

Comisión Nacional del Agua

**MANUAL DE AGUA POTABLE,
ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO**

REDES DE DISTRIBUCIÓN

Diciembre de 2007

www.cna.gob.mx

ADVERTENCIA

Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra, sin fines de lucro y citando la fuente.

Esta publicación forma parte de los productos generados por la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, cuyo cuidado editorial estuvo a cargo de la Gerencia de Cuencas Transfronterizas de la Comisión Nacional del Agua.

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

Edición 2007

ISBN: 978-968-817-880-5

Autor: Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174-4000
www.cna.gob.mx

Editor: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines de la Montaña,
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Impreso en México
Distribución gratuita. Prohibida su venta.

Comisión Nacional del Agua

Ing. José Luis Luege Tamargo

Director General

Ing. Marco Antonio Velázquez Holguín

Coordinador de Asesores de la Dirección General

Ing. Raúl Alberto Navarro Garza

Subdirector General de Administración

Lic. Roberto Anaya Moreno

Subdirector General de Administración del Agua

Ing. José Ramón Ardavín Ituarte

Subdirector General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Ing. Sergio Soto Priante

Subdirector General de Infraestructura Hidroagrícola

Lic. Jesús Becerra Pedrote

Subdirector General Jurídico

Ing. José Antonio Rodríguez Tirado

Subdirector General de Programación

Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés

Subdirector General Técnico

Lic. René Francisco Bolio Halloran

Coordinador General de Atención de Emergencias y Consejos de Cuenca

M.C.C. Heidi Storsberg Montes

Coordinadora General de Atención Institucional, Comunicación y Cultura del Agua

Lic. Mario Alberto Rodríguez Pérez

Coordinador General de Revisión y Liquidación Fiscal

Dr. Michel Rosengaus Moshinsky

Coordinador General del Servicio Meteorológico Nacional

C. Rafael Reyes Guerra

Titular del Órgano Interno de Control

Responsable de la publicación:

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Coordinador a cargo del proyecto:

Ing. Eduardo Martínez Oliver

Subgerente de Normalización

La Comisión Nacional del Agua contrató la Edición 2007 de los Manuales con el

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA según convenio
CNA-IMTA-SGT-GINT-001-2007 (Proyecto HC0758.3) del 2 de julio de 2007
Participaron:

Dr. Velitchko G. Tzatchkov

M. I. Ignacio A. Caldiño Villagómez

ELABORACIÓN

1ª Edición

Dr. Velitchko G. Tzatchkov ⁽¹⁾

Ing. Jorge Izurieta Dávila ⁽¹⁾

2ª Edición

Dr. Óscar Fuentes Mariles ⁽²⁾

Ing. Luis E. Franco Hernández ⁽²⁾

3ª Edición

Dr. Velitchko G. Tzatchkov ⁽¹⁾

REVISIÓN 3ª Edición

Ing. Eduardo Martínez Oliver ⁽³⁾

Ing. Héctor E. Álvarez Novoa ⁽³⁾

⁽¹⁾ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

⁽²⁾ Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM).

⁽³⁾ Comisión Nacional del Agua (CNA).

PRESENTACIÓN

Este documento es la segunda versión del Manual de "Redes de distribución", y tiene como principal objetivo el brindar apoyo al profesional encargado de diseñar o analizar el funcionamiento de las redes de distribución de agua potable.

Se presentan algunas variantes con respecto a la versión anterior, las cuales pretenden mejorar el contenido del manual desde los puntos de vista técnico y práctico.

Con respecto a la primera versión, se le ha dado una nueva estructuración, así mismo se agregaron, eliminaron o modificaron aquellos temas que se consideraron pertinentes.

Cabe destacar que para lograr un diseño eficiente y económico de una red de distribución deben analizarse una serie de opciones, y que los métodos y programas de cómputo presentados en este manual sólo permiten el análisis de una opción en particular. Por este motivo, el diseñador o analista debe apoyarse en su juicio y experiencia, así como en las condiciones locales y de operación para determinar la opción más adecuada.

Se ha procurado hacer referencia a los programas de redes en general, sin enfatizar el uso de uno en particular, con el fin de que el usuario pueda adquirir y utilizar aquel en el que deposite su confianza. Y en caso de requerirse, el propio usuario podrá elaborar o modificar su propio programa de análisis de redes de distribución basándose en sus necesidades particulares.

Sin embargo, se incluyen algunos programas de cómputo que sirven como ejemplos de lo que se podría esperar de un programa de redes. Tales programas, aunque son sencillos, permiten el practicar el análisis de redes poco complicadas y sensibilizarse ante casos más complejos.

Deseamos que este trabajo le sea de utilidad y esperamos sus comentarios para tenerlos en cuenta en versiones posteriores.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 RED DE DISTRIBUCIÓN.....	3
1.2 COMPONENTES DE UNA RED.....	3
1.3 PRESIONES DISPONIBLES.....	5
1.4 PRESIONES ADMISIBLES.....	5
1.5 ZONAS DE PRESIÓN.....	6
1.6 TIPOS DE PROYECTOS DE REDES.....	6
2. CARACTERÍSTICAS.....	7
2.1 REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	7
2.1.1 Esquemas básicos.....	7
2.1.2 División de una red de distribución.....	7
2.1.3 Formas de distribución.....	11
2.1.4 Zonas de presión.....	13
2.2 COMPONENTES DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	14
2.2.1 Tuberías.....	14
2.2.2 Piezas especiales.....	29
2.2.3 Válvulas.....	32
2.2.4 Hidrantes.....	39
2.2.5 Tanques de distribución.....	39
2.2.6 Bombas.....	41
2.2.7 Pozos.....	43
2.2.8 Tomas domiciliarias.....	43
3. INSTALACIONES COMPLEMENTARIAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	45
3.1 BOMBAS.....	45
3.1.1 Curvas características.....	46
3.1.2 Análisis del funcionamiento de una bomba.....	47
3.1.3 Curvas de requerimiento de carga del sistema.....	51
3.1.4 Consideraciones de sumergencia y de cavitación.....	52
3.1.5 Relaciones de similitud de bombas.....	55
3.1.6 Selección de bombas.....	56
3.2 POZOS.....	59
3.2.1 Clasificación de los pozos.....	60
3.2.2 Hidráulica de pozos.....	60
3.3 TANQUES DE REGULACIÓN.....	63
3.3.1 Tipos de tanques.....	63
3.3.2 Determinación de la capacidad del tanque regulador.....	64
4. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.....	74
4.1 RED DE TUBERÍAS EN RÉGIMEN PERMANENTE (ANÁLISIS ESTÁTICO).....	74
4.1.1 Caso de una tubería.....	74
4.1.2 Conjunto de tuberías.....	79
4.1.3 Métodos de solución.....	80
4.1.4 Accesorios en la red.....	85

4.2 RED DE TUBERÍAS EN RÉGIMEN NO PERMANENTE (ANÁLISIS DINÁMICO).	93
4.2.1 Ecuaciones del modelo dinámico.....	94
4.2.2 Accesorios en la red.	99
4.2.3 Ecuaciones por resolver.	101
5. DISEÑO ÓPTIMO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN.	110
5.1 ANTECEDENTES.....	110
5.2 MÉTODO PROPUESTO.	111
5.2.1 Descripción del método.	111
5.3 EJEMPLO DE OPTIMIZACIÓN DE UNA RED.	113
6. ANÁLISIS POR COMPUTADORA.	118
6.1 EVOLUCIÓN DE LOS PROGRAMAS DE REDES.	119
6.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS PROGRAMAS DE REDES.	120
6.3 APLICACIONES DE LOS PROGRAMAS DE REDES.....	121
6.4 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL PROGRAMA DE REDES.....	122
6.5 PREPARACIÓN DEL MODELO.	122
6.6 PROCEDIMIENTO DE CAPTURA DE DATOS.....	125
6.7 CALIBRACIÓN DEL MODELO.	127
6.8 ANÁLISIS DEL SISTEMA.....	128
7. ELABORACIÓN DEL PROYECTO.	131
7.1 ESTUDIOS BÁSICOS.	131
7.1.1 Datos generales.....	131
7.1.2 Servicio de agua potable.	131
7.1.3 Información topográfica.	134
7.1.4 Información adicional para el proyecto.....	134
7.2 DATOS DE PROYECTO.	135
7.2.1 Período de diseño.....	135
7.2.2 Dotación.	135
7.2.3 Proyecciones de población por tipo de usuario.	135
7.2.4 Presiones.	136
7.2.5 Servicio contra incendio.....	136
7.2.6 Capacidad de la red.....	137
7.3 METODOLOGÍA.	137
7.3.1 Selección del esquema de la red.	139
7.3.2 Trazo de la red.	146
7.3.3 Determinación de la demanda.....	150
7.3.4 Distribución de la demanda en la red.....	152
7.3.5 Selección preliminar de los diámetros de los tramos.....	155
7.3.6 Análisis del funcionamiento hidráulico de la red.	160
7.3.7 Dimensionamiento hidráulico de tanques de regulación.	167
7.3.8 Revisión del diseño de la red y tanques de regulación con un programa de análisis dinámico.	167
7.3.9 Diseño de los rebombes.....	168
7.3.10 Diseño de cajas rompedoras de presión y válvulas reductoras de presión.	169
7.3.11 Ubicación de las válvulas de seccionamiento.....	169

7.3.12 Ubicación de válvulas de admisión y expulsión de aire y desagüe.....	171
7.3.13 Localización de tuberías de agua potable.....	171
7.3.14 Diseño de cruceros.....	171
8. PRESENTACIÓN Y CONTENIDO DEL PROYECTO.	180
8.1 MEMORIA DESCRIPTIVA.....	180
8.2 SOLUCIÓN DE MÍNIMO COSTO.....	181
8.3 PRESUPUESTO DE LAS OBRAS.....	181
8.4 PLANOS DEL PROYECTO.....	181
9. RECOMENDACIONES SOBRE LA CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE LA RED.	184
9.1 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.....	184
9.2 RECOMENDACIONES OPERATIVAS.....	185
9.2.1 Recopilación de información.....	185
9.2.2 Diagnóstico de operación.....	187
9.2.3 Solución de problemas.....	188
9.3 CONCLUSIONES.....	189
REFERENCIAS	190
ANEXO A. PROGRAMAS DE CÓMPUTO.....	193
A.1 PROGRAMA AH (ANÁLISIS HIDRÁULICO).....	193
A.2 PROGRAMA ESTAI (RED ESTÁTICA).....	204
A.3 PROGRAMA "AHPE" (ANÁLISIS HIDRÁULICO DE PERÍODOS EXTENDIDOS).	207
A.4 PROGRAMA REDINII (RED DINÁMICA).....	219
A.5 EL PROGRAMA EPANET	222
A.6 PROGRAMA "DR" (DISEÑO DE REDES).....	224
A.7 PROGRAMA DISOPII (DISEÑO ÓPTIMO).....	239

1. INTRODUCCIÓN.

El agua es un elemento esencial para la vida, por lo que las antiguas civilizaciones se ubicaron a lo largo de los ríos. Más tarde, los avances técnicos le permitieron al hombre transportar y almacenar el agua, así como extraerla del subsuelo, por lo cual los asentamientos humanos se han esparcido lejos de ríos y de otras fuentes superficiales de agua.

Actualmente, su uso en las poblaciones es diverso, como lo es para consumo humano, en el aseo personal, y en actividades como la limpieza doméstica y en la cocción de los alimentos. Además se usa para fines comerciales, públicos e industriales; también en la irrigación, la generación de energía eléctrica, la navegación y en recreación.

De la misma forma que ha evolucionado el uso del agua, lo ha hecho 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 una calidad requerida y a una presión adecuada.

Un sistema moderno de abastecimiento de agua se compone de instalaciones para la captación, almacenamiento, conducción, bombeo, tratamiento y distribución. Las obras de captación y almacenamiento permiten reunir las aguas aprovechables de ríos, manantiales y agua subterránea. Incluyen actividades como el desarrollo y cuidado de la cuenca de aportación, pozos y manantiales, así como la construcción de presas y de galerías filtrantes. La conducción engloba a los canales y acueductos, así como instalaciones complementarias de bombeo para transportar el agua desde la fuente hasta el centro de distribución. El tratamiento es la serie de procesos que le dan al agua la calidad requerida y finalmente, la distribución es dotar de agua al usuario para su consumo.

En la figura 1.1 se muestra la configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas. Es importante mencionar que una vez que el agua ha sido empleada, debe ser desalojada a través de una red de alcantarillado y conducida a una planta de tratamiento para que posteriormente pueda ser reutilizada o reintegrada a la naturaleza sin causar deterioro ambiental. La figura 1.2 muestra un esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable en una localidad.

Este documento tiene como objetivo el presentar los conceptos básicos de redes de distribución de agua, así como la metodología y recomendaciones para su diseño. Las obras restantes (captación, conducción, etc.) se tratan con mayor detalle en los libros correspondientes a dichos temas en este Manual.

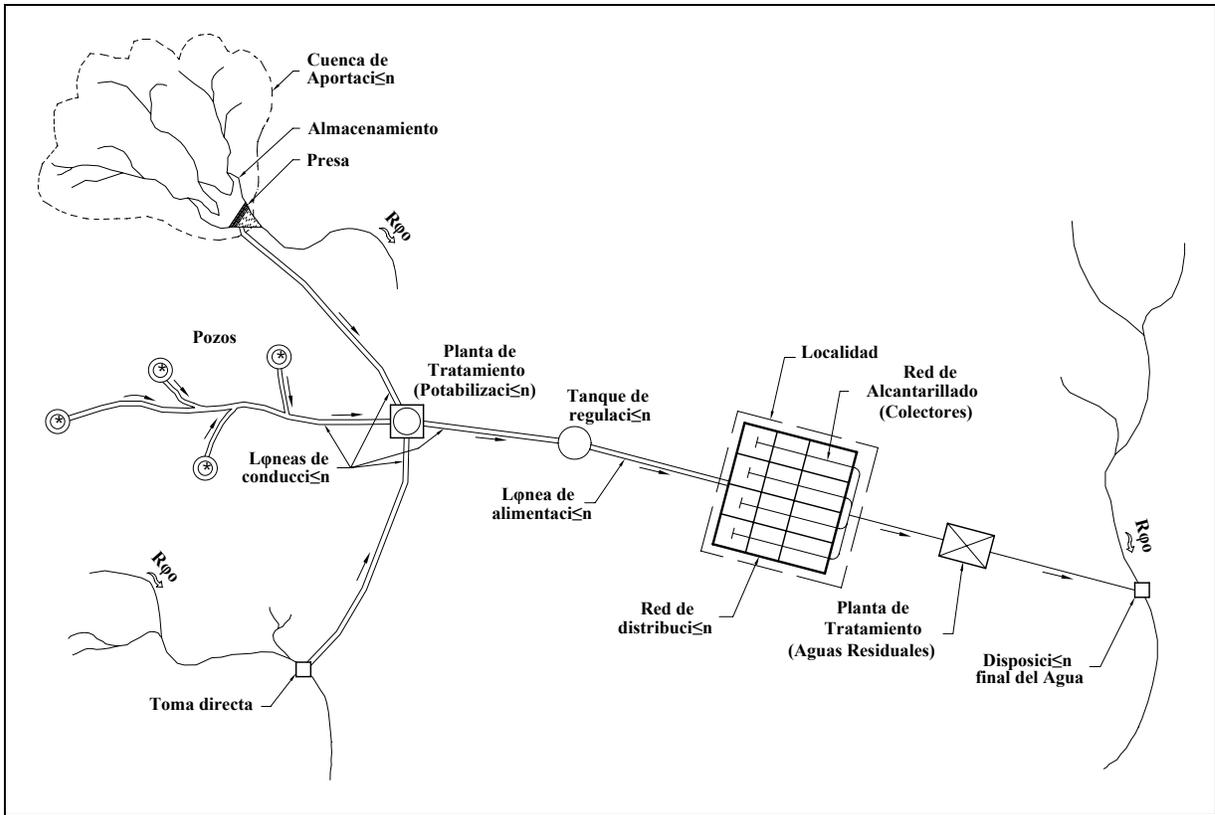


Figura 1.1 Configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas

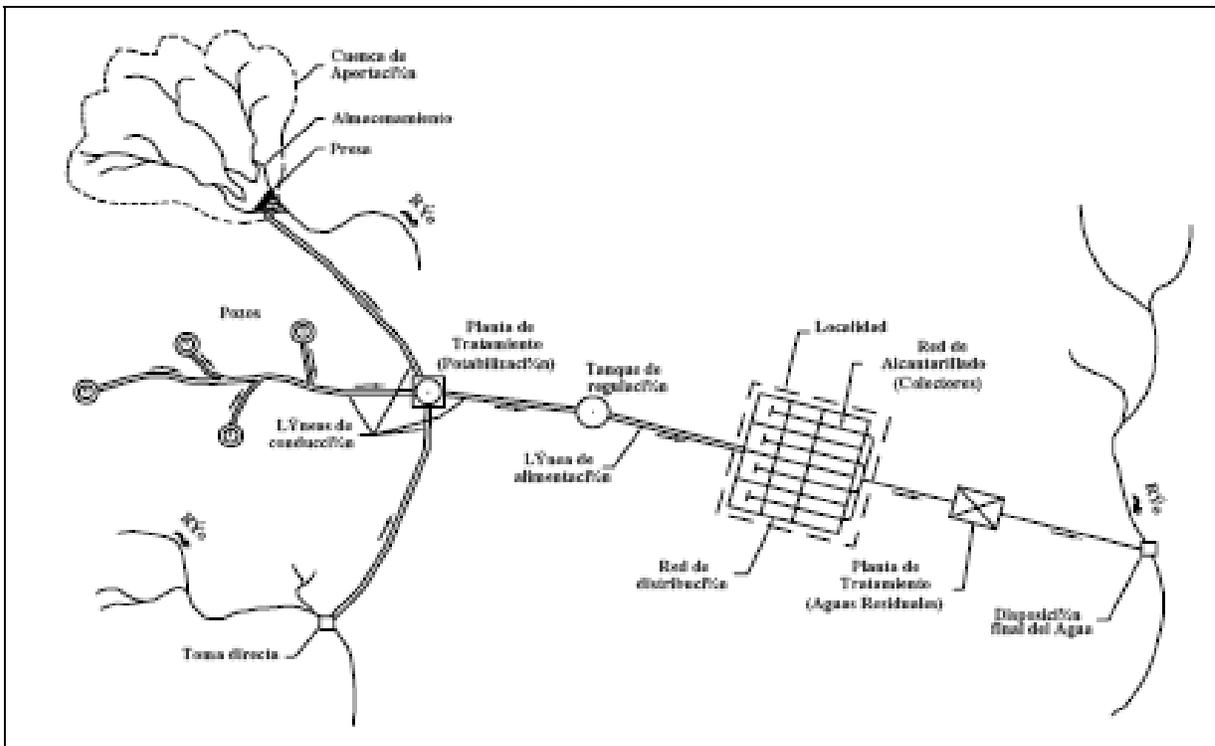


Figura 1.2 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable

1.1 RED DE DISTRIBUCIÓN.

Una red de distribución (que se denominará en lo sucesivo red) es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de servicio o de distribución hasta las tomas domiciliarias o hidrantes públicos. Su finalidad es proporcionar agua a los usuarios para consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como el extinguir incendios.

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.

1.2 COMPONENTES DE UNA RED.

Una red de distribución de agua potable se compone generalmente de:

a) *Tuberías*: Se le llama así al conjunto formado por los tubos (conductos de sección circular) y su sistema de unión o ensamble. Para fines de análisis se denomina tubería al conducto comprendido entre dos secciones transversales del mismo.

La red de distribución está formada por un conjunto de tuberías que se unen en diversos puntos denominados nudos o uniones.

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. Así, una red primaria puede ser una sola tubería de alimentación o cierto conjunto de tuberías de mayor diámetro que abarcan a toda la localidad.

b) *Piezas especiales*: Son todos aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de dirección, modificaciones de diámetro, uniones de tuberías de diferente material o diámetro, y terminales de los conductos, entre otros.

A las piezas o conjuntos de accesorios especiales con los que, conectados a la tubería, se forman deflexiones pronunciadas, cambios de diámetro, derivaciones y ramificaciones se les llama cruceros. También permiten el control del flujo cuando se colocan válvulas.

c) *Válvulas*: Son accesorios que se utilizan para disminuir o evitar el flujo en las tuberías. Pueden ser clasificadas de acuerdo a su función en dos categorías:

1) *Aislamiento o seccionamiento*, las cuales son utilizadas para separar o cortar el flujo del resto del sistema de abastecimiento en ciertos tramos de tuberías, bombas y dispositivos de control con el fin de revisarlos o repararlos; y

2) *Control*, usadas para regular el gasto o la presión, facilitar la entrada de aire o la salida de sedimentos o aire atrapados en el sistema.

d) *Hidrantes*: Se le llama de esta manera a una toma o conexión especial instalada en ciertos puntos de la red con el propósito de abastecer de agua a varias familias (hidrante público) o conectar una manguera o una bomba destinados a proveer agua para combatir el fuego (hidrante contra incendio).

Los hidrantes públicos son tomas compuestas usualmente por un pedestal y una o varias llaves comunes que se ubican a cierta distancia en las calles para dar servicio a varias familias. El agua obtenida del hidrante público es llevada a las casas en contenedores tales como cubetas u otros recipientes. Se utilizan en poblaciones pequeñas en los casos donde las condiciones económicas no permiten que el servicio de agua potable se instale hasta los predios de los usuarios.

e) *Tanques de distribución*: Un tanque de distribución es un depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución que tiene por objeto almacenar el agua proveniente de la fuente. El almacenamiento permite regular la distribución o simplemente prever fallas en el suministro, aunque algunos tanques suelen realizar ambas funciones.

Se le llama tanque de regulación cuando guarda cierto volumen adicional de agua para aquellas horas del día en que la demanda en la red sobrepasa al volumen suministrado por la fuente. La mayor parte de los tanques existentes son de este tipo.

Algunos tanques disponen de un volumen de almacenamiento para emergencias, como en el caso de falla de la fuente. Este caso es usualmente previsto por el usuario, quien dispone de cisternas o tinacos, por lo que en las redes normalmente se utilizan tanques de regulación únicamente.

Una red de distribución puede ser alimentada por varios tanques correspondientes al mismo número de fuentes o tener tanques adicionales de regulación dentro de la misma zona de la red con el fin de abastecer sólo a una parte de la red.

f) *Tomas domiciliarias*: Una toma domiciliaria es el conjunto de piezas y tubos que permite el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario, así como la instalación de un medidor. Es la parte de la red que demuestra la eficiencia y calidad del sistema de distribución pues es la que abastece de agua directamente al consumidor.

g) *Rebombeos*: Consisten en instalaciones de bombeo que se ubican generalmente en puntos intermedios de una línea de conducción y excepcionalmente dentro de la red de distribución. Tienen el objetivo de elevar la carga hidráulica en el punto de su ubicación para mantener la circulación del agua en las tuberías.

Los rebombeos se utilizan en la red de distribución cuando se requiere:

- Interconexión entre tanques que abastecen diferentes zonas.
- Transferencia de agua de una línea ubicada en partes bajas de la red al tanque de regulación de una zona de servicio de una zona alta.
- Incremento de presión en una zona determinada mediante rebombeo directo a la red o "booster". Esta última opción se debe evitar, y considerar sólo si las condiciones de la red no permiten la ubicación de un tanque de regulación en la región elevada.

h) *Cajas rompedoras de presión*: Son depósitos con superficie libre del agua y volumen relativamente pequeño, cuya función es permitir que el flujo de la tubería se descargue en ésta, eliminando de esta forma la presión hidrostática y estableciendo un nuevo nivel estático aguas abajo.

1.3 PRESIONES DISPONIBLES.

La presión o carga hidráulica 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 presiones con relación al nivel de la calle en vez de referirlas al centro del tubo. En este caso se les llama presiones disponibles o libres y se calculan para los cruces de las tuberías.

1.4 PRESIONES ADMISIBLES.

El régimen de presiones en una red depende de dos factores: la necesidad del servicio y las condiciones topográficas de la localidad.

Las necesidades del servicio obligan por una parte a seleccionar una presión mínima capaz de atender dos clases de requerimientos: los de las edificaciones y la demanda contra incendio.

Por otro lado, presiones muy altas en la red requerirán de tuberías y accesorios más resistentes (más costosos) e incrementarán las fugas (en caso de existir). Por lo tanto, en ningún punto de la red la presión debe exceder una presión máxima permisible.

