería J de la red

4.5.2 Ecuación de continuidad entre secciones transversales de una tubería de la red

A la ecuación de la conservación de masa para un volumen de control infinitesimal a menudo se le denomina ecuación de continuidad porque no requiere más suposición que de la continuidad de las funciones que dan la densidad y la velocidad.

La ecuación de continuidad deducida en el subcapítulo 2.1.2 establece que en una tubería de la red

$$A_1 v_1 = A_2 v_2 \quad \dots(4.18)$$

para una tubería con área de sección transversal constante ($A_s = A_i$), de la ecuación 4.18 resulta que $v_s = v_i = v$. Como se estableció de la ecuación 2.23, se tiene que $h_f = h_s - h_i$.

La pérdida de la energía que se origina durante el movimiento de un fluido a través de una tubería depende de su velocidad (v), el diámetro (d), la longitud (L), la rugosidad de la tubería, la densidad (ρ) y la viscosidad (μ) del fluido. Para tomar en cuenta que dicha pérdida ocurre en la dirección del flujo, se escribe de la siguiente manera

$$h_f = C |Q| Q \quad \dots(4.19)$$

donde C depende de los parámetros antes citados (Rouse, 1946).

Al tomar en cuenta a la ecuación 4.19 en la 2.23 se obtiene

$$h_s - h_i = C |Q| Q \quad \dots(4.20)$$

Al expresar el gasto que circula por la tubería j de esta ecuación en función de los parámetros que influyen, se obtiene

$$Q_j = F_j(h_s, h_i) \quad \dots(4.21)$$

siendo

$$Q = \begin{cases} k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -k_j (h_i - h_s)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad \dots(4.22)$$

En la ecuación 4.22 se considera k_j como

$$k_j = \left(\frac{L}{C_j} \right)^{1/2} \quad \dots(4.23)$$

4.5.3 Ecuación de continuidad en la unión de varias tuberías

Al utilizar el principio de continuidad para flujo permanente en un nudo donde se juntan varias tuberías establece que la suma de los gastos que entran a él es igual a la suma de los gastos que salen del mismo. Así, al aplicar el principio de continuidad en los nudos de la red se forma un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son los gastos que fluyen en las tuberías de red.

Para ejemplificar cómo se emplea la ecuación de continuidad en la unión de varias tuberías, considérese la red de la *figura 4.7* donde se conoce la carga en el nudo 5. Se han numerado los nudos y las tuberías, distinguiendo a estos últimos con números encerrados en un círculo. También aparecen con flechas los gastos (q) que egresan de (o ingresan a) la red y los gastos (Q) que fluyen en las tuberías, para estos últimos se ha supuesto el sentido de flujo.

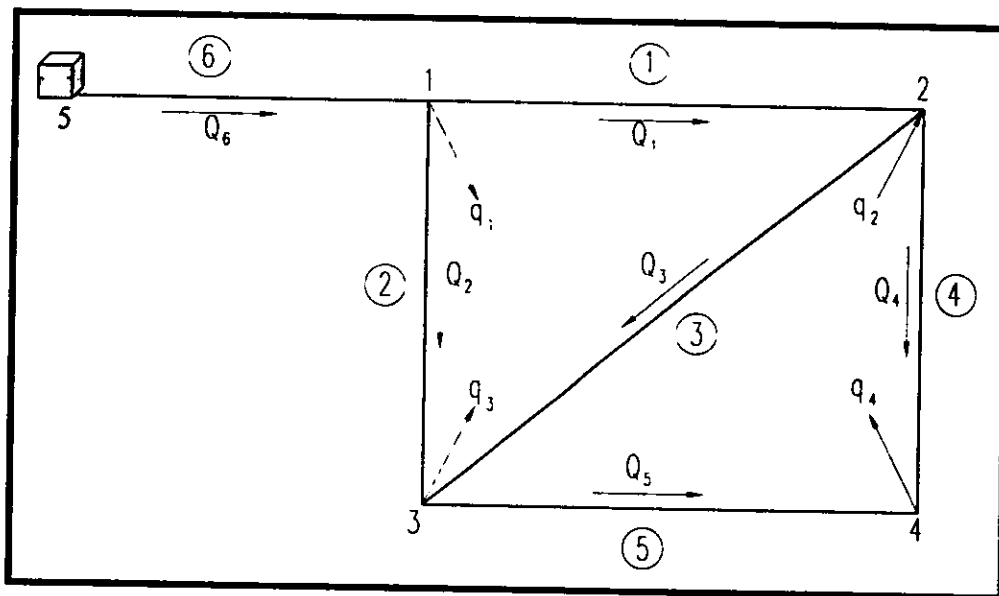


Figura 4.3 Red de tuberías cerrada.

Así, al aplicar el principio de continuidad en los nudos 1 al 4 se establece el sistema de ecuaciones siguiente

$$-Q_1 - Q_2 + Q_3 = q_1$$

$$Q_1 - Q_2 - Q_4 = -q_2$$

$$Q_2 + Q_3 - Q_5 = q_3$$

$$Q_3 + Q_4 = q_4$$

El sistema de ecuaciones correspondiente a cualquier red se puede escribir como

$$\sum Q_j = q_n \quad \dots(4.24)$$

donde la suma de todas las tuberías j conectadas al nudo n , Q_j es el gasto que fluye por la tubería j y q_n es el gasto que sale por el nudo n .

Al sustituir a los gastos de la ecuación 4.24 en términos de las cargas de presión, como se plantea en la ecuación 4.22, se forma un sistema no lineal de ecuaciones

Por ejemplo, al expresar los gastos Q_1 a Q_5 del sistema formado a partir de la figura 4.3 en función de las cargas mediante las ecuaciones 4.22 se obtiene

$$-k_1(h_1 - h_2)^{1/2} - k_2(h_1 - h_3)^{1/2} + k_6(h_5 - h_1)^{1/2} = q_1$$

$$k_1(h_1 - h_2)^{1/2} - k_3(h_2 - h_3)^{1/2} - k_4(h_2 - h_4)^{1/2} = q_2$$

$$k_2(h_1 - h_3)^{1/2} + k_3(h_2 - h_3)^{1/2} - k_5(h_3 - h_4)^{1/2} = q_3$$

$$k_5(h_3 - h_4)^{1/2} - k_4(h_2 - h_4)^{1/2} = q_4$$

Se trata de un sistema de ecuaciones no lineales que tiene como incógnitas a h_1 , h_2 , h_3 y h_4 (en el nudo 5 la carga es conocida, y sirve como nivel de referencia para las demás).

También es posible establecer las ecuaciones del sistema anterior de manera que expresándolos de modo general se tiene

$$\sum F_j(h_s, h_i) = q_n \quad \dots(4.25)$$

donde la suma se efectúa para todos los tubos j conectados al nudo n y $F_j(h_s, h_i)$ es una función no lineal de las cargas en los extremos h_s y h_i del tubo j definida con la ecuación 4.24.

4.5.4 Otras ecuaciones

Las ecuaciones para tuberías que tiene en un extremo un tanque, se definen de manera similar a lo realizado anteriormente, sólo que en este caso el nudo s corresponde al nivel del tanque. Además, se tiene cuidado de considerar que el tanque sólo proporciona agua a la red cuando su carga h_s es mayor que la de los nudos de la red (h_i) ligados al tanque (figura 4.4) siempre y cuando exista agua en el tanque.

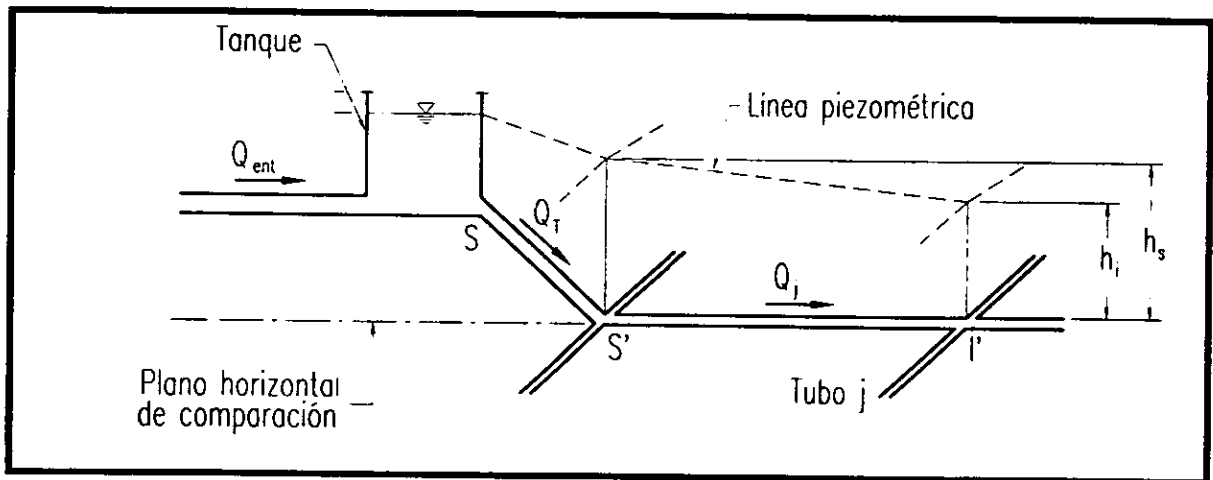


Figura 4.4 Consideraciones para las ecuaciones del tanque

4.6 Método del Instituto de Ingeniería

Para resolver sistemas de ecuaciones no lineales como es el caso de las *ecuaciones 4.25* se puede utilizar el método de Newton - Raphson (Burden, Faires y Reynolds, 1979) o bien un procedimiento que simplifique el problema matemático a resolver, por ejemplo el método de Cross, que al considerar circuitos dentro de la red disminuye el número de ecuaciones no lineales por solucionar.

El método del Instituto de Ingeniería considera que la ecuación $f(Q)$, se desarrolla hasta la primera derivada mediante la serie de Taylor, entonces se obtiene la siguiente expresión

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q) + f'(Q)\Delta Q \quad \dots(4.26)$$

de igual manera, sustituyendo en la *ecuación 4.19* hasta la primera derivada se obtiene

$$f(Q) = C_j |Q_j| Q_j \quad \dots(4.27)$$

$$f'(Q) = 2C_j Q_j \quad \dots(4.28)$$

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

$$f(Q) = f(Q_j^k) = C_j (Q_j^k)^2 \quad \dots(4.29)$$

la primera derivada de la expresión anterior resulta ser

$$f'(Q) = f'(Q_j^k) = 2C_j (Q_j^k) \quad \dots(4.30)$$

por otra parte, expresando ΔQ como

$$\Delta Q = Q_j^{k+1} - Q_j^k \quad \dots(4.31)$$

Escribiendo $f(Q+\Delta Q)$ en función de las cargas

$$f(Q + \Delta Q) = h_s^{k+1} - h_i^{k+1} \quad \dots(4.32)$$

Por último, sustituyendo las ecuaciones anteriores en la ecuación 4.26

$$h_s^{k+1} - h_i^{k+1} = C_j (Q_j^k)^2 + 2C_j (Q_j^k) (Q_j^{k+1} - Q_j^k) \quad \dots(4.33)$$

despejando Q_j^{k+1} se tendrá

$$Q_j^{k+1} = \frac{h_s^{k+1} - h_i^{k+1}}{2C_j Q_j^k} + \frac{Q_j^k}{2} \quad \dots(4.34)$$

ahora, considerando

$$\alpha_j = \frac{1}{2C_j |Q_j^k|} \quad \dots(4.35)$$

entonces, sustituyendo la ecuación 4.35 en la 4.34 queda

$$Q_j^{k+1} = \alpha_j (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \frac{1}{2} Q_j^k \quad \dots(4.36)$$

A medida que k aumenta, Q_j^k y Q_j^{k+1} tienden a ser iguales y la ecuación 4.36 se hace similar a la ecuación 4.22. La expresión 4.36 es la ecuación fundamental del método.

4.6.1 Sistema de ecuaciones lineales

Ahora se ejemplificará el método del Instituto de Ingeniería aplicándolo al esquema de la figura 4.3. Si los gastos (en el entendido que corresponden a los valores de gasto de la iteración k) de cada tubería de la red se expresan en términos de las cargas de presión por medio de la ecuación 4.36, se forma un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son las cargas de presión en la iteración $k + 1$.

Se pueden plantear en términos de las cargas, por lo tanto se llega a las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} (-\alpha_1^k - \alpha_2^k - \alpha_6^k)h_1^{k+1} + \alpha_1^k h_2^{k+1} + \alpha_2^k h_3^{k+1} &= q_1 - \alpha_6^k h_5 + \frac{1}{2}(Q_1^k + Q_2^k - Q_6^k) \\ \alpha_1^k h_1^{k+1} + (-\alpha_1^k - \alpha_3^k - \alpha_4^k)h_2^{k+1} + \alpha_3^k h_3^{k+1} + \alpha_4^k h_4^{k+1} &= -q_2 + \frac{1}{2}(-Q_1^k + Q_3^k + Q_4^k) \\ \alpha_2^k h_1^{k+1} + \alpha_3^k h_2^{k+1} + (-\alpha_2^k - \alpha_3^k - \alpha_5^k)h_3^{k+1} + \alpha_5^k h_4^{k+1} &= q_3 + \frac{1}{2}(-Q_2^k - Q_3^k + Q_5^k) \\ \alpha_4^k h_2^{k+1} + (-\alpha_4^k - \alpha_5^k)h_4^{k+1} + \alpha_5^k h_3^{k+1} &= q_4 + \frac{1}{2}(-Q_4^k - Q_5^k) \end{aligned}$$

El sistema de ecuaciones escrito anteriormente tiene la gran ventaja de ser lineal. Tiene como incógnitas a h_1^{k+1} , h_2^{k+1} , h_3^{k+1} y h_4^{k+1} . Las ecuaciones anteriores se pueden simplificar al apreciar que, al no considerar al superíndice k , el término entre paréntesis del miembro derecho es precisamente $-q_n$. Esto es, $Q_1^k + Q_2^k - Q_6^k$ es igual a $-q_1$ de acuerdo con la primera ecuación del sistema 4.36 obtenido de la figura 4.3. Al tomar en cuenta esto, el sistema de ecuaciones anterior se puede escribir como

$$\begin{aligned}(-\alpha_1^k - \alpha_2^k - \alpha_6^k)h_1^{k+1} + \alpha_1^k h_2^{k+1} + \alpha_2^k h_3^{k+1} &= \frac{q_1}{2} - \alpha_6^k h_3 \\ \alpha_1^k h_1^{k+1} + (-\alpha_1^k - \alpha_3^k - \alpha_4^k)h_2^{k+1} + \alpha_3^k h_3^{k+1} + \alpha_4^k h_4^{k+1} &= -\frac{q_2}{2} \\ \alpha_2^k h_1^{k+1} + \alpha_3^k h_2^{k+1} + (-\alpha_2^k - \alpha_3^k - \alpha_5^k)h_3^{k+1} + \alpha_5^k h_4^{k+1} &= \frac{q_3}{2} \\ \alpha_4^k h_2^{k+1} + (-\alpha_4^k - \alpha_5^k)h_3^{k+1} + \alpha_5^k h_4^{k+1} &= \frac{q_4}{2}\end{aligned}$$

Con base en lo anterior, se afirma que para cualquier red de tuberías se requiere resolver un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son h^{k+1} , del tipo

$$A \{h^{k+1}\} = B \quad \dots(4.37)$$

donde

A Matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones (depende de los parámetros α^k).

$\{h^{k+1}\}$ Vector de incógnitas.

B Vector columna de términos independientes (depende de $q/2$, α^k y h).

COPIA TESIS NÚMERO 11
EN LA BIBLIOTECA

4.7 Procedimiento de cálculo

El método para resolver una red de tubos consiste en la sucesión de pasos que se señalan en la figura 4.5.

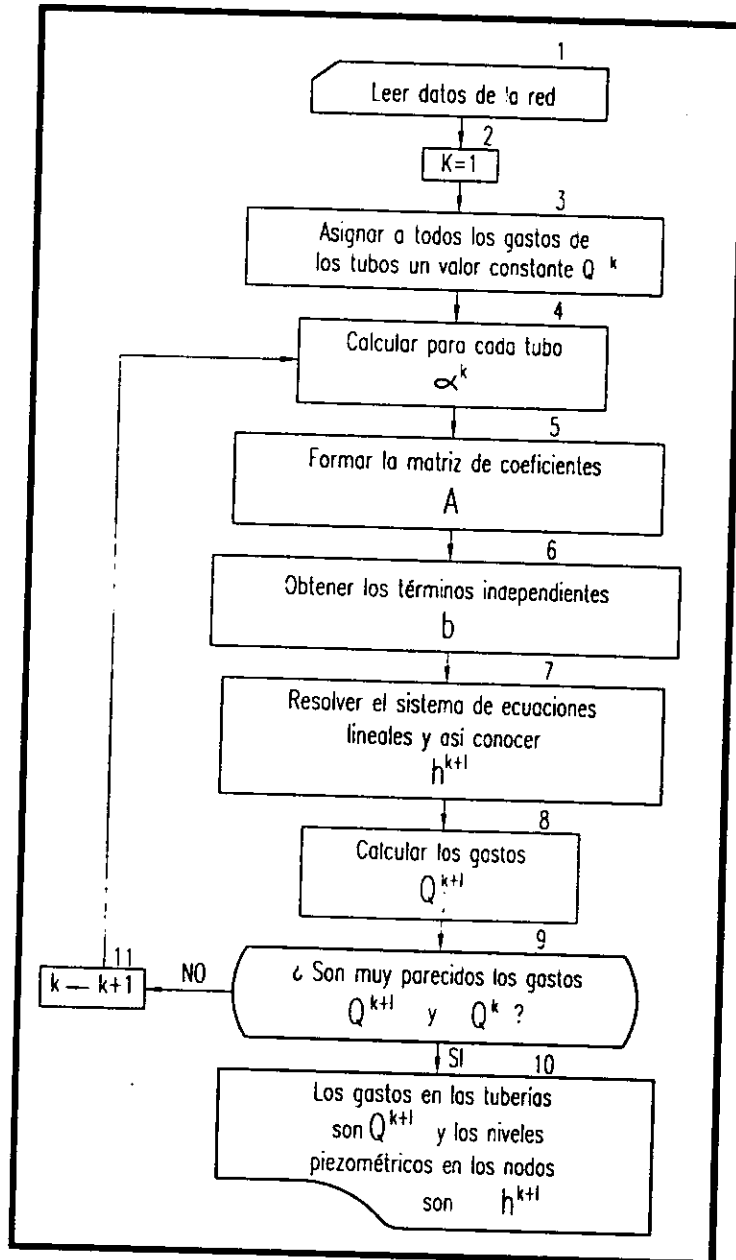


Figura 4.5 Diagrama de bloques del método de solución de Newton – Raphson para flujo permanente.

5 Método para calcular redes con flujo no permanente a presión (Dinámico)

En este capítulo se tratan las ecuaciones utilizadas en el método propuesto por el Instituto de Ingeniería para el cálculo de las redes de tuberías funcionando a presión con flujo no permanente (método dinámico).

En el funcionamiento real de las redes de tuberías, se observa que los gastos de demanda son variables a lo largo del día, a ello se debe que cambien los niveles piezométricos y los caudales que fluyen por las tuberías. Para el estudio de estas variaciones se debe tomar en cuenta en las ecuaciones de flujo de agua el cambio en el tiempo, dando lugar a las llamadas redes de tuberías funcionando a presión con flujo no permanente o redes de tuberías con funcionamiento dinámico.

5.1 Funcionamiento hidráulico

Para analizar el funcionamiento hidráulico de la red de una manera más cercana a la real, se requiere de un modelo de simulación que contemple los términos de la aceleración en las ecuaciones de flujo, los efectos de la variación de niveles en los tanques de almacenamiento, arranque y paro de bombas, maniobras de operación de válvulas, etc. Además que el gasto de salida en los nudos de demanda esté en función de la presión disponible en dichos nudos de la red.

A partir de los resultados obtenidos con el funcionamiento dinámico se determina la posibilidad de cumplir total o parcialmente con los gastos de demanda de los usuarios del servicio de agua potable, se revisa el comportamiento hidráulico y el tamaño de los tanques de regulación, capacidad de conducción de las tuberías, se establecen políticas de operación, posibles mejoras en el funcionamiento con el seccionamiento de redes muy grandes, etc.

Un aspecto fundamental en el método de la red dinámica es el relativo a la demanda de los usuarios, ya que los gastos proporcionados dependen de la presión en la red.

En el funcionamiento de la red dinámica se aprecia que durante los períodos de gasto de demanda inferior al gasto medio, se llenan los tanques de almacenamiento y que, en los lapsos de demanda superior al gasto medio, el gasto se dé a los usuarios con el agua que llega a los tanques y con la almacenada en ellos; de ese modo, se tiene una menor variación en los gastos. El funcionamiento teórico ideal de los tanques de almacenamiento se presenta sin válvulas de regulación de gastos en las líneas de alimentación de los tanques a la red.

A continuación se presentan las ecuaciones utilizadas en el programa para el cálculo de flujo no permanente (método dinámico), desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Es necesario mencionar, que para la solución de dichas ecuaciones se emplea un esquema de diferencias finitas de tipo implícito (*Fuentes, 1992*).

En el modelo dinámico se toma en cuenta la forma en que funcionan los tanques de almacenamiento, el caudal aportado por las bombas a la red de tuberías y la operación de las válvulas sobre todo cuando las cargas de presión disponible son tan grandes que puedan llegar a ser un factor preponderante para las fugas en las tuberías. Además, se consideran los lapsos en los que están en servicio los tanques y las bombas, asegurándose que las condiciones hidráulicas de la red permitan su adecuado funcionamiento. Esto último se refiere a que si se desea poner en operación una bomba se debe tener en cuenta que aportan agua a la red cuando la carga de presión se encuentra dentro del intervalo de operación de su curva característica.

La simulación del funcionamiento de la red comienza con el cálculo de cargas y gastos en régimen permanente (redes de tuberías funcionando a presión con flujo permanente, *capítulo 3*).

De igual manera con las ecuaciones del modelo dinámico se pueden obtener las cargas y los gastos de régimen permanente, para lo cual se mantiene sin cambio los niveles de tanques y gastos de demanda.

Los datos necesarios para la ejecución del programa serán básicamente las características de los tubos, tales como: diámetro, longitud, nudos inicial y final, los valores supuestos del factor de fricción, las características de los tanques de almacenamiento y regulación, las bombas (en su caso) con que cuenta el sistema de distribución, las extracciones puntuales como pueden ser los cárcamos de las plantas de bombeo, las elevaciones del terreno de los nudos en análisis, la distribución espacial y en cantidad de los gastos demanda por los usuarios, las variaciones en el consumo de los usuarios, los valores de caudales originados por fugas.

La solución de las ecuaciones para flujo en régimen permanente presentan un caso especial de la solución para régimen no permanente.

5.2 Gastos de demanda

Para realizar la simulación de flujo no permanente en una red de distribución de agua potable con el modelo dinámico es necesario tener en cuenta la variación de la demanda de los usuarios servidos a lo largo del día.

Debido a la importancia de estas fluctuaciones en el abastecimiento de agua potable, para obtener un adecuado diseño y funcionamiento en los sistemas de agua potable es necesario determinar los gastos máximo diario y máximo horario para obtener el apropiado dimensionamiento de las tuberías que forman la red de distribución, los tanques de almacenamiento y regulación, así como los demás accesorios instalados en la red. Lo anterior se realiza mediante coeficientes de variación.

La manera recomendable de obtener los coeficientes de variación diaria y horaria es mediante estudios de demanda y mediciones de consumo en la localidad o zona de estudio.

En caso de no poder llevar a cabo mediciones de campo, se consideran los valores de coeficientes de variación diaria y horaria registrados en las tablas de acuerdo a los Lineamientos Técnicos de la Comisión Nacional del Agua (CNA).

Por otra parte, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) mediante el estudio "Actualización de dotaciones del país" proporciona información referente a los coeficientes. Las actividades realizadas corresponden a determinar la variación del consumo por hora y por día durante un periodo lo suficientemente extenso que permitió obtener valores representativos en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima.

Como se mencionó, la demanda de agua de una comunidad varía de acuerdo con las diferentes actividades realizadas en el transcurso de un día, siendo antes del mediodía que se presenta la demanda máxima y en la madrugada cuando la demanda es mínima.

Para expresar las variaciones en los consumos, primeramente se obtiene el consumo promedio diario, posteriormente se obtiene la relación del consumo horario (q) respecto al promedio diario (q/q_{med}), obteniéndose así la ley de variación horaria en donde se refleja el consumo en el curso de un día (*Tablas 3.2, 3.3 y 3.4*).