La presión mínima debe verificarse en la red de distribución de tal manera que en todos los puntos se tenga una presión por lo menos igual a ésta en la hora de máxima demanda y, se garantice un suministro mínimo. En cambio, la máxima se presentará cuando exista poca demanda y la red continúe funcionando a presión.

El establecimiento de estas condiciones en una localidad se combina con su topografía. Como resultado de esto, en los puntos más elevados, la presión disponible en las horas

de máximo consumo no debe ser inferior a la presión mínima requerida; en cambio, en los más bajos, esta presión no debe ser superior a la presión máxima especificada.

1.5 ZONAS DE PRESIÓN.

Las zonas de presión son divisiones realizadas en la red de distribución debido a la topografía, el tamaño o las políticas de operación de la localidad.

La zonificación o división en zonas de presión es aconsejable cuando se sobrepasan las presiones admisibles en la red de distribución, es decir, al cumplir con la presión mínima requerida en una parte de la red se sobrepasa la presión máxima permisible en otra parte de la misma. Lo anterior sucede cuando la topografía de la localidad es muy irregular o cuando la localidad es muy grande.

Usualmente las zonas de presión pueden interconectarse entre sí para abastecerse en forma ordinaria cuando se tiene una sola fuente, o extraordinaria (incendio, falla de la fuente, reparaciones, etc.) cuando se tienen varias fuentes. La interconexión entre las zonas de presión se hace mediante la maniobra de válvulas, descarga directa a tanque o uso de válvulas reductoras de presión en el caso de zonas bajas, o de rebombes a zonas altas.

Las políticas de operación influyen en la zonificación debido a la existencia de límites políticos, mejor control del abastecimiento y su distribución, así como de la operación y mantenimiento de la red de distribución.

1.6 TIPOS DE PROYECTOS DE REDES.

La mayor parte de las obras que se hacen en las redes de distribución en las ciudades son para mejorar o para ampliar las redes que ya existen, solamente una pequeña proporción son para dar servicio a zonas nuevas o aisladas. Por tanto, se requieren dos tipos de proyectos denominados de rehabilitación y nuevos.

Los proyectos de rehabilitación se hacen cuando se debe modificar una parte de la red para mejorar su funcionamiento hidráulico, o bien, cuando cambios en el uso del suelo o ampliaciones a la zona de servicio obligan a incrementar la capacidad de la red de distribución.

Los proyectos nuevos se requieren cuando se debe dar servicio por primera vez a una zona, o cuando es necesario hacer una ampliación a una red existente que por su magnitud en proyecto ya no puede catalogarse como una rehabilitación.

2. CARACTERÍSTICAS.

2.1 REDES DE DISTRIBUCIÓN.

2.1.1 Esquemas básicos.

Los esquemas básicos o configuraciones se refieren a la forma en la que se enlazan o trazan las tuberías de la red de distribución para abastecer de agua a las tomas domiciliarias. Se tienen tres posibles configuraciones de la red: a) cerrada, b) abierta o c) combinada.

Antes de definir las posibles configuraciones de la red es conveniente definir qué es un circuito. Un circuito es un conjunto de tuberías conectadas en forma de polígono, donde el agua que parte de un punto puede volver al mismo después de fluir por las tuberías que lo componen. Cuando una red es cerrada (o tiene forma de malla), sus tuberías forman al menos un circuito (varios en el caso de la figura 1.2). La ventaja de diseñar redes cerradas es que en caso de falla, el agua puede tomar trayectorias alternas para abastecer una zona de la red. Una desventaja de las mismas es que no es fácil localizar las fugas.

La red abierta se compone de tuberías que se ramifican sin formar circuitos (forma de árbol). Esta configuración de la red se utiliza cuando la planimetría y la topografía son irregulares dificultando la formación de circuitos o cuando el poblado es pequeño o muy disperso. Este tipo de red tiene desventajas debido a que en los extremos muertos pueden formarse crecimientos bacterianos y sedimentación; además, en caso de reparaciones se interrumpe el servicio más allá del punto de reparación; y en caso de ampliaciones, la presión en los extremos es baja.

En algunos casos es necesario emplear ramificaciones en redes cerradas, es decir, se presentan ambas configuraciones y se le llama red combinada.

Cabe destacar que la configuración de la red se refiere a la red primaria que es la que rige el funcionamiento de la red.

Pueden darse casos de redes abiertas con tuberías secundarias formando circuitos, sin embargo, la red se considera abierta.

2.1.2 División de una red de distribución.

Una red de distribución se divide en dos partes para determinar su funcionamiento hidráulico: la red primaria, que es la que rige el funcionamiento de la red, y la red secundaria o "de relleno".

La red primaria permite conducir el agua por medio de líneas troncales o principales y alimentar a las redes secundarias.

Se considera que el diámetro mínimo de las tuberías correspondientes a la red primaria es de 100 mm. Sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar de 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm, aunque en grandes urbes se puede aceptar a

partir de 500 mm.

La red secundaria distribuye el agua propiamente hasta las tomas domiciliarias. Existen tres tipos de red secundaria:

a) *Red secundaria convencional*: En este tipo de red los conductos se unen a la red primaria y funcionan como una red cerrada. Se suelen tener válvulas tanto en las conexiones con la red primaria como en los crucesos de la secundaria. En la figura 2.1 se muestra este tipo de red, así como algunas de sus características.

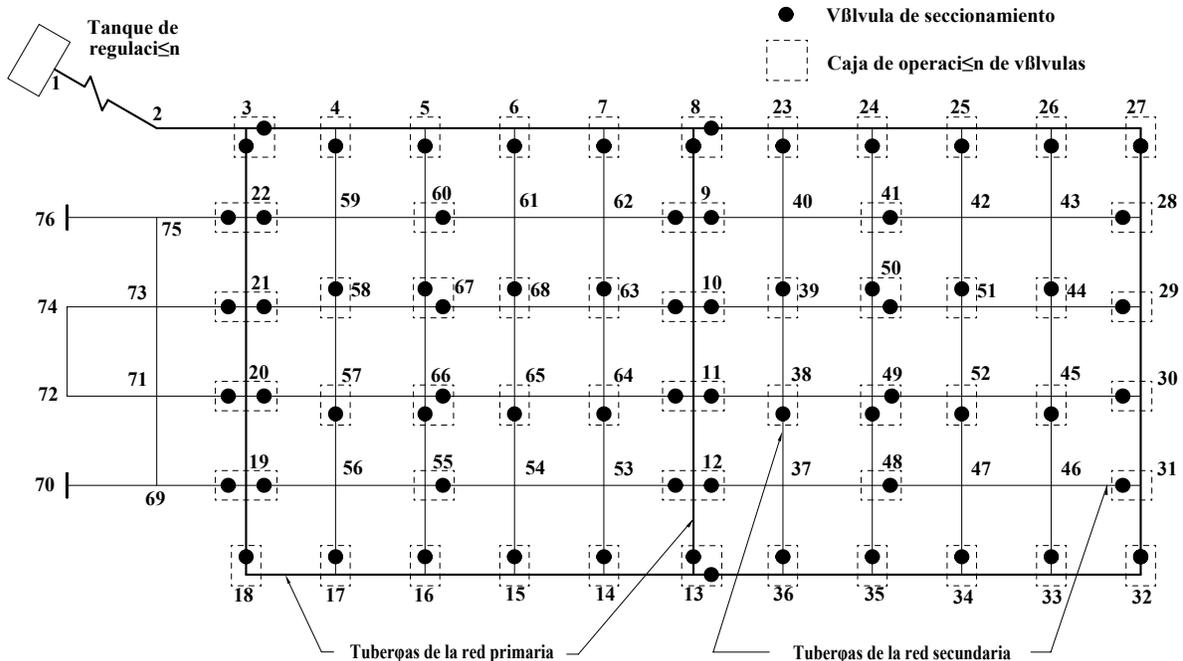


Figura 2.1 Red secundaria convencional

Notas:

- 1) Esta red está formada por dos circuitos (red primaria) con un total de 76 crucesos, 69 válvulas de seccionamiento y 54 cajas de operación de válvulas.
- 2) En la red secundaria se tienen 60 válvulas de seccionamiento y 48 cajas de operación de válvulas.
- 3) Para aislar sectores de operación en el interior de los circuitos, formados por 6, 7 u 8 tramos de calles, se deben cerrar 6 u 8 válvulas. Los tramos cerrados corresponden a 3 o 4 calles diferentes.

b) *Red secundaria en dos planos*: En una red de este tipo, las tuberías se conectan a la red primaria en dos puntos opuestos cuando la red está situada en el interior de los circuitos, o bien en un solo cruceo de las tuberías primarias en los casos de líneas exteriores a ellos (funcionando como líneas abiertas). Su longitud varía entre 400 y 600 m, en función al tamaño de la zona a la que se le da el servicio. En este tipo de red las tuberías que se cruzan no necesariamente se unen tal como se muestra en la figura 2.2.

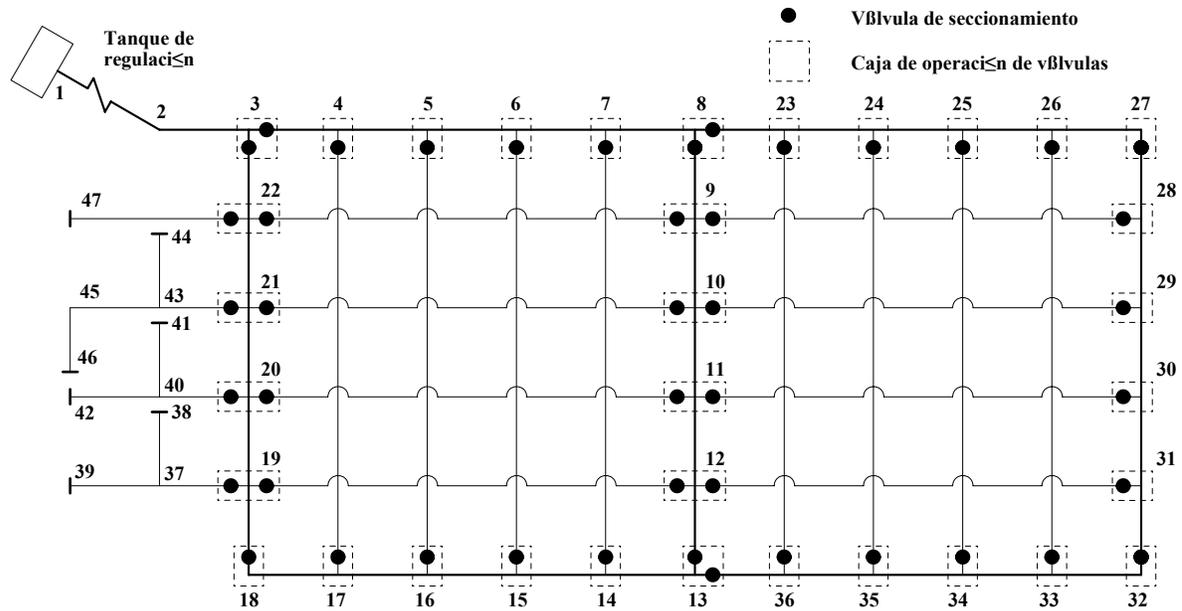


Figura 2.2 Red secundaria en dos planos

Notas:

- 1) En el interior de los circuitos de la red primaria, las tuberías se cruzan a desnivel. De esta manera, no se tienen cajas de operación de válvulas en la red secundaria.
- 2) Se tienen un total de 47 crucesos, 45 válvulas y 34 cajas de operación de válvulas.
- 3) En la red secundaria se han colocado sólo 36 válvulas de seccionamiento y 28 cajas de operación.
- 4) Con el cierre de dos válvulas en el interior de los circuitos se aíslan 5 tramos de una sola calle, y con el cierre de diversas combinaciones de válvulas, se pueden aislar varias calles.

c) *Red secundaria en bloques:* En este caso las tuberías secundarias forman bloques que se conectan con la red primaria solamente en dos puntos y la red principal no recibe conexiones domiciliarias. La longitud total de las tuberías secundarias dentro de un bloque normalmente es de 2,000 a 5,000 m. A su vez, la red secundaria dentro de un bloque puede ser convencional (figura 2.3) o en dos planos (figura 2.4).

El tipo de red secundaria comúnmente recomendado es el de bloques y en dos planos dentro del bloque, debido a que tiene las siguientes ventajas:

a) De proyecto:

- El cálculo de revisión de la red es más sencillo.
- La distribución de las demandas para el cálculo hidráulico de la red primaria se simplifica notablemente debido a que la alimentación de los bloques se realiza de manera concentrada en dos puntos de cada uno de los bloques.
- El modelo del cálculo hidráulico es más preciso debido a que no hay consumos en ruta en las tuberías principales.
- Economía de tiempo horas-hombre al disminuir el número de crucesos por diseñar, en comparación con una red convencional.

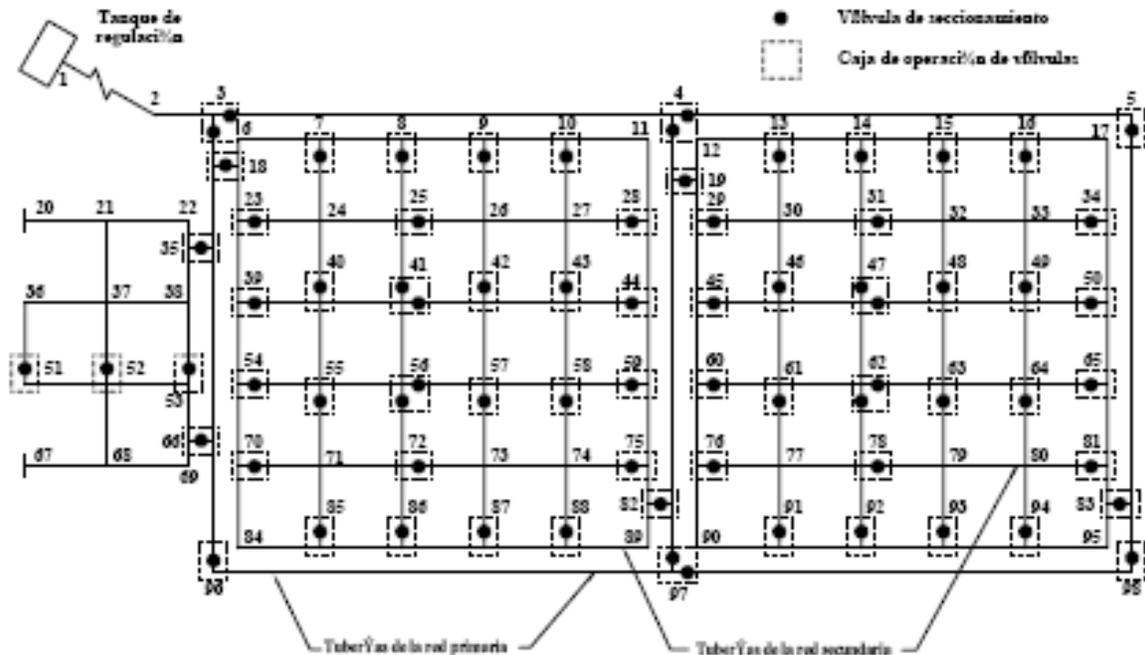


Figura 2.3 Red secundaria convencional en bloques

Notas:

- 1) Se tienen en total 98 crucesos, 74 válvulas de seccionamiento y 67 cajas de operación.
- 2) En la red secundaria existen 65 válvulas de seccionamiento correspondientes a 61 cajas de operación de válvulas.

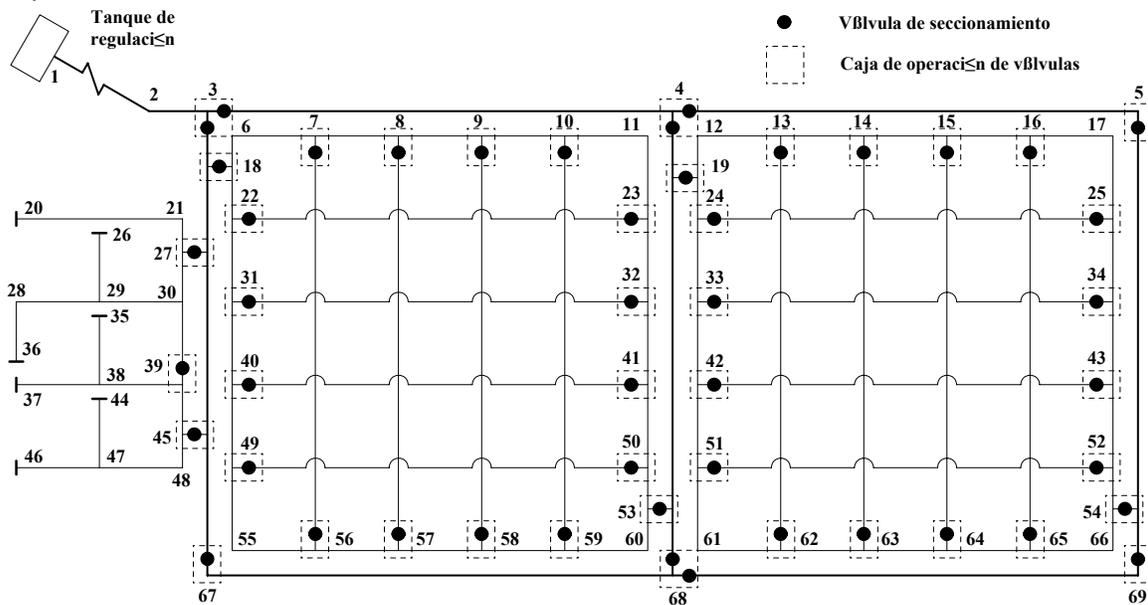


Figura 2.4 Red secundaria en bloques y en dos planos

Notas:

- 1) En el interior de los bloques las tuberías se cruzan a desnivel.
- 2) El número total de crucesos es de 69. Así mismo, en la red secundaria se tienen sólo 39 válvulas de seccionamiento correspondientes a igual número de cajas de operación.

- b) De construcción:
 - La instalación de las tuberías secundarias se realiza en forma más rápida, puesto que no se tienen cruceros, ni cajas de operación de válvulas dentro de la red secundaria.
 - Las pruebas de presión hidrostática se facilitan.

- c) De operación, mantenimiento y control de fugas:
 - Menor número de válvulas a operar y mantener.
 - Como cada tubería secundaria se alimenta mediante uno o dos puntos, se facilita notablemente la operación de la red en las labores de corrección de fugas y en la conexión de tomas nuevas.
 - Un establecimiento natural de zonas de presión.
 - Facilidades para hacer mediciones del consumo en la red. Éstas son utilizadas para la ejecución de estudios de fugas no visibles.
 - Posibilidad de sustituir, reforzar o rehabilitar redes primarias afectando a un menor número de usuarios.

- d) En costos de inversión:
 - Economía en el suministro e instalación de piezas especiales debido al menor número de válvulas de seccionamiento.
 - El número de cajas de operación disminuye y se logra mayor economía por este concepto.

2.1.3 Formas de distribución.

El agua se distribuye a los usuarios en función de las condiciones locales de varias maneras:

a) Por gravedad.

El agua de la fuente se conduce o bombea hasta un tanque elevado desde el cual fluye por gravedad hacia la población.

De esta forma se mantiene una presión suficiente y prácticamente constante en la red para el servicio a los usuarios. Este es el método más confiable y se debe utilizar siempre que se dispone de cotas de terreno suficientemente altas para la ubicación del tanque, para asegurar las presiones requeridas en la red (figura 2.5).

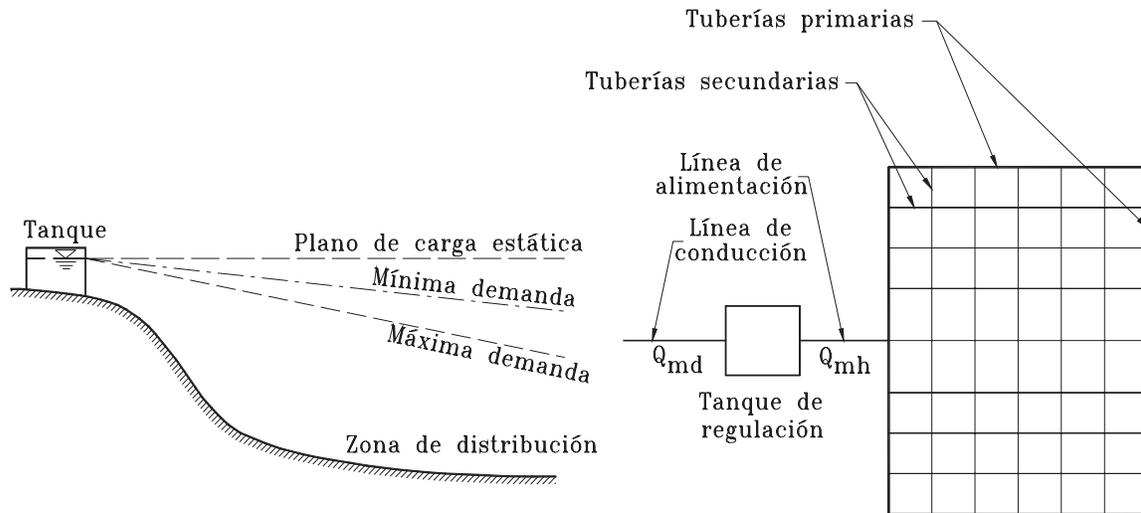


Figura 2.5 Distribución por gravedad (recomendable)

La tubería que abastece de agua al tanque (línea de conducción) se diseña para el gasto máximo diario Q_{md} y la tubería que inicia del tanque hacia el poblado (línea de alimentación) para el gasto máximo horario Q_{mh} en el día de máxima demanda.

b) Por bombeo.

El bombeo puede ser de dos formas:

b.1) Bombeo directo a la red, sin almacenamiento.

Las bombas abastecen directamente a la red y la línea de alimentación se diseña para el gasto máximo horario Q_{mh} en el día de máxima demanda. Este es el sistema menos deseable, puesto que una falla en el suministro eléctrico significa una interrupción completa del servicio de agua. Al variar el consumo en la red, la presión en la misma cambia también. Así, al considerar esta variación, se requieren varias bombas para proporcionar el agua cuando sea necesario.

Las variaciones de la presión suministrada por las bombas se transmiten directamente a la red, lo que puede aumentar el gasto perdido por las fugas.

b.2) Bombeo directo a la red, con excedencias a tanques de regulación.

En esta forma de distribución el tanque se ubica después de la red en un punto opuesto a la entrada del agua por bombeo, y las tuberías principales se conectan directamente con la tubería que une las bombas con el tanque. El exceso de agua bombeada a la red durante períodos de bajo consumo se almacena en el tanque, y durante períodos de alto consumo el agua del tanque se envía hacia la red, para complementar a la distribuida por bombeo.

La experiencia de operación en México ha mostrado que esta forma de distribución no es adecuada. En general, la distribución por bombeo se debe evitar en los proyectos y sólo podrá utilizarse en casos excepcionales, donde se pueda justificar.

c) Distribución mixta.

En este caso, parte del consumo de la red se suministra por bombeo con excedencias a un tanque del cual a su vez se abastece el resto de la red por gravedad (figura 2.6). El tanque conviene ubicarlo en el centro de gravedad de la zona de consumo de agua. Debido a que una parte de la red se abastece por bombeo directo, esta forma de distribución tampoco se recomienda.

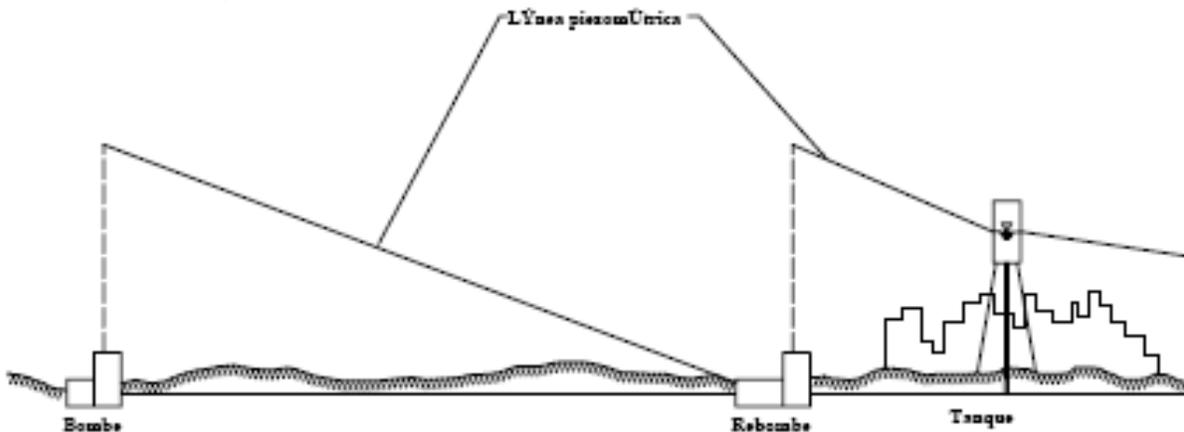


Figura 2.6 Distribución mixta (no recomendable)

Una opción que puede resultar apropiada en poblaciones asentadas en terrenos planos consiste en modificar el esquema mostrado en la figura 2.6 para que el rebombeo alimente directamente al tanque elevado. La regulación se asegura con un tanque superficial de capacidad suficiente en el sitio de bombeo, del cual se bombea al tanque elevado que puede ser de volumen pequeño. Para evitar el bombeo directo a la red no se permitirán conexiones o bifurcaciones de la tubería de alimentación que une el rebombeo con el tanque elevado.

2.1.4 Zonas de presión.

Son posibles tres esquemas de suministro a zonas de presión:

- Suministro en serie. Cuando se tiene una red dividida en zonas de presión, generalmente no es posible que cada una tenga su propia fuente de abastecimiento. Así, la zona de presión que recibe el agua deberá abastecer a las colindantes por medio de la descarga directa a tanques, cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras de presión, en un terreno descendente; o por rebombes en el caso de un terreno ascendente. Es recomendable que cada zona tenga su tanque de regulación. En casos excepcionales puede emplearse el bombeo directo a las zonas altas. Si así sucede, las bombas y tuberías de alimentación de la zona se diseñarán para el gasto máximo horario en el día de máxima demanda. Es necesario un estudio técnico-económico para comparar esta variante con la de un tanque de regulación, bombas y

tuberías diseñadas con el gasto máximo diario.

- Suministro en paralelo. Se le llama así cuando cada zona de presión se abastece mediante líneas de conducción independientes y que poseen su propio tanque de regulación.
- Suministro combinado. Este esquema se utiliza cuando la red de distribución se abastece mediante varias fuentes.
- Cada una de ellas lo hace a una parte de la red, y esas partes se unen entre sí tanto en paralelo como en serie.

2.2 COMPONENTES DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Una red de distribución se compone de a partir de tuberías, piezas especiales (agrupadas en cruceros), válvulas de diversos tipos, hidrantes contra incendio y públicos (en pequeñas localidades), tanques de regulación, rebombes y accesorios complementarios que permiten su operación y mantenimiento.

En este subcapítulo se hace una descripción más profunda de cada uno de los componentes de una red, sus tipos, ventajas y desventajas. Aunque se listan las características y datos técnicos más importantes de tuberías y piezas especiales, se recomienda obtenerlos para cada caso directamente del fabricante, de quien se pueden recabar manuales de instalación, transporte, diseño, etc., así como precios y recomendaciones.

2.2.1 Tuberías.

Una tubería se compone de dos o más tubos ensamblados mediante un sistema de unión que permite la conducción de un fluido.

En la selección del material de la tubería intervienen características tales como: resistencia mecánica, durabilidad, resistencia a la corrosión, capacidad de conducción, economía, facilidad de conexión y reparación, y especialmente la conservación de la calidad del agua.

La resistencia mecánica de la tubería le permite soportar cargas externas, como cargas estáticas (relleno de la zanja) y cargas dinámicas (tráfico). Además, le permite soportar cargas internas (presión hidrostática), tanto de operación como transitorios hidráulicos (golpe de ariete), aunque en redes de distribución los transitorios son relativamente pequeños. Influye también en la resistencia a daños durante su instalación.

La resistencia de la tubería debe ser mayor que la máxima carga estática que se puede presentar. La carga estática máxima en un punto de la red se calcula restando la cota de la tubería a la cota de la carga estática en dicho punto. En los tramos que se encuentran con desniveles suaves, la carga estática máxima es el mayor valor de los calculados para sus dos extremos.

La durabilidad es el grado al cual la tubería provee servicio satisfactorio y económico bajo las condiciones de uso. Implica larga vida útil y hermeticidad, tanto en la tubería como en su sistema de unión.

La resistencia a la corrosión está muy ligada a la durabilidad, pues es la capacidad de resistir suelos y aguas agresivos, los cuales provocan reacciones químicas adversas entre la pared del tubo y su entorno - tanto interno como externo - reduciendo la capacidad de conducción de la tubería, así como la vida útil de la misma. Pueden tomarse ciertas medidas para asegurar la resistencia a la corrosión de la tubería, las cuales son discutidas más adelante.

La capacidad de conducción depende de la lisura interior de la tubería. En hidráulica, la facilidad con que el agua circula a través de la tubería se determina por medio de un factor o coeficiente de rugosidad. De esta forma, es posible calcular las pérdidas por fricción. El valor del factor de rugosidad depende del material de la tubería, su edad, y las condiciones en que se encuentre. En algunos tipos de tubería se puede conservar en buen estado sus paredes interiores recubriéndolas con cemento, asfalto, o algún otro revestimiento.

En la economía de la tubería intervienen varios factores. En primer término se encuentran los costos de adquisición, entre los cuales intervienen la disponibilidad inmediata de tubos y piezas especiales, su transporte al lugar de instalación, así como su resistencia durante el manejo y transporte. Aspectos tales como largos tiempos de entrega, dificultad en obtener material adicional, o regresar piezas dañadas o defectuosas incrementan el tiempo y costo del proyecto.

Otro factor económico de importancia es el costo de instalación. En éste se deberán considerar características de la tubería como son la longitud, peso, revestimientos tanto interno como externo, resistencia mecánica, tipo de unión, costo, flexibilidad, y facilidad de instalación de los tubos. A lo anterior tendrán que añadirse condiciones anormales de instalación como topografía accidentada, alto nivel freático, cruces de ríos, carreteras o vías de ferrocarril, así como la cercanía con otros tipos de instalaciones (drenajes, gasoductos, etc).

El tipo de unión empleado en las tuberías se refiere al sistema de juntas empleado para enlazar los tubos o tramos de tubería. Aunque existen gran variedad de juntas, algunos tipos son especialmente prácticos y eficientes dependiendo del material y de los requerimientos de instalación de la tubería. Cabe destacar que las juntas generalmente permiten cierto grado de deflexión (curvatura en el tendido de la tubería), el cual es especificado en los catálogos del fabricante. Las tuberías empleadas actualmente son compatibles con otros tipos de tubería, es decir, el fabricante provee adaptadores y ciertos tipos de juntas para enlazar tuberías de materiales diferentes.

En redes de distribución donde la red se construye tendiendo las diferentes tuberías que la conforman durante la construcción y posteriormente realizando las conexiones a usuarios conforme se requieren, resulta imprescindible la fácil instalación de conexiones tanto domiciliarias como de mayores diámetros con el fin de expandir la red

para servir a industrias, unidades habitacionales, comercios, etc; así como de válvulas y tubos adicionales. Resulta importante que la tubería sea reparable o al menos fácilmente reemplazable.

Finalmente, La tubería deberá mantener la calidad del agua sin añadir sabores, olores, o sustancias químicas al agua transportada. Adicionalmente, el sistema de unión y la tubería deberán evitar la infiltración de sustancias contaminantes que pudieran encontrarse en zonas específicas.

En la fabricación de los tubos se han usado diversos materiales, siendo utilizados actualmente con éxito en México para abastecimiento de agua potable los elaborados de: plástico - poli(cloruro de vinilo) (PVC) y polietileno de alta densidad (PEAD) -, fibrocemento (FC) antes denominado asbesto-cemento (AC), hierro fundido, concreto presforzado, así como acero. Aunque algunos de estos materiales son más empleados en líneas de conducción, pueden llegar a utilizarse en redes de gran tamaño o en líneas de alimentación.

A continuación, se detallan las características de las tuberías y de los sistemas de unión de los diversos materiales, que se han empleado con éxito en nuestro país en abastecimiento de agua potable. La fabricación de tales tuberías está regida por normas o especificaciones, así como por el tipo de unión y sistema de medición empleado para su elaboración.

2.2.1.1 Tuberías de plástico.

El uso de tubos de plástico en redes de distribución se ha incrementado recientemente. Se fabrican de poli(cloruro de vinilo) (PVC) y de polietileno de alta densidad (PEAD).

Los tubos de poli(cloruro de vinilo) (PVC) (serie métrica) se fabrican en color blanco de acuerdo a la Norma Mexicana NMX-E-143 vigente, donde se clasifican de acuerdo a su sistema de unión en un solo tipo y un solo grado de calidad como Espiga-campana, y por su resistencia a la presión de trabajo en cinco clases (Tabla 2.1).

Tabla 2.1 Presión máxima de trabajo en tuberías de PVC

Clase	Presión máxima de trabajo*	
	MPa	kgf/cm ²
5	0.5	5
7	0.7	7
10	1.0	10
14	1.4	14
20	2.0	20

*Se considera que 10 kg/cm² equivalen a 1 MPa.

La junta espiga-campana se forma al insertar el extremo liso del tubo en el extremo campana del siguiente tubo (figura 2.7). Para garantizar la unión hermética se coloca un anillo de material elástico. Tiene como ventajas el funcionar como junta de dilatación, así como el permitir deflexiones y realizar la prueba hidrostática al terminar su instalación. Este tipo de junta es ampliamente utilizada en la tubería de PVC, concreto y hierro fundido.

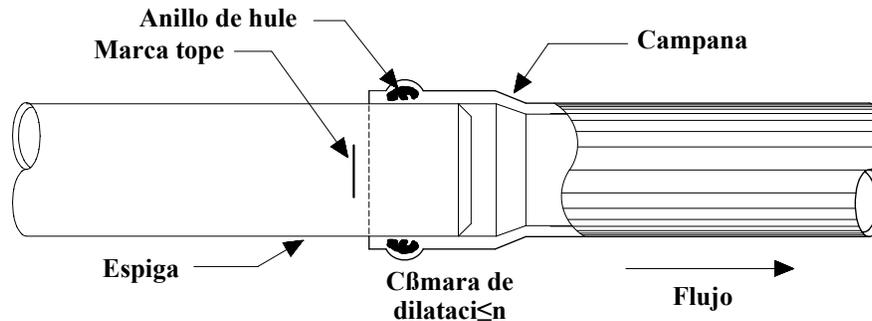


Figura 2.7 Unión espiga-campana en tubería de PVC

La serie métrica de tubos de PVC se fabrica en diámetros nominales de 50 a 630 mm (50, 63, 80, 100, 160, 200, 250, 315, 355, 400, 450, 500 y 630 mm) con longitud útil de seis metros (se pueden acordar otras longitudes previo acuerdo entre fabricante y comprador). Las cinco clases existentes se diferencian en el espesor de pared del tubo. Es importante señalar que en este tipo de tubería el diámetro nominal es igual al diámetro exterior del tubo.

Las ventajas de los tubos de PVC incluyen:

- Hermeticidad. Por su naturaleza el PVC impide filtraciones y fugas, lo cual se garantiza si los tubos cuentan con una junta hermética. Se recomienda la unión espiga-campana con anillo de hule integrado porque actúa como junta de dilatación.
- Pared interior lisa. Presenta bajas pérdidas por fricción, por lo cual tiene alta eficiencia en la conducción de fluidos.
- Resistencia a la corrosión. El PVC es inmune a la corrosión química o electroquímica. Por lo tanto no requiere recubrimientos, forros o protección catódica. No se forman incrustaciones ni tuberculizaciones (formaciones de óxido).
- Resistencia química. El PVC es altamente resistente al ataque químico de suelos agresivos, de aguas conducidas, y en general de ácidos, álcalis y soluciones salinas. Algunos hidrocarburos afectan temporalmente sus propiedades, pero se restablecen cuando se evaporan los hidrocarburos. Además resiste el ataque de algas, hongos y bacterias por no existir en el PVC materia nutriente para su desarrollo.
- Ligereza. Es sencillo de transportar, manejar y colocar.
- Flexibilidad. Permite cierta deflexión durante su instalación.
- Resistencia a la tensión. Mejor comportamiento frente a movimientos sísmicos, cargas externas muertas y vivas, así como ante sobrepresiones momentáneas (golpe de ariete).

- Facilidad de instalación. Puede manejarse y cortarse en obra.
- No altera la calidad del agua.

Entre sus desventajas se tienen:

- Susceptibilidad a daños durante su manejo. Su resistencia puede ser afectada por raspaduras, o la caída de rocas durante la excavación o relleno de la zanja. Es recomendable que el tubo sea reparado o reemplazado si la raspadura es mayor al 10% del espesor del tubo.
- A temperaturas menores a 0°C, el PVC reduce su resistencia al impacto.
- A temperaturas mayores a 25°C, se debe reducir la presión de trabajo.
- La exposición prolongada a los rayos solares reduce su resistencia mecánica.

Los tubos de polietileno (PE), serie métrica, se fabrican de acuerdo a las especificaciones contenidas en la Norma Mexicana NMX-E-144 vigente, en color negro, cilíndricos y sin costura. Pueden utilizarse en la conducción de agua potable, agua para riego y residuos industriales a presiones y temperaturas variables.

Se clasifican de acuerdo a la densidad de la materia prima en tres tipos:

- Tipo I Tubos de polietileno de baja densidad (PEBD) (0.91 a 0.925 g/cm³) con un esfuerzo de diseño de 2.45 MPa (25 kg/cm²).
- Tipo II Tubos de polietileno de media densidad (PEMD) (0.926 a 0.940 g/cm³) con un esfuerzo de diseño de 3.13 MPa (32 kg/cm²).
- Tipo III Tubos de polietileno de alta densidad (PEAD) (mayor o igual a 0.941 g/cm³) con un esfuerzo de diseño de 4.90 MPa (50 kg/cm²) y por su presión máxima de trabajo en cinco clases (Tabla 2.2).

Y por su presión máxima de trabajo en cinco clases (Tabla 2.2).

Tabla 2.2 Presión máxima de trabajo en tuberías de PE

Clase	Presión máxima de trabajo	
	MPa	kgf/cm ²
2.5	0.25	2.5
4	0.39	4
6	0.59	6
8	0.78	8
10	0.98	10

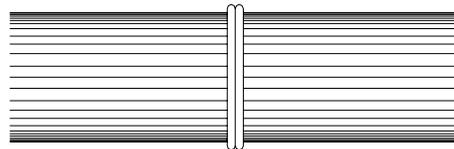
El diámetro nominal de los tubos de polietileno es el diámetro exterior, del cual se dispone desde 12 mm hasta 1000 mm (12, 16, 20, 25, 32, 40, 50, 63, 75, 90, 110, 160, 200, 250, 315, 400, 500, 560, 630, 710, 900 y 1000 mm). Los espesores de pared del tubo varían en función del tipo (densidad) y la clase (resistencia) del tubo.

Los tubos de polietileno se surten en rollos para diámetros hasta de 75 mm, y en tramos para diámetros mayores. La longitud útil de rollos o tramos se establece de común acuerdo entre fabricante y comprador.

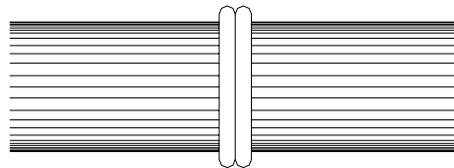
De los tres tipos disponibles de tubos de polietileno, se recomienda emplear polietileno de alta densidad (PEAD) en la construcción de redes de distribución de agua potable.

Los tubos de polietileno cuentan con las mismas ventajas que el PVC: hermeticidad, alta capacidad de conducción, inmunidad a la corrosión, resistencia química, ligereza, flexibilidad, facilidad de instalación, y no alteran la calidad del agua. Además tiene otras ventajas como son:

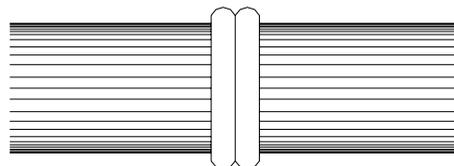
- Termofusión. Las uniones se logran aplicando calor y uniendo las piezas con herramientas específicas, pero fáciles de utilizar (figura 2.8). Este procedimiento se detalla en los manuales e instructivos del fabricante. De esta forma no se requieren piezas especiales de hierro fundido, ya que en su lugar se utilizan conexiones especiales de polietileno unidas por termofusión.



Fundido a presión baja



Fundido a presión correcta



Fundido a sobrepresión

Figura 2.8 Unión por termofusión

- Economía. Las excavaciones en zanjas son más reducidas en comparación con otros tipos de tuberías, por lo cual se tienen menores costos en zanjados y rellenos. Debido a la integración de la tubería y sus conexiones, así como a la sujeción brindada por los adaptadores bridados, pueden eliminarse los atraques.

- Compresibilidad. Para diámetros hasta de 100 mm no se requieren válvulas de seccionamiento, ya que con este tipo de tubería se construye la caja de operación de válvulas (más reducida), pero no se colocan válvulas. En su lugar se utiliza una prensa portátil que al ejercer presión en la tubería corta el flujo. Para diámetros mayores a 100 mm se emplean válvulas, conectadas a la tubería mediante un adaptador bridado de polietileno.
- Rapidez de instalación. Por su presentación en rollos (diámetros menores a 75 mm), requiere sólo una unión en tramos largos con lo cual se agiliza su instalación.
- Compatibilidad. Existen adaptadores especiales para cada tipo de unión (brida, rosca interna o externa, soldadura o compresión) y materiales a los que se une (PVC, cobre, FC, o acero).
- Durabilidad. Con mantenimiento nulo, tiene una vida útil de 50 años, y 15 años de resistencia a la intemperie.
- Entre sus desventajas se tienen:
- Mayor costo que las tuberías de otros materiales.

2.2.1.2 Tuberías de fibrocemento.

Las tuberías de fibrocemento (FC) se fabrican con cemento, fibras de asbesto y sílice. según las especificaciones señaladas en la Norma Mexicana NMX-C-012 vigente. De esta forma, se dispone de tubos de cuatro o cinco metros de longitud útil y coples de fibrocemento como sistema de unión, ambos en diámetros nominales desde 75 hasta 2,000 mm (75, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 750, 900, 1000, 1050, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900 y 2000 mm). En este caso los diámetros nominales de los tubos corresponden al diámetro interior.

Los coples pueden describirse como un tubo muy corto con ambos extremos en disposición semejante a una unión campana (figura 2.9a). Los tubos son entonces de extremos espiga. Este tipo de unión es empleado comúnmente en la tubería de fibrocemento, aunque en la unión con piezas especiales de hierro fundido se utilizan juntas Gibault (figuras 2.9b, 2.9c y 2.9d) y otros tipos de juntas mecánicas que permiten unir tuberías de extremos lisos.

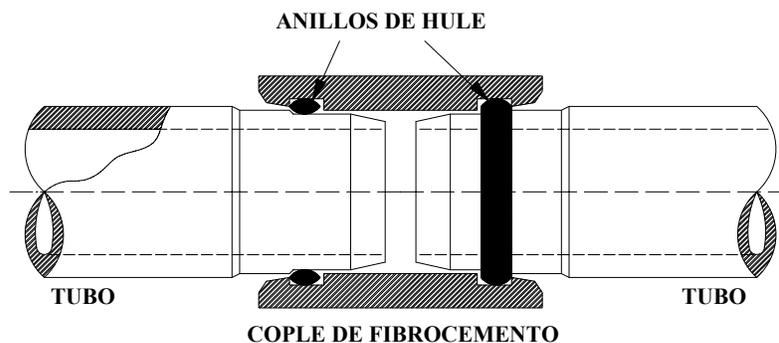


Figura 2.9a Unión por medio de coples de fibrocemento

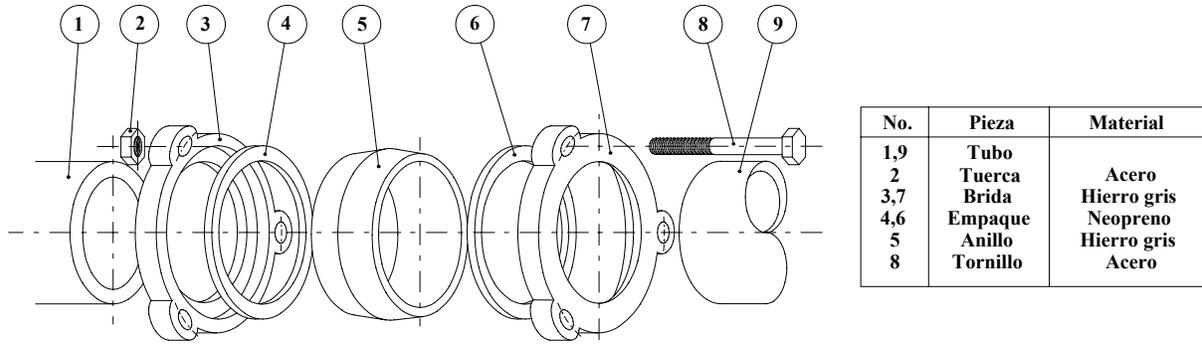


Figura 2.9b Piezas que conforman una junta Gibault

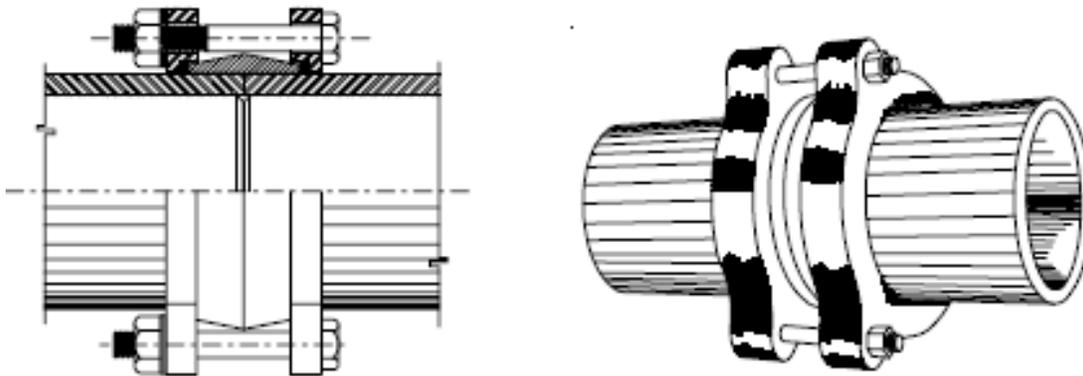


Figura 2.9c Corte de una junta Gibault armada. Figura 2.9d Junta Gibault

Los tubos de fibrocemento se clasifican en cinco clases, dependiendo de la presión de trabajo (Tabla 2.3).

Tabla 2.3 Presión interna de trabajo de las tuberías de FC

Clase	Presión interna de trabajo*	
	MPa	kg/cm ²
A - 5	0.5	5
A - 7	0.7	7
A - 10	1.0	10
A - 14	1.4	14
A - 20	2.0	20

* Se considera que 10 kgf/cm² equivalen a 1 MPa.

Se pueden fabricar tubos y coples de fibrocemento en clases intermedias a las básicas, lo cual debe especificarse al hacer el contrato entre fabricante y comprador.

Adicionalmente, los tubos de fibrocemento se clasifican en dos tipos de acuerdo a su alcalinidad:

- Tipo I Tubos con contenidos de hidróxido de calcio mayores al 1.0%.
- Tipo II Tubos con contenidos de hidróxido de calcio menores al 1.0%.

La selección de la tubería de fibrocemento, de acuerdo a su tipo, dependerá de la agresividad del agua (interna y externa a la tubería), así como de la presencia de sulfatos. Los tubos tipo II son más resistentes a la agresividad del agua y a los sulfatos.

Entre las ventajas de los tubos de fibrocemento se encuentran:

- Ligereza.
- Generalmente no se corroe.
- Inmunidad a la corrosión electroquímica y a la tuberculización.
- Alta capacidad de conducción, es decir, bajo coeficiente de fricción.

Y entre sus desventajas:

- Fragilidad. Se requieren cuidados adicionales durante el transporte e instalación de tuberías, así como durante la etapa de conexiones domiciliarias.
- Número de coples. A menor longitud de tubo se requiere mayor número de coples.
- En caso de requerir el perforado o cortado en obra, se recomienda el uso de mascarillas protectoras para evitar la inhalación del polvo.