En las variaciones de la demanda influye de manera preponderante la cantidad y tamaño de las regulaciones individuales que se tienen ya que esto ayuda a disminuir las demandas pico del agua potable. En general se puede inferir que a menor población, más variable es la demanda; cuanto más corto es el período de flujo, mayor es la desviación estándar.

5.2.1 Ley de variación horaria

La variación horaria de los gastos demandados por los usuarios de la red se calcula mediante la expresión siguiente:

$$q_d = C_{dem}(q / q_{med}) \quad \dots(5.1)$$

La relación q/q_{med} se obtiene de las *tablas 3.2 a 3.4* según sea el caso de análisis.

5.3 Gastos suministrados

En el modelo se considera que el gasto que sale de un nudo de la red en el tiempo t para tratar de satisfacer la demanda depende de la carga de presión en dicho nudo y del gasto de demanda requerido en tal tiempo.

El gasto suministrado por la red se calcula mediante la expresión

$$q_R = C_d a \sqrt{2g} \sqrt{h - h_c} \quad \dots(5.2)$$

donde C_d es un coeficiente de descarga, a el área de la abertura por donde sale el agua, g la aceleración de la gravedad, h_c la elevación del punto medio de la sección transversal de la tubería y h la elevación de la energía hidráulica disponible en el nudo de demanda de dicha tubería.

Se acepta que h_c sea aproximadamente igual a la elevación de la superficie del terreno y además que se puede agrupar en

$$c = C_d a \sqrt{2g} \quad \dots(5.3)$$

por lo que la ecuación 5.2 también se expresa como

$$q_R = c \sqrt{h - h_c} \quad \dots(5.4)$$

Esta ecuación permite determinar el gasto que puede aportar la red en cualquier instante a lo largo del ciclo de cálculo.

El gasto que proporciona a los usuarios la red de tuberías es el menor entre el gasto de demanda y el gasto calculado con la ecuación 5.4. En la expresión anterior se considera que si la energía hidráulica es menor que un cierto valor establecido por la Comisión

Nacional del Agua en las normas de diseño de abastecimiento de agua potable respectivas, no se proporciona el caudal demandado por dichos usuarios.

Recurriendo nuevamente a la forma linealizada para expresar la ecuación 5.4, queda de la manera siguiente

$$q_R = \tau^k h^{k+1} + \rho^k \quad \dots(5.5)$$

donde

$$\tau^k = \frac{0.5 q_a}{(h^k - h_c)} \quad \dots(5.6)$$

y

$$\rho^k = 0.5 q_a \left(1 - \frac{h_c}{(h^k - h_c)} \right) \quad \dots(5.7)$$

siendo

$$q_a = c \sqrt{h^k - h_c} \quad \dots(5.8)$$

De manera semejante se expresa el caudal de fugas en la red de tuberías de distribución de agua potable. El caudal de fugas esta en función de la energía hidráulica que se presente en los nudos.

5.4 Accesorios en la red

Una de los principales problemas que presentan algunos de los programas para análisis hidráulicos de redes de tuberías que se encuentran en el mercado, es la manera como representan mediante ecuaciones los accesorios necesarios para un adecuado funcionamiento que se instalan en la red de tuberías.

Para tomar en cuenta el funcionamiento de tanques de almacenamiento, bombas, descargas libres, gastos constantes de ingreso y válvulas se requiere plantear varias ecuaciones especiales.

5.4.1 Tanques de almacenamiento y regulación

Las ecuaciones para tubos con uno de sus extremos unido a un tanque, se definen de manera similar a la ecuación 4.52, solo que en este caso el nudo s corresponde al nivel del tanque que se supone conocido. Además, el tanque sólo proporciona agua a la red cuando su carga h_s es mayor que la de los nudos de la red (h_i) ligados al tanque (figura 5.1) y existe agua en el tanque.

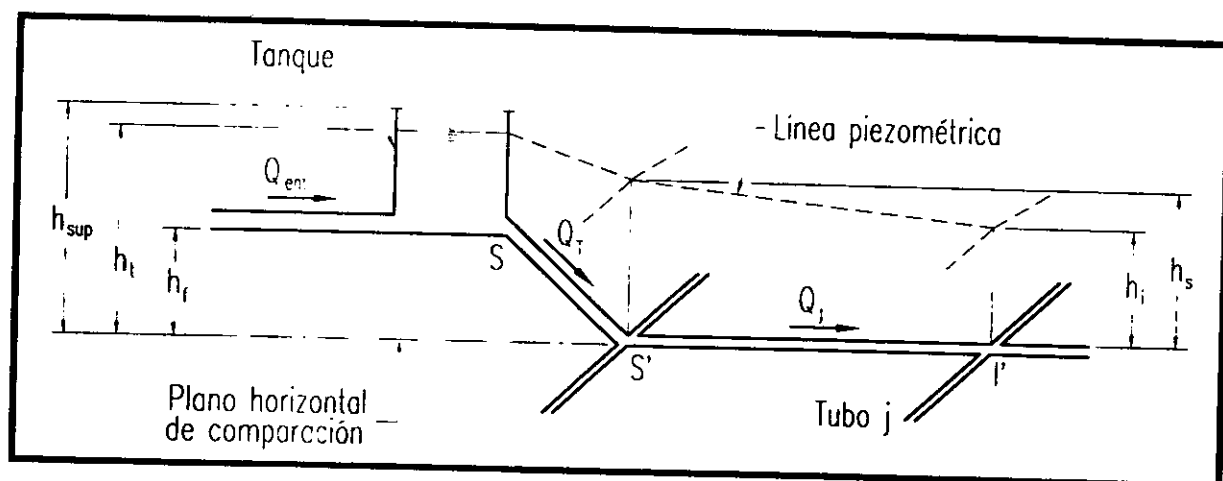


Figura 5.1 Consideraciones para las ecuaciones del tanque.

El nivel en el tanque h_s se modifica en cada instante de acuerdo con el ingreso desde el exterior Q_{ent} y el gasto que proporciona el tanque a la red Q_T^k , por lo cual se considera que el cambio en el tiempo de almacenamiento del tanque está dado por

$$\frac{h_s^{k+1} A}{\Delta t} = Q_{ent} - Q_T^k \quad \dots(5.9)$$

siendo A el área transversal del tanque.

5.4.2 Bombas

De manera similar al caso particular del análisis para flujo permanente, para la representación del funcionamiento de una bomba se emplea la curva característica carga-gasto de dicho accesorio (*figura 2.5*) y una aproximación lineal basada en la serie de Taylor. La ecuación que se emplea es la siguiente

$$Q_B^{k+1} = \delta^k + \beta^k h^k \quad \dots(5.10)$$

siendo

$$\delta_B^k = Q_B^k - (a_1 + 2a_2 h^k) h^k \quad \dots(5.11)$$

$$\beta^k = a_1 + 2a_2 h^k \quad \dots(5.12)$$

La ecuación 5.10 se utiliza cuando h está entre 0 y la carga máxima de la bomba; para el caso que la carga se encuentre fuera de dicho rango se utiliza otra expresión.

5.4.3 Válvulas sin operación

Como en el caso del método estático, la pérdida de carga producida por la operación (ya se cierre o apertura) de válvulas se toma en cuenta modificando el coeficiente de rugosidad del tubo.

La pérdida por cierre o apertura de una válvula h_L está dada por la expresión siguiente

$$h_L = \frac{K_L Q^2}{2g a_v^2} \quad \dots(5.13)$$

donde K_L es un coeficiente que depende del tipo de válvula, del área de la válvula totalmente abierta (a) y del área parcialmente abierta de la válvula (a_v).

Dado que la pérdida por fricción, según la fórmula de Darcy-Weisbach, está dada por

$$h_f = \frac{f' L Q^2}{D 2g a^2} \quad \dots(5.14)$$

donde L y D son la longitud y el diámetro de la tubería en cuestión, igualando h_f y h_L se obtiene

$$f' = \frac{K_L D a^2}{L a_v^2} \quad \dots(5.15)$$

De esta forma, el coeficiente de rugosidad de la tubería que tiene una válvula se aumenta en la cantidad f' .

5.4.4 Válvulas con operación

En el caso de este tipo de accesorios, el coeficiente de rugosidad varía con el tiempo, por lo cual la expresión utilizado es la 5.16

$$f' = f'(t) \quad \dots(5.16)$$

Los datos del horario de apertura y cierre, es decir, la operación de la válvula debe proporcionarse al programa.

5.5 Ecuaciones por resolver

Una representación más apegada a las condiciones de funcionamiento real de una red de distribución de agua potable, muestra variaciones en el tiempo de los gastos de extracción que se tienen en los nudos (debido a las fluctuaciones en el consumo de los usuarios en el desarrollo de sus actividades cotidianas).

Lo anterior tiene relación con el funcionamiento hidráulico de la red a presión y los gastos circulantes en las tuberías que cambian con el tiempo, en estas condiciones se tiene el caso de flujo no permanente y se le denomina funcionamiento dinámico.

Para obtener los gastos en la red de tuberías y las presiones en los nudos que la conforman, se requiere de la solución de las ecuaciones diferenciales de continuidad y de cantidad de movimiento de flujo no permanente funcionando a presión.

5.5.1 Ecuación de continuidad en cada nudo.

En cada nudo i de la red y para el tiempo $t = k\Delta t$, se establece que la suma de los gastos que entran es igual a la de los gastos que salen; así se plantea que

$$\sum_i Q^{k+i} = q_{D_i}^{k+i} \quad \dots(5.21)$$

Para ejemplificar el método en el planteamiento de las ecuaciones se presenta la *figura 5.2* de un nudo cualquiera en la red.

En la *figura 5.2* se muestra un nudo de la red en el que se conectan las tuberías $N1$, $N2$ y $N3$; además, este nudo recibe suministros de un tanque T y de una bomba B y además entrega el agua a un tanque de distribución D . La ecuación de continuidad en el nudo N para el instante k es

$$Q_T^{k+1} + Q_B^{k+1} + q_{N1}^{k+1} = q_{N3}^{k+1} + q_{N2}^{k+1} + q_{DEM}^{k+1} \quad \dots(5.22)$$

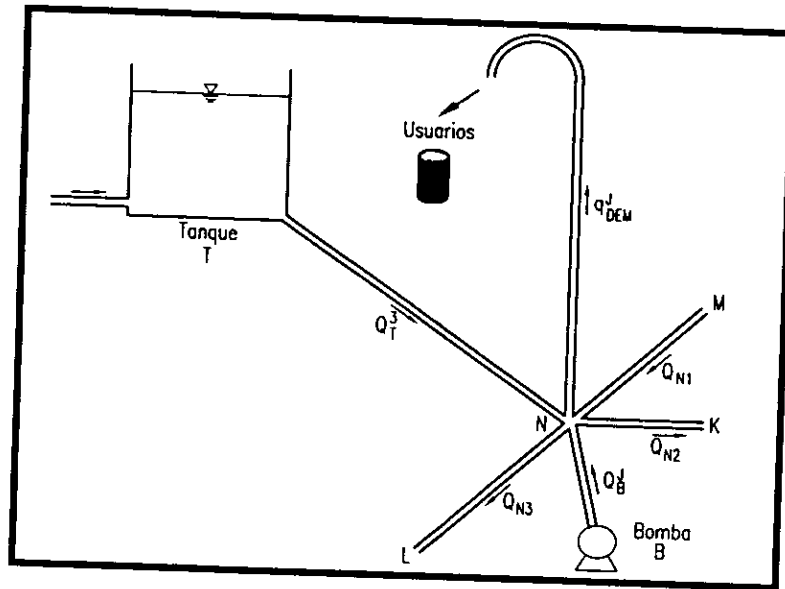


Figura 5.2 Nudo N de la red.

5.5.2 Ecuación de continuidad en la unión de varias tuberías

En la figura 5.2 se muestra un ejemplo en donde a un nudo de la red se conectan las tuberías $N1$, $N2$ y $N3$; además, este nudo recibe suministros de un tanque T y de una bomba B y entrega el agua a los usuarios en la regulación domiciliaria (tinaco) representados como q_{DEM} . La ecuación de continuidad en el nudo N para el instante cualquiera se establece con la siguiente expresión

$$Q_T + Q_B + q_{N1} = q_{N3} + q_{N2} + q_R \quad \dots(5.23)$$

El modelo de simulación para flujo no permanente o modelo dinámico se basa en la solución de las ecuaciones diferenciales de continuidad y de cantidad de movimiento de flujo no permanente funcionando a presión. Para ello se emplea un esquema de diferencias finitas de tipo implícito (Fuentes, 1992).

5.6 Método del Instituto de Ingeniería

Para dar solución a las ecuaciones planteadas en los *subcapítulos 5.5.1 a 5.5.2*, se propone una metodología que es planteada a continuación.

En el primer desarrollo se utiliza el principio de conservación de cantidad de movimiento en una tubería, ejemplificando para cualquiera de las tuberías de la red con extremos *s* e *i* (*figura 5.3*), se obtiene que

$$Q^{k+1} = \alpha^k (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \gamma^k \quad \dots(5.24)$$

donde

$$\alpha^k = \frac{\theta}{\frac{l}{ag\Delta t} + 2\theta C|Q^k|} \quad \dots(5.25)$$

$$\gamma^k = \frac{(1-\theta)(h_s^k - h_i^k) + (2\theta - 1)C|Q^k|Q^k + \frac{lQ^k}{ag\Delta t}}{\frac{l}{ag\Delta t} + 2\theta C|Q^k|} \quad \dots(5.26)$$

además Δt es intervalo de tiempo, a es el área transversal de la tubería, l la longitud de la tubería, g la aceleración de la gravedad, θ es un factor de peso (comprendido entre cero y uno).

En la expresión anterior C está dado por la *ecuación 4.12* la cual está en función del factor de fricción f , la longitud de la tubería l y el diámetro d ; y k es un superíndice que indica el valor de la variable en el tiempo $t = k \Delta t$.

La ecuación 5.24 relaciona las cargas piezométricas en los extremos de la tubería con el gasto que circula por ella en el instante $k+1$ (suponiendo que el flujo es de s a i). En las ecuaciones se acepta que las variables en el instante k son conocidas.

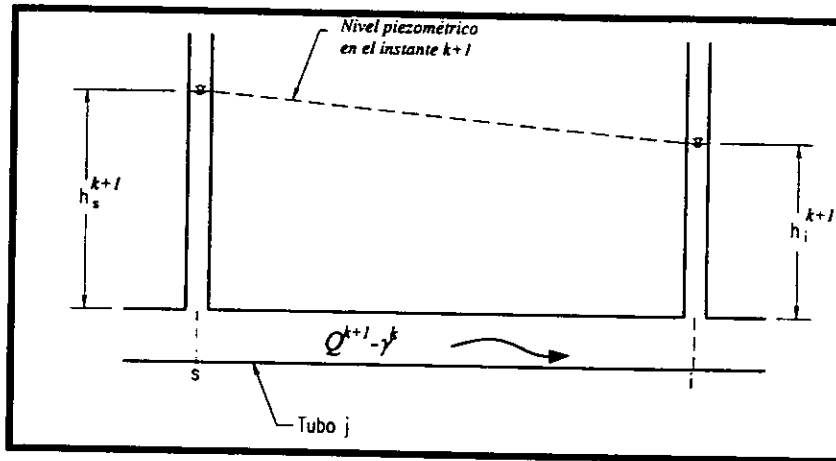


Figura 5.3 Gasto que fluye en una tubería en el tiempo $t+\Delta t$.

5.6.1 Sistema de ecuaciones lineales

Para ejemplificar el método de solución del Instituto de Ingeniería se aplicará para establecer el sistema de ecuaciones mostrado en la figura 5.2.

Al expresar los gastos q_{N1}^{k+1} , q_{N2}^{k+1} , y q_{N3}^{k+1} de acuerdo con la ecuación 5.24, el gasto Q_B según la ecuación 5.10 y q_{DEM} con la ecuación 5.5 según se apuntó anteriormente, se tiene

$$\begin{aligned} &(-\alpha_{N1}^k - \alpha_{N2}^k - \alpha_{N3}^k - \alpha_T^k + \beta^k - \tau_N^k) h_n^{k+1} + \alpha_{N1}^k h_M^{k+1} + \alpha_{N2}^k h_J^{k+1} + \alpha_{N3}^k h_L^{k+1} = \\ &= \gamma_{N1}^k + \gamma_{N2}^k + \gamma_{N3}^k + \gamma_T^k + \delta^k + \rho_N^k \end{aligned} \quad \dots(5.27)$$

En los otros nudos de la red se plantean ecuaciones similares, con lo que se establece un sistema de ecuaciones lineales. Este sistema tiene tantas ecuaciones como nudos (excepto los de tanques) tenga la red. Aunque parece demasiado complicado de armar el sistema de ecuaciones, mediante una subrutina de cálculo es sencilla de programar.

5.7 Procedimiento de cálculo

El procedimiento para simular el funcionamiento hidráulico a lo largo del tiempo se realiza de acuerdo con el diagrama de bloques presentado en la *figura 5.4*.

La solución del sistema de ecuaciones lineales corresponde a los niveles piezométricos h . Una vez encontrados por medio de la *ecuación 5.27* se obtienen los gastos en las tuberías. De esta manera al considerar lo anterior para todos los intervalos de tiempo de interés, se determinan a lo largo del día los niveles piezométricos y los gastos. Como también se obtienen los niveles de tanques, los gastos de bombas, los gastos suministrados, se simula el funcionamiento hidráulico de la red.

Conviene emplear un procedimiento para resolver sistemas de ecuaciones lineales que proporcione la solución de forma rápida y sin requerimientos importantes de memoria, por lo que se recomienda el método iterativo de Young y Frankel (Westlake, 1968).

Los modelos dinámicos a diferencia de los estáticos tienen la ventaja de obtener la variación del gasto y establecer las posibles zonas de déficit a lo largo del día.

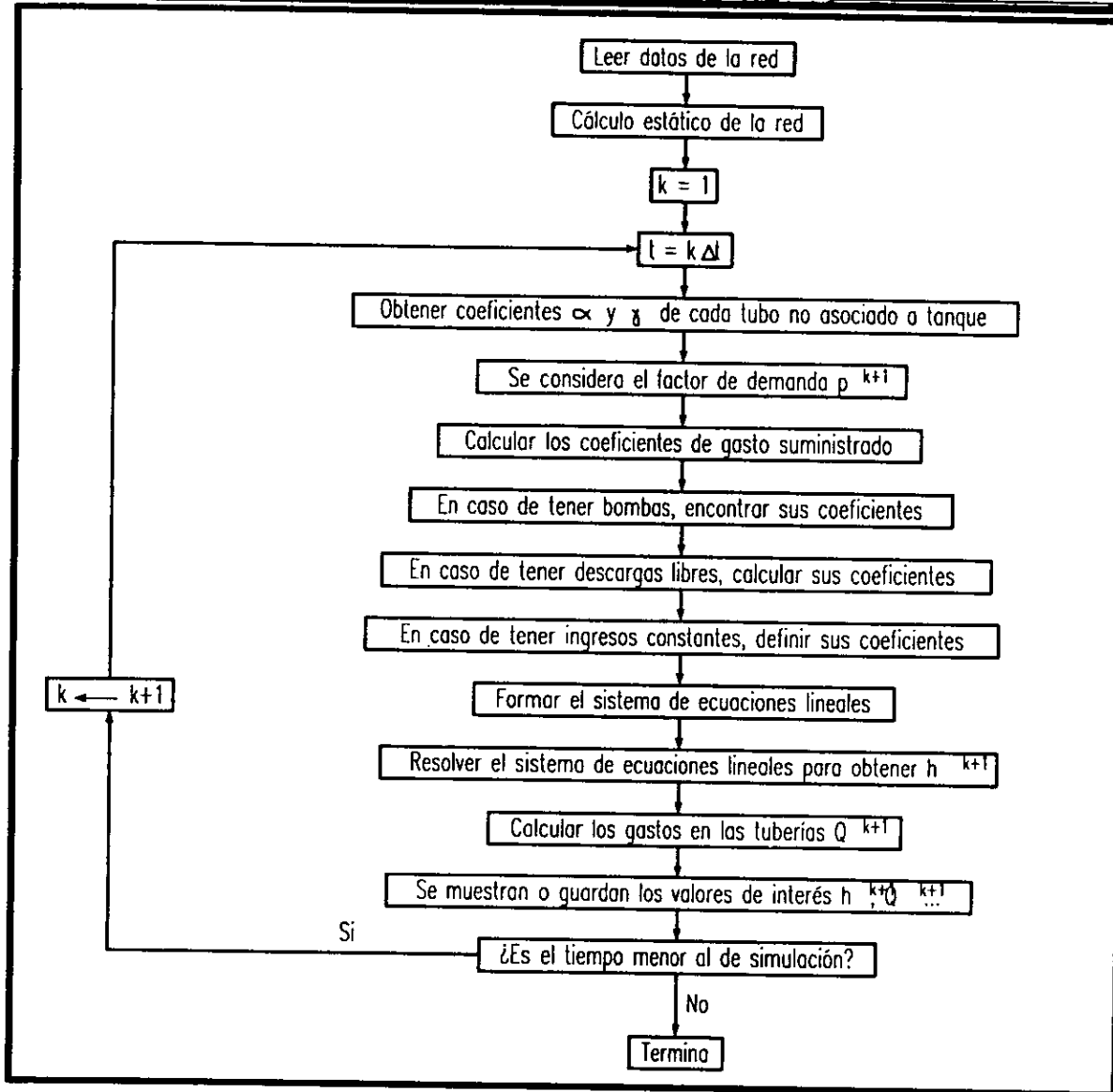


Figura 5.4 Diagrama de bloques del método para flujo no permanente.

6 Difusión de una sustancia en las tuberías de una red

En este capítulo se estudia el problema de difusión de una sustancia en las redes de tuberías funcionando a presión. Se establece la expresión matemática para su análisis así como la manera de representar en los modelos numéricos.

El estudio de la difusión de una sustancia en las redes de tuberías tiene especial interés para determinar el decaimiento del cloro que se utiliza en la potabilización del agua dentro de la red de tuberías para distribuirla a los usuarios con una concentración adecuada del mencionado elemento.

Como se mencionó anteriormente, aunque la principal aplicación es determinar los posibles puntos de aplicación y de reinyección de cloro, también se utiliza para determinar la zona de influencia de los tanques de almacenamiento y regulación.

6.1 Difusión

La descripción del fenómeno de la difusión se lleva a cabo con modelos matemáticos que se basan en hipótesis básicas o "leyes". En estos fenómenos intervienen principalmente dos procesos comunes que son establecidos como ley. La ley de difusión de Fick es la más fundamentada, utiliza un coeficiente de difusión. La segunda, que no tiene un nombre formal, utiliza un coeficiente de transferencia de masa, un tipo de relación constante reversible.

Para ejemplificar los dos modelos, se utilizan dos bulbos conectados mediante un tubo delgado (capilar) como se muestra en la *figura 6.1*. Los bulbos se encuentran a temperatura y presión constante además de que tienen el mismo volumen. Así mismo, un bulbo contiene dióxido de carbono (CO_2) y el otro está lleno con nitrógeno (N_2).

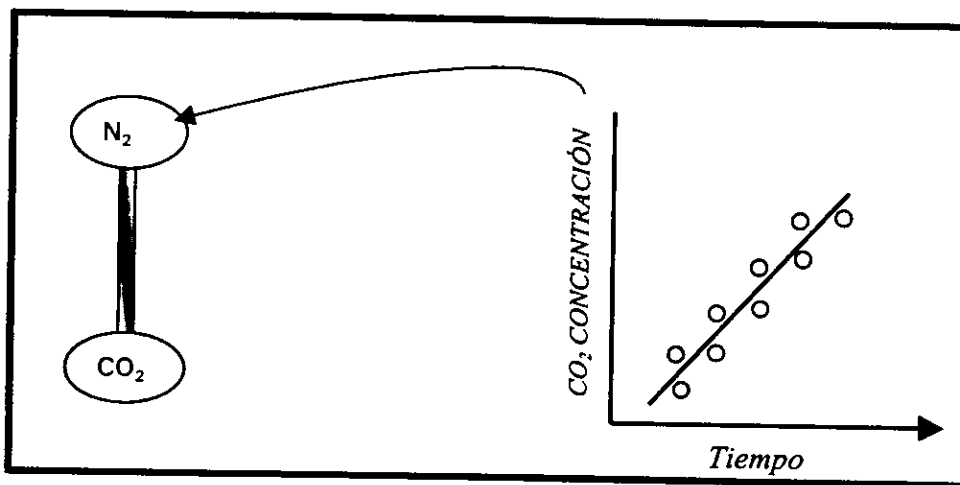


Figura 6.1 Un experimento simple de difusión. Dos bulbos que inicialmente contienen diferentes gases son conectados con un tubo capilar largo. Los cambios de la concentración en cada bulbo son consecuencia de la difusión y pueden ser analizados por dos métodos diferentes.