2.2.1.3 Tuberías de hierro fundido.

El hierro fundido (HF) o colado ha sido empleado para fabricar tuberías, piezas especiales y válvulas. En México, debido a los menores costos de otros tipos de tuberías los tubos de hierro fundido han sido desplazados en la construcción de redes de distribución. Sin embargo, aún se utilizan en estaciones de bombeo e instalaciones donde se requiere rigidez y resistencia al impacto y a la corrosión. El hierro fundido se emplea aún en la fabricación de piezas especiales y válvulas, las cuales pueden ser usadas en tuberías de diversos materiales.

Se dispone de dos tipos de hierro fundido: el hierro gris y el hierro dúctil. El hierro dúctil es una mejora al hierro gris, en la cual mediante un tratamiento especial se logra un metal de mayor dureza y resistencia. Para mejorar aun más su resistencia a la corrosión se le aplican diversos revestimientos; en el interior se le aplica usualmente mortero de cemento, lo cual evita la tuberculización (formaciones de óxido), y en el exterior una capa asfáltica. Aunque todavía se fabrican piezas especiales de hierro gris, están siendo desplazadas por el hierro dúctil.

Los tubos de hierro dúctil pueden ser unidos con varios tipos de juntas: bridas, mecánica, enchufe-bola o submarina, y espiga-campana con anillo de hule. Las juntas bridadas (figura 2.10a) poseen dos anillos idénticos hechos del material de la tubería (bridas) y perforados para fijarse entre sí por medio de tornillos. Cada uno se fija en cada uno de los extremos de los tubos por unir por algún método como puede ser el soldado o el roscado. Para mantener la estanquedad de la junta se coloca un anillo de

sellado entre ambas bridas. Las juntas bridadas son prácticas y sencillas de instalar y no requieren herramientas especiales. Se utilizan en tuberías de hierro fundido y de acero. Así mismo, existen adaptadores de este tipo de unión en tuberías plásticas.

La junta bridada es ampliamente utilizada en sistemas de tuberías expuestos (plantas de tratamiento e instalaciones de bombeo, así como instalaciones industriales) donde se requiere rigidez, resistencia, facilidad de intercambio de tubos, así como la impermeabilidad de la junta.

No se recomienda en tuberías enterradas donde la rigidez de la junta provoca que se acumulen esfuerzos en los tubos y provocan su ruptura. Tales esfuerzos pueden ser producidos por cargas estáticas o dinámicas, así como por movimientos sísmicos o asentamientos del terreno.

Las juntas mecánicas (figura 2.10b) consisten en unir un tubo con un extremo bridado (brida fija) y en disposición campana con otro tubo espiga o liso empleando una contrabrida (brida móvil) y un anillo de sellado.

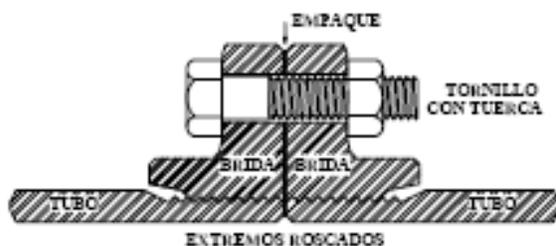


Figura 2.10a Unión bridada

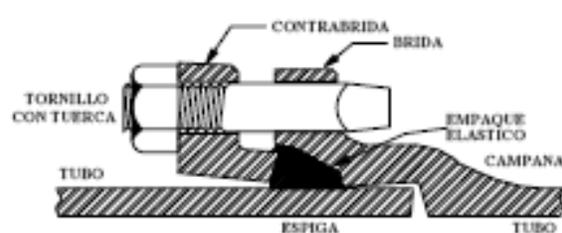


Figura 2.10b Unión mecánica

Cuando se requiere que la tubería soporte fuertes deflexiones, como en el tendido de tuberías en el cruce de un río, donde se permite que la tubería se deposite en el fondo ajustándose a la sección transversal del río, se utilizan las juntas enchufe-bola o submarinas (figura 2.10c).

Por último, y más comúnmente se utilizan las uniones espiga-campana (figura 2.10d) ya descritas anteriormente.

Entre las ventajas del hierro dúctil se tienen:

- Larga vida útil. En Europa se tienen tuberías de hierro gris con más de doscientos años de uso, aunque en general puede considerársele una vida útil de 100 años.
- Alta resistencia mecánica. Posee alta resistencia a impactos y a las cargas normales y extraordinarias, así como a la presión interna.
- Alta resistencia a la corrosión, aunque es susceptible a la tuberculización, lo cual puede evitarse con recubrimientos especiales.
- Es prácticamente libre de mantenimiento.
- El hierro dúctil puede ser soldado en forma económica, lo cual no sucede con

el hierro gris.

Cuando se requiere que la tubería soporte fuertes deflexiones, como en el tendido de tuberías en el cruce de un río, donde se permite que la tubería se deposite en el fondo ajustándose a la sección transversal del río, se utilizan las juntas enchufe bola o submarinas (figura 2.10c).

Por último, y más comúnmente se utilizan las uniones espiga-campana (figura 2.10d) ya descritas anteriormente.

Entre las ventajas del hierro dúctil se tienen:

- Larga vida útil. En Europa se tienen tuberías de hierro gris con más de doscientos años de uso, aunque en general puede considerarse una vida útil de 100 años.
- Alta resistencia mecánica. Posee alta resistencia a impactos y a las cargas normales y extraordinarias, así como a la presión interna.
- Alta resistencia a la corrosión, aunque es susceptible a la tuberculización, lo cual puede evitarse con recubrimientos especiales.
- Es prácticamente libre de mantenimiento.
- El hierro dúctil puede ser soldado en forma económica, lo cual no sucede con el hierro gris.

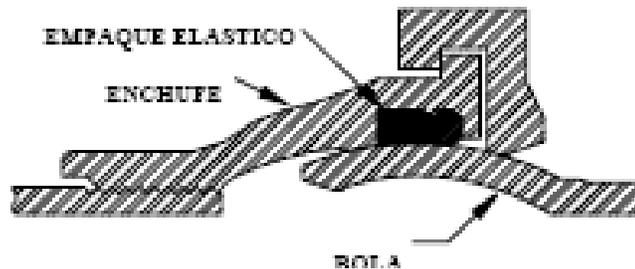


Figura 2.10c Unión enchufe-bola o submarina

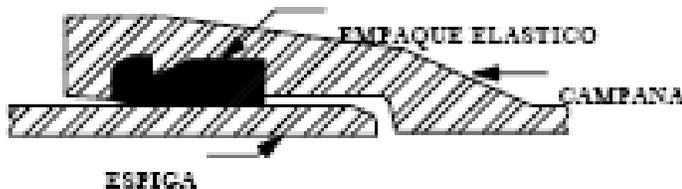


Figura 2.10d Unión espiga-campana

Y entre sus desventajas:

- Puede sufrir corrosión eléctrica o química si no se protege de suelos ácidos o alcalinos, o de aguas agresivas.
- Peso relativamente alto, lo cual dificulta su manejo.
- Los tubos de hierro fundido no se fabrican en México, por lo cual deben importarse.

2.2.1.4 Tuberías de concreto.

Las tuberías de concreto son más utilizadas en líneas de conducción que en redes de distribución, pero pueden ser utilizadas en las tuberías principales de la red primaria en el caso de redes de gran tamaño. La tubería de concreto que se utiliza en agua potable es de concreto presforzado (con o sin cilindro de acero).

Los tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero se fabrican a partir de un tubo primario o núcleo, el cual puede o no contener acero de presfuerzo longitudinal. Una vez que el concreto ha alcanzado su resistencia a la compresión, se le enrolla el acero de presfuerzo transversal en forma helicoidal y finalmente se le reviste con concreto.

Las juntas utilizadas son espiga-campana con anillo de hule (figura 2.11a), autocentrables y con flexibilidad suficiente para mantener su estanquedad bajo condiciones normales, incluyendo contracción y expansión así como asentamientos diferenciales del suelo.

Las especificaciones de fabricación de este tipo de tubos se encuentran en la Norma Mexicana NMX-C-252 vigente, donde se detalla la calidad de los materiales, la longitud útil de cada tubo (de 4 a 8 m), así como las principales características del tubo una vez terminado. En este caso se denomina diámetro del tubo al diámetro interior del mismo (de 400 a 5000 mm).

Los tubos de concreto presforzado con cilindro de acero, se diferencian de los anteriores en que su núcleo o corazón (tubo primario) es un cilindro de lámina de acero con anillos soldados a sus extremos (figura 2.11b). El cilindro de acero, una vez sometido a una presión de prueba, es ahogado en un cilindro de concreto, o se le aloja en el interior del cilindro de concreto. Así, una vez que el concreto logra su resistencia se le somete al presfuerzo transversal y se le aplica el revestimiento de mortero o concreto. Las especificaciones se concentran en la Norma Mexicana NOM-C-253 vigente.

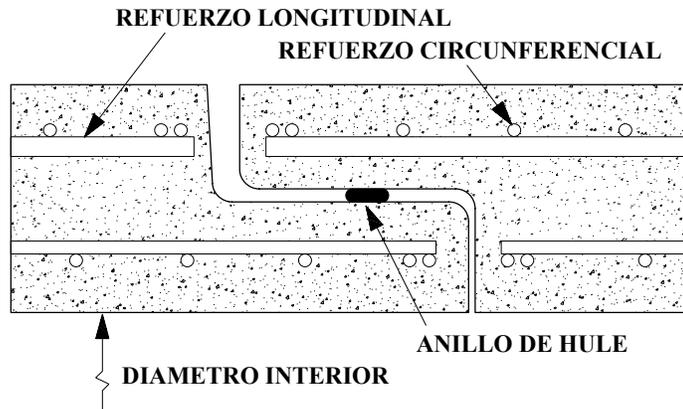


Figura 2.11a Unión espiga-campana en tuberías de concreto sin cilindro de acero

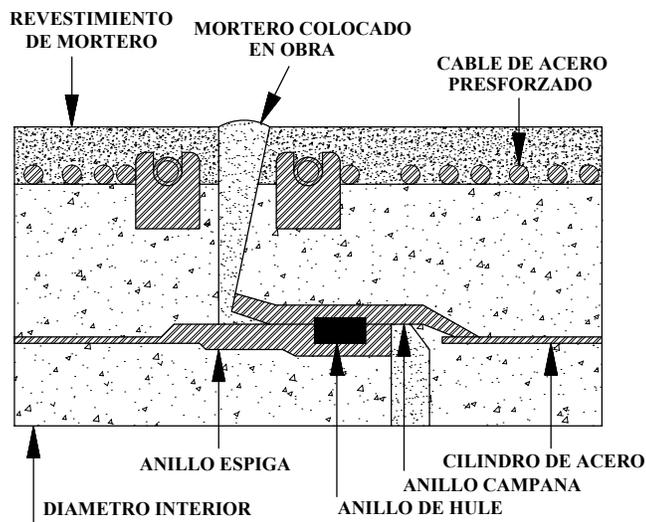


Figura 2.11b Unión espiga-campana en tuberías de concreto con cilindro de acero

Aunque en ambas normas no se detallan las dimensiones específicas de la tubería, se encontró a partir de los catálogos de algunos fabricantes que las tuberías de ambos tipos se elaboran con diámetros usuales entre 760 y 2750 mm, con longitud útil entre 4 y 8 m. También pueden fabricarse en otros tamaños (diámetro-longitud) a petición del cliente (limitados por el peso). La tubería se diseña y fabrica de acuerdo a la presión de trabajo requerida por el cliente, así como por las condiciones del proyecto.

Como ventajas de la tubería de concreto se destacan:

- Alta resistencia mecánica. Resiste especialmente cargas muertas, es decir, el relleno de la zanja, así como altas presiones.
- Alta capacidad de conducción.
- Larga vida útil.
- Bajo mantenimiento.

Y como desventajas:

- Posible corrosión cuando se encuentra en condiciones ácidas o alcalinas.
- Difícil de reparar en caso de sufrir daños.
- Puede resultar complicado realizar conexiones, aunque los fabricantes cuentan con piezas y procedimientos especiales para realizar tales derivaciones.

2.2.1.5 Tuberías de acero.

En líneas de conducción, al igual que las tuberías de concreto, las tuberías de acero son utilizadas cuando se tienen altas presiones y se requieren grandes diámetros. La diferencia entre su uso es que las tuberías de concreto generalmente son enterradas y las tuberías de acero se pueden emplear en instalaciones expuestas, que en caso de ser enterradas son protegidas por un recubrimiento exterior.

En redes de distribución se utilizan tubos de acero de diámetros pequeños (de 50.4 mm (2") hasta 152.4 mm (6")), los cuales son generalmente revestidos con zinc tanto en el interior como en el exterior, en cuyo caso se les denomina galvanizados. Si no poseen tal recubrimiento se les llama tubos negros. El uso de tuberías de acero (con excepción de las galvanizadas) obliga a su protección interior y exterior contra la corrosión.

Las tuberías de acero se fabrican de acuerdo a las Normas Mexicanas NMX-B-10 y NMX-B-177. Ambas normas se refieren a los tubos de acero con o sin costura (longitudinal o helicoidal), negros o galvanizados por inmersión en caliente para usos comunes (conducción de agua, vapor, gas o aire). Sin embargo, la NMX-B-10 trata tubos de acero al carbono en diámetros de 3.175 mm (1/8") hasta 406.4 mm (16"), y la NMX-B-177 a los tubos de acero en diámetros de 3.175 mm (1/8") hasta 660.4 mm (26").

Ambas normas clasifican a los tubos según su proceso de fabricación en tres tipos:

- "F" Soldado a tope con soldadura continua por calentamiento en horno.
- "E" Soldado por resistencia eléctrica.
- "S" Sin costura.

La norma NMX-B-177 divide a su vez a los tipos "E" y "S", de acuerdo a las propiedades mecánicas del acero, en grados "A" y "B". El grado "B" en sus dos tipos "E" y "S" posee mayor resistencia a la tensión y de fluencia.

Existe una norma adicional, la NMX-B-179 "Tubos de acero con o sin costura -series dimensionales-", la cual define las dimensiones normales en las cuales pueden fabricarse los tubos. En tal norma, se clasifican los tubos de acuerdo a su espesor de pared en tres clases denominadas: peso estándar "E", extrafuerte "XE" y doble extrafuerte "XXE". También, de acuerdo al espesor se puede obtener el número de cédula, el cual representa en cierta forma una relación entre el espesor y el diámetro de la tubería. El sistema de unión empleado en las tuberías de acero puede ser: soldadura (figura 2.12a), bridas (figura 2.10a), coples (figura 2.12b) o ranuras (moldeadas o

talladas) con junta mecánica (figuras 2.12c y 2.12d).

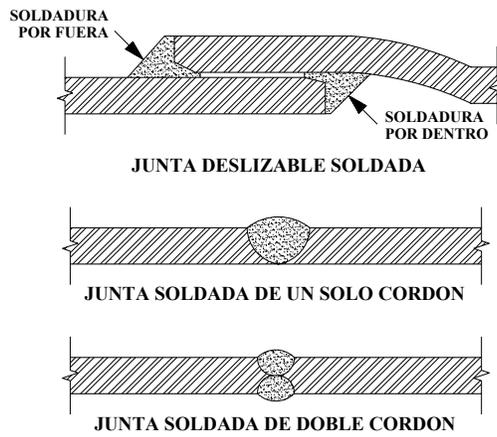


Figura 2.12a Uniones por soldadura

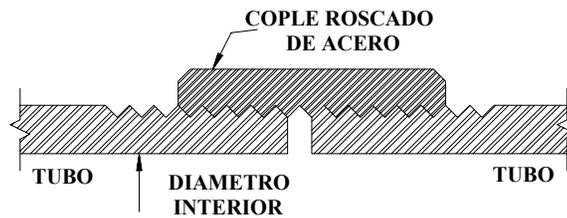


Figura 2.12b Unión de cople roscado



Figura 2.12c Unión de tuberías ranuradas con junta mecánica

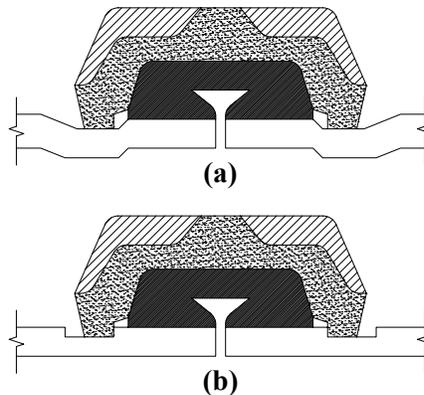


Figura 2.12d Detalle de unión de tuberías ranuradas: (a) moldeadas y (b) talladas

Las ventajas de la tubería de acero incluyen:

- Alta resistencia mecánica. Resiste cargas de impacto, es decir, aunque se abolla no se rompe (dúctil). También resiste altas presiones internas.
- En comparación con tuberías de concreto o de hierro fundido resulta más ligera.
- Fácil transporte e instalación.

Y como desventajas:

- No soporta cargas externas grandes, pues es susceptible al aplastamiento. Lo mismo puede suceder en el caso de vacíos parciales (presiones menores a la atmosférica).
- Por ser metálico presenta corrosión. Debido a su diferente composición química, la corrosión es más severa que en el hierro fundido. Esto crea altos costos de mantenimiento y reduce su vida útil, por lo cual se requieren revestimientos internos y externos para prevenirla. Las fracturas en el revestimiento deben ser reparadas rápidamente para prevenir una corrosión acelerada en tales condiciones.

2.2.2 Piezas especiales.

Se les llama piezas especiales a todos aquellos accesorios de la tubería que permiten formar cambios de dirección, ramificaciones e intersecciones, así como conexiones incluso entre tuberías de diferentes materiales y diámetros. También permiten la inserción de válvulas y la conexión con estaciones de bombeo y otras instalaciones hidráulicas.

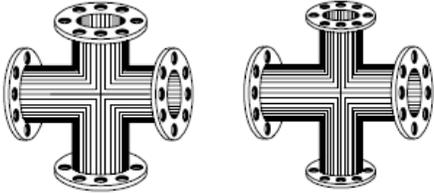
En general, se dispone de piezas especiales fabricadas de: hierro fundido (con bridas, extremos lisos, campana-espiga), fibrocemento, PVC, polietileno, concreto presforzado y acero. También se dispone de accesorios complementarios empleados para formar uniones como: juntas mecánicas (Gibault, universal, etc.), empaques y tornillos de acero con cabeza y tuerca hexagonal estándar.

Las piezas especiales de hierro fundido (figura 2.13) son las más empleadas y se fabrican para todos los diámetros de las tuberías. Se conectan entre sí o con válvulas mediante bridas con tornillos y un empaque intermedio, y pueden unirse a tuberías de fibrocemento utilizando juntas Gibault.

También se fabrican bajo pedido piezas especiales de fibrocemento hasta usualmente 150 mm (6") ya que su resistencia mecánica es baja en diámetros mayores. Los fabricantes de tuberías ofrecen entre sus líneas de productos adaptadores para tuberías de otros materiales, otros sistemas de unión o incluso tubos lisos que pueden ser unidos mediante juntas mecánicas.

En la Tabla 2.4 se resumen las ventajas y desventajas de los diferentes materiales empleados en la conducción de agua potable, así como los diferentes sistemas de

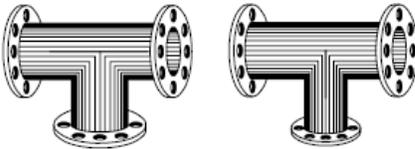
unión usuales y los diámetros nominales más empleados



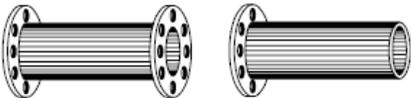
CRUCES



CODOS



TES



CARRETE EXTREMIDAD

Figura 2.13 Piezas especiales de hierro fundido con extremos bridados

Tabla 2.4 Ventajas y desventajas de los diferentes materiales empleados en tuberías para conducir agua potable

MATERIAL Y DIÁMETROS USUALES	SISTEMA DE UNIÓN	PIEZAS ESPECIALES	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Poli(cloruro de vinilo) (PVC) (50 a 630 mm)	- Acoplamiento espiga-campana con anillo de hule.	- Se fabrican de PVC. - Pueden usarse piezas de hierro fundido en los cruceros, con adaptadores bridados de PVC.	- Bajo coeficiente de rugosidad. - Ligereza. - Instalación rápida, fácil y económica. - Flexibilidad. - Alta resistencia a la tensión. - Alta resistencia a la corrosión y al ataque químico de ácidos, álcalis y soluciones salinas. - Puede realizarse la prueba hidrostática inmediatamente después de su instalación. - Mantenimiento nulo.	- Susceptible a daños durante su manejo. - Con temperaturas menores a 0°C se reduce su resistencia al impacto. - Cuando conduce agua a presión con temperatura superior a 25°C, disminuye la presión máxima de trabajo que puede soportar. - La exposición prolongada a los rayos solares afecta sus propiedades mecánicas.
Poliétileno de alta densidad (PEAD) (12 a 1,000 mm)	- Termofusión.	- Se fabrican de polietileno y se unen por termofusión. Pueden acoplarse a piezas especiales de hierro fundido por medio de adaptadores de polietileno.	- Bajo coeficiente de rugosidad. - Flexibilidad. - Ligereza. - Instalación rápida, fácil y económica. - Se puede instalar en zanjas poco profundas sin plantilla. - No presenta corrosión. - En diámetros menores a 100 mm no se requieren válvulas de seccionamiento. - Mantenimiento nulo.	- La presión de trabajo especificada puede alterarse al aumentar la temperatura exterior o interior. - Se deteriora si se expone a la intemperie por períodos prolongados.
Fibrocemento (FC), antes (Asbesto-cemento) (AC) (75 a 2,000 mm)	- Coples de fibrocemento con anillos de hule. - Junta Gibault.	- Piezas de hierro fundido con bridas que se unen con extremidades bridadas y juntas Gibault a la tubería de fibrocemento. - Piezas de hierro fundido con extremos lisos que se unen con juntas Gibault. - Piezas de fibrocemento (en diámetros pequeños).	- Bajo costo. - Bajo coeficiente de rugosidad. - Ligereza. - Hasta cierto grado es resistente al ataque de ácidos, álcalis, sales y otras sustancias químicas. - Generalmente no se corroe. - No favorece la formación de incrustaciones en las paredes.	- Frágil; puede agrietarse o romperse durante las maniobras de transporte, manejo, almacenaje e instalación.
Hierro fundido (HF) (100 a 1,600 mm)	- Acoplamiento espiga-campana con anillo de hule. - Extremos bridados. - Junta mecánica. - Junta Gibault.	- Se fabrican de hierro fundido con extremos lisos, campana, campana para junta mecánica, y bridados.	- Larga vida útil. - Alta resistencia a impactos durante el transporte, manejo e instalación. - Alta resistencia a la corrosión, pero susceptible a la tuberculización. - Alta resistencia al aplastamiento o fractura por cargas externas. - Puede ser cortado o perforado en la obra. - Mantenimiento casi nulo.	- Susceptible a la corrosión eléctrica o química si no es protegido. - Alto peso, por lo cual es difícil su manejo. - Mayor costo que otros tipos de tuberías. - En caso de requerirse, debe importarse, lo cual implica mayor costo.
Concreto presforzado (760 a 2,750 mm)	- Acoplamiento espiga-campana con anillo de hule. - Uniones bridadas.	- Piezas de alma de acero recubierta de concreto, con extremos espiga-campana, extremos lisos o bridadas.	- Alta capacidad de conducción. - Alta resistencia mecánica a presiones internas y cargas externas. - Larga vida útil. - Bajo mantenimiento.	- Pueden ser atacadas por sulfatos si no se usa cemento resistente. - Difícil de reparar. - Conexiones complicadas.
Acero (50.4 (2") a 355.6 mm (14")), galvanizado (50.4 (2") a 152.4 mm (6"))	- Soldadura. - Extremos bridados. - Juntas mecánicas para extremos lisos o ranurados.	- En general, se fabrican de tramos de tubería unidos con soldadura.	- Resiste presiones internas elevadas. - Mayor ligereza y bajo costo en comparación con tuberías de hierro fundido o de concreto. - Fácil adaptación a cualquier tipo de montaje.	- Es susceptible a la corrosión por lo que deben protegerse tanto el interior con el exterior (en el caso de tuberías no galvanizadas). - No soporta cargas externas ni vacíos parciales, pues es susceptible al aplastamiento. - Requiere mantenimiento periódico.

2.2.3 Válvulas.

Las válvulas son dispositivos mecánicos que son empleados para detener, iniciar o controlar las características del flujo en conductos a presión. Pueden ser accionadas manualmente o por medios automáticos o semiautomáticos. Así, existen accionadores eléctricos, hidráulicos o neumáticos, los cuales se usan en plantas de tratamiento o en instalaciones donde se requiere operar frecuentemente las válvulas. En redes de distribución son más usuales las válvulas que se operan manualmente mediante palancas, volantes y engranes, debido a que los cierres y aperturas son ocasionales.

Las válvulas permiten el aislamiento de ciertos tramos de tubería para realizar labores de reparación o mantenimiento, o simplemente evitar el flujo o cambiarlo de dirección. También permiten el drenar o vaciar una línea, controlar el gasto, regular los niveles en los tanques de almacenamiento, evitar o disminuir los efectos del golpe de ariete (cambios de presión que pueden colapsar la tubería), la salida o entrada de aire, así como evitar contraflujos, es decir, prevenir el flujo en dirección contraria a la de diseño.

Las válvulas se dividen en dos clases según su función: 1) Aislamiento o seccionamiento y 2) Control. Según su tipo las válvulas de aislamiento 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).

Las válvulas más modernas poseen un excelente diseño hidrodinámico disminuyendo las pérdidas de carga y la cavitación. Tienen como característica un cuerpo básico al cual se le pueden agregar los controles necesarios para controlar y regular el flujo o la presión. Existen además válvulas de admisión y expulsión de aire que no se corroen y que son muy ligeras.

En redes de distribución las válvulas de compuerta son las más empleadas para aislar tramos de tubería, ya sea para su revisión o reparación, debido a su bajo costo, amplia disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están completamente abiertas.

En general, dentro de las válvulas utilizadas en redes de distribución se pueden identificar:

a) *Válvulas de compuerta.* Este tipo de válvula funciona con una placa que se mueve verticalmente a través del cuerpo de la válvula en forma perpendicular al flujo (figura 2.14). 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 cavitarse.

En válvulas de compuerta con diámetros mayores a 400 mm (16") se recomienda el uso de una válvula de paso (bypass), lo cual permite igualar las presiones a ambos lados de la válvula haciéndola más fácil de abrir o cerrar. Los diámetros recomendados de la válvula de paso se anotan en la tabla 2.5

Tabla 2.5 Tamaños recomendados para válvulas de paso

Diámetro de la válvula	Diámetro de la válvula de paso
400 - 500 mm (16 - 20")	75 mm (3")
600 - 750 mm (24 - 30")	100 mm (4")
900 - 1050 mm (36 - 42")	150 mm (6")
1200 mm (48")	200 mm (8")

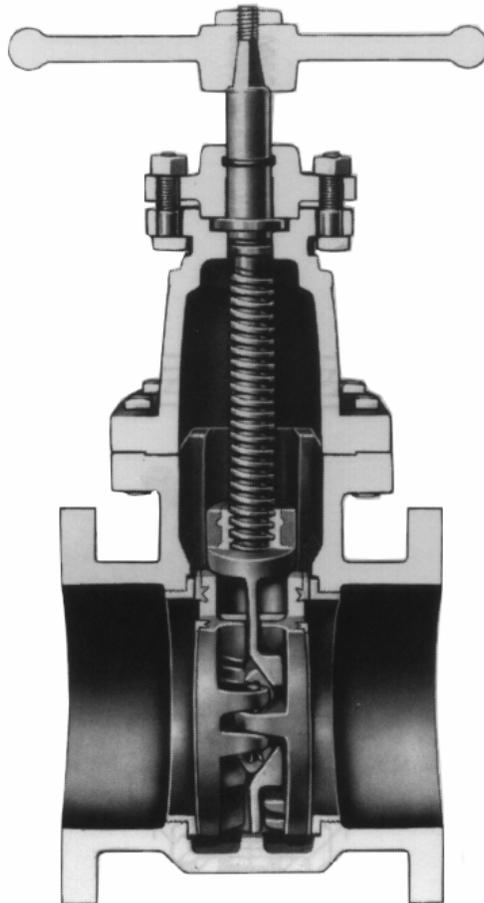


Figura 2.5 Válvula de compuerta



Figura 2.15 Válvula de mariposa Figura 2.16 Válvula de asiento (macho)

b) *Válvulas de mariposa.* Estas válvulas se operan por medio de una flecha que acciona un disco y lo hace girar centrado en el cuerpo de la válvula (figura 2.15). Se identifican por su cuerpo sumamente corto. El diseño hidrodinámico de esta válvula permite emplearla como reguladora de gasto en condiciones de gastos y presiones bajos, 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 más baratas.

c) *Válvulas de asiento.* En este tipo de válvulas el elemento móvil es un cilindro, cono o esfera, en lugar de un disco (figura 2.16). Tal elemento posee una perforación igual al diámetro de la tubería, por lo que requiere usualmente un giro de 90° para pasar de abertura total a cierre o viceversa. Se emplean para regular el gasto en los sistemas de distribución.

d) *Válvulas de altitud.* Las válvulas de altitud se emplean para controlar el nivel del agua en un tanque en sistemas de distribución con excedencias a tanques. Existen de dos tipos generales: una sola acción y doble acción (figura 2.17).

También se les denomina de un solo sentido o de dos sentidos de flujo. La válvula de una sola acción permite el llenado del tanque hasta un nivel determinado. El tanque abastece a la red por medio de una tubería de paso con una válvula de retención. La válvula de retención se abre cuando la presión en la red es menor a la provista por el tanque. La válvula de doble acción realiza el proceso anterior sin tener una tubería de paso (bypass). Notase que la diferencia esencial entre ambas válvulas es el mecanismo de control, no la válvula en sí.

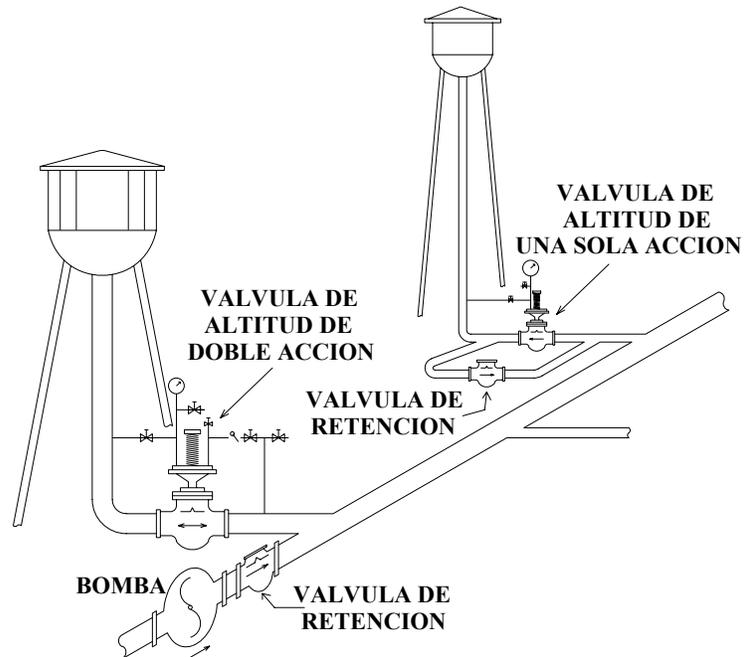


Figura 2.17 Válvulas de altitud en tanques elevados

También se les llama válvulas de altitud a aquellas que están provistas con un flotador, las cuales abren para llenar los depósitos hasta un nivel máximo, después modulan la apertura para mantener un nivel de agua constante en el depósito ajustando el suministro a la demanda.

e) *Válvulas para admisión y expulsión de aire.* Este tipo de válvulas se instalan para permitir la entrada o salida de aire a la línea (figura 2.18). Lo anterior puede requerirse durante las operaciones de llenado o vaciado de la línea. Así mismo, se emplean en tramos largos de tuberías, así como en puntos altos de las mismas donde suele acumularse aire, el cual bloquea la circulación del agua o reduce la capacidad de la conducción. También evitan la formación de vacíos parciales en la línea durante su vaciado, que pudieran causar el colapso o aplastamiento de la tubería. Son más empleadas en líneas de conducción y de alimentación ya que se colocan en los puntos altos.

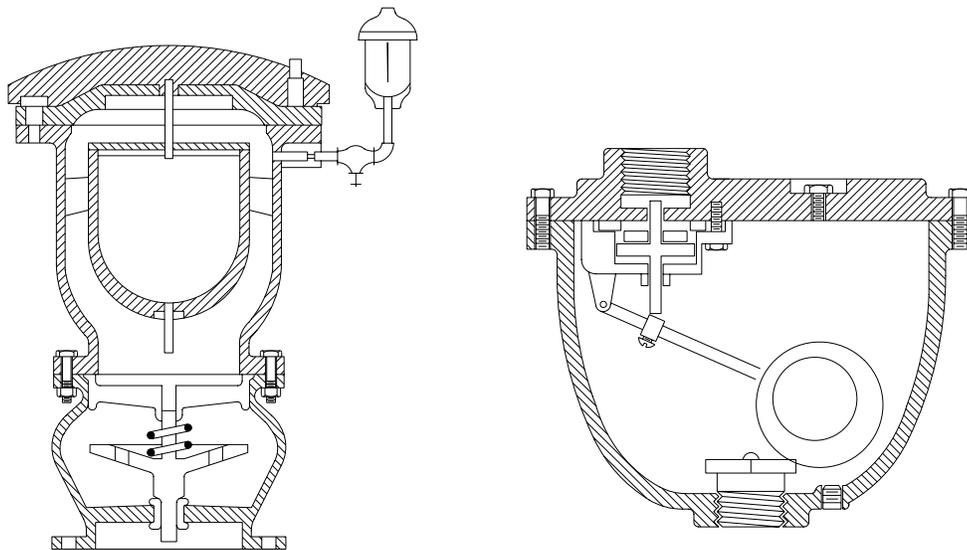


Figura 2.18 Válvulas de admisión y expulsión de aire

Estas válvulas poseen orificios de diámetro pequeño para conexión con la atmósfera. La apertura del orificio a la atmósfera se produce por medio de un dispositivo activado mediante un flotador. Tal dispositivo mantiene el orificio cerrado cuando no hay aire en el depósito de la válvula y lo abre cuando dicho depósito acumula aire o se genera un vacío.

Se recomienda ubicarlas especialmente en las líneas de conducción, en los puntos de cambio de la pendiente o en tramos largos en donde existen pendientes pronunciadas (ascendentes o descendentes). En redes de distribución pueden resultar necesarias únicamente en las tuberías de gran diámetro de la red primaria.

f) *Válvulas controladoras de presión.* Existe una gran variedad de válvulas controladoras de presión. Así se tienen válvulas: reductoras de presión, sostenedoras de presión o aliviadoras de presión (según su colocación), anticipadoras de onda, y para el control de bombas. Algunas de estas funciones pueden combinarse entre sí y además puede añadirseles la función de válvula de retención (unidireccional).

La válvula reductora de presión reduce la presión aguas arriba a una presión prefijada aguas abajo, independientemente de los cambios de presión y/o gastos. Se emplea generalmente para abastecer a zonas bajas de servicio. La válvula sostenedora de presión mantiene una presión fija aguas abajo y se cierra gradualmente si la presión aguas arriba desciende de una predeterminada. Ambas válvulas pueden combinarse en una sola añadiendo además la característica de ser unidireccional (o de retención).

En lugar de una válvula reductora de presión, se puede construir una caja rompedora de presión, la cual consiste en un depósito pequeño al cual descarga la tubería mediante una válvula de flotador o de altitud. Esto permite establecer un nuevo nivel estático aguas abajo reduciendo la presión original a la atmosférica.

Las válvulas reductoras de presión tienen la ventaja 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. Ocupan menos espacio que una caja rompedora y se evita el contacto directo del agua con la atmósfera, lo que reduce el riesgo de contaminación del agua potable. Por otro lado, las válvulas reductoras tienen mecanismos más complejos que requieren de un mejor mantenimiento y de una calibración periódica. Las cajas rompedoras son más sencillas y con menores necesidades de mantenimiento. En todo caso, la elección entre una válvula reductora de presión y una caja rompedora de presión se debe basar en un análisis económico y operativo.

Existe una válvula sostenedora de presión que mantiene una presión determinada aguas arriba independientemente de los cambios de presión o gasto después de ella. Si se intercala en la tubería funciona como sostenedora de presión y si se coloca en una derivación funciona como válvula de alivio.

Las válvulas anticipadoras de onda protegen los grupos de bombeo de la onda de presión causada por el paro de bombas o la falla de energía eléctrica. Se abren inmediatamente al inicio de la onda de presión negativa y evacuan a la atmósfera el exceso de presión que provoca la onda de presión positiva. Existe además una válvula de seguridad de diferencial, la cual mantiene una presión diferencial entre dos puntos, usada por ejemplo para mantener el caudal constante en una bomba.

Finalmente, las válvulas de control de bombas se instalan en la impulsión de la bomba a fin de evitar las ondas de presión en el arranque y parada de las bombas. La bomba y la válvula se sincronizan para poner en marcha o parar el motor mientras la válvula esta cerrada. En caso de avería o falla de energía actúa como válvula de retención.

g) *Válvulas de globo.* Constan de un disco horizontal que se acciona mediante un vástago que abre o cierra un orificio por donde circula el agua (figuras 2.19a y 2.19b). Este mecanismo se encuentra dentro de una caja de hierro fundido con extremos de brida para los diámetros grandes y de rosca para los pequeños. Son voluminosas y presentan una alta resistencia al paso del agua, por lo que se emplean generalmente, en tuberías de diámetros pequeños (domésticas). También pueden ser usadas para drenar o vaciar tuberías.

h) *Válvulas de retención.* Las válvulas de retención (check) son automáticas y se emplean para evitar contraflujos (son unidireccionales), es decir, flujos en dirección contraria a la de diseño (figuras 2.20a a 2.20d). Se instalan en tuberías donde el agua contenida en la tubería puede revertir su dirección de flujo durante el paro de una bomba o el fallo de energía eléctrica y dañar instalaciones hidráulicas tales como bombas y sus respectivos motores. Además impiden el vaciado de la línea.

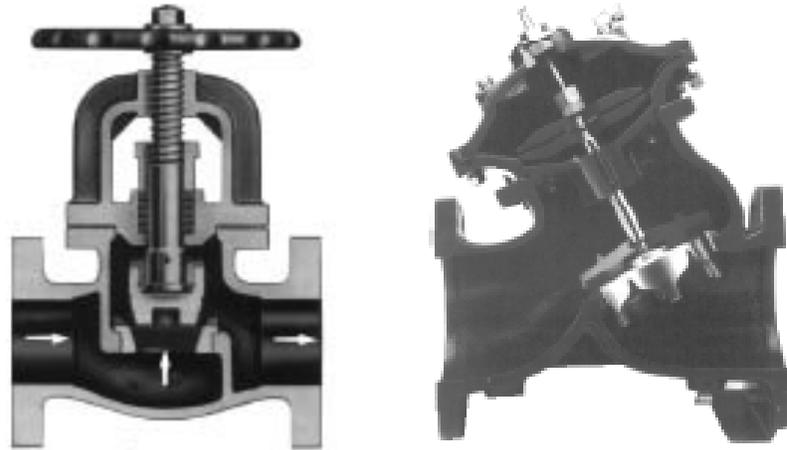


Figura 2.19a Válvula de globo común. Figura 2.19b Válvula de globo con dispositivo controlador de flujo

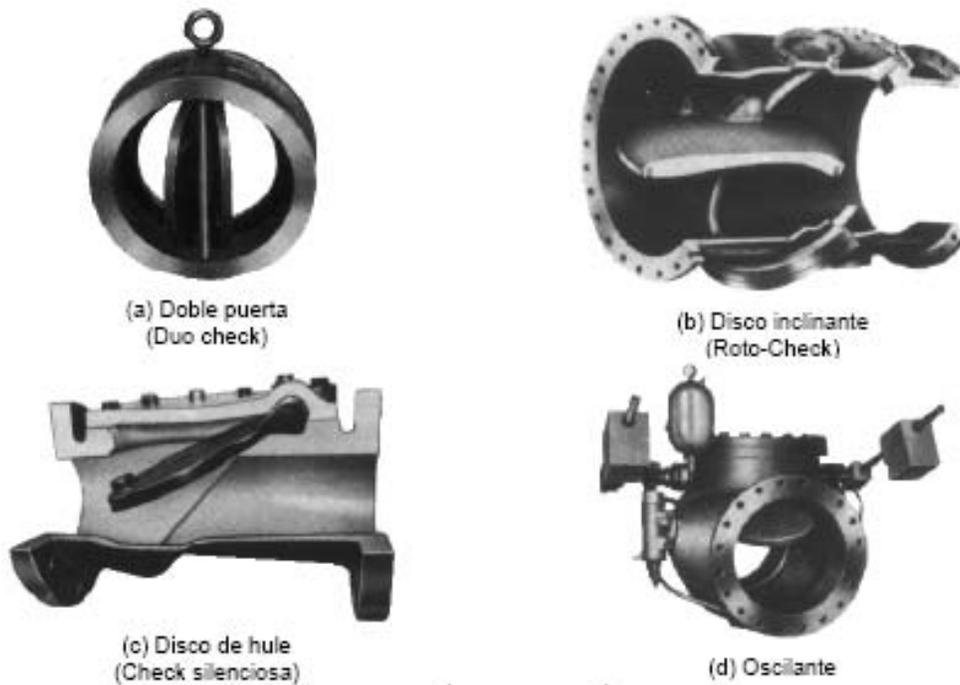


Figura 2.20 Válvulas de retención (check)

Aunque existen otros tipos de válvulas de control de bombas, las de retención son las más sencillas, pero pueden generar golpe de ariete en las tuberías (ondas de presión) que pueden dañar válvulas y tuberías. Así, se emplean válvulas de retención con dispositivos adicionales para permitir un cierre lento y minimizar los efectos del golpe de ariete.

2.2.4 Hidrantes.

Los hidrantes son conexiones especiales de la red que se ubican a cierta distancia, distribuidos en las calles. Existen dos tipos de hidrantes: públicos y contra incendio.

Los hidrantes públicos consisten de llaves comunes colocadas en pedestales de concreto o de mampostería que pueden usarse como llaves comunitarias pues pueden emplearlos varias familias dependiendo de su cercanía con el hidrante.

Generalmente se ubican, cuando es posible, a distancias menores de 200 m, aunque pueden localizarse a distancias hasta de 500 m en lugares no muy densamente poblados.

Los hidrantes públicos pueden tener una sola llave (hidrantes simples) o varias (hidrantes múltiples), y algunos disponen incluso de un pequeño almacenamiento. Es preferible que el hidrante simple no lo usen más de 70 personas aunque un hidrante múltiple puede dar servicio a 250 o hasta 300 personas.

Los hidrantes contra incendio son tomas especiales distribuidas en las calles a distancias relativamente cortas, de fácil acceso con el fin de conectar mangueras para combatir incendios. Estos hidrantes son poco utilizados en México, pues la práctica más común es utilizar válvulas de desfogue dentro de los registros de las válvulas de seccionamiento, con el fin de inundar el registro, y de permitir que el cuerpo de bomberos pueda extraer agua durante el combate del incendio. En las construcciones importantes recientes se han instalado hidrantes contra incendio al frente del predio, que en realidad forman parte de la instalación hidráulica de la misma edificación.

2.2.5 Tanques de distribución.

Los almacenamientos o tanques son utilizados en los sistemas de distribución de agua para asegurar la cantidad y la presión del agua disponible en la red. Según su construcción pueden ser superficiales o elevados. Los superficiales se emplean cuando se dispone de terrenos elevados cerca de la zona de servicio.

Usualmente disponen de tubos separados de entrada (línea de conducción) y salida (línea de alimentación), o un sólo tubo por donde el agua puede entrar y salir al almacenamiento (tanques elevados). En este último caso se dice que el almacenamiento es "flotante" en el sistema, debido a que cuando el abastecimiento excede a la demanda entra agua al almacenamiento, y cuando la demanda rebasa al abastecimiento sale agua del almacenamiento (regulación).

En ambos tipos de almacenamientos se emplean válvulas de altitud, las cuales utilizan un flotador para determinar el nivel al cual deben cerrarse. Se dispone además de un rebosadero con drenaje, con la misma capacidad del abastecimiento al tanque, por donde el agua puede escapar en caso de una falla de la válvula. Para determinar la eficiencia del funcionamiento de los almacenamientos se llevan registros del nivel del agua, ya sea por un observador o mediante dispositivos especiales.

Los tanques de distribución poseen un volumen determinado de almacenamiento de agua, el cual se compone de un volumen para regular, otro para almacenar (usado en caso de falla de la fuente o emergencias) y uno adicional para el combate contra incendios. Según la función del tanque a la que se le da mayor importancia, el tanque puede ser de regulación o de almacenamiento. Lo más común es emplear el tanque para regular (tanque de regulación), minimizando los volúmenes para almacenamiento y combate contra incendios.

Es conveniente recordar que la línea de conducción se diseña con el gasto máximo diario Q_{md} , mientras que la línea de alimentación y la propia red de distribución se diseñan con el gasto máximo horario Q_{mh} en el día de máxima demanda. De esta forma la red y la línea de alimentación conducen un mayor gasto durante las horas de mayor demanda mientras que la línea de conducción conduce un gasto menor, pero el abastecimiento está asegurado por la existencia del tanque de regulación. Con estas disposiciones se tiene una mayor economía en la línea de conducción.

En un sistema de distribución conviene ubicar el almacenamiento en el centro de la zona de servicio para tener diámetros económicos en las tuberías de la red y mantener uniformidad en las presiones disponibles.

Un tanque de almacenamiento dispone de una capacidad para:

- (1) Regular un abastecimiento constante de la fuente y la demanda variable de la zona de servicio. Esto permite a las bombas y plantas de tratamiento operar con gasto constante, elevar su eficiencia y reducir por consiguiente su capacidad. La capacidad de almacenamiento requerida es obtenida a partir de las fluctuaciones de la demanda horaria en el día de máxima demanda así como del período de bombeo; y es calculada en forma tabular o gráfica.
- (2) Combatir incendios, la cuál se depende del tamaño de la población a servir.
- (3) Emergencias debidas a la falla de: la toma, la energía eléctrica, o las instalaciones de conducción o de bombeo. Esta capacidad depende de la extensión de los daños y del tiempo correspondiente de reparación, así como de la línea de conducción.

La capacidad del almacenamiento es obtenida combinando razonablemente los tres propósitos anteriores. Puede darse el caso de un incendio fuerte en el día de máxima demanda y por consiguiente, se pueden combinar estas dos condiciones en el dimensionamiento del tanque. La capacidad necesaria para emergencias puede ser muy grande por lo que usualmente no es considerada.

Por otra parte, los tanques de regulación permiten:

- (1) Regular las presiones en la red y así reducir las fluctuaciones de presión debidas a las variaciones de la demanda. Esto provee un mejor servicio a los consumidores y la presión necesaria para combatir incendios.

(2) Elevar la presión en puntos lejanos de los tanques de almacenamiento y estaciones de bombeo, y mejorar el servicio durante períodos de demanda pico.

(3) Regular la carga de las bombas. Cuando se colocan tanques de regulación cerca de las estaciones de bombeo, las cargas de bombeo son más uniformes. Esto influye en una mejor selección, operación y eficiencia de las bombas.

La capacidad de este tipo de tanques es obtenida a partir de métodos gráficos.

2.2.6 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 gran mayoría de los sistemas de distribución y líneas de conducción de agua potable incorporan bombas en sus instalaciones para trasladar el agua a través del sistema o mantener presiones requeridas. Su aplicación específica permite:

- 1) Elevar el agua desde fuentes superficiales o subterráneas a plantas de tratamiento, almacenamientos, o directamente al sistema de distribución;
- 2) Incrementar la presión para servir áreas de servicio ascendentes (booster); y
- 3) Bombear químicos en unidades de tratamiento, transportar el agua en las instalaciones de tratamiento, retrolavado de filtros, desalojar tanques sedimentadores y remover sólidos depositados.