Para determinar que tan rápido esos dos gases son mezclados, se mide la concentración de dióxido de carbono en el bulbo que inicialmente contiene nitrógeno. Se mide cuando únicamente una porción de dióxido de carbono ha sido transferido, y se observa que la concentración de dióxido de carbono varía linealmente con el tiempo. De esta manera se obtiene la cantidad de transferencia por unidad de tiempo.

Para analizar cuanto es la cantidad transferida y poder determinar las propiedades físicas para ser aplicables no sólo en este experimento sino también en otros experimentos, se definirá el flujo:

$$\text{Flujo de dióxido de carbono} = \frac{\text{cantidad de gas transportado}}{\text{tiempo}} * \text{área del tubo capilar} \dots(6.1)$$

Definiendo el flujo de esta manera, el primer paso para determinar las características del experimento y tratando de llegar a una expresión más general, se considera que el flujo es proporcional a la concentración del gas:

$$\text{Flujo de dióxido de carbono} = k \left(\begin{array}{l} \text{diferencia de} \\ \text{concentración de} \\ \text{dióxido de carbono} \end{array} \right) \dots(6.2)$$

La constante de proporcionalidad k es llamada coeficiente de transferencia de masa. Éste es uno de los dos modelos básicos de difusión. De manera semejante, se considera que al incrementar la longitud del tubo decrece cantidad de flujo, por lo que se considera que:

$$\text{Flujo de dióxido de carbono} = D \left(\frac{\text{diferencia de concentración de dióxido de carbono}}{\text{longitud del tubo capilar}} \right) \dots(6.3)$$

Donde D es la nueva constante denominada coeficiente de difusión. Este otro modelo también se conoce como el de la ley de Fick.

No se puede asegurar que alguna de las dos ecuaciones sea utilizada para todos los procesos, ya sea con el coeficiente de transferencia de masa k ó usando el coeficiente de difusión D . Esto se debe a las consideraciones hechas para obtener dichas ecuaciones.

La elección entre los dos modelos planteados representa una decisión entre el tiempo y los recursos experimentales con los que se cuenta. Obviamente, se quieren expresar los

resultados de la manera más general y fundamental posibles. Esto sugiere que se desarrolle con coeficientes de difusión. Sin embargo, en muchos casos las medidas experimentales dictarán una mayor aproximación y enfoque del fenómeno natural. Tales simplificaciones frecuentemente implican coeficientes de transferencia de masa.

6.1.1 Formas de la Ley de Fick

Las formas útiles de la ley de Fick para soluciones diluidas se muestran en la *tabla 6.1*. Cada ecuación expresa lo sugerido por Fick de manera muy semejante. Cada uno involucra el mismo coeficiente de difusión del fenómeno. Cada uno se combinará con balance de masa para analizar los problemas.

Se debe recordar que éstas ecuaciones de flujo no implican convección en la misma dirección como la difusión unidimensional. Son así los casos especiales de las ecuaciones generales mostrados en la *tabla 6.1*. Esta falta de convección indica a menudo una solución diluida. De hecho, se asume que la solución diluida es más restrictiva que necesaria, para esto, en muchas de las soluciones concentradas en donde estas ecuaciones simples pueden usarse con cierta precisión.

Tabla 6.1. Ley de Fick para difusión sin convección.

Para difusión unidimensional en coordenadas cartesianas.	$-j_1 = D \frac{dc_1}{dz}$
Para difusión radial en coordenadas cilíndricas	$-j_1 = D \frac{dc_1}{dr}$
Para difusión radial en coordenadas esféricas	$-j_1 = D \frac{dc_1}{dr}$

6.2 Ecuación diferencial de difusión de una sustancia

La ecuación diferencial se obtiene al efectuar el balance de los flujos de masa que entran y salen de un volumen de control contenido en el flujo con longitud Δx y una sección A igual a la de la tubería, y esta expresada mediante

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(E \frac{\partial C}{\partial x} \right) - U \frac{\partial C}{\partial x} - K_a C - \frac{K_r}{R} (C - C_p) \quad \dots(6.4)$$

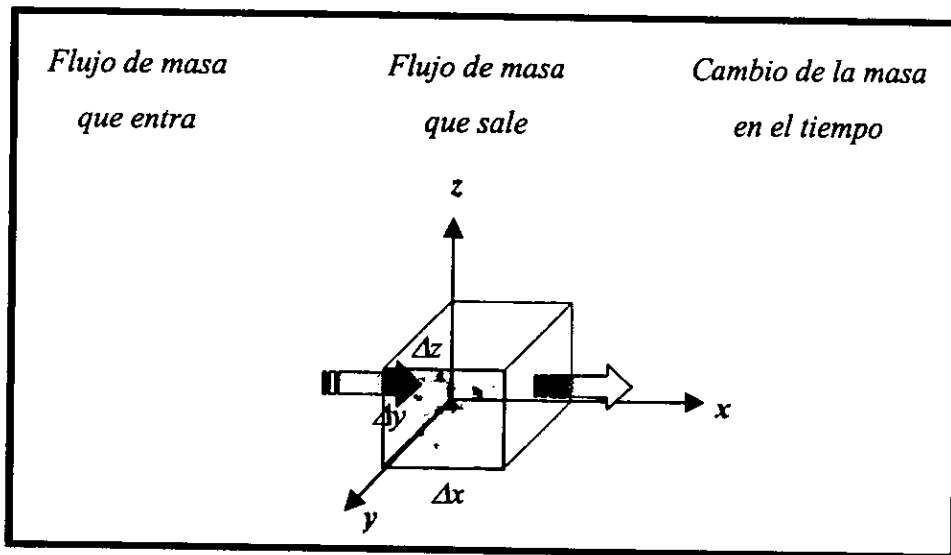


Figura 6.2 Flujo de masa de la componente A en la dirección x

La ecuación 6.4 se conoce como la ecuación diferencial convectiva, en el caso unidimensional. El primer miembro en la parte derecha de la ecuación considera que la difusión se presenta de manera longitudinal, el segundo término representa el transporte de la sustancia por convección y los últimos dos términos de la ecuación se considera la reacción.

La influencia del término difusivo se determina por el número de Peclet, que se define con la siguiente expresión

$$P_e = \frac{LU}{E} \quad \dots(6.5)$$

donde

- L es la longitud de la tubería (m),
 U la velocidad media (m/s),
 E el coeficiente de difusión turbulenta (m/s)

Taylor demostró que $E = 10.1 r_0 \sqrt{\tau_0 / \rho}$

E es más de 200 veces mayor a D_{AB} .

Mientras mayor sea el número de Peclet, menor es la importancia del término difusivo en la ecuación y viceversa.

Considerando los valores que tiene L , U y E , en el caso de tuberías de agua potable, el número de Peclet tiene valores muy altos y el término difusivo se puede despreciar

El último término de la *ecuación 6.4* expresa la masa de la sustancia que se transfiere del flujo en la tubería hacia la pared. La parte derecha de la *ecuación 6.4* expresa la masa que se consume en la pared por reacción. Se asume que no hay acumulación de la sustancia en la pared; entonces la masa que se transfiere es igual a la que se consume, y

$$\frac{K_r}{R}(C - C_p) = K_p C_p \quad \dots(6.6)$$

De esta ecuación, la concentración en la pared está dada por:

$$C_p = \frac{K_r C}{RK_p + K_r} \quad \dots(6.7)$$

Sustituyendo la *ecuación 6.7* en la *6.4*, y despreciando el término de difusión longitudinal se obtiene la siguiente expresión

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -U \frac{\partial C}{\partial x} - KC \quad \dots(6.8)$$

sustituyendo la velocidad en la ecuación anterior, tenemos

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\frac{I}{A} \frac{\partial}{\partial x} (CQ) - KC \quad \dots(6.9)$$

Que para el caso particular de la difusión de sustancias en tuberías se tiene la siguiente expresión

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\frac{I}{A} \frac{\partial}{\partial x} (CQ) \quad \dots(6.10)$$

6.3 Balance de masa en la confluencia de varias tuberías

Las tuberías que confluyen en un nudo se clasifican en dos grupos, el primero está formado por las tuberías con un gasto que llega al nudo y el segundo, con las tuberías que tienen un gasto de salida desde dicho nudo, como se ilustra en la figura 6.3

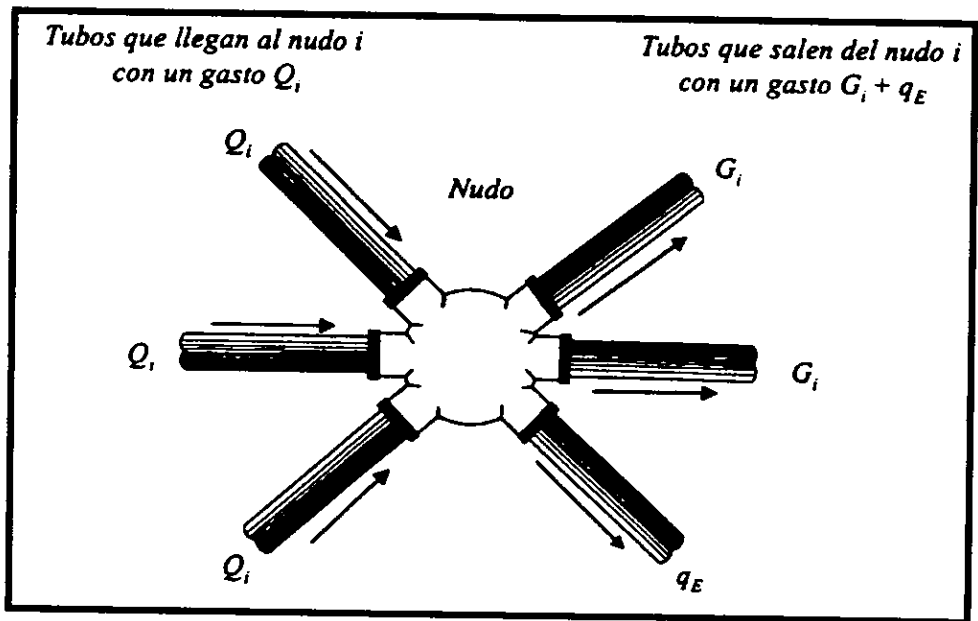


Figura 6.3 Esquema de las tuberías que confluyen en un nudo.

Se considera que las aportaciones de masa de cada una de las tuberías del primer grupo a un nudo en particular es igual a

$$m_i = \sum_{i=1}^N C_i^k Q_i \Delta t \quad \dots(6.11)$$

en la ecuación anterior Q_i representa a los gastos de entrada al nudo i desde una tubería del primer grupo, N es el número de tuberías del primer grupo.

Por las tuberías del segundo grupo egresará desde el nudo un fluido que contiene una mezcla uniforme con concentración C_E , por lo que la masa que sale es

$$m_o = C_E \left(\sum_{i=1}^M G_i + q_E \right) \quad \dots(6.12)$$

donde q_E es el gasto que se suministra a los usuarios de la red, G_i los gastos de salida por una tubería del segundo grupo y M el número de tuberías del segundo grupo.

Por el principio de conservación de masa, la cantidad que entra es igual a la que sale

$$m_i = m_o \quad \dots(6.13)$$

así al igualar las ecuaciones 6.11 y 6.12, se puede despejar a la concentración de la mezcla, de manera que

$$C_E^{k+1} = \frac{\sum_{i=1}^N C_i^k Q_i \Delta t}{\sum_{i=1}^M G_i + q_E} \quad \dots(6.14)$$

En la figura 6.4 se presenta de manera gráfica la ecuación anterior.

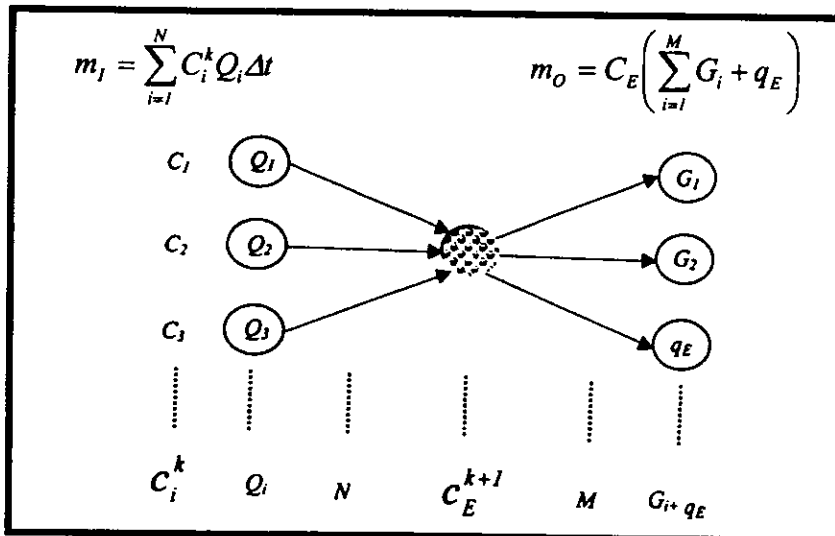


Figura 6.4 Esquema de la nomenclatura utilizada en un nudo para los cálculos.

6.4 Procedimiento de cálculo

Para calcular la concentración en distintos puntos de la red, se requiere como primer paso obtener el funcionamiento hidráulico de la red. Del mismo se establece el lapso que tarda en recorrer el agua desde un extremo a otro en la tubería de menor longitud de la red. El tiempo que se utiliza para el cálculo de las concentraciones debe ser mayor o igual a este lapso.

También del funcionamiento mencionado se obtienen los gastos de entrada Q_i y los de salida G_i incluidos en la ecuación 6.14 que fluyen en las tuberías de la red en un instante determinado. Con la ecuación 6.14 se calcula la concentración en los extremos de las tuberías y la concentración en el extremo donde entra este gasto, se obtiene la concentración en el extremo final de la tubería para el tiempo $t + \Delta t$. Con ello, al aplicar nuevamente la ecuación 6.14 se encuentran las concentraciones de la sustancia en los nudos para el tiempo $t + \Delta t$.

Cuando se coloca una sustancia particular o un trazador en un tanque de almacenamiento se le asigna la concentración conocida, con la ecuación 6.14 es posible obtener la concentración que existe en los distintos nudos de la red para los gastos que fluyen en la red en determinados tiempos de interés.

Cuando esta sustancia corresponde a cloro residual se obtiene en cada nudo la concentración de cloro y se revisa si ella es mayor o igual a la requerida para asegurar que cumpla con su misión de "desinfectar" el agua y destruir microorganismos dañinos. El contenido de cloro residual deberá ajustarse a lo establecido por el Diario Oficial de Salud 1994, el cual queda comprendido entre 0.20 y 1.5 mg/l para ser aceptable.

6.5 Determinación del área de influencia de tanques

El método aquí expuesto constituye una importante herramienta para obtener la forma en que se distribuye el agua en una red de tuberías que es abastecida a partir de varios tanques e imponer las condiciones de operación de las válvulas en las tuberías de entrega de agua para contar con un adecuado funcionamiento del sistema. En este caso, la concentración de sustancias en cada nudo de la red corresponde al grado de influencia que tiene el tanque en él.

Generalmente el agua ingresa a la red por medio de tanques de regulación. Los gastos de salida en dichos tanques de regulación quedan definidos por la elevación del agua que almacenan, las características de las tuberías (diámetros, longitud, material, etc.) y los gastos que demandan los usuarios.

Cuando la red de distribución tiene más de un tanque de regulación, el gasto promedio que en un día sale de un tanque en particular, rara vez coincide con el gasto medio que entra a él (proveniente de alguna de las fuentes de abastecimiento), lo que desajusta el funcionamiento de la red. Otras veces sucede que durante cierto tiempo algunos tanques reciben agua de la red en vez de proporcionarla a ella.

Para evitar las condiciones anteriores se deben operar las válvulas que se localizan en las tuberías conectadas a los tanques, con la intención de que el gasto promedio de salida del tanque hacia la red sea igual al gasto promedio que recibe. De esta manera, los tanques recuperan sus niveles de agua después de un día de servicio y quedan preparados para operar al día siguiente.

El método se aplicó a la red de tuberías primarias de distribución de agua potable del Distrito Federal, el cual se compone de 450 tubos aproximadamente y 11 tanques de regulación principales, con la finalidad de obtener la zona de influencia de dichos tanques y analizar la posibilidad de sectorizar la red de distribución.

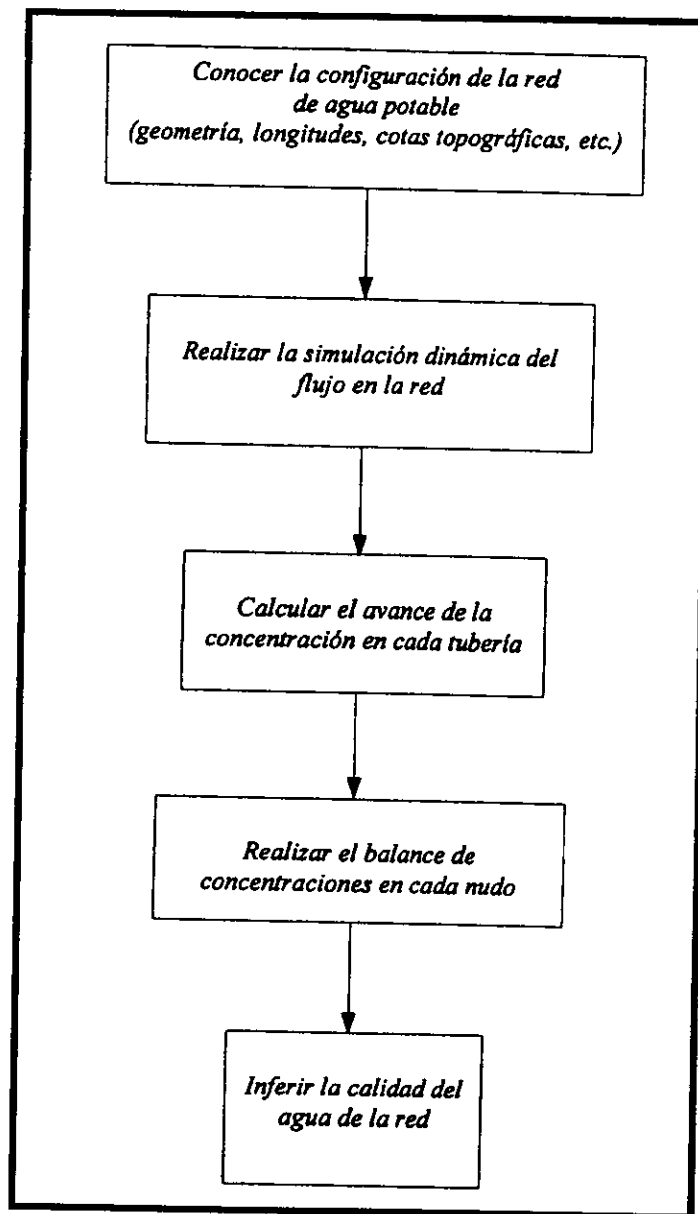


Figura 6.5 Diagrama de bloques para calcular la concentración de una sustancia en una red de tuberías.

7 Ejemplos de aplicación

En el presente capítulo se aplican los métodos de redes de tuberías. Primeramente se estudia el caso del flujo permanente en una red en sus dos versiones, el de tipo tradicional y el de tipo modificado. También se utilizan los métodos para revisar el funcionamiento hidráulico en una red de distribución de agua potable real.

Para el caso del flujo no permanente, se aplica primero a la red que se calculó en condiciones estáticas, en donde se resalta la importancia de las herramientas del modelo. De igual manera que en el caso de flujo no permanente, se emplea el modelo a una red de tuberías real de distribución de agua potable.

7.1 Flujo permanente.

Para mostrar los resultados del modelo de flujo permanente se utiliza una red que consta de 15 nudos y 20 tuberías, cuyos diámetros varían entre 4 y 2 pulgadas. La longitud total de las tuberías es de 3,200 m. La demanda total de los usuarios es de 22.5 l/s. Cuenta con un tanque con capacidad de almacenamiento de 250 m³, ubicado en la elevación 100 m. En la *figura 7.1* se muestra la forma de la red y en la *tabla 7.1* se consigna la información referente a los nudos, como son la elevación y el gasto demandado por los usuarios.

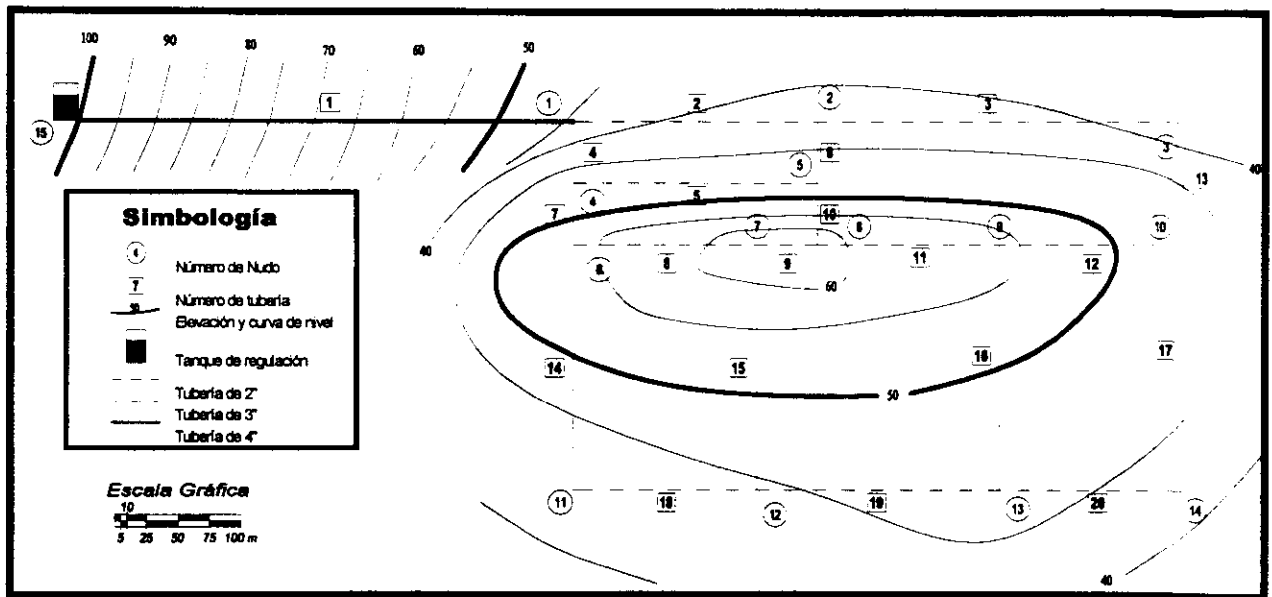


Figura 7.1 Esquema de la red ejemplo de tuberías resuelta

Tabla 7.1 Datos de los nudos red ejemplo

1	44	1.004
2	43	2.210
3	39	1.607
4	46	1.205
5	49	1.205
6	54	1.607
7	61	1.607

Tabla 7.1 Datos de los nudos red ejemplo (continuación)

Nudo	Demanda (l/s)	Altura (m)
8	62	1.004
9	57	2.009
10	46	1.808
11	43	1.406
12	44	2.210
13	46	2.210
14	42	1.406
15	100	22.500

En la tabla 7.2 se presentan los datos referentes a las tuberías.

Tabla 7.2 Datos de las tuberías

Tubería	Nudo de origen	Nudo de destino	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Pérdida de carga (m/100m)
1	15	1	400	4	0.02
2	1	2	200	3	0.02
3	2	3	300	3	0.02
4	1	4	50	3	0.02
5	4	5	200	2	0.02
6	2	5	50	2	0.02
7	4	6	50	3	0.02
8	6	7	150	2	0.02
9	7	8	50	2	0.02
10	5	8	50	2	0.02
11	8	9	150	2	0.02
12	9	10	150	2	0.02
13	3	10	100	3	0.02
14	6	11	200	3	0.02
15	7	12	200	2	0.02
16	9	13	200	2	0.02
17	10	14	200	3	0.02
18	11	12	150	3	0.02
19	12	13	200	3	0.02
20	13	14	150	3	0.02

En el Anexo A se incluye una lista con los datos en el formato que requiere el modelo matemático.

7.1.1 Ejemplo estático tradicional

Los resultados del modelo estático tradicional, se observan en la *figura 7.2*. En los nudos 7 y 8 indicados, existe una carga de presión medida a partir del terreno que es negativa.

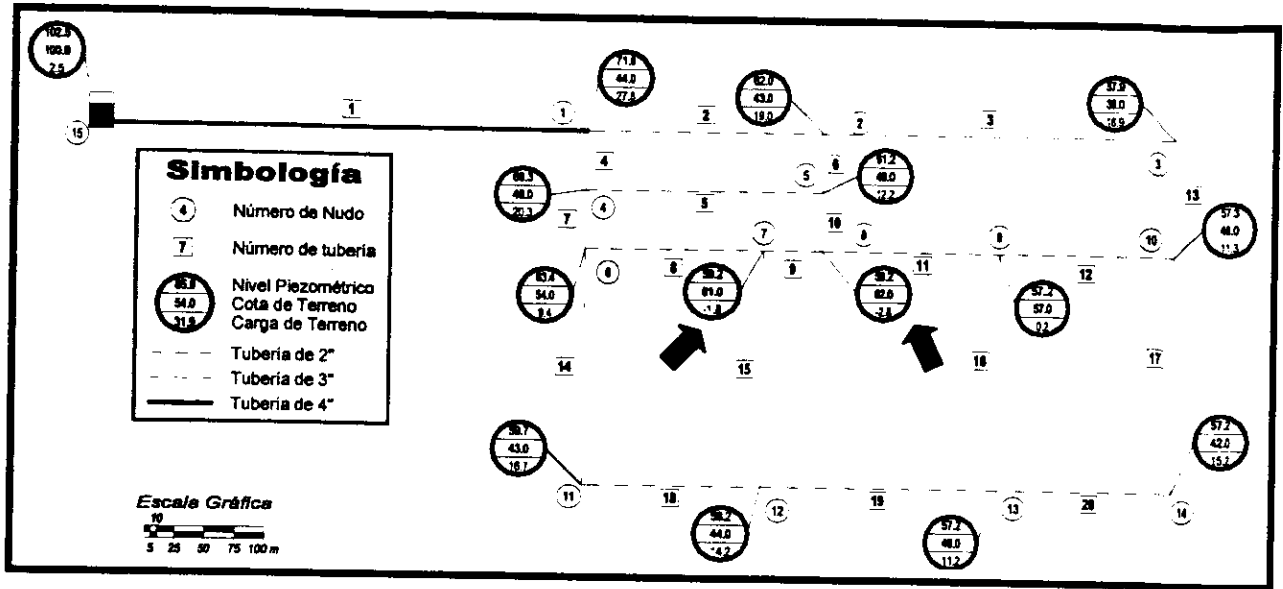


Figura 7.2 Cargas de terreno. Análisis estático tradicional

Como se puede ver en la *figura 7.3*, en los nudos 7 y 8 sale la totalidad del gasto demandado, aunque las cargas son negativas.

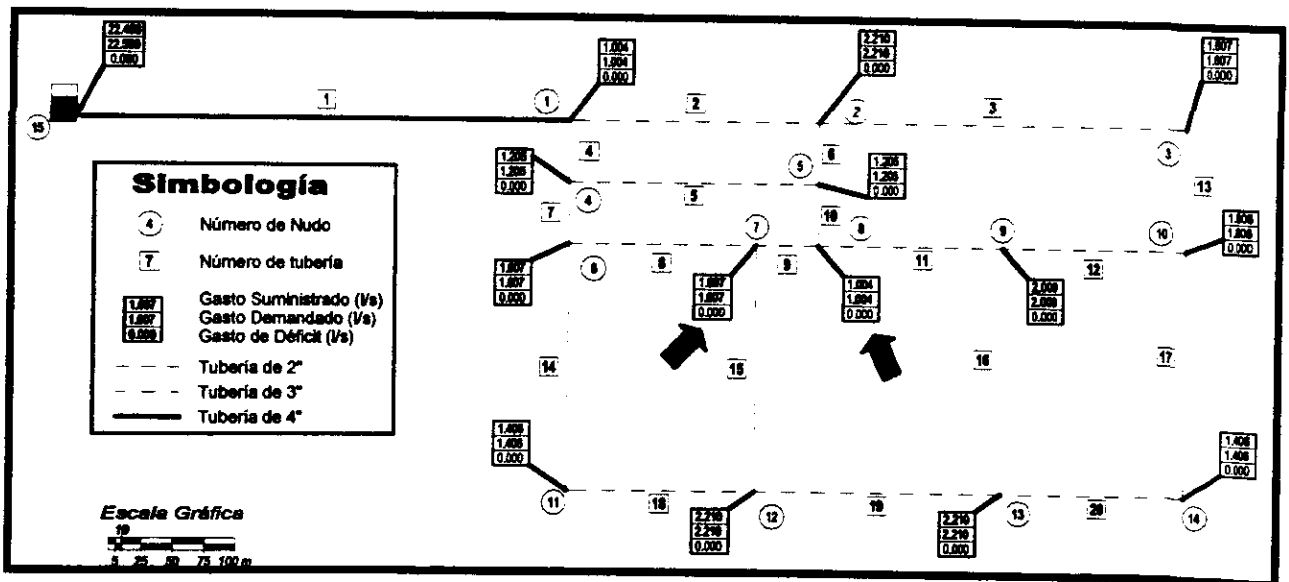


Figura 7.3 Gastos. Análisis estático tradicional

7.1.2 Ejemplo estático modificado

Para el caso del análisis con el modelo estático modificado, como se observa en la figura 7.4, los nudos 7, 8 y 9 tienen cargas de terreno menores a 5.0 m.c.a. que se utilizó en el modelo como carga mínima.

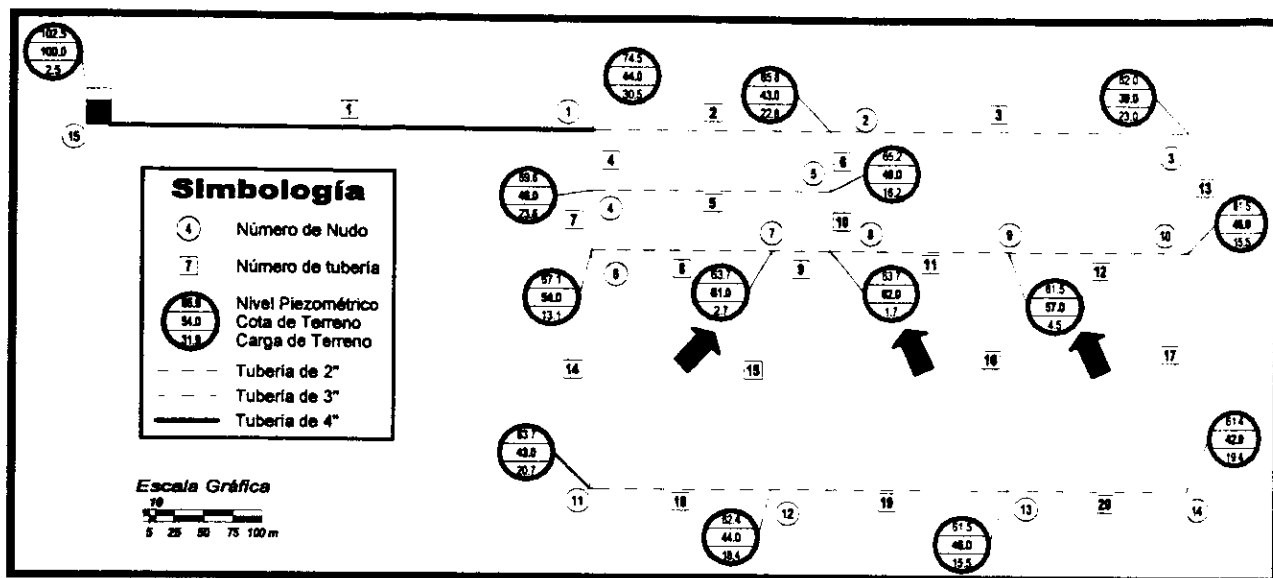


Figura 7.4 Cargas de terreno. Análisis estático modificado

En los nudos donde no se cumple con la carga mínima existe un déficit en el suministro.

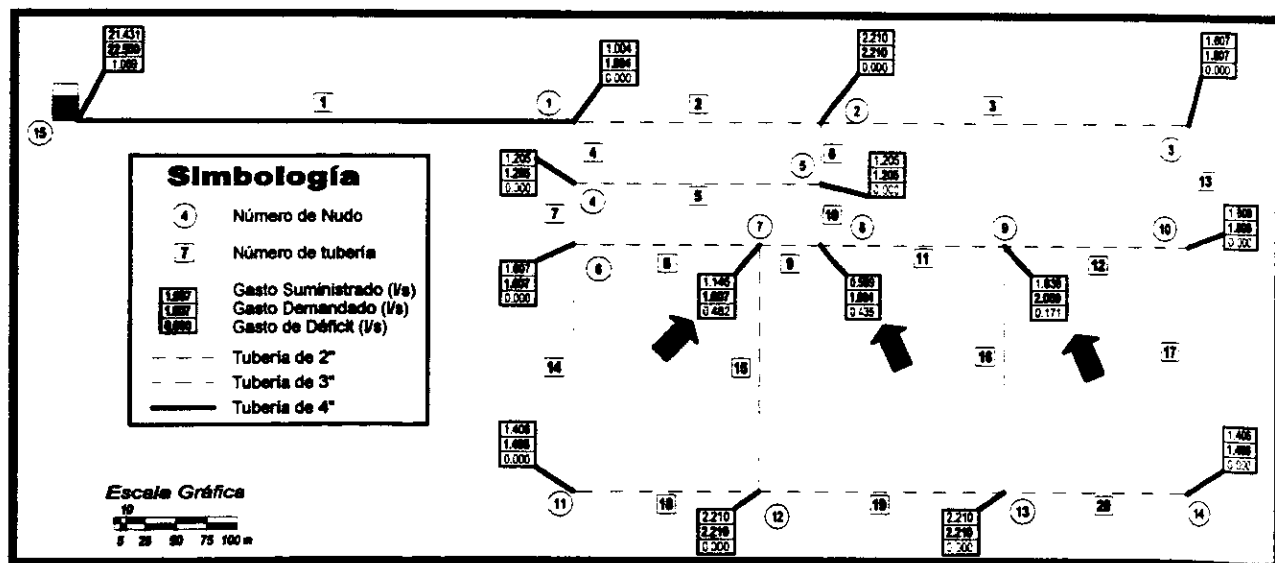


Figura 7.5 Gastos. Análisis estático modificado

7.1.3 Revisión hidráulica

Como se observó en las *figuras 7.4 y 7.5* con las condiciones de la red, no se cumple satisfactoriamente con el servicio por lo que es necesario proponer algunas modificaciones a dicha red. Para el diseño de redes de tuberías de distribución como es el caso, se recomienda cambiar el diámetro de la tubería que provoca la mayor pérdida de energía hidráulica, que como se observa en el *Anexo D* es la tubería 1 que va de los nudos 15 a 1 ya que en ella se tiene una pérdida de carga de 28.04 m. Se propone cambiar la tubería de 4 por una de 6 pulgadas con longitud de 400 m (*Anexo E*).

En el caso de que se presenten deficiencias en el servicio de una red existente, para mejorar el funcionamiento hidráulico es necesario identificar las zonas con problemas y revisar el funcionamiento en las tuberías que conforman la red de distribución. Primeramente se identifican las tuberías que tienen mayor pérdida de energía hidráulica por unidad de longitud y se propone instalar una tubería paralela a la existente, proponiendo varios diámetros. Se considera que la tubería existente seguirá funcionando para evitar en la medida de lo posible el tiempo de interrupción del servicio y se instalará una tubería paralela a ésta. Mediante un análisis de todo el universo de alternativas de solución, se considera una de ellas que sea la de menor costo y proporcione el mayor beneficio a la red⁽⁶⁾. Se calcula un diámetro ficticio equivalente a las dos tuberías. Lo anterior se realiza por medio de la fórmula de Darcy - Weissbach. En ella se considera que la diferencia de carga entre los extremos de las tuberías es la misma y que el factor de fricción no varía. El diámetro equivalente está dado por la siguiente expresión:

$$D_E \cong (D_1^{2.5} + D_2^{2.5}) \quad \dots(7.1)$$

donde:

- D_1 diámetro de la tubería existente
- D_2 diámetro de la tubería paralela propuesta

7.1.4 Funcionamiento hidráulico de una red con cambios

Se empleó nuevamente el modelo estático modificado con las correcciones propuestas, los resultados se presentan en la *figura 7.6* y de manera tabular en el *Anexo F*.

Se observa que las cargas de terreno varían entre 55.3 y 21.6 m.c.a.

Debido a que las cargas de terreno en uno de los nudos es mayor a 50 m.c.a., la primera recomendación es la de instalar un accesorio reductor de presión a la salida del tanque de almacenamiento, pero es necesario observar el comportamiento de la red de tuberías y en el tanque de almacenamiento a diferentes horas.

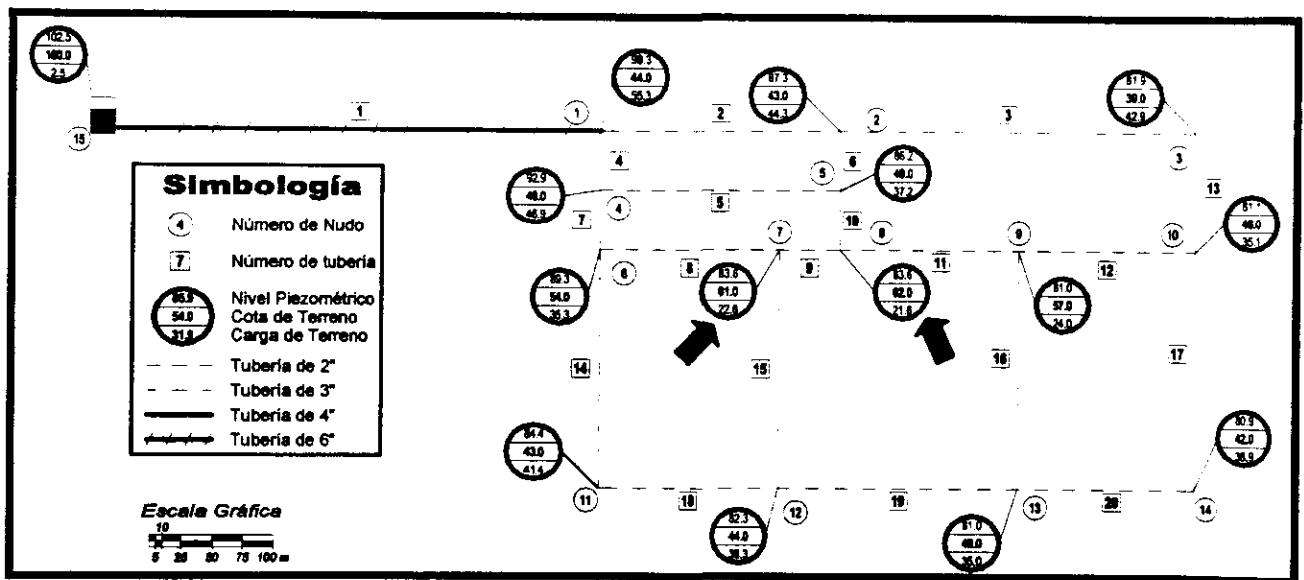


Figura 7.6 Cargas de terreno. Análisis estático modificado con cambios

7.2 Aplicación del flujo permanente a la red del Distrito Federal.

La metodología planteada en ésta tesis se utilizó para el diagnóstico del funcionamiento hidráulico en la red primaria de tuberías de distribución de agua potable del Distrito Federal. En el método estático se consideró el gasto medio de demanda y que las válvulas instaladas en las tuberías se encontraban completamente abiertas. Lo anterior se hizo para determinar las zonas hacia donde se dirige el agua de acuerdo a la infraestructura existente. Se basa en los diámetros de las tuberías y la manera como están conectadas, los gastos de demanda, la topografía, la capacidad de los tanques, etc. Para realizar el diagnóstico se utilizó la siguiente metodología:

1. Con el modelo de simulación de flujo permanente en tuberías funcionando a presión e incorporando la solución matemática de las ecuaciones de difusión de una sustancia en tuberías se obtiene la zona de influencia de cada uno de los 11 tanques que alimentan a la red de tuberías.
2. Se analizan las opciones de solución para obtener un mejor funcionamiento con la misma infraestructura hidráulica con que se cuenta y de ser necesario se proponen las obras que al menor costo proporcionen el mayor beneficio.
3. Al sobreponer las zonas de influencia de los tanques analizados, se proponen agrupar por zonas de distribución y separar la red para buscar un funcionamiento más simplificado.
4. Una vez dividida la red de distribución, se realizó el comportamiento hidráulico con el modelo matemático de flujo no permanente en tuberías. Para llevar a cabo lo anterior se establece un rango de presión que permita un adecuado funcionamiento. Se identifican las zonas con déficit en el suministro de agua potable y se sugieren soluciones. Se revisa el comportamiento de los tanques de almacenamiento y regulación, se propone un horario para la operación de las válvulas que se encuentran a la salida de dichos tanques. En las zonas de la red en donde las

presiones sean mayores al límite establecido para la revisión, se propone la ubicación de los accesorios que reducir dichas presiones.

5. Una vez obtenido un adecuado funcionamiento en las presiones disponibles de la red sectorizada, se revisan las zonas de influencia de los tanques con el modelo de simulación de flujo no permanente a lo largo de un ciclo de 24 horas.

7.2.1 Características de la zona de estudio

La infraestructura hidráulica total para suministrar de agua potable en el Distrito Federal, consiste en 500 km de línea de conducción aproximadamente para abastecer de agua desde fuentes externas, dichas líneas aportan a 250 tanques de almacenamiento y regulación para el servicio, que tienen capacidad conjunta de 1'500,000 m³ aproximadamente. La red primaria de distribución de agua potable la conforman las tuberías mayores a 20 pulgadas de diámetro cuya longitud total es de 700 km. De todos los tanques de almacenamiento y regulación, en el análisis únicamente se consideran 11 tanques ya que son los de mayor capacidad y los que aportan directamente a la red primaria de tuberías de agua potable.

Los tanques que se encuentran dentro del análisis son:

- | | | |
|-----------------|-------------------------|-----------------|
| 1. Chalmita | 5. Cerro de la Estrella | 9. Zacatepetl |
| 2. Santa Isabel | 6. Xaltepec | 10. Dolores |
| 3. Aeroclub | 7. La Caldera | 11. Santa Lucía |
| 4. Peñón | 8. Cao | |

Como parte de las aportaciones de agua que se aportan al Distrito Federal, se encuentran las realizadas por la extracción de mantos acuíferos. Se cuenta con casi 200 pozos que en conjunto aportan 8.00 m³/s. El agua que se extrae de los pozos se entrega mediante distintos medios a los usuarios. Un grupo conduce directamente desde la extracción hasta los tanques de almacenamiento y regulación; debido a su localización, algunos pozos

proporcionan agua directamente a la red secundaria y los pozos restantes son encauzados mediante acueductos que se conectan a la red primaria.

Se utiliza una red de distribución cuyos diámetros varían entre 20 y 72 pulgadas. Se conforma de 461 tuberías, 348 nudos y 11 tanques de almacenamiento y regulación. La red actualizada se muestra en la *Figura 7.7*.

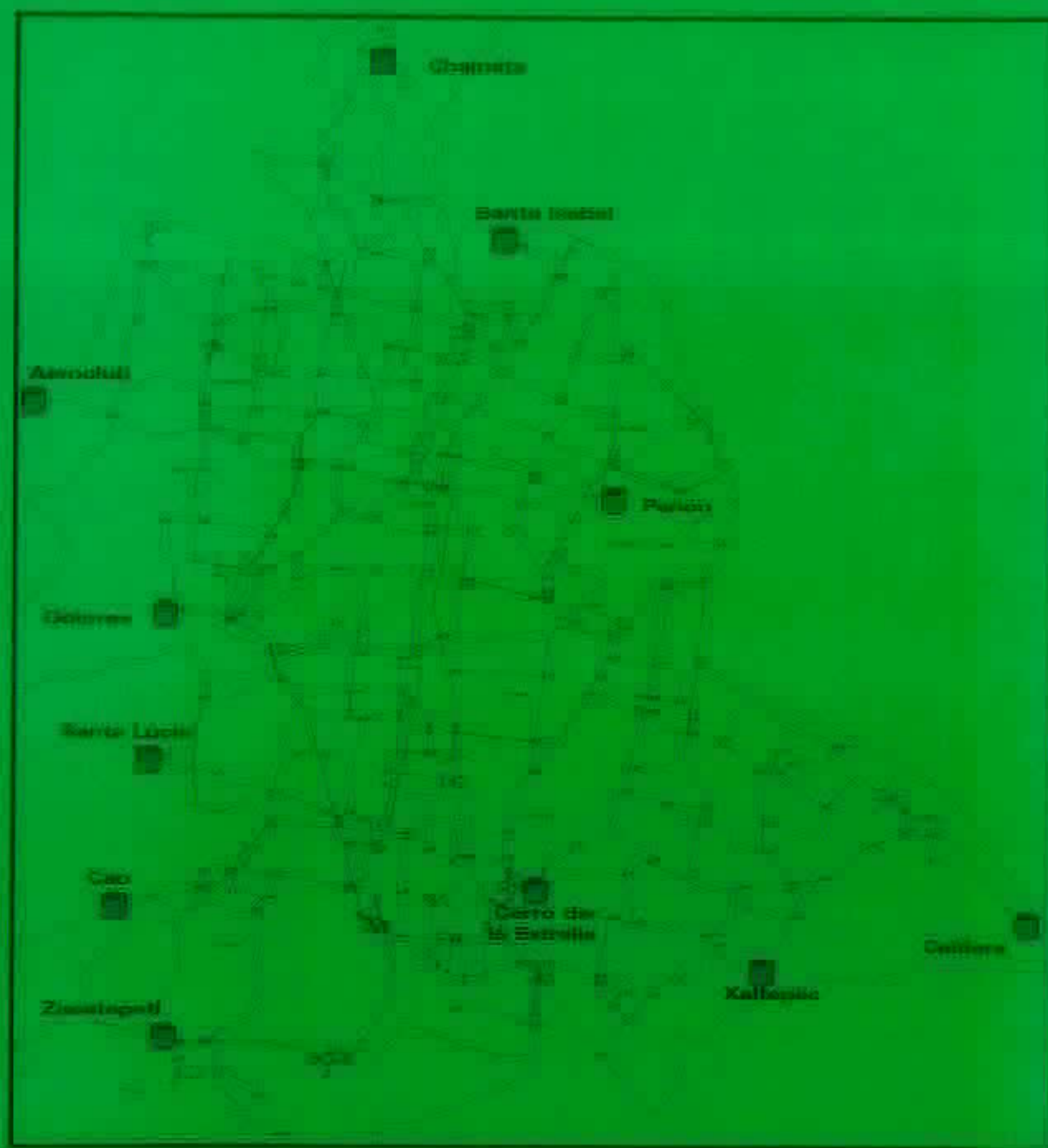


Figura 7.7. Red de tuberías para distribución de agua potable actualizada en el Distrito Federal.

7.2.2 Áreas de influencia de tanques

Se calcula el área de influencia de cada uno de los tanques para determinar el modo en que se distribuye el agua a partir de cada punto. El método se basa en la difusión de una sustancia o trazador en el agua que se transporta a través de las tuberías de la red desde cada uno de los tanques analizados.

La zona señalada en la red abarca el área en la cual la suma de los gastos medios de demanda de los nudos es igual a la suma de los gastos que aportan los tanques de almacenamiento y regulación. En la suma de los gastos de demanda se obtiene para los nudos en los que se tiene mayor influencia de los tanques (concentración más grande del trazador). Al considerar las concentraciones del trazador en cada nudo de la red se delimitaron las zonas de influencia de cada uno de los tanques que proporcionan el suministro a la red.

Aunque el análisis se realizó para los 11 tanques principales, los resultados únicamente se presentan para el tanque: Peñón, con la finalidad de mostrar la metodología utilizada para la delimitación de una de las zonas, en éste caso, la zona oriente. Se eligió dicha zona ya que es una de las partes del Distrito Federal que presenta mayores problemas en el abasto de agua potable. Los gastos corresponden a los ingresos medios registrados en 1996 según el Plan Maestro de Agua Potable⁽⁴⁾.

En la *figuras 7.8* se muestra las zonas de influencia que se obtienen como resultado de la simulación del flujo permanente mediante el modelo matemático, aplicando la ecuación de la difusión de una sustancia en redes de tuberías.