Para que funcionen las bombas se utilizan comúnmente motores eléctricos y de combustión interna. Se dispone de varios tipos de motores eléctricos de corriente directa y corriente alterna. La elección del tipo de motor depende de diversos factores como son: la toma y el tipo de voltaje disponibles; costos de adquisición, instalación y mantenimiento; velocidad, y su control o regulación; facilidad de arranque; corriente necesaria para el arranque y torque; factor de potencia y características de carga parcial. Se pueden adquirir motores del caballaje deseado con voltajes comunes de 220 ó 440 V y eficiencias de hasta del 90 al 95 %. Se deberá tener cuidado de:

- 1) Proteger el motor contra sobrecargas, y
- 2) Prevenir daños por conexiones a tierra o conductores eléctricos inapropiados.

Las bombas en general, permiten trasladar fluidos agresivos o no, ya sean líquidos, gases, o sólidos y semisólidos (que pueden ser bombeados), a diferentes temperaturas. Existen tantos diseños como aplicaciones y fabricantes por lo que resulta

difícil mencionarlas a todas. Sin embargo, se pueden clasificar de acuerdo al principio de su funcionamiento como:

- 1) De desplazamiento positivo, y
- 2) Dinámicas o cambiadoras de impulso.

Las bombas de desplazamiento positivo se basan en cambios de volumen para forzar al fluido en su circulación como lo es el llenado de una cámara a través de una cavidad, luego su sellado y empuje del fluido a través de otra cavidad. De esta forma su funcionamiento es pulsatorio, su principal ventaja es el manejo de fluidos independientemente de su viscosidad. *Un buen ejemplo de este tipo de bomba es el corazón humano.*

Las bombas dinámicas se diferencian de las anteriores en que no existe un volumen cerrado y que su funcionamiento se basa en transmitir un impulso o movimiento al fluido por medio de placas o álabes de rápido movimiento agrupados en un impulsor. El fluido incrementa su impulso o cantidad de movimiento mientras se mueve a través de los pasajes abiertos y convierte su alta velocidad en presión al salir de la sección del impulsor. Este tipo de bombas generalmente provee mayores gastos que las de desplazamiento positivo con mayor uniformidad, pero son poco efectivas con líquidos con alta viscosidad. Necesitan además del "cebado", lo cual consiste en llenar la cavidad del impulsor con el líquido a conducir, pues si contiene aire, no pueden succionar el líquido de su entrada. Por esta razón, existen bombas "autocebantes", equipadas con un dispositivo para evitar que la cámara del impulsor se vacíe (deben cebarse necesariamente en su instalación). Cabe aclarar que las bombas de desplazamiento positivo son autocebantes para la mayoría de sus aplicaciones.

Una bomba dinámica puede proveer altos gastos (cerca de 20 m³/s), pero usualmente incrementos moderados de presión (pocas atm). En cambio una bomba de desplazamiento positivo puede operar a altas presiones (300 atm) pero típicamente con gastos bajos (6 l/s).

Las bombas se pueden clasificar de acuerdo al mecanismo o diseño mecánico en:

- 1) De desplazamiento positivo:
 - Alternativas: De pistón o émbolo (a veces denominadas de martinete) y de diafragma.
 - Rotativas: Rotativa de pistones, engranajes externos, engranajes internos, rotor lobular, paletas (deslizantes, servicio pesado, oscilantes, excéntrica-paleta, rodillo-paleta y flexible) y husillo (simple o de estator flexible y rígidas).
- 2) Dinámicas o cambiadoras de impulso:
 - Rotodinámicas: De flujo radial (centrífuga), axial y mixto.

Adicionalmente existen bombas de fabricación especial para diversas aplicaciones que funcionan mediante alguno de los dos principios antes mencionados u otro especial teniéndose bombas: alimentadoras de calderas en centrales termoeléctricas, de condensado, de pozo profundo o sondeo (accionadas por eje, sumergibles (de motor seco o húmedo), helicoidales, eyectoras (combinadas con una centrífuga) y de elevación por aire comprimido), tornillo de Arquímedes, químicas, de proceso, medidoras (dosificadoras o proporcionales), de ariete hidráulico, neumática o de aire comprimido, periestálticas, de diafragma tubular, de anillo líquido, de accionamiento a mano (alternativas o impelentes, semirrotativas, de diafragma, rotativas y periestálticas) y para servicios especiales como: bombeo de diversos fluidos incluyendo metales fundidos (bombas electromagnéticas y especiales), así como sólidos y semisólidos bombeables; también para el dragado y contra incendio.

Los tipos de bombas mencionados pueden a su vez clasificarse de acuerdo a su configuración geométrica y número de células de bombeo (cavidades o rotores), así como de otros factores.

Las bombas comúnmente empleadas en abastecimiento de agua potable son las denominadas "rotodinámicas", mal llamadas "centrífugas" (Sólo la de flujo radial es centrífuga pura), por lo cual en el siguiente capítulo se analizan sus principales características. Este tipo de bombas se clasifican de acuerdo a la dirección de salida del flujo, por lo cual se tienen de flujo radial, axial y mixto.

2.2.7 Pozos.

El agua subterránea constituye un recurso importante en el abastecimiento de agua potable. En general, el agua extraída del subsuelo no requiere tratamiento y su captación resulta más económica que en embalses. Además, las cantidades de agua disponible son más seguras y prácticamente no les afectan las sequías. Los métodos modernos de estudio de los acuíferos permiten determinar un aprovechamiento racional y prolongado del agua subterránea, aunque en ciertos casos de sobreexplotación de acuíferos puede requerirse una recarga artificial para evitar hundimientos o la contaminación de los acuíferos.

Para aprovechar el agua subterránea se construyen pozos, los cuales son excavaciones o perforaciones verticales, normalmente hechas por el hombre, por las cuales el agua subterránea puede brotar o ser extraída del subsuelo. En el capítulo siguiente se abordan con mayor profundidad los temas relativos a bombas y pozos por ser estos constituyentes fundamentales en la mayoría de los sistemas de distribución de agua potable.

2.2.8 Tomas domiciliarias.

La toma domiciliaria tiene como función el proporcionar agua de la red de distribución para conducirla a la instalación hidráulica intradomiciliaria. Se divide en dos partes conocidas como: ramal y cuadro. Se le llama ramal a la conexión que abarca desde el acoplamiento a la red de distribución hasta el codo inferior del cuadro. El cuadro es propiamente el conjunto de tubos y codos que forman una figura rectangular con el

objeto de alojar un medidor y que sea cómoda su lectura. El cuadro se encuentra generalmente dentro del domicilio del usuario.

Los diámetros usuales de tomas domiciliarias pueden ser de 13 o 19 mm. En el mercado existen gran cantidad de piezas y disposiciones de diferentes materiales para enlazar la red de distribución con las tuberías intradomiciliarias. Algunos fabricantes de tubería recomiendan cierto tipo de instalación y materiales de la toma domiciliaria para tener un mejor servicio.

En general, las tomas domiciliarias se pueden clasificar como metálicas o combinadas. En las primeras, las tuberías del ramal y del cuadro son metálicas, y en las segundas, el ramal es de material plástico. Las tomas domiciliarias metálicas se instalan con cobre (flexible en el ramal y rígido en el cuadro) o de cobre (flexible) en el ramal y hierro galvanizado en el cuadro. Por otra parte, las tomas domiciliarias combinadas emplean polietileno de alta densidad (PEAD) en el ramal y cobre (rígido) o hierro galvanizado en el cuadro.

Para abundar más sobre el tema, se puede consultar el volumen titulado "Tomas domiciliarias" contenido en este mismo Manual.

3. INSTALACIONES COMPLEMENTARIAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

En este capítulo se hace una revisión de los conceptos básicos para comprender el funcionamiento y diseño hidráulicos de instalaciones complementarias a la red de distribución tales como: bombas, pozos y tanques de regulación.

Aunque tales conceptos se presentan con mayor detalle en otras partes de este Manual, es conveniente mencionar algunos conceptos clave, pues para mejorar el diseño y la operación de una red de distribución son de gran utilidad.

3.1 BOMBAS.

La gran mayoría de los sistemas de distribución y líneas de conducción incorporan bombas en sus instalaciones para trasladar el agua a través del sistema o mantener presiones requeridas. En abastecimiento de agua potable son usadas para extraer el agua del subsuelo y conducirla hasta plantas de tratamiento, almacenamientos, o directamente hasta la red de distribución. También permiten elevar la carga en zonas de presión ascendentes (booster), así como proveer de agua al cuerpo de bomberos durante el combate de incendios.

La selección de la bomba adecuada en un sistema de abastecimiento deberá ser tal que: los costos de adquisición, instalación, operación y mantenimiento sean mínimos; existan piezas de repuesto; los requerimientos de espacio sean mínimos; no se necesite un control de velocidad variable; se utilice una sola bomba en demandas pico si es posible; y los procedimientos de control y operación de la bomba sean sencillos.

Las tuberías de conducción y abastecimiento de agua 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.

En una bomba de flujo radial o centrífuga el agua entra en el centro del impulsor (figura 3.1) y es forzada hacia afuera, contra la carcasa, por la fuerza centrífuga. Así, la energía mecánica (proveniente de la electricidad suministrada al motor) es convertida a energía cinética, la cual a su vez es convertida en energía de presión por un conducto circular gradualmente divergente llamado voluta.

3.1.1 Curvas características.

En el caso de una sola bomba, la relación entre el gasto Q , la carga H , la velocidad de rotación N , la potencia W suministrada por la bomba y el número de impulsores puede ser establecida como: (a) En una etapa dada, Q varía directamente en relación al número de impulsores en paralelo; (b) A una velocidad conocida, H varía directamente al número de impulsores en serie, es decir, el número de etapas; (c) Para velocidad variable, $Q \propto N$, $H \propto N^2$, y $W \propto H^3$. En la práctica, sin embargo, estas relaciones no se ajustan bien.

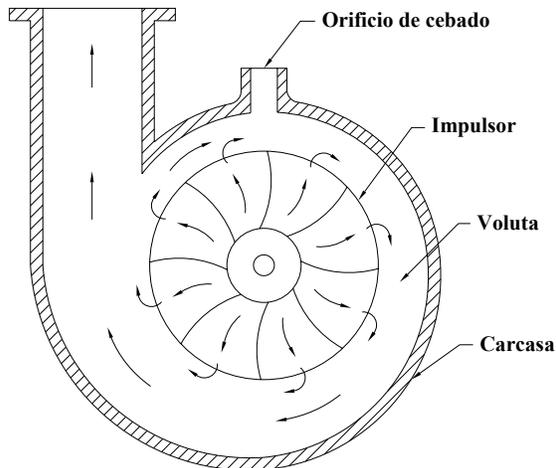


Figura 3.1 Bomba centrífuga

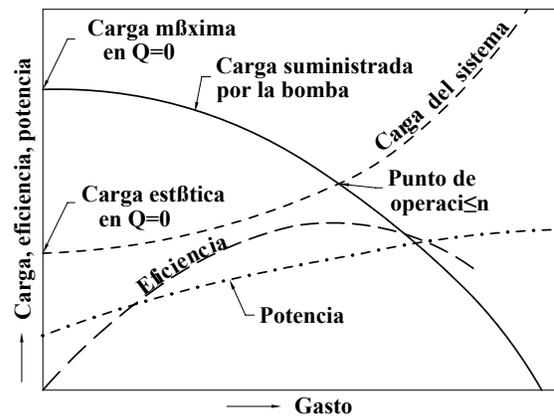


Figura 3.2 Curvas características

La eficiencia de las bombas rotodinámicas es descrita a través de curvas características (figura 3.2), en la cual la carga H , potencia W y la eficiencia de la bomba son graficados contra el gasto Q . También se ha trazado la curva de carga del sistema, una suma de la carga estática y las pérdidas. El punto de intersección de la curva carga-gasto y la curva de carga del sistema determina el punto de operación. La bomba debe ser seleccionada de tal manera que su eficiencia sea tan alta como sea posible en un amplio rango de condiciones de operación.

La descarga de la bomba puede ser regulada (a) por una válvula en el tubo de descarga; (b) variando la velocidad de la bomba, o (c) teniendo diferentes combinaciones de bombas.

Las bombas pueden ser combinadas para que trabajen en serie o en paralelo. En serie se suman las cargas, mientras que en paralelo se suman los gastos.

Se utilizan combinaciones de bombas en edificios altos donde el agua es elevada por etapas a los puntos más altos por medio de rebombes en pisos intermedios. Así se reduce la presión en tubos y carcasas de las bombas de los pisos más bajos.

La combinación de bombas en paralelo es más común cuando las bombas surten agua variando en cantidad (de la demanda mínima a la máxima) y carga (fuente en alto nivel y almacenamiento vacío a fuente a bajo nivel y almacenamiento casi lleno). La figura 3.3 muestra las curvas gasto-carga para una combinación de tres bombas en paralelo. Se pueden instalar bombas con diferentes capacidades para que durante su operación se realicen diferentes combinaciones para obtener máxima eficiencia.

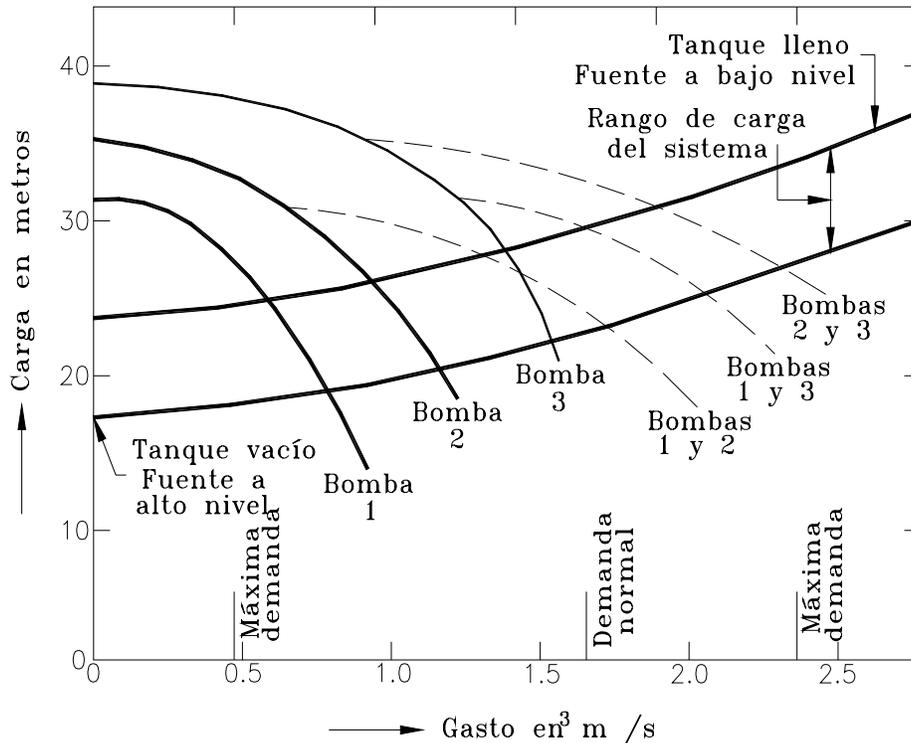


Figura 3.3 Bombas en paralelo

Como la bomba eleva el agua desde la fuente hasta la línea eje del impulsor por medio de un vacío parcial, la altura a la cual el agua puede ser elevada por succión, es decir, altura de aspiración, es limitada. Tal succión es obtenida restando la suma de la presión de vapor del agua, pérdidas totales, y carga de velocidad en el tubo de aspiración a la presión atmosférica. Si el límite es excedido (depende de la altura de aspiración existente y de la requerida por la bomba), aparece un fenómeno llamado cavitación, consistente en vibraciones, ruido y desgaste del impulsor de la bomba (formación de pequeños agujeros). Para prevenir la cavitación, es recomendable limitar la altura de aspiración hasta un máximo de 6 m.

3.1.2 Análisis del funcionamiento de una bomba.

Para analizar el funcionamiento hidráulico de una bomba en una tubería se debe modificar la ecuación de la energía para agregar la energía (expresada como carga o presión, en mca, metros de columna de agua) proporcionada por la bomba:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + H_B = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{f_{1-2}} \quad (3.1)$$

Donde z_1 y z_2 son las cotas de referencia (m), P_1 y P_2 son las presiones (kgf/m^2 , $1\text{kgf/m}^2=9.81\times 10^8\text{ Pa}$), γ es el peso volumétrico del agua ($\text{kgf/m}^3=9.81\text{N/m}^3$), v_1 y v_2 son las velocidades (m/s), g es la aceleración de la gravedad (9.8 m/s^2), H_B es la carga (m) proporcionada por la bomba y $\sum h_{f_{1-2}}$ son las pérdidas de fricción en el conducto (m). Los subíndices 1 y 2 se refieren a las secciones de cálculo.

H_B representa la energía agregada por la bomba a cada kgf de agua que pasa a través de la bomba. En el caso de bombas de varias etapas o bombas en serie, H_B es la suma de los incrementos de carga a través de cada etapa o bomba.

El incremento de carga a través de la bomba es función del gasto bombeado y es determinado experimentalmente por el fabricante. Tal información es presentada en las curvas características de la bomba. También se incluye información relativa a la eficiencia de la bomba y a los requerimientos de energía. A menudo se incluyen las curvas características de bombas de diferentes tamaños o similares. La figura 3.4 muestra un diagrama de curvas características correspondiente a una bomba disponible comercialmente.

En una instalación de bombeo es importante conocer la relación que existe entre la energía agregada al agua (H_B) y la potencia suministrada a la bomba. La potencia agregada al agua mientras circula a través de la bomba es

$$W = \frac{\gamma Q H_B}{76} \quad (3.2)$$

Donde Q es el gasto (m^3/s) y W es la potencia (HP) agregada al agua. La potencia suministrada a la flecha de la bomba por el motor difiere de la anterior debido a que existen pérdidas por fricción, pero se relaciona a través de la eficiencia de la bomba como

$$W = \eta W_f \quad (3.3)$$

Donde W_f es la potencia (HP) aplicada a la flecha de la bomba. La eficiencia total de las bombas varía entre 70 y 90% y se determina a partir de pruebas de laboratorio bajo diferentes condiciones de operación.

A continuación se presentan dos ejemplos para demostrar como se emplean las curvas características en conjunción con la ecuación de la energía para determinar el gasto en un sistema. Mientras que la aproximación gráfica es comúnmente empleada, se anexa la solución numérica para mostrar el manejo de bombas en paralelo y de varias etapas (impulsores).

Ejemplo 3.1

Se tiene una bomba de una sola etapa (un solo impulsor) con las características de la figura 3.4 (Curva A). Este dispositivo permitirá trasladar el agua desde un almacenamiento con un nivel de 64 m a un canal con una elevación de descarga de 75 m. La longitud de la línea es de 4,350 m, tiene un diámetro interior de 0.9 m y el factor de fricción de Darcy es 0.017.

Despreciando las pérdidas menores en la tubería y en la estación de bombeo, calcule el gasto en la tubería, la eficiencia de la bomba y los requerimientos de energía del motor.

VERTICAL TURBINE PUMPS All types Performance Curves - 860 rpm

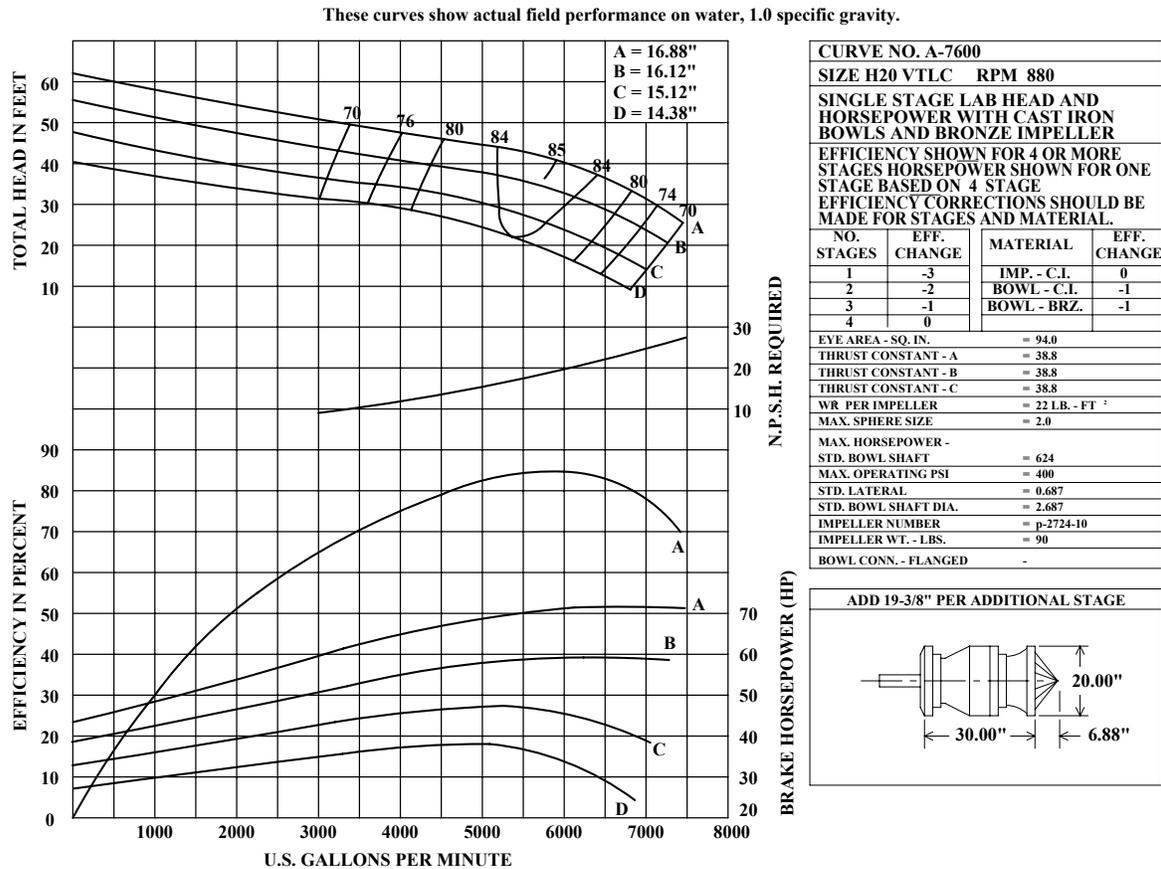


Figura 3.4 Curvas características de una bomba comercial

Solución

A partir de la ecuación 3.1:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + H_B = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{f_{1-2}}$$

De esta forma:

$$64 + 0 + 0 + H_B = 75 + 0 + 0 + f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Se hace la suposición de tomar y descargar el agua a presión atmosférica y sin velocidad (tanto en el almacenamiento como en el canal). Sin embargo, en la fórmula de fricción de Darcy se considera la velocidad V existente en la conducción. Así,

$$H_B = (75 - 64) + 0.017 \frac{4,350}{0.9} \frac{V^2}{2 \times 9.8}$$

$$H_B = 11 + 4.19V^2$$

Esta ecuación puede ser resuelta procediendo por prueba y error en conjunción con la figura 3.4:

Q supuesto		V	11 + 4.19V ²	H _B (de la figura 3.4)	
gpm	m ³ /s	m/s	m	ft	m
5,000	0.316	0.497	12.035	45	13.72 ≠ 12.035
7,000	0.442	0.695	13.024	32	9.75 ≠ 13.024
6,000	0.379	0.596	12.488	40	12.19 ~ 12.488

Notas:

- 1) Para obtener V se emplea la relación $V = Q / A$ donde A es el área transversal del conducto ($A = \pi r^2 = \pi (0.9/2)^2 = 0.636 \text{ m}^2$).
- 2) H_B se obtiene de la figura 3.4 a partir del gasto en gpm (galones por minuto) y la curva gasto-carga de la bomba A.
- 3) Recuérdese que:
 1 gpm = 3.785 l/min = 0.0000631 m³/s
 1 ft (pie) = 0.3048 m

Para efectos prácticos, la aproximación obtenida en la determinación del gasto es considerada correcta. De la figura 3.4 se obtiene la eficiencia, la cual es 85 - 3 = 82% (ver notas en la figura donde se anota que la eficiencia debe ajustarse en función del número de etapas), y se requiere de un motor de 82 HP (*Brake horsepower*, potencia al freno).

Ejemplo 3.2

Resolver el ejemplo 3.1 utilizando dos bombas en paralelo, de tres etapas cada una, con las características mostradas en la curva D (figura 3.4).