Del tanque Peñón (*figura 7.8*) salen 3 tuberías, una de 42 pulgadas que suministra el servicio a la zona entre Av. 602 y el límite nordeste del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, la zona de aportación potencial es reducida. Una tubería de 20 pulgadas de diámetro proporciona el servicio a la colonia Pensador Mexicano por el Eje 2 Norte Transvaal, dicha tubería se dirige hacia la zona sur del tanque. Las dos tuberías

mencionadas anteriormente se encuentran proporcionando agua potable en la delegación Iztacalco. Por último, una tubería de 32 pulgadas que sale del tanque por Río Consulado, Oceanía y Loreto Fabela. La mayor distancia recorrida es de 5 km aproximadamente hasta la parte norte del Deportivo "Los Galeana".

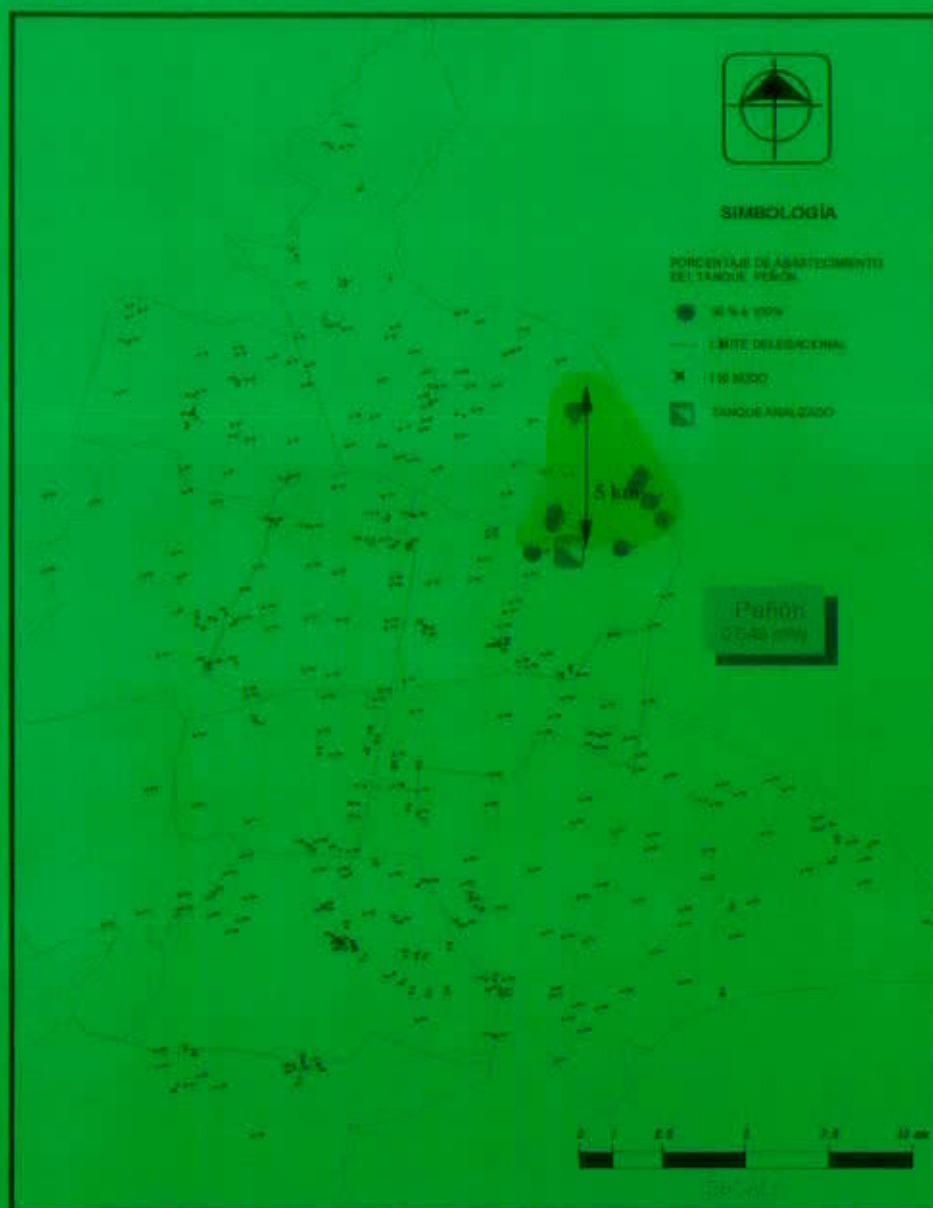


Figura 7.8 Zona de influencia tanque "Peñón"

Con base en los análisis realizados, se determinó que siempre y cuando se pueda llevar mayor cantidad de agua de las fuentes externas es conveniente que se realice ya que la capacidad de regulación es mucho mayor al ingreso que se tiene.

7.2.3 Sectorización propuesta de la red

El diagnóstico realizado a la red de distribución lleva a concluir que si el sistema sigue operando con seccionamientos parciales como se realiza en la actualidad, las políticas de operación que se pueden proponer para un mejor funcionamiento de la infraestructura son muy complejas, además, la eficiencia obtenida respecto al actual es mínimo. Se propone dividir en cuatro zonas (*figura 7.9*) separadas, aunque no aisladas ya que ante un eventual fallo en alguno de los tanques que proporcionan el servicio se apoyará con alguna de las zonas contiguas.

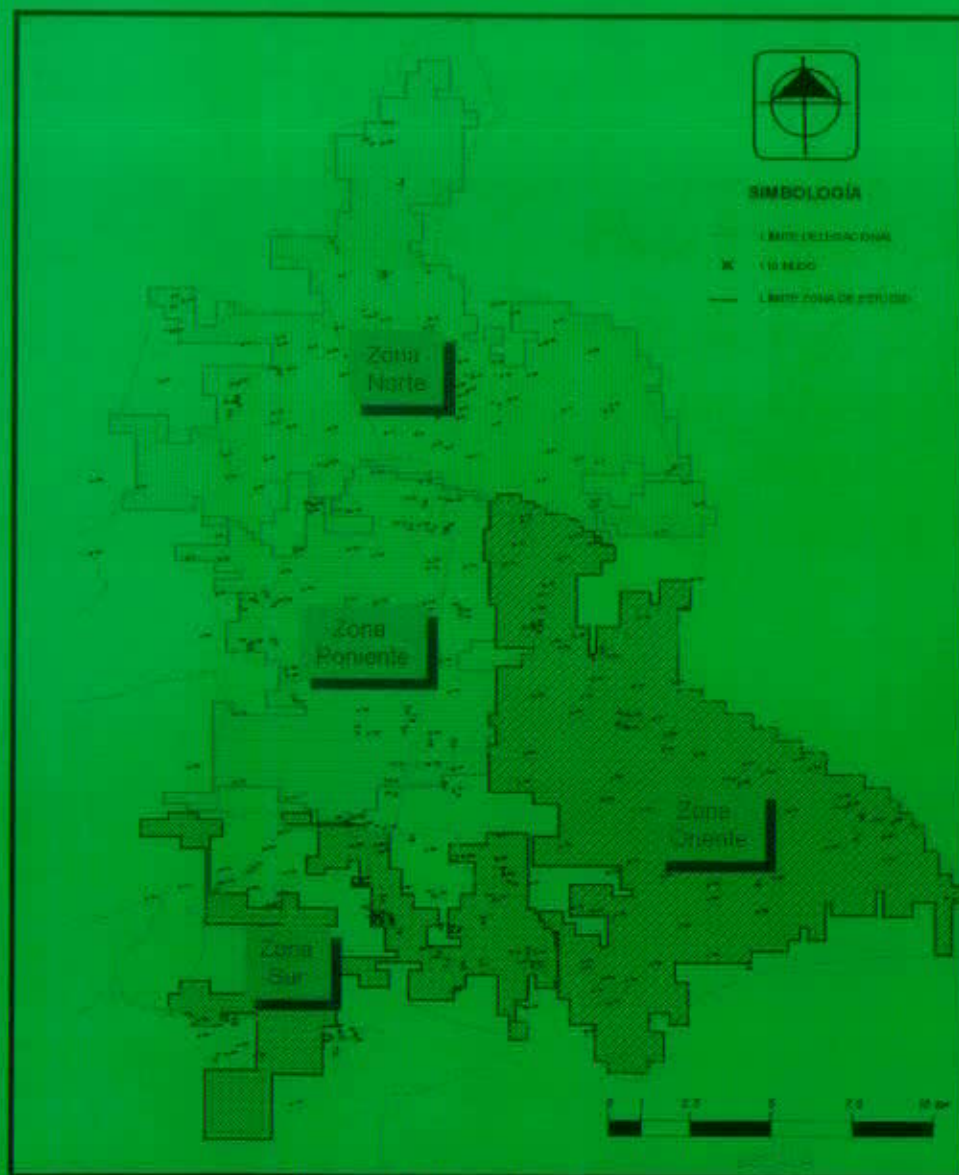


Figura 7.9 Sectorización propuesta.

Las cuatro zonas en las que se encuentra dividida la red primaria de tuberías para la distribución de agua potable en el Distrito Federal, se obtuvieron con la finalidad de que una partícula de agua no deba hacer recorridos excesivos desde el sitio de inyección, hasta el punto donde la demandan los usuarios.

Las zonas se describen a continuación:

☛ Zona norte:

La llamada zona norte de la red se conforma a partir del área de influencia de los tanques Aeroclub, Chalmita, Santa Isabel y Peñón. Proporciona el servicio a las delegaciones Azcapotzalco y Gustavo A. Madero principalmente, así como parte de la Miguel Hidalgo. De los análisis realizados se concluye que la capacidad de almacenamiento y regulación es suficiente para satisfacer la demanda de los usuarios.

☛ Zona oriente:

La zona oriente abarca principalmente la delegación Iztapalapa y la mayor parte de la Iztacalco y Venustiano Carranza. La delegación Iztapalapa tiene la particularidad de contar con la población más numerosa de las delegaciones comprendidas dentro de la zona de estudio. Para suministrar el servicio de agua potable en la zona oriente, se propone que se lleve a cabo por medio de los tanques "Cerro de la Estrella", "Xaltepec", "Caldera" y "Peñón".

☛ Zona poniente:

Para regular la demanda en la zona poniente se propone utilizar los tanques "Dolores" y "Santa Lucía I". Actualmente el tanque "Santa Lucía I" es el único que proporciona el servicio a la zona de los tanques "Santa Lucía". Los tanques "Dolores" tienen mucho mayor capacidad para regular los gastos que se requieren en la zona.

☛ Zona sur:

Por último, los tanques "Cao" y "Zacatepetl" proporcionan la regulación del gasto demandado por la zona sur. De los análisis realizados se observa que se requiere incrementar la capacidad de regulación en los dos tanques para satisfacer la demanda. El incremento propuesto para el tanque "Cao" es de $30,000 \text{ m}^3$, lo que en conjunto proporciona una capacidad de regulación total de $39,071 \text{ m}^3$. Para el caso del tanque "Zacatepetl" el incremento recomendado es de $23,000 \text{ m}^3$ para obtener un total de $28,000 \text{ m}^3$ de almacenamiento y regulación.

En caso que sea necesario el tanque "Dolores" tiene capacidad suficiente para apoyar a cualquiera de las tres zonas restantes, debido a fallas en el suministro de alguno de los tanques que se analizaron.

7.2.4 Revisión hidráulica del sector oriente

Para satisfacer totalmente la demanda de los usuarios, es necesario incrementar la capacidad de regulación en el tanque "Xaltepec" en $40,000 \text{ m}^3$ aproximadamente, que aunado a los $8,000 \text{ m}^3$ existentes, proporcionan una capacidad de almacenamiento y regulación total de $48,000 \text{ m}^3$, para proporcionar el servicio de la manera adecuada. La capacidad con que cuenta el tanque "Caldera" puede regular un caudal hasta 4 veces más de lo que le recibe.

Es necesario instalar algunos accesorios reductores de presión en algunas tuberías que se señalarán más adelante.

7.2.5 Variación de la concentración de cloro

Para revisar la zona de influencia de los tanques en su funcionamiento dinámico, se presentan esquemas en donde se muestra en algunas horas de análisis y en función de la operación de la infraestructura, las zonas de influencia de los cuatro tanques en conjunto. En la *figura 7.10* se muestra la influencia que tienen los tanques para las 7:00 horas.

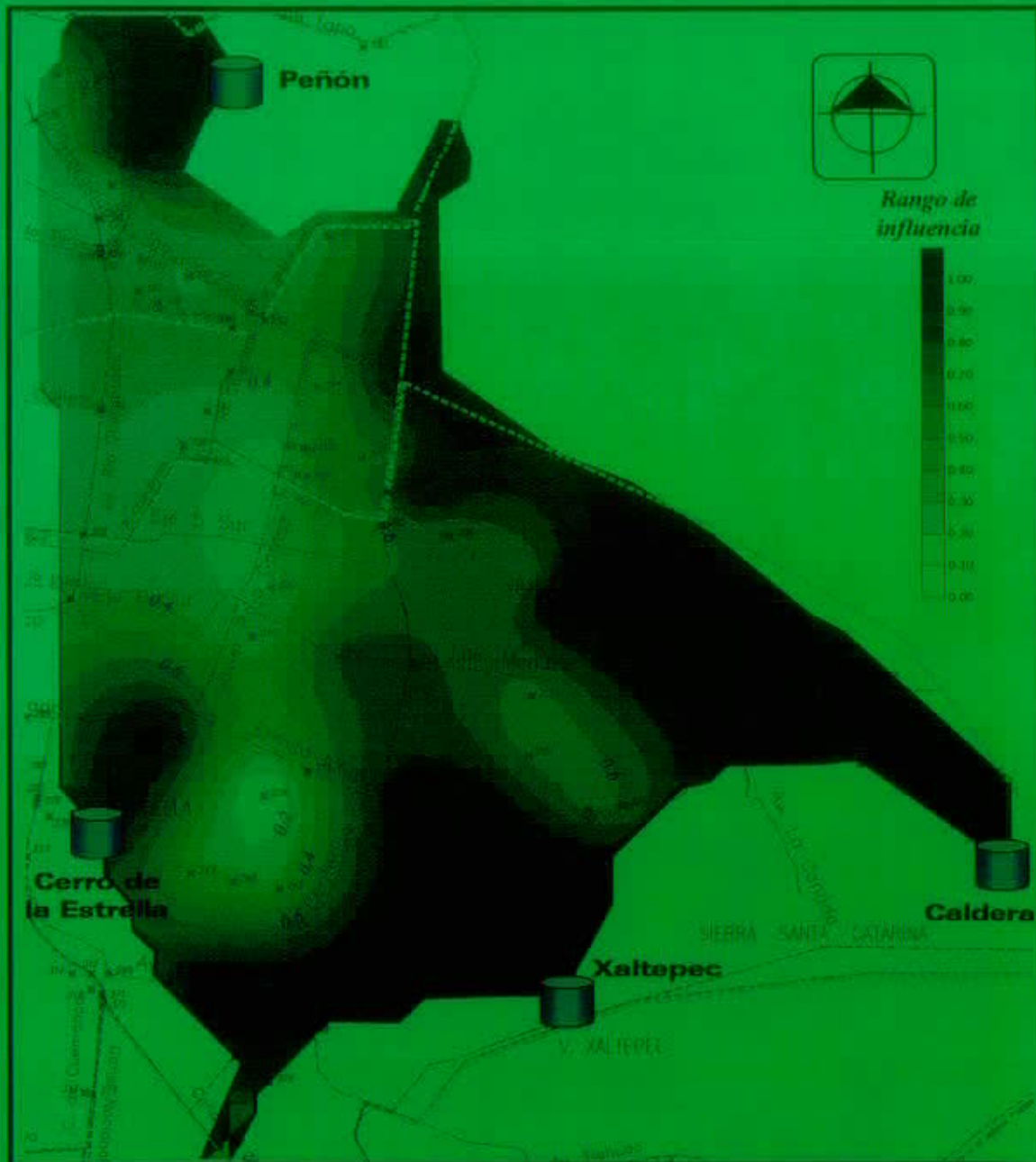


Figura 7.10 Zona de influencia de los tanques a las 7:00 horas.

A las 11:00 horas, los cuatro tanques se encuentran totalmente abiertos descargando el caudal máximo durante el ciclo de simulación. Como se puede observar, prácticamente toda la zona se presenta totalmente cubierta con la aportación de los tanques en servicio.

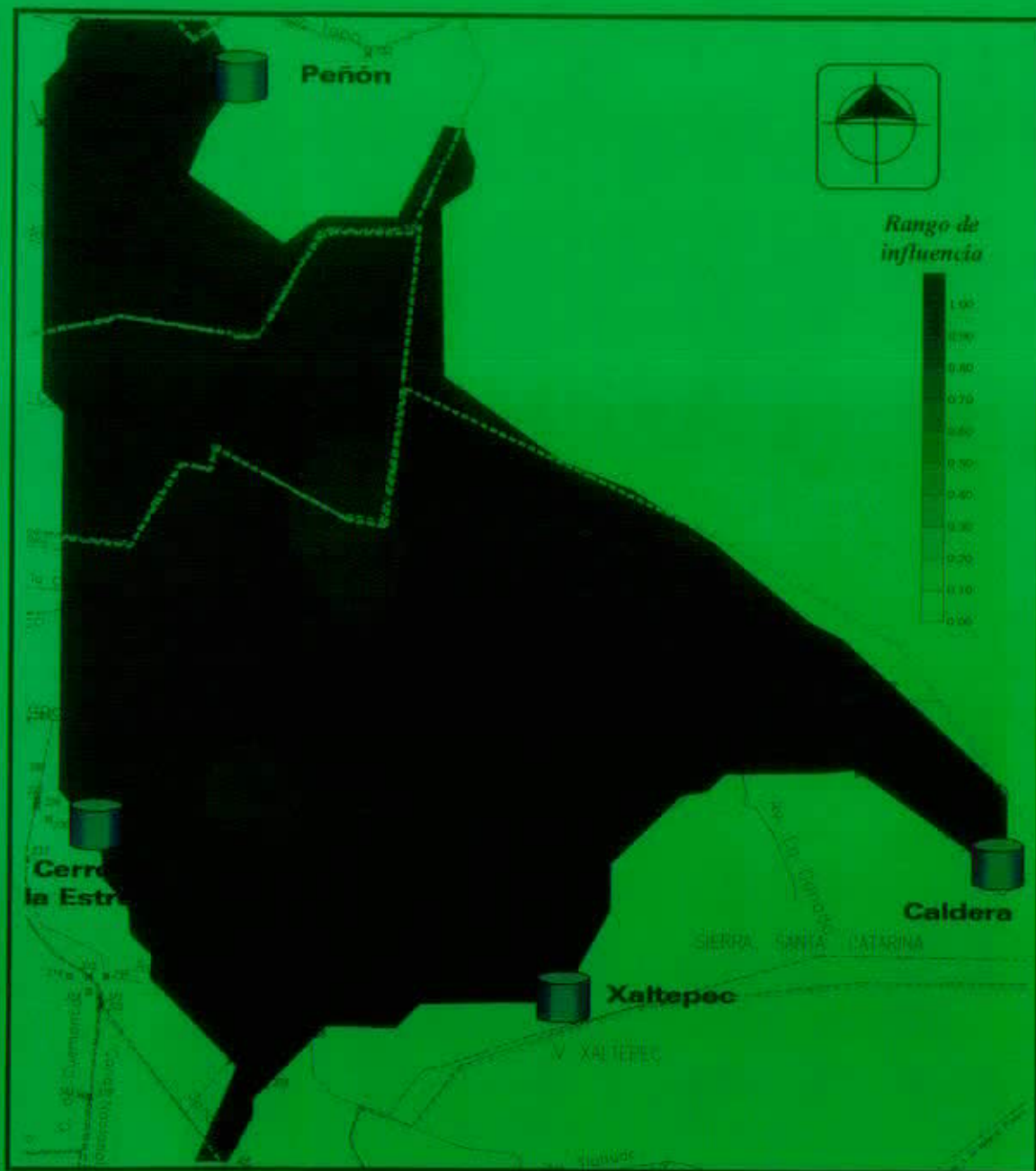


Figura 7.11 Zona de influencia de los tanques a las 11:00 horas.

En la figura 7.12 se observa de manera fehaciente el efecto en la red de tuberías de distribución la operación de válvulas propuesta a las 3:00 horas, en casi toda la red ninguno de los tanques tiene preponderancia sobre los restantes. En éste momento las demandas de los usuarios son mínimas y los tanques proporcionan la menor cantidad de caudal ya que se encuentran recuperando el nivel para iniciar el nuevo ciclo de servicio.

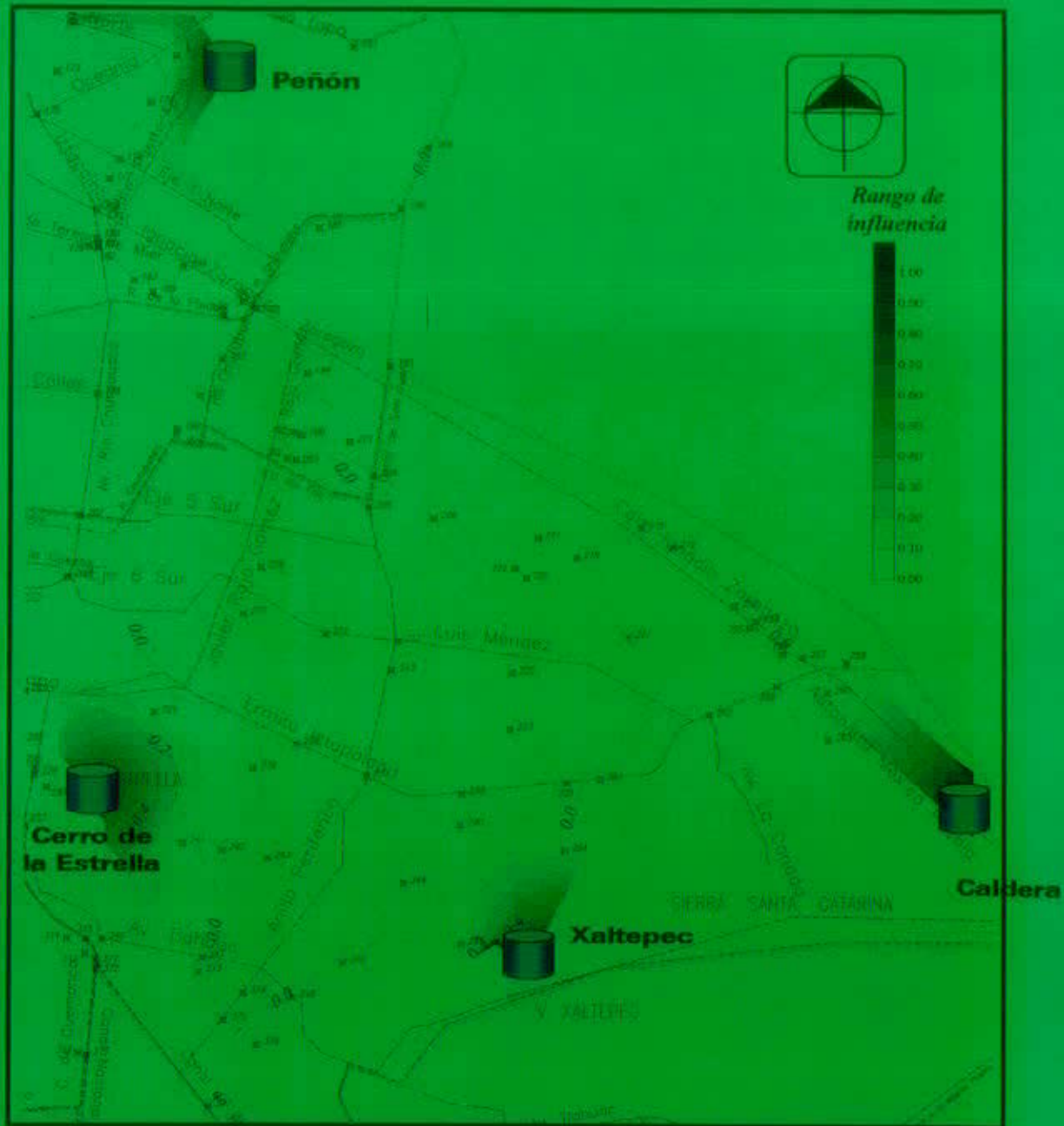


Figura 7.12 Zona de influencia de los tanques a las 3:00 horas.

7.3 Flujo no permanente

Como se mencionó anteriormente, el modelo dinámico se basa en las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento para flujo no permanente en tuberías funcionando a presión. Para ello se emplea un esquema de diferencias finitas de tipo implícito para la solución del sistema de ecuaciones.

En los sistemas de abastecimiento de agua potable, el suministro se hace mediante tanques de regulación, sistemas de bombeo y pozos que varían el suministro en el tiempo.