Solución

La ecuación hidráulica obtenida para la conducción será la misma, pero en la solución de este ejemplo deberán tenerse en cuenta la colocación de las bombas en paralelo, además de sus múltiples etapas. De esta forma:

$$H_B = 11 + 4.19V^2$$

Resolviendo por prueba y error:

Q supuesto	Q en la línea	V	$11 + 4.19V^2$	H_B /etapa	H_B
gpm (m^3/s)	gpm (m^3/s)	m/s	m	ft	ft (m)
4,000 (0.252)	8,000 (0.504)	0.794	13.64	29	87 (26.52 ≠ 13.64)
6,000 (0.379)	12,000 (0.757)	1.190	16.93	18	54 (16.46 ~ 16.93)

De la figura 3.4 se obtiene una eficiencia de $85 - 1 = 84\%$ y se requiere un motor de $34 \times 3 = 75.99\text{kW}$ (102 HP) para cada bomba.

3.1.3 Curvas de requerimiento de carga del sistema.

A menudo, el ingeniero requiere considerar gran variedad de condiciones de operación para la conducción y determinar aquellas condiciones que afectarán la carga y gasto (incluyendo la potencia y eficiencia) proporcionados por las bombas. Un método gráfico es particularmente útil para analizar lo anterior, especialmente si el número de bombas en operación varía y los niveles en los almacenamientos o los requerimientos de presión fluctúan.

El procedimiento consiste en escribir la ecuación 3.1 para cada una de las condiciones propuestas de operación y graficar los datos resultantes en una curva gasto Q vs carga H_B (ejemplo 3.1). A esta curva se le llama "curva de demanda del sistema". Posteriormente, las características del conjunto de bombeo son expresadas en términos de una curva gasto vs carga totales del arreglo de bombas, y se traza para cada posible situación de operación. Estas curvas se denominan "curvas de abastecimiento de las bombas". Los puntos donde las curvas de demanda y de abastecimiento se intersectan son condiciones de operación para ese arreglo particular de las bombas. Para mostrar el procedimiento se anexa el ejemplo siguiente.

Ejemplo 3.3

Resolver el ejemplo 3.2 para una, y para dos bombas operando. Considérese un nivel máximo en el almacenamiento de 64 m y un nivel mínimo de 61 m.

Solución

Empleando la relación $V = Q / A$, la curva de demanda (ejemplo 3.1) se puede expresar como

$$H_B = 11 + \frac{4.19}{(0.636)^2} Q^2 = 11 + 10.36 Q^2$$

Para el nivel máximo en el almacenamiento, y como

$$H_B = (75 - 61) + \frac{4.19}{(0.636)^2} Q^2 = 14 + 10.36 Q^2$$

Para el nivel mínimo en el almacenamiento.

Las curvas de abastecimiento de las bombas son obtenidas al multiplicar por 2 (dos bombas en paralelo) los gastos correspondientes a una bomba (figura 3.4) y por 3 (tres etapas) las cargas correspondientes a tales gastos. De esta forma se obtiene una curva gasto Q - Carga H_B . Las curvas resultantes se muestran en la figura 3.5.

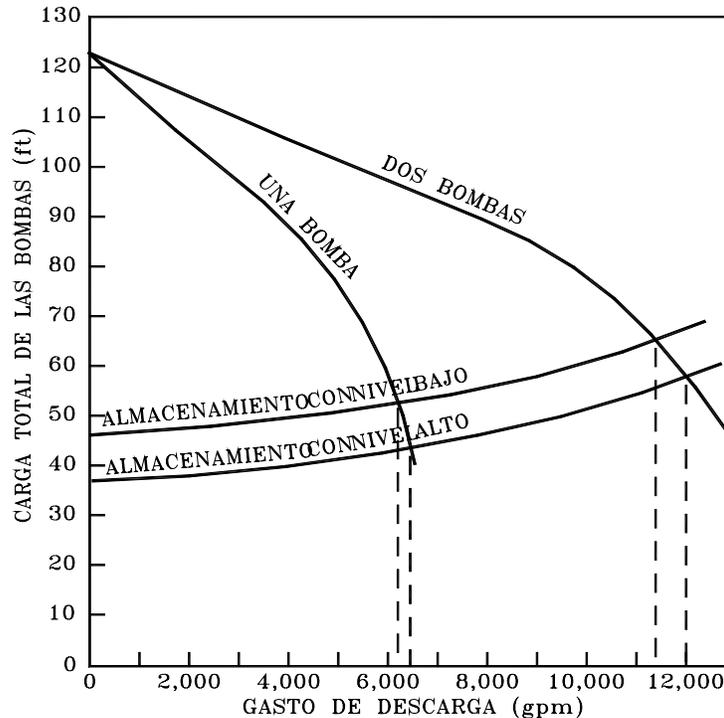


Figura 3.5 Curvas de abastecimiento y de demanda

En la figura se muestra la solución obtenida en el ejemplo 3.2 con $Q = 0.757 \text{ m}^3$ (12,000 gpm). Las curvas muestran además, que si el nivel en el almacenamiento es el mínimo, las bombas sólo producirán $0.391 \text{ m}^3/\text{s}$ (6,200 gpm).

También se observa que, en las peores condiciones se pueden bombear solamente $0.391 \text{ m}^3/\text{s}$ (6,200 gpm) cuando se encuentra en operación una sola bomba y el nivel en el almacenamiento es mínimo.

3.1.4 Consideraciones de sumergencia y de cavitación.

Dos aspectos básicos en la instalación de una bomba son: la sumergencia del tubo de succión y la prevención de la cavitación. La sumergencia del tubo de succión es la distancia del nivel del agua a la entrada del tubo de succión, la cual debe evitar la entrada de aire a la bomba.

Cuando la sumergencia no es la adecuada, se forman vórtices (torbellinos) que permiten la entrada de aire al tubo de succión. Lo anterior se puede apreciar a simple vista en el cárcamo de bombeo.

El Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos (Hydraulics Institute) ha publicado guías (estándares) para determinar la sumergencia adecuada en instalaciones de bombeo. Por otra parte, los fabricantes de bombas proveen datos para determinar la sumergencia en sus modelos de bombas (figura 3.6). Por ejemplo, considerando la bomba del ejemplo 3.1 , en la figura 3.6 se determina una sumergencia de 1.37 m (4.5 ft) para prevenir vórtices con un gasto máximo de 0.473 m³/s (7,500 gpm). Notase en la figura 3.4, que el diámetro de la campana es de 0.51 m (20").

El fenómeno de la cavitación en bombas debe prevenirse a toda costa dentro del rango completo de gastos de bombeo. Para ello los fabricantes recomiendan un valor de sumergencia, aunque es buena práctica ingenieril el revisarlo.

La ocurrencia de la cavitación es determinada en pruebas de laboratorio. Cuando el gasto y la localización de la bomba son tales que la presión en la bomba cae hasta la presión de vapor del agua, empieza la cavitación. Esto provoca que baje la eficiencia, existan posibles problemas de vibración, y si continúa por largos períodos puede darse la falla en los componentes de la bomba.

La información de los fabricantes que puede ser usada en el diseño de instalaciones de bombeo para evitar la cavitación puede ser presentada en varias formas. La más simple y menos útil es la "carga de succión". Este valor es la máxima altura supuesta a la que se puede ubicar la bomba sobre el cárcamo de bombeo para lograr la curva de eficiencia garantizada por el fabricante. Si se tienen condiciones inusuales no está claro que hacer.

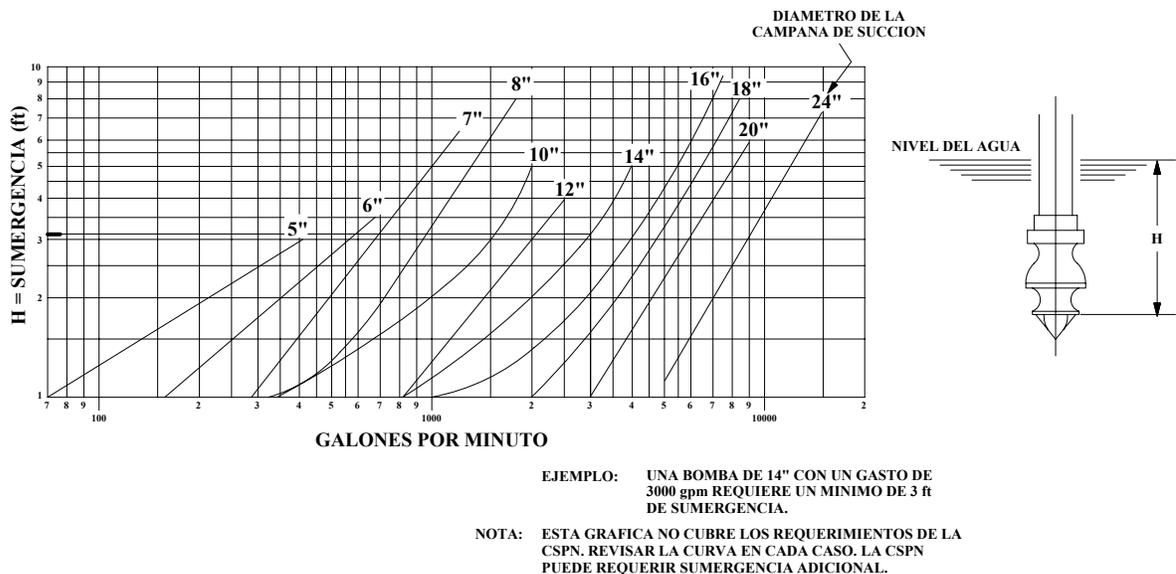


Figura 3.6 Valores de la sumergencia en bombas tipo turbina (rotodinámica de flujo axial)

Una medida fundamental para prevenir el deterioro por cavitación en la eficiencia es la carga de succión positiva neta (CSPN). Para determinarla se emplea la expresión

$$CSPN = \frac{P_0}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} - z_i - h_{f_{ent}} \quad (3.4)$$

Donde P_0 es la presión ambiental (usualmente la atmosférica), P_v es la presión de vapor del líquido, z_i es la elevación del impulsor sobre el nivel del almacenamiento, y $h_{f_{ent}}$ es la pérdida de carga entre el cárcamo y el impulsor de la bomba.

La mayoría de los fabricantes proporcionan una curva gasto-CSPN ($NPSH_R$, *net positive suction head required*), tal como se observa en la figura 3.4. De esta forma, con un valor dado de la CSPN, la ecuación 3.4 puede ser empleada para determinar el valor de z_i para valores anormales de P_0 y P_v .

Debe observarse que la cavitación y los daños por cavitación pueden ocurrir aún con la CSPN recomendada por el fabricante. Esto sucede porque la cavitación inicia antes de que se note un cambio en la eficiencia de la bomba. Si durante la operación se bombean gastos por debajo o bien, por arriba de la capacidad normal; el prevenir la cavitación puede requerir valores de la CSPN mayores a los recomendados por el fabricante. Por este motivo, deberán asignarse valores conservadores a la sumergencia.

Ejemplo 3.4

Para la bomba del ejemplo 3.1, determinar que tan profundo deberá ser colocado el impulsor para operar con el gasto indicado más alto. El agua tiene una temperatura de 15 °C (60 °F) y será bombeada desde un almacenamiento con una elevación de 1,500 m (5,000 ft) sobre el nivel del mar.

Solución

De la figura 3.4, con un gasto de 0.473 m³/s (7,500 gpm), el valor de la CSPN requerida (NPSH) es de 8.53 m (28 ft). De un libro de mecánica de fluidos o alguna otra referencia, se puede determinar que la presión atmosférica para una altura de 1,500 m es de 84.8 kPa (8,653 kgf/m²) y la presión de vapor del agua a 15 °C es de 1.7 kPa (173 kgf/m²). Suponiendo que $h_{f_{ent}}$ está incluido en el valor de la CSPN, se calcula z_i sustituyendo valores en la ecuación 4.4:

$$8.53 = \frac{8,653}{1,000} - \frac{173}{1,000} - z_i$$

$$z_i = 8.653 - 0.173 - 8.53 = - 0.05 \text{ m}$$

Por lo tanto, el impulsor necesita estar solamente 0.05 m por debajo de la superficie para cumplir con la CSPN recomendada por el fabricante. En este caso, sin embargo, para prevenir la entrada de aire (vórtices) se requiere una sumergencia de 1.37 m (4.5 ft), con base en la figura 3.6.

3.1.5 Relaciones de similitud de bombas.

Los principios hidráulicos de similitud de bombas tienen una aplicación importante en situaciones de bombeo a velocidad constante y golpe de ariete causado por el paro de bombas. Los principios de similitud nos permiten predecir cargas, gastos, y pares motores en un amplio rango de velocidades cuando se usa solamente la información básica dada con un solo valor de velocidad.

Para aquellos familiarizados con los parámetros convencionales de modelación, es interesante reconocer que en el caso de bombas, la similitud cinemática toma precedencia sobre la similitud dinámica. Las velocidades del flujo son proporcionales a Q/D^2 y las velocidades del impulsor son proporcionales a ND , donde D es una dimensión típica de la bomba (generalmente el diámetro del impulsor) y N es la velocidad de rotación en revoluciones por minuto (rpm). La similitud cinemática requiere que las relaciones expresadas por las siguientes ecuaciones sean constantes:

$$\frac{Q}{N D^3} = k \quad \text{siendo } k \text{ una constante.} \quad (3.5a)$$

•

$$\frac{Q_1}{N_1 D_1^3} = \frac{Q_2}{N_2 D_2^3} \quad (3.5b)$$

Existen relaciones adicionales de la carga H_B , el par motor T y la potencia W ; con respecto a la velocidad y al tamaño de la bomba, como

$$\frac{H_{B1}}{N_1^2 D_1^2} = \frac{H_{B2}}{N_2^2 D_2^2} \quad (3.6)$$

$$\frac{T_1}{N_1^2 D_1^5} = \frac{T_2}{N_2^2 D_2^5} \quad (3.7)$$

$$\frac{W_1}{N_1^3 D_1^5} = \frac{W_2}{N_2^3 D_2^5} \quad (3.8)$$

Estas relaciones pueden ser empleadas para predecir cambios en el gasto, carga, y requerimientos de energía en bombas de diferente tamaño (impulsores recortados) o bombas operando a diferentes velocidades. La precisión de la predicción decrece conforme los cambios de velocidad y de tamaño varían con respecto a las condiciones de prueba.

En condiciones de golpe de ariete, los decrementos en gasto y par motor de la bomba pueden ser calculados a partir de las ecuaciones 3.5 a 3.7 usando $D_1/D_2 = 1.0$ (misma bomba) y variar sucesivamente las velocidades. Bajo estas condiciones se emplean las leyes de similitud como el mejor estimador del comportamiento de la bomba a cualquier velocidad.

3.1.6 Selección de bombas.

En las etapas iniciales de la selección del equipo de bombeo, a menudo es útil tener idea del tipo de bomba o la configuración del conjunto de bombeo que será requerido. Esto es importante, especialmente cuando se van a instalar varias bombas. Tradicionalmente se emplea el concepto de velocidad específica (N_s):

$$N_s = \frac{N \sqrt{Q}}{H^{3/4}} \quad (3.9)$$

Donde N es la velocidad de la bomba (rpm), Q es el gasto (gpm o m^3/s) y H es el incremento de carga proporcionado por la bomba (ft o m). La ecuación 3.9 sirve para bombas de una sola etapa y de succión simple. Para bombas de doble succión se emplea la mitad del gasto de la bomba, y en el caso de bombas con varios impulsores, se utiliza la carga por etapa.

Los valores de la velocidad específica son calculados en los puntos de máxima eficiencia, y el valor numérico es típico del tipo de bomba. Por ejemplo, las bombas con valores de N_s menores a 20 (1,000 en sistema inglés) son generalmente bombas centrífugas (flujo radial). Aquellas con valores mayores a 200 (10,000) son generalmente bombas de flujo axial (tipo turbina).

El conocer la velocidad específica permite estimar su eficiencia y determinar el tipo de bomba a emplear. La figura 3.7 muestra la relación entre la velocidad específica, la eficiencia y tipo de bomba.

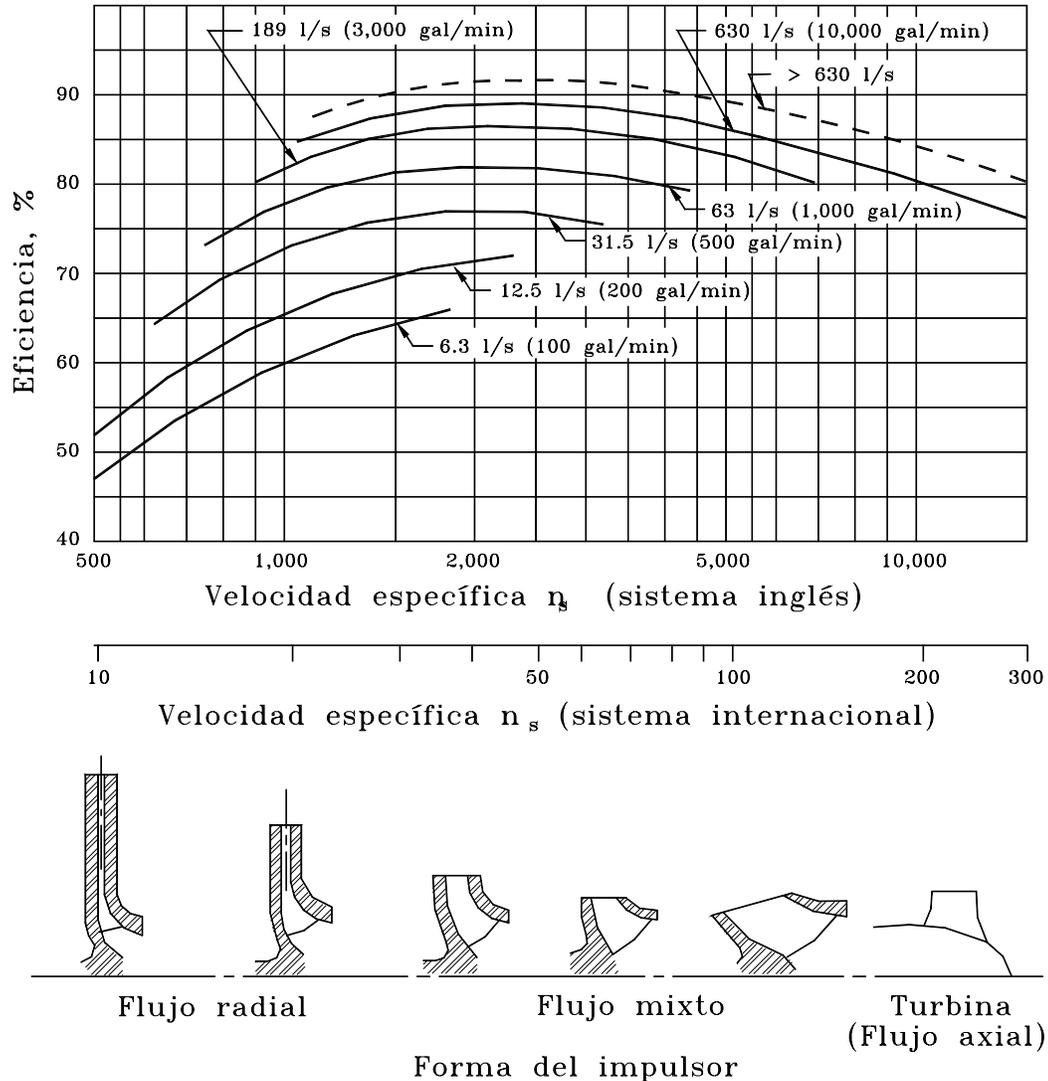


Figura 3.7 Eficiencia y tipo de impulsor en función de la velocidad específica

El valor del concepto de velocidad específica es de gran utilidad al establecer una configuración inicial de bombeo. De esta forma, se calcula la velocidad específica en determinada situación; posteriormente se emplea ese valor para seleccionar el tipo y número de bombas.

Ejemplo 3.5

Un proyecto de irrigación requiere que 700 l/s sean bombeados desde un río con elevación 120 m a un almacenamiento con una elevación de 256 m. La longitud de la conducción es de 8,650 m. Seleccionar una configuración inicial de bombeo.

Considérese un coeficiente de fricción de Darcy de 0.018 y un diámetro en la conducción de 0.9 m.

Solución

Las bombas deberán proporcionar suficiente carga para vencer el desnivel de 136 m mas las pérdidas por fricción en la línea. Estimando una velocidad de 1.5 m/s y con un valor del coeficiente de Darcy de 0.018, la pérdida por fricción es de

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = 0.018 \frac{8,650 (1.5)^2}{0.9 \cdot 2 \times 9.8} \approx 20 \text{ m}$$

De esta forma, la carga a proporcionar es de $136 + 20 = 156 \text{ m}$ y empleando una velocidad típica de la bomba de 1,760 rpm, la velocidad específica es

$$N_s = \frac{1,760 \sqrt{0.7}}{(156)^{3/4}} = 33.4$$

De la figura 3.7, una sola bomba del tipo turbina o Francis trabajaría bien, pero sería difícil encontrar una de esta capacidad (gasto y carga).

Suponiendo en este caso que se requiere flexibilidad con un mínimo de 4 bombas, bajo estas condiciones

$$N_s = \frac{1,760 \sqrt{0.175}}{(156)^{3/4}} = 16.7$$

Este valor de velocidad específica indica una bomba centrífuga (flujo radial), sin embargo, ésta no es una velocidad específica que proporcione alta eficiencia. Así, pueden emplearse varias etapas para incrementar la velocidad específica. Con un gasto de $0.175 \text{ m}^3/\text{s}$, una velocidad específica de 50 da la mayor eficiencia (ver figura 3.7).

Esta vez, la ecuación 3.9 es resuelta para obtener la carga por etapa H :

$$50 = \frac{1,760 \sqrt{0.175}}{H^{3/4}}$$

de donde se obtiene $H = 36 \text{ m}$ por etapa. De esta forma:

$$\text{Número de etapas} = \frac{156}{36} = 4.3 \text{ (o 5 etapas)}$$

Por lo consiguiente, la mejor configuración de bombeo es tener 4 bombas de 5 etapas del tipo turbina. El siguiente paso es buscar en los catálogos de bombas una que opere a 1,760 rpm y produzca 36 m por etapa con un gasto de 0.175 m³/s con máxima eficiencia.

Se aprecia del ejemplo anterior que la velocidad específica puede hacerse variar en un amplio rango, dependiendo de condiciones arbitrarias tales como la velocidad del motor y criterio en el diseño del sistema. Sin embargo, el uso de la velocidad específica como herramienta de diseño permite una aproximación gruesa a una configuración de bombeo factible.

El diseño de estaciones de bombeo es en sí tema de otro manual, sin embargo, pueden consultarse las siguientes referencias: Sanks, 1989; y en particular el volumen titulado "Diseño de instalaciones mecánicas y selección de equipo mecánico" contenido dentro de los temas de este Manual.

3.2 POZOS.

El agua se puede obtener de fuentes superficiales o subterráneas. El agua superficial es tomada de lagos, ríos y corrientes; por otra parte, el agua subterránea es obtenida de acuíferos por medio de pozos, manantiales y galerías filtrantes. El uso de una u otra fuente depende de factores como: cantidad disponible, calidad, confiabilidad (si requiere o no almacenamiento, bombeo o ambos), ubicación, aspectos legales y políticos, y costos.

La importancia de recordar algunos conceptos relativos a pozos radica en que existen redes de distribución que incorporan pozos conectados directamente a la red o para abastecer un tanque de almacenamiento o regulación. El gasto obtenido de un pozo depende de varios factores, los cuales pueden ser relevantes en proyectos nuevos o de rehabilitación de redes de distribución. Por tal motivo deben realizarse los estudios y pruebas de pozos correspondientes para evitar problemas tales como: sobreexplotación de acuíferos, contaminación del agua extraída, intrusión salina (cerca de las costas), etc. En resumen, un pozo debe estar correctamente ubicado, construido y operado para cumplir con un servicio adecuado. La Norma Oficial Mexicana NOM-003-CNA señala los requisitos indispensables que se deben cumplir para la construcción de pozos y evitar la contaminación de acuíferos.

Dos aspectos básicos a tener en cuenta con relación a los pozos son:

- (1) Las pruebas de bombeo permiten determinar el gasto y los niveles óptimos de operación, y
- (2) La ubicación de varios pozos cercanos interviene en su rendimiento, es decir, la cantidad de agua que se puede extraer de ellos durante el intervalo de servicio.