En el modelo de simulación para flujo no permanente se considera la forma en que funcionan los tanques, las bombas y la operación de válvulas. Se revisa que al iniciar la operación en un tanque, es necesario que la carga sea mayor a la carga que se presenta en la red, o bien, en el caso de las bombas, se debe tener en cuenta que aportan agua a la red cuando la carga se encuentra dentro del intervalo de operación definido con su curva característica.

Con el modelo matemático se analiza la posibilidad de cumplir con los gastos demandados por los usuarios, se revisa el comportamiento hidráulico de la red de tuberías, se verifica el tamaño de los tanques y se establecen las políticas de operación óptimas.

La simulación del funcionamiento del flujo de agua en la red inicia con el cálculo de cargas y gastos en toda la red en régimen permanente (para el inicio del ciclo de simulación). Para lo anterior se deben conocer los niveles de agua en los tanques de almacenamiento que intervienen y los gastos demandados para el tiempo en que da inicio la simulación del flujo en la red.

Para la revisión del funcionamiento hidráulico de las redes de distribución de agua potable se considera que la presión en la red debe ser mayor a una mínima (h_{min}) para que se pueda entregar a los usuarios la cantidad demandada y menor a una máxima (h_{min}) para evitar la rotura de tuberías o excesivos gastos de fuga.

En caso de tener problemas con la capacidad de conducción de las tuberías con los gastos requeridos, se considera que las tuberías existentes se quedan funcionando y se agrega una tubería paralela a la existente con la finalidad de disminuir las pérdidas de energía por el esfuerzo cortante, incrementar las presiones y con ello aumentar los gastos de salida de la red hacia los demandantes del servicio.

Para lograr un mejor funcionamiento se proponen dos tipos de válvulas, unas que se requiere sean operadas en el transcurso del día para evitar sobre todo que los tanques de almacenamiento se queden sin agua durante un lapso, y otras cuya principal función es la de disminuir las cargas de presión disponible en las tuberías.

7.3.1 Revisión hidráulica

En análisis dinámico se hará primeramente con la red del ejemplo estático modificado corregido. En el *Anexo G* se presentan los datos que se proporcionan al modelo.

Las cargas de terreno varían entre 57.2 mca en el nudo 1 a las 4 h y 7.18 mca en el nudo 9 a las 12 h. Durante 14 horas el nudo 1 presentan cargas mayores a 50 mca, lo anterior nos lleva a proponer un accesorio reductor de presión. En los nudos 7, 8 y 9 se observa déficit en el suministro del gasto. Es necesario aumentar el diámetro en las tuberías 2, 3 y 4 de 3 a 4 pulgadas. Como se observa en la *figura 7.13*, la capacidad del tanque de regulación no es suficiente, ya que durante 6 horas se encuentra prácticamente vacío. En el *Anexo H* se presentan los resultados del funcionamiento dinámico a cada hora.

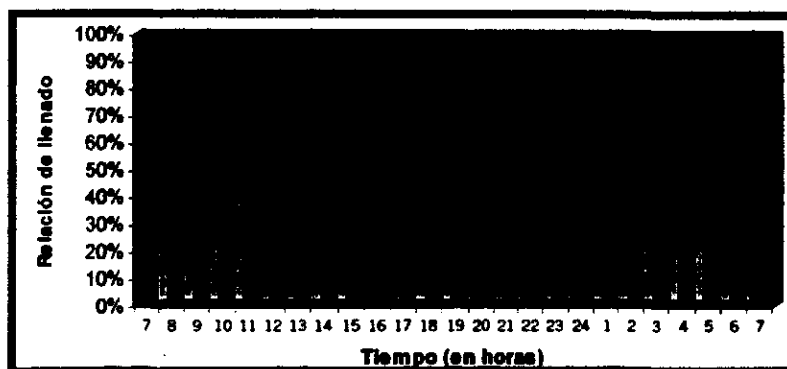


Figura 7.13 Funcionamiento del tanque de regulación de la red ejemplo a lo largo del ciclo.

7.3.2 Análisis del funcionamiento hidráulico de una red de tuberías

Con los cambios propuestos en el punto anterior, se realizaron nuevamente las simulaciones de flujo no permanente con los datos del Anexo I. Las cargas de terreno se presentan en las figuras 7.14 a 7.16 que corresponden a la hora de inicio del ciclo, máxima y mínima demanda respectivamente.

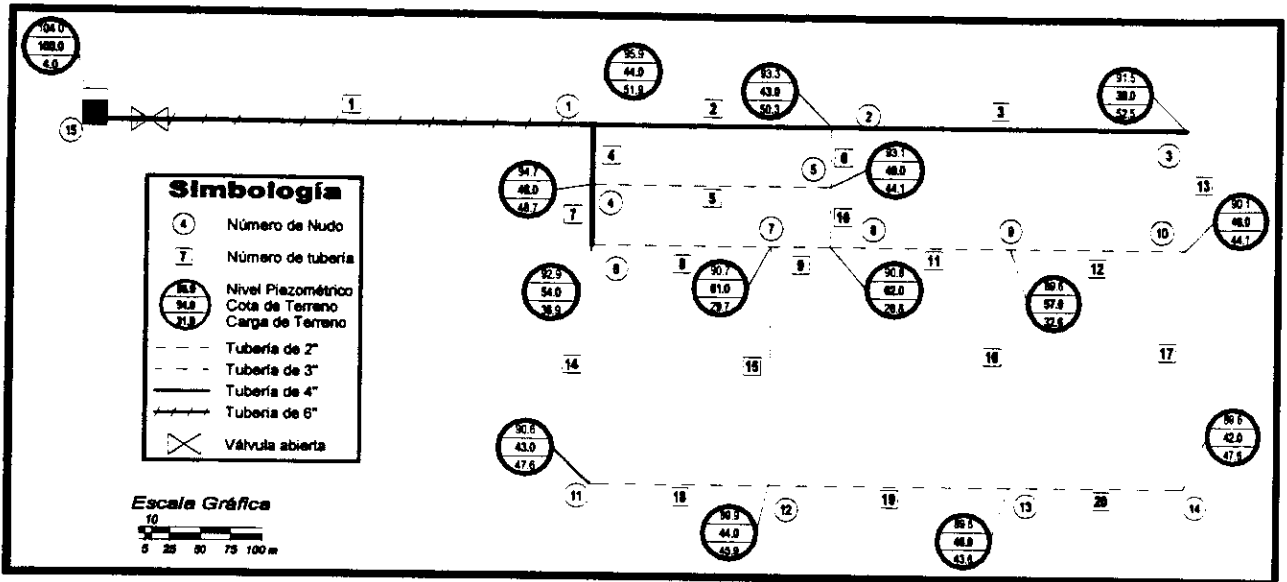


Figura 7.17 Cargas disponibles a las 7:00 horas.

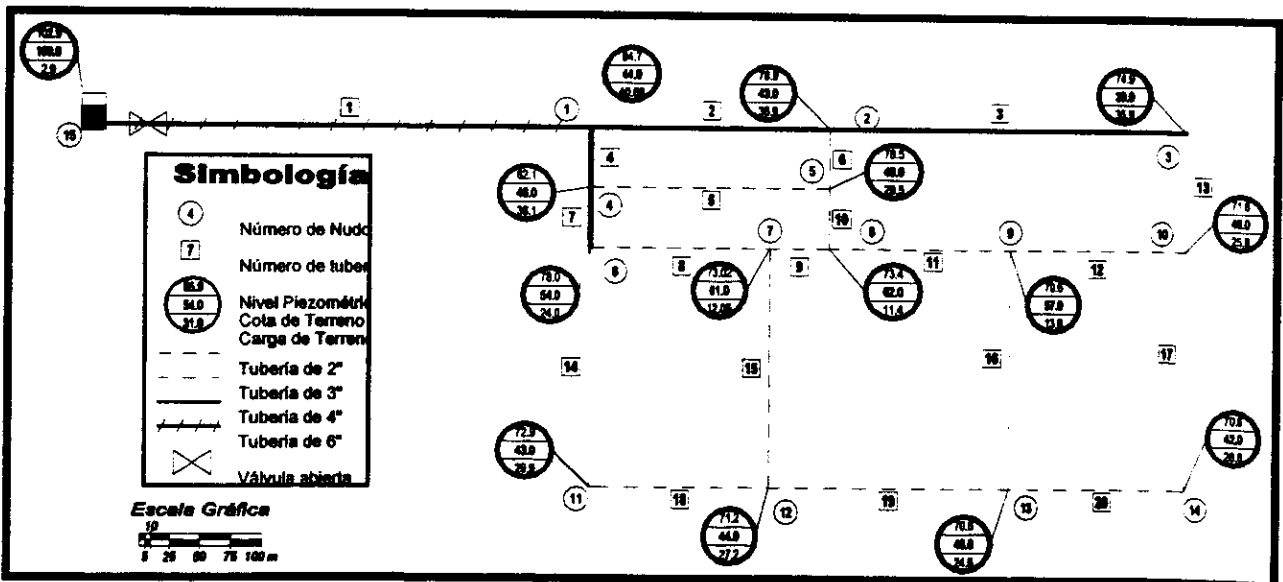


Figura 7.18 Cargas disponibles a las 11:00 horas.

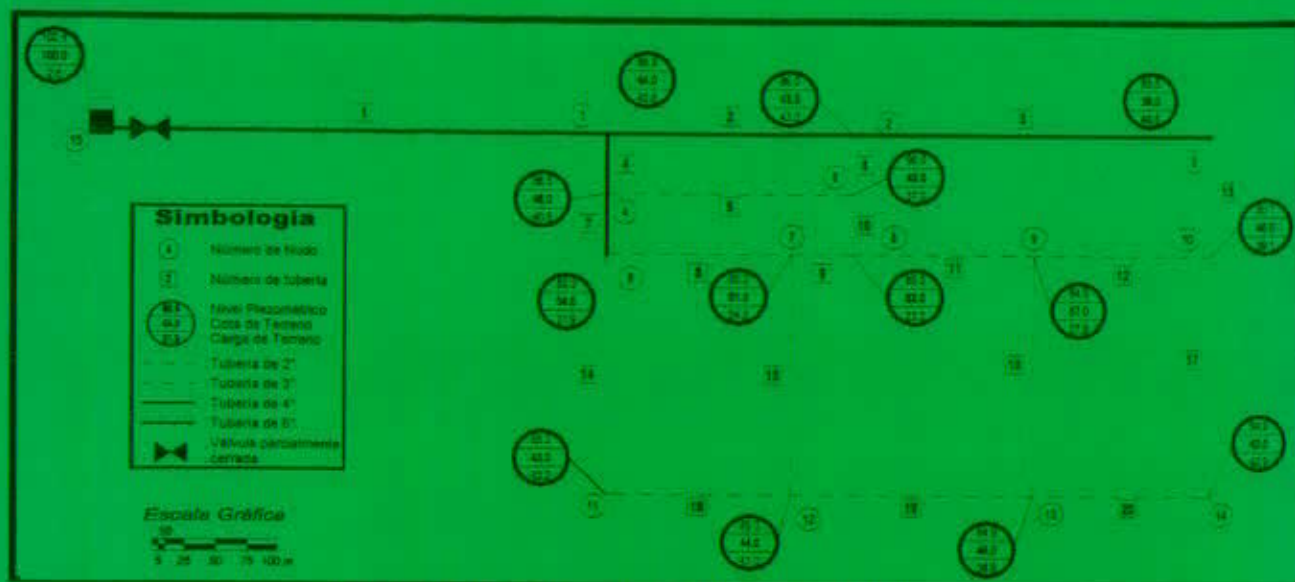


Figura 7.19 Cargas disponibles a las 2:00 horas.

Los resultados completos se incluyen en el *Anexo J*.

Es necesario resaltar que únicamente a la hora del inicio y el final del ciclo de simulación la carga de terreno en los nudos 7, 8 y 9 sobrepasa los 50 mca y prácticamente se suministra el gasto a los usuarios en un 100%.

7.3.3 Análisis del funcionamiento hidráulico de un tanque

El funcionamiento del tanque (*figura 7.17*) se observa dentro de los rangos correctos.

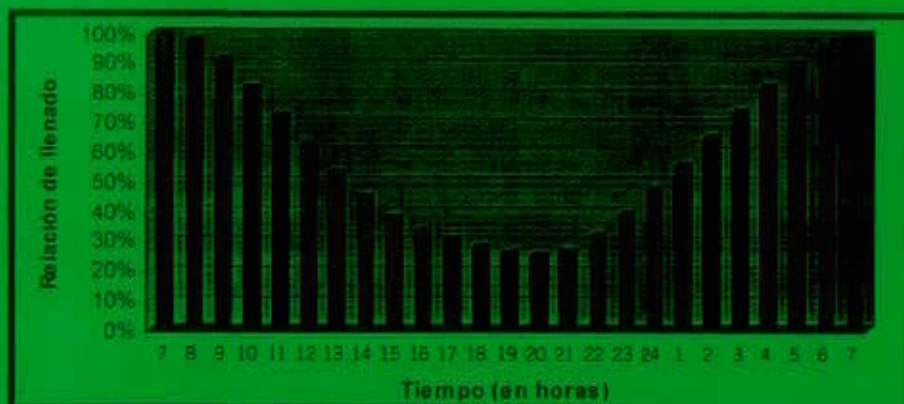


Figura 7.17 Funcionamiento del tanque de regulación de la red ejemplo con cambios a lo largo del ciclo.

7.4 Aplicación de flujo no permanente a la red del Distrito Federal

Una vez establecidos los aspectos generales para un correcto funcionamiento hidráulico, se procede al análisis detallado de la zona oriente con el modelo de simulación a flujo no permanente.

Primeramente se determinan las demandas para las condiciones de revisión, en éste caso se establecen para el año 2005 y se consideran un factor de fugas de 25.58%⁽⁶⁾, para lo cual se requieren de 8,165.99 l/s. Se determinó que los ingresos óptimos son los mostrados en el *cuadro 7.3*

Cuadro 7.3 Caudal de ingreso medio propuesto en tanques de la zona oriente del Distrito Federal

<i>Tanque</i>	<i>Ingresos medios registrados en 1997 (l/s)</i>	<i>Incremento (l/s)</i>	<i>Total (l/s)</i>
<i>Caldera</i>	716	1,659	2,375
<i>Cerro de la Estrella</i>	2,236	0	1,600
<i>Xaltepec</i>	586	3,114	3,700
<i>Peñón</i>		500	500
TOTAL	3,538	5,273	8,175

Con los caudales anteriormente mencionados y el armado de la red de tuberías que se utilizó en la simulación para flujo permanente se realizó la modelación dinámica, en donde se observaron las zonas con problemas para suministrar el agua potable demandada por los usuarios

7.4.1 Revisión hidráulica del sector poniente

En el *cuadro 7.4* se observan las cinco tuberías que de los resultados del diagnóstico para las condiciones analizadas, se recomienda colocar una tubería paralela a la existente para aumentar la capacidad hidráulica de conducción, identificando el diámetro existente, el diámetro de la tubería paralela y el diámetro ficticio equivalente utilizado en la simulación.

Cuadro 7.4 Diámetro ficticio equivalente utilizado en la simulación para la zona oriente.

Tubería	Nudos		Diámetros de tubería (en pulgadas)		
			Actual	Paralela	Equivalente
169	172	407	48	20	50.08
295	194	185	20	24	29.21
369	245	265	48	20	50.08
386	240	264	20	20	26.39
389	265	264	20	24	29.21

En el cuadro 7.5 se indica los nudos que se recomienda unir mediante una tubería para obtener un funcionamiento hidráulico más adecuado y dar un mejor servicio en la distribución de agua potable para la zona oriente.

Cuadro 7.5 Nudos que deberán unirse en la zona oriente para mejorar el funcionamiento hidráulico.

Número de tubería	Nudos		Longitud propuesta (m)	Diámetro propuesto (pulgadas)
100	252	215	1650	42

Se recomienda que las siguientes válvulas sean operadas durante el transcurso de un ciclo (cuadro 7.6).

Cuadro 7.6 Válvulas con operación propuestas.

Válvula	Nudo		Rango de operación	Factor de fricción	Horario (hrs)	Factor de pérdida
	Del	Al				
321	231	224	5.75 a 20.25	0.19	20.25 a 5.75	0.70
330	236	231	7.25 a 20.75	0.08	20.75 a 7.25	80.00
393	406	260	6.25 a 23.75	0.02	23.75 a 6.25	0.10
369	245	265	5.70 a 16.50	0.02	16.50 a 6.70	0.04
389	265	264	6.90 a 17.25	0.03	17.25 a 6.90	0.15
169	172	407	7.15 a 19.75	2.00	19.75 a 7.15	50.00

Además de las 6 válvulas con operación propuestas, es necesario incrementar las pérdidas de energía hidráulica en 3 tuberías más.

En la figura 7.18 se muestran todas las adecuaciones recomendadas a la infraestructura hidráulica existente. Se muestran las válvulas de seccionamiento para delimitar los sectores, las válvulas que requieren de operación, las que únicamente se utilizan para disminuir las cargas de presión. Las tuberías a las que se requiere instalar una paralela.

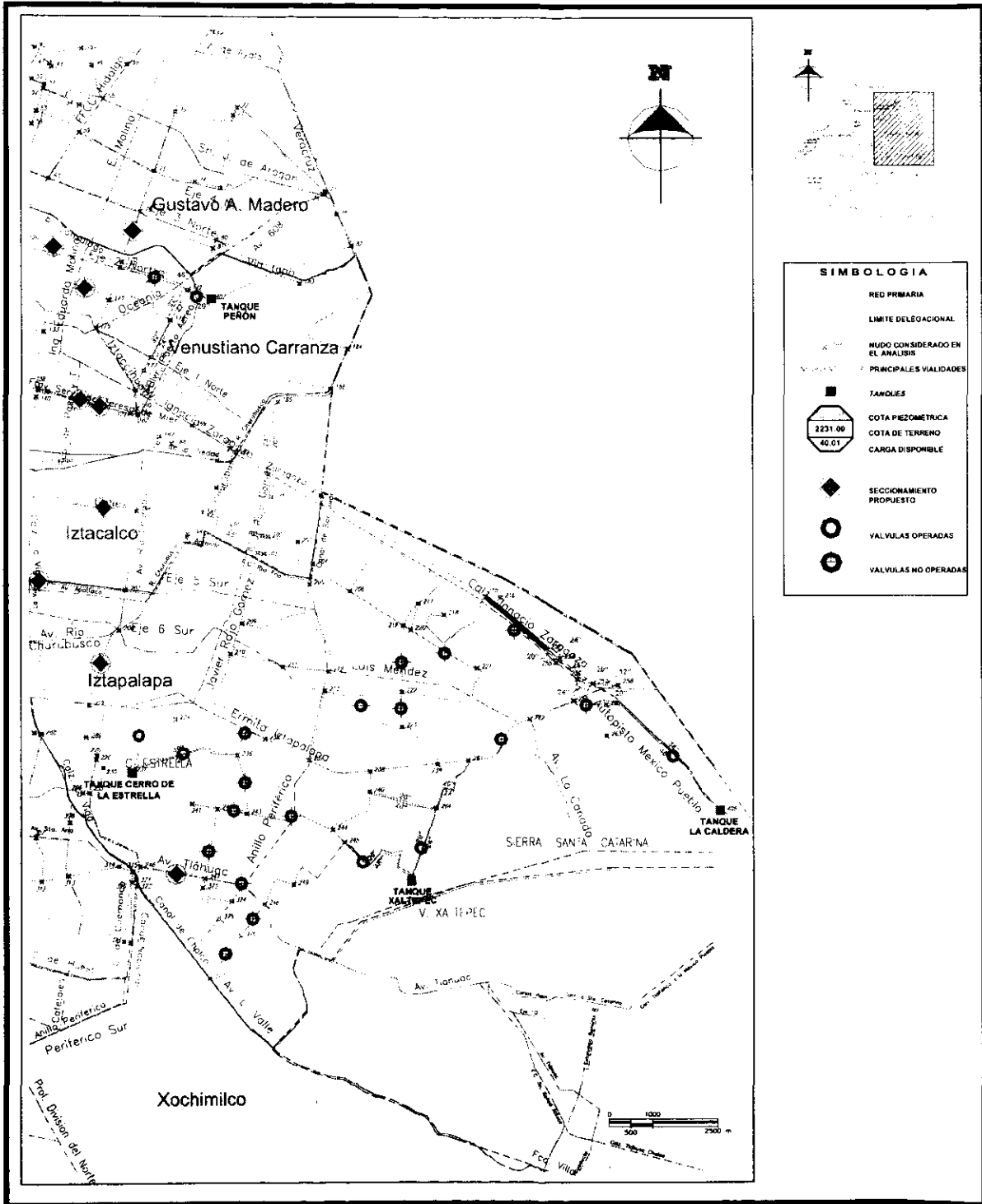


Figura 7.18 Adecuaciones a la infraestructura hidráulica del sector oriente del Distrito Federal

A las 11:00 horas la demanda que se presenta es de $1.500 q_{med}$. Las cargas disponibles varían entre 23 y 12 m. c. a, lo que se encuentra dentro del rango establecido para la revisión.

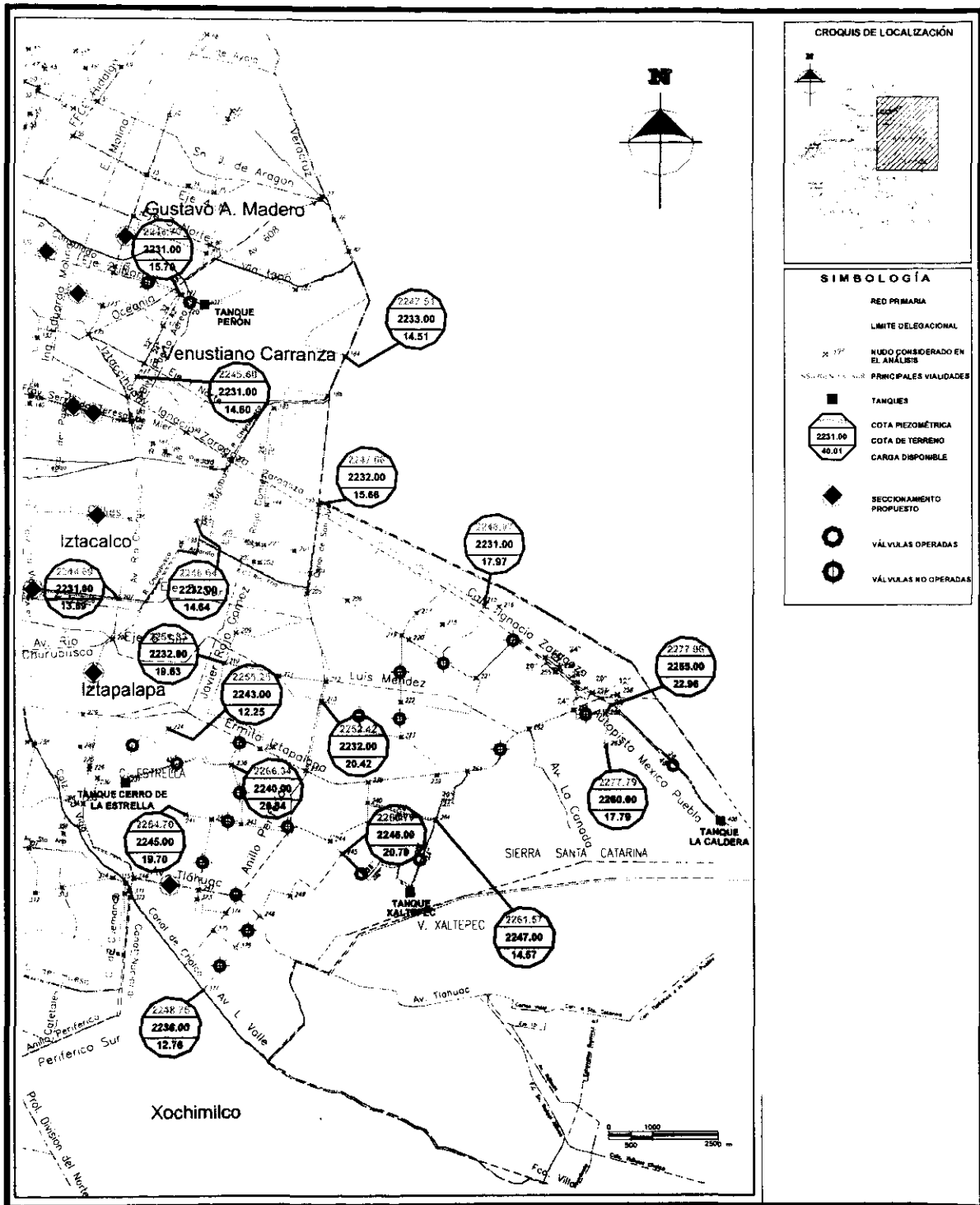
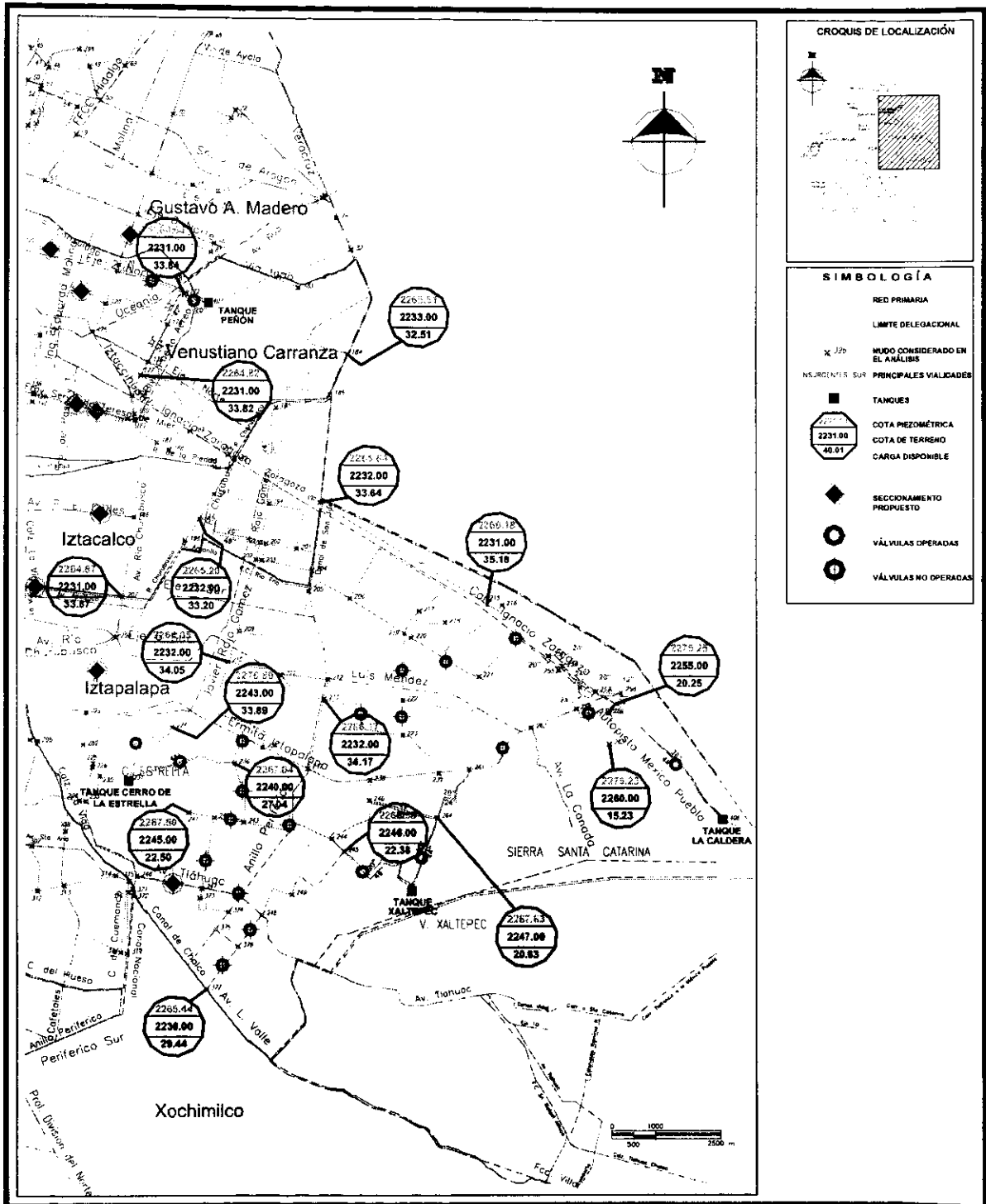


Figura 7.20 Cargas disponibles a las 11:00 horas.

A esta hora la demanda requerida por los usuarios es de $0.560 q_{med}$. Debido a la disminución de la demanda, las válvulas operadas restringen el gasto de salida de los tanques de almacenamiento; es necesario comentar que aún con la operación, las cargas de presión disponibles se encuentran entre 35 y 15 m. c. a.



7.4.3 Funcionamiento hidráulico de varios tanques

En la *figura 7.22* se aprecia el funcionamiento de los tanques en algunas horas para las condiciones de análisis. Los tanques “Caldera” y “Peñón” presentan un comportamiento semejante a lo largo del día, el nivel mínimo es de 70% aproximadamente respecto al tirante máximo. El tanque “Cerro de la Estrella” desciende su nivel de almacenamiento hasta un 60% y el tanque “Xaltepec” es el que más disminuye su nivel de agua, siendo éste del 20% de su máxima capacidad.

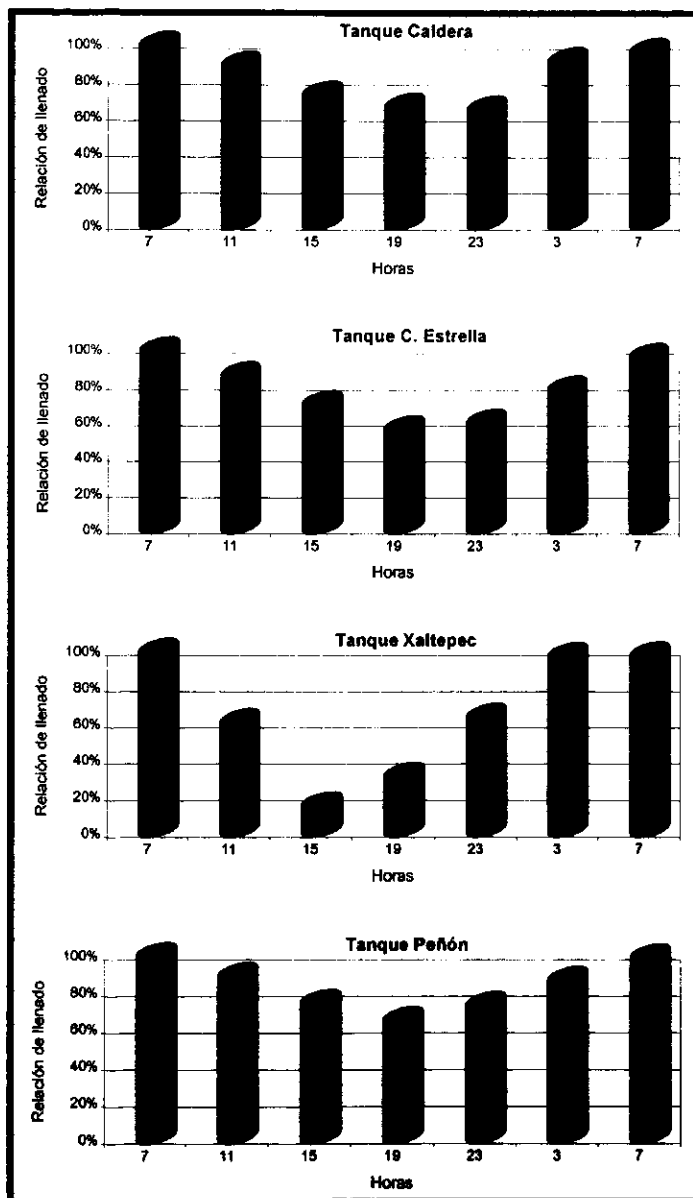


Figura 7.22 Funcionamiento de los tanques de almacenamiento

8 Conclusiones

Se presentaron dos métodos para obtener el funcionamiento hidráulico del flujo en una red de tuberías. Se expusieron las bases teóricas de ambos métodos, es decir, las ecuaciones en que se apoyan para la solución de las redes, demostrándose que los resultados son satisfactorios. Además, los métodos se emplean por medio de programas de cómputo que no requieren mucho tiempo de proceso.

El funcionamiento hidráulico no permanente de una red de tuberías para abastecimiento de agua potable, permite establecer si el servicio a los usuarios es en cantidad y calidad suficiente, mismos datos que se pueden corroborar con mediciones y reportes de dichos usuarios. Permite identificar las tuberías en donde se pierde mayor cantidad de energía, mismas que sería conveniente proponer cambios a la red para que la carga de presión no sea baja y se proporcione al gasto que se demanda.

Para iniciar el cálculo no es necesario suponer el caudal que fluye en las tuberías que conforman la red, ya que para el método es suficiente con poner un gasto distinto de cero en función de las demandas de los usuarios que se representa en cada uno de los nudos, lo cual es una ventaja en comparación con otros programas.

Para su aplicación es necesario disponer de las longitudes, diámetros, rugosidad absoluta así como los nudos de conexión de cada tubería. También se requieren las cargas conocidas a la entrada de la red, así como los gastos demandados en los nudos.

El empleo de la expresión propuesta por Swamme y Jain, permite conocer de una forma práctica el factor de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach, que obtiene el número de Reynolds para cada tubería y por consiguiente el tipo de flujo que se presenta (laminar o turbulento), permitiendo realizar las modificaciones de ser necesarias tanto en la geometría de la red o en las condiciones de operación con base en los resultados de dicho parámetro. El método de solución de la red estática que incluye la estimación del factor de fricción es simple, y dicho aspecto no lo toman en cuenta métodos como el de Hardy Cross u otros que se pueden encontrar en la literatura al respecto.

Se considera de gran importancia el cálculo para flujo permanente (estático) modificado, ya que la demanda de los usuarios es satisfecha en función de la energía hidráulica que se tenga en el nudo respectivo, y el valor correspondiente a la restricción de la carga mínima se puede manejar diferente para cada caso de análisis.

El cálculo de la concentración de una sustancia en una red de tuberías resulta una herramienta de gran apoyo para el diagnóstico de la calidad del agua que se proporciona a los usuarios en el caso de revisión, y para el diseño permite establecer los puntos donde es necesario reforzar la calidad.

El modelo dinámico permite revisar el funcionamiento de las redes de tuberías, incluyendo los tanques de almacenamiento y regulación. Hace posible identificar si el volumen de almacenamiento es suficiente para suministrar el servicio que se demanda o si es

necesario incrementarlo. También ayuda a localizar las tuberías donde se requiere la instalación de accesorios como válvulas así como la operación recomendada para ocupar de manera eficiente la infraestructura.

Mediante varias simulaciones del flujo con los programas aquí expuestos, se logra identificar los sitios en donde resulta conveniente reducir presiones disponibles para disminuir los caudales de fugas.

Es necesario mencionar que mientras más precisa y detallada sea la información que se proporciona a los modelos cabe esperar resultados con mayor semejanza a los que se presentan en el funcionamiento real, para el caso de las redes de tuberías de distribución ya construidas.

Una línea de investigación para posteriores trabajos, reside en evaluar la importancia de representar en el modelo dinámico los caudales originados por las fugas en las redes con variación diferente a la que presenta la demanda a lo largo de un ciclo de simulación, ya que a mayor energía hidráulica disponible en cada nudo, mayor caudal de fuga y viceversa.

Otra línea de investigación que se considera conveniente evaluar es la representación de los puntos probables de fugas, como lo pueden ser en los propios nudos (problemas en las conexiones, inserciones, etc.) y en un sitio cualquiera de las tuberías, lo que puede originarse por una rotura en ella.

Se pretende realizar las evaluaciones mencionadas anteriormente, realizando pruebas en el dispositivo físico que se encuentra en las instalaciones del Instituto de Ingeniería y representando posteriormente las observaciones en el modelo matemático.

Agradecimientos

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, a través de la Coordinación de Hidráulica, por haberme brindado todas las facilidades para desarrollar el presente trabajo.

Al Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles por haber dedicado parte de su valioso tiempo en la dirección de Tesis.

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería por contribuir de manera relevante en mi formación profesional y como ser humano.

A mis compañeros y amigos becarios.

Referencias

- ⊖ 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.
- ⊖ American Society of Civil Engineers (ASCE), Committee on pipeline planning of pipeline division, "Pressure pipeline design for water and wastewater", U. S. A., 1992.
- ⊖ American Water Works Association (AWWA), "Distribution Network Analysis for Water Utilities", Manual AWWA M32, U. S. A., 1989.
- ⊖ Arreguín Felipe I., Ochoa A. Leonel y Fernández E. 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, págs. 28-30.
- ⊖ Burden, Faires and Reynolds, "Numerical analysis", Prindle, Weber and Schmidt, U. S. A., 1979.
- ⊖ Carmona P. Rafael, Lomónaco T. Pedro, "Calibración del método numérico para solución de redes de abastecimiento de agua potable", Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., 1991.
- ⊖ 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.
- ⊖ Cussler E. L. "Diffusion Mass Transfer in Fluid Systems", Second Edition, Cambridge University Press, 1997.
- ⊖ Darío Guaycochea, "Flujo en tubos a presión", Universidad Autónoma Metropolitana, México.
- ⊖ De Azevedo N., J. M. y Acosta A. Guillermo. "Manual de Hidráulica". Editorial Harla, Sexta Edición, México 1976.
- ⊖ Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Operación de la red primaria de agua potable vía modelación matemática con el programa del Instituto de Ingeniería". Informe Final 2ª Etapa. Elaborado por el Instituto de Ingeniería. Diciembre de 1996. México.
- ⊖ Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Plan Maestro de Agua Potable". Informe Final, diciembre de 1996.

- ⇒ Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, "El Plan Maestro de Agua Potable", Revista Hidráulica Urbana, No. 3, noviembre de 1997.
- ⇒ Echávez A. Gabriel. "Apuntes del curso Mecánica de Fluidos". DEPMI UNAM 1997.
- ⇒ 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 1., Limusa Noriega Editores, octava impresión, México 1994.
- ⇒ Fuentes M. Óscar y Martínez A. Polioptro. "Introducción a los métodos numéricos aplicados a la hidráulica", IMTA, serie divulgación 5, México 1988.
- ⇒ Fuentes M. Óscar, De Luna C. Faustino, Carrillo S. J. Javier., "Un método para rehabilitar redes de distribución de Agua Potable". Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxaca, México, Octubre de 1998. Vol 1, págs. 943-952
- ⇒ Gobierno del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Sectorización de redes primarias de agua potable para su modelación". Informe Final. Elaborado por el Instituto de Ingeniería. Diciembre de 1998. México.
- ⇒ Gurewich Nathan y Gurewich Or. "Aprendiendo Visual Basic 5". Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana, S. A. Edición en Español, México, 1998.
- ⇒ Hammer Mark J. and Hammer Mark J. Jr, "Water and Wastewater Technology", Prentice Hall, U. S. A., 1986.
- ⇒ Herrera T. Cesar, "Proyecto de sistemas de abastecimiento de agua, UNAM, Facultad de Ingeniería, División de Educación Continua, México D.F. octubre de 1984.
- ⇒ Jeppson Roland W., "Analysis of flow in pipe networks", Ann Arbor Science 1976, U. S. A.
- ⇒ López Alegría Pedro, "Abastecimiento de Agua Potable Disposición y Eliminación de Excretas", Instituto Politécnico Nacional, México 1994.
- ⇒ Male James W., and Walski Thomas M., "Water Distribution Systems, A Troubleshooting Manual", Lewis Publishers, USA Michigan, 1990.
- ⇒ Paschoal Silvestre. "Fundamentos de Hidráulica General", Editorial Limusa, México 1983.
- ⇒ Programming System for Windows. "Visual Basic. Programmer's Guide". Microsoft Corporation. U. S. A. 1997.

- ☞ 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.
- ☞ Rosales P. Ismene L. "Método para detectar fugas en redes de tuberías". Tesis para obtener el grado de Maestra en Ingeniería. DEPMI UNAM, noviembre 1998.
- ☞ Sánchez B. José L. "Doce algoritmos para resolver problemas de hidráulica", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 412, agosto 1978.
- ☞ Sánchez Bribiesca J. L. y Fuentes Mariles O. "Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente", Revista Ingeniería, Vol. LXI, octubre - diciembre de 1991.
- ☞ Serie Schaums. "Mecánica de Fluidos e Hidráulica". Editorial McGraw-Hill, México, 1990.
- ☞ Simon Andrew L. "Hidráulica Básica", Editorial Limusa; Primera Edición en español, México 1983.
- ☞ Sotelo Á. Gilberto. "Hidráulica General", Editorial Limusa; Primera Edición, México, 1983.
- ☞ Steel Ernest W. y McGhee Terence J. "Abastecimiento de agua y alcantarillado", Editorial Gustavo Gili; Barcelona, España, 1981
- ☞ Streeter Víctor L. y Benjamin Wylie E., "Mecánica de los Fluidos", Octava Edición (Tercera en Español), Editorial McGraw-Hill, México, 1988.
- ☞ Streeter Víctor L., Benjamin W. E. And Bedford Keith. "Fluid Mechanics". Ninth Edition. Editorial McGraw-Hill. Singapore. International Edition 1998.
- ☞ 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, México 1994.
- ☞ 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, México 1994.
- ☞ Twort A. C., Law F. M. and Crowley F. M., "Water Supply", Edward Arnold, Third Edition, 1985.

- ☞ Valdez E. César. "Abastecimiento de agua potable", Volumen I, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
- ☞ Valdez E. César. "Abastecimiento de agua potable", Volumen II, Recomendaciones de construcción, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1993.
- ☞ Valdez E. César. "Abastecimiento de agua potable", Volumen III, Administración, operación, mantenimiento y financiamiento de los sistemas, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
- ☞ Walski Thomas M., Gessler Johannes and Sjostrom John W., "Water Distribution Systems, Simulation and Sizing", Lewis Publishers, USA Michigan, 1990.
- ☞ White Frank M., "Fluid Mechanics", Third Edition. International Edition. Editorial McGraw-Hill, USA, 1994.
- ☞ White M. Frank, "Mecánica de Fluidos", Traducción a la primera edición en Inglés, Editorial McGraw-Hill, México, 1988.

RED EJEMPLO ESTÁTICO TRADICIONAL

	20					
	1	15	1	400	4	0.02
	2	1	2	200	3	0.02
	3	2	3	300	3	0.02
	4	1	4	50	3	0.02
	5	4	5	200	2	0.02
	6	2	5	50	2	0.02
	7	4	6	50	3	0.02
	8	6	7	150	2	0.02
	9	7	8	50	2	0.02
	10	5	8	50	2	0.02
	11	8	9	150	2	0.02
	12	9	10	150	2	0.02
	13	3	10	100	3	0.02
	14	6	11	200	3	0.02
	15	7	12	200	2	0.02
	16	9	13	200	2	0.02
	17	10	14	200	3	0.02
	18	11	12	150	3	0.02
	19	12	13	200	3	0.02
	20	13	14	150	3	0.02
1						
	15	100	100	2.5	1	0.0225
NO						
	15					
	1	44				
	2	43				
	3	39				
	4	46				
	5	49				
	6	54				
	7	61				
	8	62				
	9	57				
	10	46				
	11	43				
	12	44				
	13	46				
	14	42				
	15	100				
	14					
	1	0.001004				
	2	0.002210				
	3	0.001607				
	4	0.001205				
	5	0.001205				
	6	0.001607				
	7	0.001607				
	8	0.001004				
	9	0.002009				
	10	0.001808				
	11	0.001406				
	12	0.002210				
	13	0.002210				
	14	0.001406				
	0					
	0					
	0					
	1					
SI						
T						
NO						
	0					

RED EJEMPLO

ESTATICO TRADICIONAL

Desarrollado por Instituto de Ingeniería, UNAM (O.Fuentes)

Avance:100%

PE= 1.00 K0= 1 E= 0.00% S/D= 100.0

Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga (m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
13 a 14	0.52	20	0.03	14	57.2	15.2	1.406	1.406	0.000
1 a 2	8.63	2	9.58	1	71.6	27.6	1.004	1.004	0.000
2 a 3	4.62	3	4.13	2	62.0	19.0	2.210	2.210	0.000
1 a 4	12.86	4	5.32	3	57.9	18.9	1.607	1.607	0.000
4 a 5	2.27	5	5.05	4	66.3	20.3	1.205	1.205	0.000
2 a 5	1.80	6	0.79	5	61.2	12.2	1.205	1.205	0.000
4 a 6	9.38	7	2.83	6	63.4	9.4	1.607	1.607	0.000
6 a 7	2.40	8	4.24	7	59.2	-1.8	1.607	1.607	0.000
8 a 7	0.21	9	0.01	8	59.2	-2.8	1.004	1.004	0.000
5 a 8	2.87	10	2.01	9	57.2	0.2	2.009	2.009	0.000
8 a 9	1.65	11	1.99	10	57.3	11.3	1.808	1.808	0.000
10 a 9	0.32	12	0.08	11	59.7	16.7	1.406	1.406	0.000
3 a 10	3.02	13	0.59	12	58.2	14.2	2.210	2.210	0.000
6 a 11	5.37	14	3.71	13	57.2	11.2	2.210	2.210	0.000
7 a 12	1.01	15	1.00	15	102.5	2.5	0.000	0.000	0.000
13 a 9	0.04	16	0.00						
suma 22.498									
10 a 14	0.89	17	0.10						
11 a 12	3.97	18	1.52						
12 a 13	2.77	19	0.98						
15 a 1	22.50	1	30.91						

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
20	0.114	8684	0.0200
2	1.893	144218	0.0200
3	1.014	77263	0.0200
4	2.821	214929	0.0200
5	0.499	25329	0.0200
6	0.394	20018	0.0200
7	2.058	156801	0.0200
8	0.527	26783	0.0200
9	0.047	2367	0.0200
10	0.628	31924	0.0200
11	0.362	18373	0.0200
12	0.071	3595	0.0200
13	0.662	50412	0.0200
14	1.178	89775	0.0200
15	0.221	11249	0.0200
16	0.008	411	0.0200
17	0.194	14809	0.0200
18	0.870	66281	0.0200
19	0.607	46228	0.0200
1	4.933	501231	0.0200

RED EJEMPLO ESTÁTICO MODIFICADO

	20					
	1	15	1	400	4	0.02
	2	1	2	200	3	0.02
	3	2	3	300	3	0.02
	4	1	4	50	3	0.02
	5	4	5	200	2	0.02
	6	2	5	50	2	0.02
	7	4	6	50	3	0.02
	8	6	7	150	2	0.02
	9	7	8	50	2	0.02
	10	5	8	50	2	0.02
	11	8	9	150	2	0.02
	12	9	10	150	2	0.02
	13	3	10	100	3	0.02
	14	6	11	200	3	0.02
	15	7	12	200	2	0.02
	16	9	13	200	2	0.02
	17	10	14	200	3	0.02
	18	11	12	150	3	0.02
	19	12	13	200	3	0.02
	20	13	14	150	3	0.02
	1					
NO	15	100	100	2.5	1	0.0225
	15					
	1	44				
	2	43				
	3	39				
	4	46				
	5	49				
	6	54				
	7	61				
	8	62				
	9	57				
	10	46				
	11	43				
	12	44				
	13	46				
	14	42				
	15	100				
	14					
	1	0.001004				
	2	0.002210				
	3	0.001607				
	4	0.001205				
	5	0.001205				
	6	0.001607				
	7	0.001607				
	8	0.001004				
	9	0.002009				
	10	0.001808				
	11	0.001406				
	12	0.002210				
	13	0.002210				
	14	0.001406				
	0					
	0					
	0					
	1					
SI						
M						
NO						
	0					

RED EJEMPLO

ESTATICO MODIFICADO

Desarrollado por Instituto de Ingeniería, UNAM (O. Fuentes)

Avance: 100%

PE= 1.00 K0= 1 E= 0.00% S/D= 95.3

Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga (m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.	
13 a 14	0.60	20	0.03	14	61.4	19.4	1.406	1.406	0.000	
1 a 2	8.20	2	8.65	1	74.5	30.5	1.004	1.004	0.000	
2 a 3	4.43	3	3.79	2	65.8	22.8	2.210	2.210	0.000	
1 a 4	12.23	4	4.81	3	62.0	23.0	1.607	1.607	0.000	
4 a 5	2.13	5	4.43	4	69.6	23.6	1.205	1.205	0.000	
2 a 5	1.56	6	0.59	5	65.2	16.2	1.205	1.205	0.000	
4 a 6	8.89	7	2.54	6	67.1	13.1	1.607	1.607	0.000	
6 a 7	2.15	8	3.40	7	63.7	2.7	1.145	1.607	0.462	
8 a 7	0.16	9	0.01	8	63.7	1.7	0.569	1.004	0.435	
5 a 8	2.48	10	1.50	9	61.5	4.5	1.838	2.009	0.171	
8 a 9	1.75	11	2.25	10	61.5	15.5	1.808	1.808	0.000	
10 a 9	0.21	12	0.03	11	63.7	20.7	1.406	1.406	0.000	
3 a 10	2.83	13	0.51	12	62.4	18.4	2.210	2.210	0.000	
6 a 11	5.13	14	3.39	13	61.5	15.5	2.210	2.210	0.000	
7 a 12	1.17	15	1.33	15	102.5	2.5	0.000	0.000	0.000	
9 a 13	0.13	16	0.02							
							suma	21.431		
10 a 14	0.81	17	0.08							
11 a 12	3.73	18	1.34							
12 a 13	2.68	19	0.93							
15 a 1	21.43	1	28.04							

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
20	0.132	10024	0.0200
2	1.798	137007	0.0200
3	0.972	74091	0.0200
4	2.681	204309	0.0200
5	0.467	23726	0.0200
6	0.341	17326	0.0200
7	1.950	148586	0.0200
8	0.472	23986	0.0200
9	0.035	1774	0.0200
10	0.544	27629	0.0200
11	0.384	19513	0.0200
12	0.047	2373	0.0200
13	0.620	47240	0.0200
14	1.125	85755	0.0200
15	0.256	13004	0.0200
16	0.028	1408	0.0200
17	0.177	13469	0.0200
18	0.817	62262	0.0200
19	0.588	44840	0.0200
1	4.699	477456	0.0200

RED EJEMPLO ESTÁTICO MODIFICADO CORREGIDO

	20					
	1	15	1	400	6	0.02
	2	1	2	200	3	0.02
	3	2	3	300	3	0.02
	4	1	4	50	3	0.02
	5	4	5	200	2	0.02
	6	2	5	50	2	0.02
	7	4	6	50	3	0.02
	8	6	7	150	2	0.02
	9	7	8	50	2	0.02
	10	5	8	50	2	0.02
	11	8	9	150	2	0.02
	12	9	10	150	2	0.02
	13	3	10	100	3	0.02
	14	6	11	200	3	0.02
	15	7	12	200	2	0.02
	16	9	13	200	2	0.02
	17	10	14	200	3	0.02
	18	11	12	150	3	0.02
	19	12	13	200	3	0.02
	20	13	14	150	3	0.02
	1					
NO	15	100	100	2.5	1	0.0225
	15					
	1	44				
	2	43				
	3	39				
	4	46				
	5	49				
	6	54				
	7	61				
	8	62				
	9	57				
	10	46				
	11	43				
	12	44				
	13	46				
	14	42				
	15	100				
	14					
	1	0.001004				
	2	0.002210				
	3	0.001607				
	4	0.001205				
	5	0.001205				
	6	0.001607				
	7	0.001607				
	8	0.001004				
	9	0.002009				
	10	0.001808				
	11	0.001406				
	12	0.002210				
	13	0.002210				
	14	0.001406				
	0					
	0					
	0					
	1					
SI						
M						
SI						
	0					

RED EJEMPLO

ESTATICO MODIFICADO

Desarrollado por Instituto de Ingeniería, UNAM (O. Fuentes)

Avance: 100%

PE= 1.00 K0= 1 E= 0.00% S/D= 100.0

Nodos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga (m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
13 a 14	0.48	20	0.04	14	80.9	38.9	1.406	1.406	0.000
1 a 2	8.67	2	11.96	1	99.3	55.3	1.004	1.004	0.000
2 a 3	4.68	3	5.43	2	87.3	44.3	2.210	2.210	0.000
1 a 4	12.83	4	6.44	3	81.9	42.9	1.607	1.607	0.000
4 a 5	2.18	5	6.64	4	92.9	46.9	1.205	1.205	0.000
2 a 5	1.78	6	1.12	5	86.2	37.2	1.205	1.205	0.000
4 a 6	9.44	7	3.53	6	89.3	35.3	1.607	1.607	0.000
6 a 7	2.34	8	5.74	7	83.6	22.6	1.607	1.607	0.000
8 a 7	0.18	9	0.02	8	83.6	21.6	1.004	1.004	0.000
5 a 8	2.75	10	2.61	9	81.0	24.0	2.009	2.009	0.000
8 a 9	1.57	11	2.66	10	81.1	35.1	1.808	1.808	0.000
10 a 9	0.34	12	0.16	11	84.4	41.4	1.406	1.406	0.000
3 a 10	3.07	13	0.81	12	82.3	38.3	2.210	2.210	0.000
6 a 11	5.49	14	4.92	13	81.0	35.0	2.210	2.210	0.000
7 a 12	0.91	15	1.28	15	102.5	2.5	0.000	0.000	0.000
13 a 9	0.10	16	0.02						

suma 22.498

10 a 14	0.92	17	0.17
11 a 12	4.08	18	2.09
12 a 13	2.79	19	1.35
15 a 1	22.50	1	3.20

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
20	0.106	8041	0.0358
2	1.901	144845	0.0247
3	1.026	78204	0.0257
4	2.812	214303	0.0243
5	0.478	24274	0.0286
6	0.390	19809	0.0291
7	2.070	157757	0.0246
8	0.514	26113	0.0285
9	0.039	1977	0.0426
10	0.604	30660	0.0282
11	0.344	17499	0.0294
12	0.075	3793	0.0367
13	0.674	51352	0.0266
14	1.204	91736	0.0254
15	0.201	10188	0.0312
16	0.021	1086	0.0504
17	0.203	15452	0.0314
18	0.896	68243	0.0260
19	0.612	46598	0.0269
1	4.933	751846	0.0157

RED EJEMPLO DINÁMICO

20					
1	15	1	400	6	0.02
2	1	2	200	3	0.02
3	2	3	300	3	0.02
4	1	4	50	3	0.02
5	4	5	200	2	0.02
6	2	5	50	2	0.02
7	4	6	50	3	0.02
8	6	7	150	2	0.02
9	7	8	50	2	0.02
10	5	8	50	2	0.02
11	8	9	150	2	0.02
12	9	10	150	2	0.02
13	3	10	100	3	0.02
14	6	11	200	3	0.02
15	7	12	200	2	0.02
16	9	13	200	2	0.02
17	10	14	200	3	0.02
18	11	12	150	3	0.02
19	12	13	200	3	0.02
20	13	14	150	3	0.02
1					
15	100	100	2.5	1	0.0225
NO					
15					
1	44				
2	43				
3	39				
4	46				
5	49				
6	54				
7	61				
8	62				
9	57				
10	46				
11	43				
12	44				
13	46				
14	42				
15	100				
14					
1	0.001004				
2	0.002210				
3	0.001607				
4	0.001205				
5	0.001205				
6	0.001607				
7	0.001607				
8	0.001004				
9	0.002009				
10	0.001808				
11	0.001406				
12	0.002210				
13	0.002210				
14	0.001406				
0					
0					
0					
0					

1
SI

TIEMPO 13 h F= 1.43
Suma Q sumin 0 031 Suma Q dem 0 032
Vol acum sumin 758.942 Vol acum dem 779.554
Def en vol 20.613

TIEMPO 17 h F= 1.125
Suma Q sumin 0 022 Suma Q dem 0 025
Vol acum sumin 1111.533 Vol acum dem 1176.487
Def en vol 64.954

Nivel Carga Gasto Gasto Nivel Carga Gasto Gasto Def
Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def

Nivel Carga Gasto Gasto Nivel Carga Gasto Gasto Def
Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def

TIEMPO 14 h F= 1.35
Suma Q sumin 0 030 Suma Q dem 0 030
Vol acum sumin 867.944 Vol acum dem 888.363
Def en vol 20.419

TIEMPO 18 h F= 1.1
Suma Q sumin 0 022 Suma Q dem 0 025
Vol acum sumin 1191.871 Vol acum dem 1265.579
Def en vol 73.708

Nivel Carga Gasto Gasto Nivel Carga Gasto Gasto Def
Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def

Nivel Carga Gasto Gasto Nivel Carga Gasto Gasto Def
Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def

TIEMPO 15 h F= 1.25
Suma Q sumin 0 023 Suma Q dem 0 028
Vol acum sumin 921.774 Vol acum dem 990.204
Def en vol 68.430

TIEMPO 19 h F= 1.075
Suma Q sumin 0 022 Suma Q dem 0 024
Vol acum sumin 1272.132 Vol acum dem 1352.646
Def en vol 80.494

Nivel Carga Gasto Gasto Nivel Carga Gasto Gasto Def
Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def

Nivel Carga Gasto Gasto Nivel Carga Gasto Gasto Def
Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def

TIEMPO 16 h F= 1.175
Suma Q sumin 0 022 Suma Q dem 0 024
Vol acum sumin 1031.510 Vol acum dem 1085.370
Def en vol 53.861

TIEMPO 20 h F= 1
Suma Q sumin 0 022 Suma Q dem 0 023
Vol acum sumin 1351.512 Vol acum dem 1433.832
Def en vol 82.320

Nivel Carga Gasto Gasto Nivel Carga Gasto Gasto Def
Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def

Nivel Carga Gasto Gasto Nivel Carga Gasto Gasto Def
Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def Mudo Pies. Terr. Sumin. Dem. Def

Suma Q sumin.		Suma Q dem		TIEMPO 5 h				F= 45				
0.015		0.015		Vol acum sumin				Vol acum dem				
				1794 973				1679 292				
				Def en vol				82 320				
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
Mudo Pies.	Terr	Sumin	Dem	Def	Mudo	Pies.	Terr	Sumin	Dem	Def		
14	94.84	52.84	0.9	0.9	0.0	1	106.81	56.81	0.7	0.7	0.0	0.0
2	96.84	53.84	1.4	1.4	0.0	3	95.12	56.12	1.2	1.0	0.0	0.0
4	98.60	52.60	0.8	0.8	0.0	5	94.51	47.51	0.8	0.8	0.0	0.0
6	97.43	43.43	1.0	1.0	0.0	7	95.68	34.68	1.2	1.0	0.0	0.0
8	95.68	33.68	0.7	0.7	0.0	9	94.85	37.85	1.3	1.3	0.0	0.0
10	94.88	48.88	1.2	1.2	0.0	11	95.89	52.89	0.9	0.9	0.0	0.0
12	95.26	51.26	1.4	1.4	0.0	13	94.85	48.85	1.4	1.4	0.0	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0							

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
30	0.3	13a	14	0.02	0.01	2	5.6	1a	3	1.22	3.97
3	1.0	2a	3	0.65	1.71	4	8.3	1a	4	1.81	3.20
5	1.5	4a	5	0.72	2.30	6	1.2	2a	5	3.57	0.32
7	6.0	4a	6	1.32	1.38	8	1.5	6a	7	3.76	1.75
9	0.1	8a	7	0.05	0.00	10	1.8	5a	8	2.91	0.82
11	1.1	8a	9	0.53	0.83	12	0.2	10a	9	3.10	0.03
13	2.0	3a	10	0.43	0.25	14	3.5	6a	11	3.76	1.54
15	0.7	7a	12	0.32	0.42	16	0.0	13a	9	3.00	0.00
17	0.9	10a	14	0.12	0.04	18	2.6	11a	12	0.56	0.62
19	1.8	12a	13	0.39	0.41	1	14.5	15a	1	3.17	1.69

Suma Q sumin.		Suma Q dem		TIEMPO 7 h				F= 1				
0.022		0.022		Vol acum sumin				Vol acum dem				
				1942 760				2025 380				
				Def en vol				82 320				
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
Mudo Pies.	Terr	Sumin	Dem	Def	Mudo	Pies.	Terr	Sumin	Dem	Def		
14	84.17	42.17	1.4	1.4	0.0	1	98.45	56.45	1.0	1.0	0.0	0.0
2	88.95	45.95	2.2	2.2	0.0	3	84.85	45.85	1.8	1.6	0.0	0.0
4	93.17	47.17	1.2	1.2	0.0	5	89.16	39.16	1.2	1.2	0.0	0.0
6	90.37	36.37	1.6	1.6	0.0	7	86.17	25.17	1.4	1.4	0.0	0.0
8	86.18	24.18	1.0	1.0	0.0	9	84.19	27.19	2.0	2.0	0.0	0.0
10	84.27	38.27	1.8	1.8	0.0	11	86.68	43.68	1.4	1.4	0.0	0.0
12	85.17	41.17	2.2	2.2	0.0	13	84.19	38.19	2.2	2.2	0.0	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0							

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.3	13a	14	0.03	0.02	2	6.6	1a	2	1.89	9.50
3	4.6	2a	3	1.01	4.09	4	13.8	1a	4	2.81	3.27
5	2.3	4a	5	1.12	5.01	6	1.8	2a	5	0.88	0.78
7	9.3	4a	6	2.05	2.82	8	2.4	6a	7	1.28	4.19
9	0.2	8a	7	0.09	0.01	10	2.8	5a	8	1.42	1.98
11	1.4	8a	9	0.81	1.99	12	0.3	10a	9	0.16	0.07
13	3.0	3a	10	0.66	0.58	14	5.3	6a	11	1.17	3.69
15	1.0	7a	12	0.50	1.00	16	0.0	13a	9	0.01	0.00
17	0.9	10a	14	0.18	0.10	18	3.9	11a	12	0.87	1.51
19	2.7	12a	13	0.60	0.98	1	22.4	15a	1	4.91	4.05

Suma Q sumin.		Suma Q dem		TIEMPO 6 h				F= 8				
0.018		0.018		Vol acum sumin				Vol acum dem				
				1861 767				1944 887				
				Def en vol				82 320				
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
Mudo Pies.	Terr	Sumin	Dem	Def	Mudo	Pies.	Terr	Sumin	Dem	Def		
14	90.81	48.81	1.1	1.1	0.0	1	99.92	55.92	0.8	0.8	0.0	0.0
2	92.86	50.86	1.8	1.8	0.0	3	91.25	52.25	1.3	1.3	0.0	0.0
4	96.55	50.55	1.0	1.0	0.0	5	93.16	44.16	1.0	1.0	0.0	0.0
6	94.76	40.76	1.3	1.3	0.0	7	92.09	31.09	1.3	1.3	0.0	0.0
8	92.10	30.10	0.8	0.8	0.0	9	90.83	33.83	1.6	1.6	0.0	0.0
10	90.87	44.87	1.4	1.4	0.0	11	92.41	49.41	1.1	1.1	0.0	0.0
12	91.45	47.45	1.8	1.8	0.0	13	90.83	44.83	1.8	1.8	0.0	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0							

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.4	13a	14	0.02	0.01	2	6.9	1a	2	1.50	6.08
3	3.7	2a	3	0.80	2.41	4	10.2	1a	4	2.24	3.16
5	1.8	4a	5	0.89	1.20	6	1.4	2a	5	0.70	0.50
7	7.5	4a	6	1.64	1.79	8	1.9	4a	7	1.94	2.67
9	0.1	8a	7	0.06	0.00	10	2.3	5a	8	1.12	1.26
11	1.3	8a	9	0.65	1.27	12	0.2	10a	9	0.12	0.05
13	2.6	3a	10	0.53	0.37	14	6.3	6a	11	3.94	2.35
15	0.8	7a	12	0.40	0.64	16	0.0	13a	9	0.30	0.00
17	0.7	10a	14	0.15	0.06	18	3.2	11a	12	0.69	0.96
19	2.2	12a	13	0.48	0.62	1	17.9	15a	1	3.92	2.58

RED EJEMPLO DINÁMICO CORREGIDO

20						
1	15	1	400	6	0.04	
2	1	2	200	4	0.02	
3	2	3	300	4	0.02	
4	1	4	50	4	0.02	
5	4	5	200	3	0.02	
6	2	5	50	2	0.02	
7	4	6	50	3	0.02	
8	6	7	150	2	0.02	
9	7	8	50	2	0.02	
10	5	8	50	2	0.02	
11	8	9	150	2	0.02	
12	9	10	150	2	0.02	
13	3	10	100	3	0.02	
14	6	11	200	3	0.02	
15	7	12	200	2	0.02	
16	9	13	200	2	0.02	
17	10	14	200	3	0.02	
18	11	12	150	3	0.02	
19	12	13	200	3	0.02	
20	13	14	150	3	0.02	
1						
NO	15	100	100	4.0	1	0.0225
	15					
	1	44				
	2	43				
	3	39				
	4	46				
	5	49				
	6	54				
	7	61				
	8	62				
	9	57				
	10	46				
	11	43				
	12	44				
	13	46				
	14	42				
	15	100				
	14					
	1	0.001004				
	2	0.002210				
	3	0.001607				
	4	0.001205				
	5	0.001205				
	6	0.001607				
	7	0.001607				
	8	0.001004				
	9	0.002009				
	10	0.001808				
	11	0.001406				
	12	0.002210				
	13	0.002210				
	14	0.001406				
	0					
	0					
	0					
1						
1	6.25	20.5	0.04	20.5	6.25	0.25
1						
SI						

PROGRAMA REDINA/II/OAFM/JOR

Table with 15 columns: Suma Q sum. in, Suma Q dem., TIEMPO 7 h, F= 1, Vol acum sum. in, Vol acum dem, Def en vol, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def Mudo, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def. Rows 14-19.

Table with 11 columns: Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m), Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m). Rows 20-19.

Table with 15 columns: Suma Q sum. in, Suma Q dem., TIEMPO 8 h, F= 1.3, Vol acum sum. in, Vol acum dem, Def en vol, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def Mudo, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def. Rows 14-19.

Table with 11 columns: Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m), Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m). Rows 20-19.

Table with 15 columns: Suma Q sum. in, Suma Q dem., TIEMPO 9 h, F= 1.425, Vol acum sum. in, Vol acum dem, Def en vol, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def Mudo, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def. Rows 14-19.

Table with 11 columns: Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m), Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m). Rows 20-19.

Table with 15 columns: Suma Q sum. in, Suma Q dem., TIEMPO 10 h, F= 1.475, Vol acum sum. in, Vol acum dem, Def en vol, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def Mudo, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def. Rows 14-19.

Table with 11 columns: Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m), Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m). Rows 20-19.

Table with 15 columns: Suma Q sum. in, Suma Q dem., TIEMPO 11 h, F= 1.5, Vol acum sum. in, Vol acum dem, Def en vol, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def Mudo, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def. Rows 14-19.

Table with 11 columns: Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m), Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m). Rows 20-19.

Table with 15 columns: Suma Q sum. in, Suma Q dem., TIEMPO 12 h, F= 1.495, Vol acum sum. in, Vol acum dem, Def en vol, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def Mudo, Nivel, Carga, Gasto, Gasto, Def. Rows 14-19.

Table with 11 columns: Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m), Tubo No, Gasto (lps), Va del nudo, Vel (m/s), Hf (m). Rows 20-19.

Suma Q sumin		Suma Q dem		TIEMPO 5 h				F= 65			
0.015		0.015		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol		0.323	
1879.710		1879.033		1879.710		1879.033		2.323			
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def		
Mudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Mudo	Piez	Terr	Sumin	Dem		
14	79.95	37.95	0.9	0.9	0.0	1	82.57	38.57	0.7	0.7	0.0
2	41.49	38.89	1.4	1.4	0.0	3	80.74	41.74	1.0	1.0	0.0
4	82.09	16.09	0.8	0.8	0.0	5	81.42	32.42	0.8	0.8	0.0
6	81.32	27.32	1.0	1.0	0.0	7	80.40	19.40	1.0	1.0	0.0
8	80.46	18.46	0.7	0.7	0.0	9	78.94	22.94	1.3	1.3	0.0
10	80.15	14.15	1.2	1.2	0.0	11	80.37	37.37	0.9	0.9	0.0
12	80.05	16.05	1.4	1.4	0.0	13	79.93	33.93	1.4	1.4	0.0
15	103.62	3.62	0.0	0.0	0.0	0.0					

Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf	Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf		
No.	(lps)	nudo	(m/s)	(m)	No.	(lps)	nudo	(m/s)	(m)		
20	0.4	14a	13	0.02	0.02	2	6.0	1a	2	0.73	1.09
3	4.0	2a	3	0.50	0.75	4	7.9	1a	4	0.98	0.48
5	2.3	4a	5	0.50	0.67	6	0.5	2a	5	0.25	0.06
7	4.9	4a	4	1.07	0.77	8	1.1	4a	7	0.55	0.93
9	0.5	8a	7	0.24	0.06	10	2.0	5a	8	0.98	0.97
11	0.8	8a	9	0.41	0.52	12	0.5	10a	9	0.27	0.22
13	3.0	3a	10	0.66	0.58	14	2.7	6a	12	0.60	0.95
15	0.6	7a	12	0.29	0.34	16	0.1	9a	13	0.05	0.01
17	1.3	10a	14	0.28	0.21	18	3.4	11a	12	0.40	0.32
19	1.0	12a	13	0.21	0.12	1	14.5	15a	1	3.17	21.03

Suma Q sumin		Suma Q dem.		TIEMPO 4 h				F= 8			
0.018		0.018		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol		0.323	
1943.505		1943.627		1943.505		1943.627		0.323			
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def		
Mudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Mudo	Piez	Terr	Sumin	Dem		
14	48.54	26.54	1.1	1.1	0.0	1	72.48	28.48	0.8	0.8	0.0
2	70.85	27.85	1.8	1.8	0.0	3	69.72	30.72	1.3	1.3	0.0
4	72.74	25.74	1.0	1.0	0.0	5	70.75	21.75	1.0	1.0	0.0
6	70.41	16.41	1.3	1.3	0.0	7	69.22	8.22	1.3	1.3	0.0
8	69.10	7.10	0.4	0.4	0.0	9	68.52	11.52	1.6	1.6	0.0
10	68.85	23.85	1.4	1.4	0.0	11	68.28	24.28	1.1	1.1	0.0
12	68.70	24.70	1.8	1.8	0.0	13	68.51	22.51	1.8	1.8	0.0
15	103.87	3.87	0.0	0.0	0.0	0.0					

Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf	Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf		
No.	(lps)	nudo	(m/s)	(m)	No.	(lps)	nudo	(m/s)	(m)		
20	0.3	14a	13	0.03	0.03	3	7.3	1a	2	0.90	1.62
3	4.9	2a	3	0.61	1.13	4	9.7	1a	4	1.20	0.72
5	2.9	4a	5	0.61	1.00	6	0.6	2a	5	0.21	0.10
7	6.0	4a	4	1.31	1.15	8	1.4	6a	7	0.68	1.39
9	0.6	8a	7	0.29	0.09	10	2.4	5a	8	1.20	1.45
11	1.0	8a	8	0.51	0.78	12	0.7	10a	9	0.32	0.32
13	3.7	3a	10	0.81	0.87	14	3.3	6a	12	0.73	1.43
15	0.7	7a	12	0.34	0.52	16	0.1	9a	13	0.06	0.01
17	1.5	10a	14	0.34	0.31	18	2.2	11a	12	0.49	0.48
19	1.2	12a	13	0.26	0.19	1	17.7	15a	1	3.88	31.40

Suma Q sumin.		Suma Q dem.		TIEMPO 7 h				F= 1			
0.022		0.022		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol		0.323	
2024.497		2024.820		2024.497		2024.820		0.323			
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def		
Mudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Mudo	Piez	Terr	Sumin	Dem		
14	53.02	51.02	1.4	1.4	0.0	1	99.43	95.43	1.0	1.0	0.0
2	96.78	53.78	2.2	2.2	0.0	3	94.96	55.96	1.6	1.6	0.0
4	98.26	52.26	1.2	1.2	0.0	5	96.64	47.64	1.2	1.2	0.0
6	98.41	42.41	1.8	1.8	0.0	7	94.14	33.14	1.6	1.6	0.0
8	94.10	32.10	1.0	1.0	0.0	9	93.03	26.03	2.0	2.0	0.0
10	93.57	47.57	1.8	1.8	0.0	11	96.09	52.09	1.4	1.4	0.0
12	93.32	49.32	2.2	2.2	0.0	13	93.03	47.03	2.2	2.2	0.0
15	133.98	3.98	0.0	0.0	0.0	0.0					

Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf	Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf		
No.	(lps)	nudo	(m/s)	(m)	No.	(lps)	nudo	(m/s)	(m)		
20	0.5	14a	13	0.03	0.00	3	9.3	1a	2	1.14	2.65
3	6.3	2a	3	0.77	1.87	4	12.8	1a	4	1.52	1.17
5	3.5	4a	5	0.77	1.62	6	0.8	2a	5	0.38	0.14
7	7.6	4a	4	1.66	1.86	8	1.8	6a	7	0.86	3.27
9	0.9	8a	7	0.39	0.16	10	3.1	5a	8	1.53	2.34
11	1.3	8a	8	0.65	1.27	12	0.8	10a	9	0.42	0.54
13	4.6	3a	10	1.02	1.40	14	4.2	6a	11	0.93	2.32
15	0.9	7a	12	0.45	0.82	16	0.1	9a	13	0.06	0.00
17	2.7	10a	14	0.44	0.55	18	3.8	11a	12	0.61	0.77
19	1.5	12a	13	0.33	0.29	1	22.6	15a	1	4.96	4.55