3.2.1 Clasificación de los pozos.

Los pozos se pueden clasificar según su comportamiento hidráulico como: ordinarios (de capa libre), o artesianos (figura 3.8). En el pozo ordinario el agua se eleva hasta la altura del material saturado que lo rodea, y no se halla sometida a otra presión más que la atmosférica (acuífero libre). En el caso del pozo artesiano (hecho en un estrato impermeable o poco permeable), el agua se eleva hasta un nivel determinado debido a la presión existente en el acuífero (acuífero confinado). Si la presión es suficiente para provocar que el agua alcance la superficie del terreno, se le llama entonces pozo artesiano brotante.

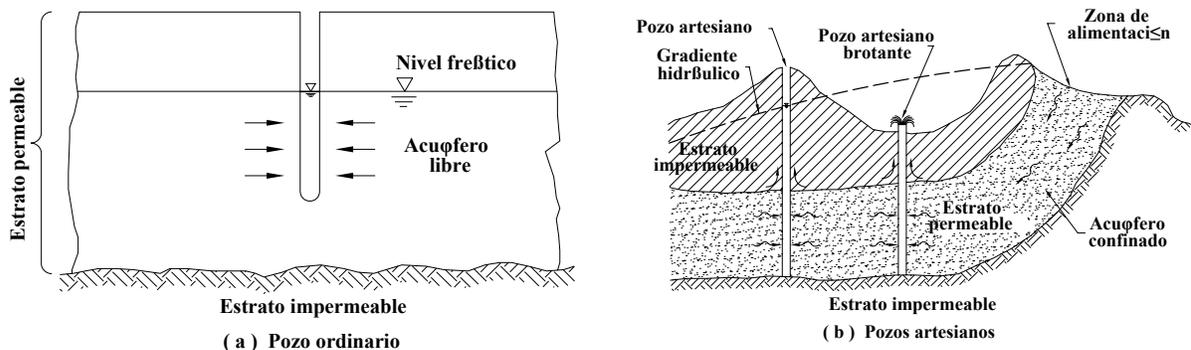


Figura 3.8 Tipos de pozos

De acuerdo a su profundidad los pozos se clasifican en poco profundos cuando tienen hasta 30 m de profundidad, y profundos con más de 30 m. También se pueden clasificar de acuerdo a su método de construcción como excavados, entubados o perforados (Para mayor información, consultar el tema "Perforación de pozos" de este mismo Manual).

3.2.2 Hidráulica de pozos.

El flujo del agua subterránea es un caso especial de flujo a través de un medio poroso, el cual es estudiado por la Geohidrología. Se puede evaluar conociendo la velocidad, presión, densidad, temperatura y viscosidad del agua infiltrada a través de una formación geológica. Estas características son generalmente las incógnitas del problema y pueden variar en cada punto de la formación y con el tiempo. Si las incógnitas dependen solamente de su posición, se trata entonces de régimen permanente; si además son función del tiempo, el régimen es no permanente o transitorio. El análisis en régimen transitorio es utilizado para predecir los rendimientos (producción) a largo plazo de los acuíferos.

Para analizar el comportamiento del flujo en un acuífero se supone que el flujo alrededor del pozo se comporta de acuerdo a la ley de Darcy:

$$V = KS$$

Donde

V Velocidad del flujo subterráneo (m/día)

K Coeficiente de permeabilidad o constante de proporcionalidad (m/día)

S Pendiente del nivel freático o gradiente hidráulico (adim)

El gradiente hidráulico se define como la pérdida de carga (m) entre la distancia recorrida por el flujo (m).

En un acuífero libre la extracción de agua del pozo provoca un abatimiento gradual alrededor del pozo de forma circular (teórica) llamado "cono de abatimiento" (figura 3.9), debido al flujo radial hacia el pozo.

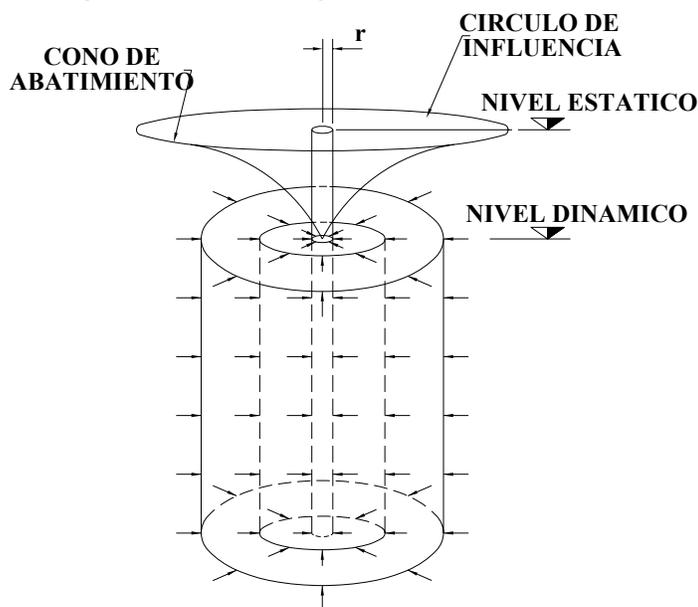


Figura 3.9 Flujo teórico en un cono de abatimiento

En régimen establecido, el gasto obtenido de un pozo ordinario (figura 3.10) está dado por

$$Q = \pi K \frac{(H^2 - h^2)}{\ln(R/r)}$$

Donde

- Q Gasto extraído del pozo (m^3/s)
- H Altura del nivel freático del agua antes del bombeo (m)
- h Altura del nivel del agua durante el bombeo (m)
- $H - h$ Pérdida de carga (m)
- R Radio de influencia (m)
- r Radio del pozo (m)

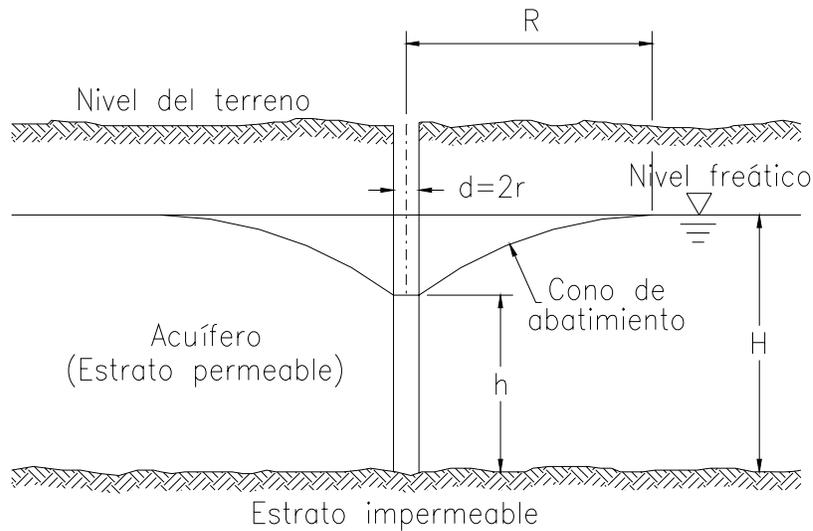


Figura 3.10 Cono de abatimiento en un pozo ordinario

En el caso de un pozo artesiano (figura 3.11), el gasto se expresa como

$$Q = 2\pi K b \frac{(H - h)}{\ln(R / r)}$$

Siendo b el espesor del acuífero confinado (m).

Aunque en este caso no se forma un cono de abatimiento, sí se forma un cono de abatimiento piezométrico, es decir, un gradiente de presiones similar al que se presenta en un pozo ordinario. Cabe aclarar que en ambos casos, el cono de abatimiento no es exactamente circular, debido a la heterogeneidad del material alrededor del pozo.

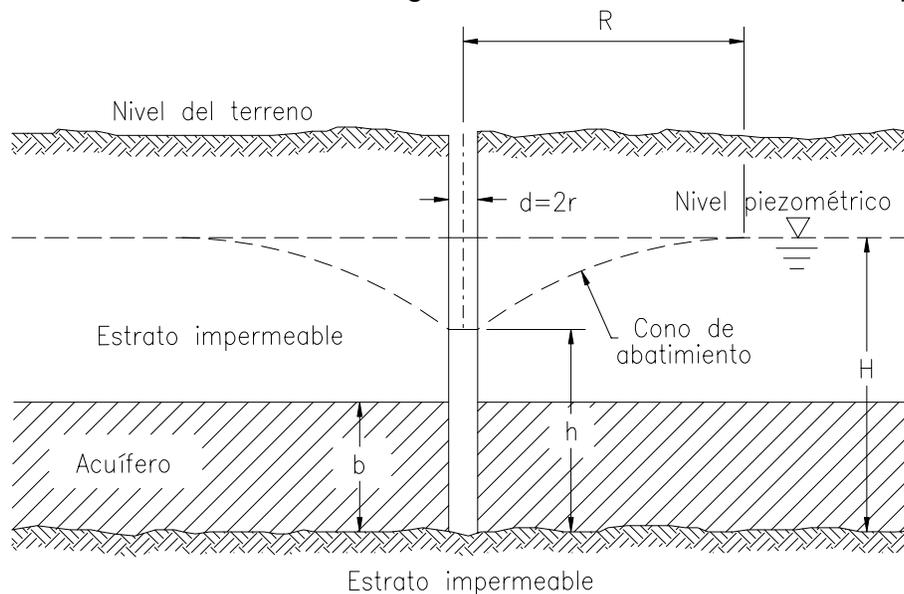


Figura 3.11 Cono de abatimiento piezométrico en un pozo artesiano

Cuando se tienen varios pozos cercanos, puede presentarse una interferencia entre ellos (entre sus conos de abatimiento), y por consiguiente de su producción. Por lo tanto, será necesario realizar pruebas de bombeo para determinar las condiciones apropiadas de operación de cada uno de ellos.

3.3 TANQUES DE REGULACIÓN.

En este subcapítulo se tratarán especialmente a los tanques de regulación, pues es la función más común de los tanques existentes en las redes de distribución actuales.

3.3.1 Tipos de tanques.

Los tanques se clasifican en:

a) *Tanques superficiales.* Se les llama así a aquellos depósitos que se construyen ya sea sobre la superficie de un terreno o en parte bajo el nivel del suelo compensando cortes y rellenos, pudiendo construirse aun bajo el nivel del suelo, para evitar el congelamiento del agua en sitios en los que se presentan bajas temperaturas (nevadas o heladas por varios días).

Conviene ubicarlos cerca de la población a servir en lomeríos con altura adecuada, procurando que la diferencia entre el nivel del agua en el tanque estando lleno y el punto más bajo por abastecer sea de 50 m.

Generalmente son de forma rectangular, aunque existen circulares. Las paredes del tanque se construyen usualmente de mampostería, concreto reforzado o concreto presforzado (elementos prefabricados) dependiendo del tamaño del tanque. Los tirantes del agua pueden ser desde 1 m hasta 3.5 m en mampostería y de 2 a 5.5 m para concreto reforzado con capacidades de hasta 10,000 m³, y de 5 a 9 m con capacidades desde 5,000 hasta 50,000 m³ en concreto presforzado.

Para proteger el agua de la contaminación, los tanques están techados teniendo solamente respiraderos protegidos por tela de alambre para evitar la entrada de roedores y otros animales, y registros para mantenimiento y limpieza del tanque. Así mismo se protegen del agua de lluvia y de los escurrimientos dándole pendiente al techo del tanque y estableciendo un mecanismo de drenaje exterior.

b) *Tanques elevados.* Se emplean cuando no es posible construir un tanque superficial, por no tener en la proximidad de la zona a servir un terreno con elevación adecuada. El término tanque elevado se refiere a la estructura que consiste en el depósito, la torre o estructura de apoyo y demás accesorios.

Las torres y los tanques más comunes se construyen de acero y de concreto reforzado. Su capacidad oscila entre 10 y 1,000 m³ y su altura entre 10 y 20 m.

Se ubican para mayor beneficio cerca del centro del área de consumo, pero en grandes zonas es aconsejable tener varios tanques distribuidos adecuadamente.

c) *Columnas reguladoras*. Una columna reguladora es un tanque cuya forma es cilíndrica vertical, ocupando poco espacio en planta y de gran altura en comparación con su diámetro. Se utilizan cuando los tanques superficiales no proporcionan la presión mínima necesaria para abastecer a las edificaciones.

Se construyen normalmente de acero o de concreto reforzado con capacidades de entre 200 y 16,000 m³.

3.3.2 Determinación de la capacidad del tanque regulador.

El tanque de regulación se diseña de forma tal que sea capaz de almacenar el agua que se acumula durante los intervalos en que el gasto de salida (conducido a la red) es menor que el de entrada (intervalos de menor demanda) y mantener además en él un volumen de reserva destinado a satisfacer los requerimientos cuando el gasto de salida es mayor que el de ingreso (horas de mayor demanda). De acuerdo con esto, resulta importante para la determinación de la demanda, conocer la ley de variación horaria que la rige y establecer, a partir de esta variación, la correspondiente variación del volumen dentro del tanque.

En algunas ocasiones, el gasto que ingresa a un tanque no es constante, como por ejemplo cuando es abastecido por bombeos cuya política de operación varía a lo largo del día. En este caso es preciso establecer claramente el valor del gasto de ingreso en forma horaria, inclusive es conveniente establecer la variación con base en registros del valor del caudal durante varios días, pues entre un día y otro pueden existir diferencias en la variación del suministro que conviene uniformizarlas para obtener valores medios representativos. También se puede presentar el caso de que el gasto de ingreso sea constante en una temporada pero varíe en ciertas épocas del año, como sucede, por ejemplo, en algunos casos en los que el tanque es abastecido por manantiales. Para este caso es importante no ignorar estas variaciones y diseñar el tanque para la condición más desfavorable que se presente para el gasto mínimo de suministro.

Existen dos métodos para calcular el volumen de un tanque regulador, y en ambos se puede optar por hacer el cálculo ya sea directamente con los volúmenes que tendrá el tanque o con porcentajes del volumen demandado (por hora o por día). El primero de ellos es el método analítico y el segundo es el método gráfico.

El análisis se realiza usualmente a intervalos de una hora con las condiciones críticas tanto de demanda como de abastecimiento al tanque.

3.3.2.1 Método analítico.

Este método consiste en determinar la variación del volumen del tanque dado el gasto de ingreso y la ley de variación horaria de la demanda expresada como un porcentaje del gasto medio demandado por la población (ver 4.2.1 inciso c).

Para llevarlo a cabo se elabora una tabla de cálculo tal como las que se muestran en el ejemplo 3.6. En dicha tabla se anota en la primera columna el intervalo de tiempo (una hora: 0 - 1, 1 - 2, ...). En la segunda columna se anota el gasto de entrada al tanque (en

algunos casos puede optarse por no incluirla y calcular directamente la tercera columna). En la tercera columna se calcula el volumen de agua que se acumula durante el intervalo con el gasto indicado en la segunda columna (si el gasto de entrada es constante a lo largo del día puede optarse por solo calcular esta columna). Al elaborar la segunda columna, en caso de tener varias fuentes deberán considerarse las horas en que operan y sumar los gastos según sea necesario.

Una vez que se calcularon los volúmenes disponibles en el tanque para satisfacer la demanda, se calculan los volúmenes demandados por la población. Dado que se han hecho los estudios respectivos (período de diseño, población de proyecto, dotación, gasto medio diario, etc.), se conoce el gasto medio diario y el tipo de población. Con base en el tipo de población se propone una ley de variación horaria de la demanda (tablas 4.5 a 4.7), o si se cuenta con registros de consumos de la población puede determinarse la ley de variación horaria local. La ley de variación horaria establecida se anota en la cuarta columna de la tabla de cálculo. A continuación, en la quinta columna se anota el producto del gasto medio diario por el coeficiente de variación horaria, el cual representa el gasto horario de demanda de la población. Una vez conocido dicho gasto, se calcula el volumen demandado de agua por hora, el cual se anota en la sexta columna de la tabla.

Una vez determinados los volúmenes disponibles en el tanque y los demandados por la población a cada hora, puede hacerse un balance entre ambos para determinar la capacidad del tanque regulador. Una manera de hacerlo, consiste en restar el volumen de salida del tanque (V_s) al volumen de entrada al mismo (V_e), es decir, calcular el valor de $V_e - V_s$, el cual, a menudo es llamado diferencia. Tal valor se anota en la séptima columna. Se aprecia que algunos valores tienen signo negativo, lo cual se debe a que existen déficits, es decir, faltantes para cubrir la demanda. Finalmente, se anota en la octava columna una suma acumulada de las diferencias, incluyendo su signo.

Para determinar la capacidad del tanque se sumará el valor absoluto del máximo déficit encontrado en la octava columna y el máximo superávit, lo cual representara el volumen útil que deberá tener el tanque para regular la demanda.

Para comprobar dicho volumen puede adicionarse a la tabla de cálculo una novena columna donde se supone un volumen inicial igual al máximo déficit presentado en la octava columna y se realiza la suma acumulada de las diferencias al igual que en la octava columna. De hecho puede apreciarse que la octava columna representa iniciar con el tanque vacío, y la novena columna tiene en cuenta el máximo déficit que pudiera presentarse por lo que no se tiene ningún valor negativo en dicha columna (no se presentan déficits). Pueden hacerse varios ensayos con volúmenes iniciales menores o mayores al máximo déficit presentado en la octava columna y observar el comportamiento del tanque para diferentes volúmenes iniciales.

Una variante del método consiste en definir los porcentajes de los volúmenes disponibles (de acuerdo a las políticas de operación) y de demanda (de acuerdo a la ley de variación horaria) a cada hora y realizar el balance con base en dichos porcentajes.

La ventaja de utilizar porcentajes radica en el hecho de que se puede observar el comportamiento del tanque sin conocer los volúmenes de ingreso o de salida del tanque (ver ejemplo 3.6, tabla 3.2).

En general, se observa que en caso de abastecer a la población por intervalos de operación de bombas, pozos, etc., el máximo déficit se presentará al finalizar el período más largo de inactividad en el suministro o al terminar el intervalo de mayor consumo, y el máximo superávit (volumen máximo acumulado en el tanque) se presentará al finalizar el período de suministro de mayor duración o volumen (dependiendo de la fuente) o al acabar el intervalo de menor demanda. Lo anterior puede observarse en el ejemplo 3.6 donde se ha supuesto un período de operación del suministro y posteriormente se considera que el suministro es continuo.

A fin de diseñar un tanque de regulación más económico pueden ensayarse varias opciones de abastecimiento al tanque, como pueden ser: abastecer de mayores volúmenes al tanque durante las horas pico (lo cual puede hacerse si se cuenta con varias bombas), o abastecer al tanque durante los períodos de mayor demanda (evitando el abastecimiento al tanque en los períodos de menor demanda pues se debe almacenar mayor cantidad de agua).

En algunos casos, puede representar una buena opción optimar lo más posible las políticas de operación de bombas de suministro al tanque, buscando que las diferencias anotadas en la séptima columna sean mínimas, es decir, idealmente se buscaría que dichas diferencias fueran "cero", pero por políticas de operación conviene uniformizarlas por períodos de 4, 6, 8, o 12 horas para que sean mínimas.

En caso de que no puedan implantarse políticas óptimas de operación, puede buscarse un abastecimiento continuo al tanque procurando que el gasto medio diario de abastecimiento sea igual al gasto medio diario de consumo de la población. En el ejemplo 3.6 puede apreciarse la disminución del volumen del tanque al cambiar de una operación de la fuente en un intervalo determinado de tiempo a un abastecimiento continuo.

3.3.2.2 Método gráfico.

Este método es muy semejante al anterior, pero en lugar de utilizar una tabla de cálculo se trazan los volúmenes acumulados con respecto al tiempo en una gráfica. Esta gráfica se conoce como "curva masa" o diagrama de Rippl (figura 3.12). En lugar de los volúmenes también pueden utilizarse los porcentajes.

Entre las características de esta curva se encuentran:

a) La diferencia entre dos ordenadas mide el volumen en ese intervalo del tiempo:

$$V_2 - V_1 = \text{Volumen entre } t_1 - t_2$$

b) La pendiente de la tangente en un punto de la curva mide el gasto en ese punto:

$$Q = \frac{dV}{dt} = \frac{V_2 - V_1}{t_2 - t_1}$$

c) La línea que une dos puntos de la curva tiene una pendiente que representa el gasto medio entre esos dos puntos, o intervalo.

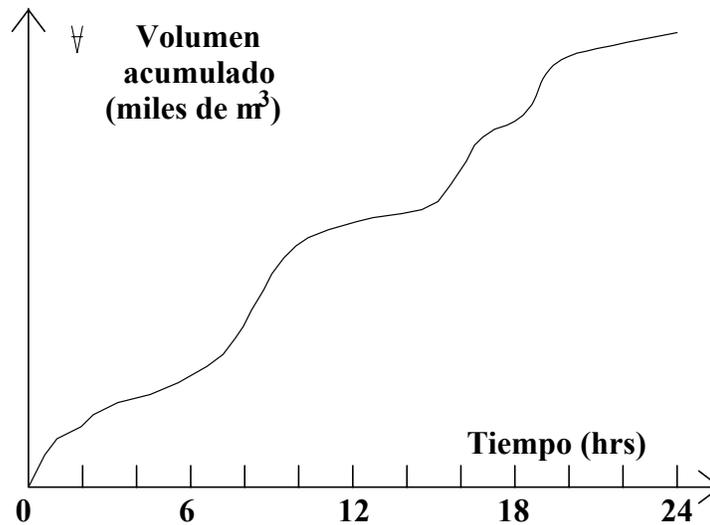


Figura 3.12 Curva masa

Cuando se tienen varias curvas masa debido a que el tanque cuenta con varias entradas o salidas, se suman para obtener las curvas resultantes representativa, tanto de entrada como de salida.

El volumen del tanque se obtiene gráficamente al combinar las curvas masas de ingreso y de salida trazándolas en un mismo sistema de ejes coordenados (tiempo-volumen). Si la curva masa de entrada está por arriba de la salida representa un excedente; en caso contrario, equivale a un faltante.

Como todos los métodos gráficos, éste es susceptible de error en la apreciación de las lecturas; además, requiere cierta destreza para trazar las curvas. Finalmente, puede resultar difícil ajustar gráficamente las curvas para lograr un balance entre los ingresos y las demandas. Por lo anterior puede ser más conveniente usar el método analítico para diseñar un tanque de regulación, por lo que a continuación se presenta un ejemplo en el cual se emplea el método analítico.

Ejemplo 3.6

Diseñar el tanque de regulación de una población cuyo gasto medio diario de demanda es de $0.125 \text{ m}^3/\text{s}$. Para abastecer a dicha población se dispone de una serie de pozos, cuyo período de operación se estima de 8 horas, iniciando a las 10:00 y terminando a las 18:00 horas.

Solución

El primer paso es seleccionar o determinar una ley de variación horaria (ver tablas 4.5 a 4.7). En este caso se considero la anotada en la cuarta columna de la tabla 3.1, la cual se determino de una población conocida (Cesar, 1990).

Tabla 3.1 Aplicación del método analítico con volúmenes (bombeo de 8 h)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
					Volumen inicial =	0	4149.0	
Tiempo (h)	Q _e (m ³ /s)	V _e (m ³)	C.V.H.	Q _s (m ³ /s)	V _s (m ³)	V _e -V _s (m ³)	V. acum. (m ³)	V. acum. (m ³)
0 - 1	0	0	0.53	0.066	238.5	-238.5	-238.5	3,910.5
1 - 2	0	0	0.49	0.061	220.5	-220.5	-459.0	3,690.0
2 - 3	0	0	0.44	0.055	198.0	-198.0	-657.0	3,492.0
3 - 4	0	0	0.44	0.055	198.0	-198.0	-855.0	3,294.0
4 - 5	0	0	0.45	0.056	202.5	-202.5	-1,057.5	3,091.5
5 - 6	0	0	0.56	0.070	252.0	-252.0	-1,309.5	2,839.5
6 - 7	0	0	1.26	0.158	567.0	-567.0	-1,876.5	2,272.5
7 - 8	0	0	1.90	0.238	855.0	-855.0	-2,731.5	1,417.5
8 - 9	0	0	1.71	0.214	769.5	-769.5	-3,501.0	648.0
9 - 10	0	0	1.44	0.180	648.0	-648.0	-4,149.0	0.0
10 - 11	0.375	1,350	1.43	0.179	643.5	706.5	-3,442.5	706.5
11 - 12	0.375	1,350	1.27	0.159	571.5	778.5	-2,664.0	1,485.0
12 - 13	0.375	1,350	1.21	0.151	544.5	805.5	-1,858.5	2,290.5
13 - 14	0.375	1,350	1.09	0.136	490.5	859.5	-999.0	3,150.0
14 - 15	0.375	1,350	1.05	0.131	472.5	877.5	-121.5	4,027.5
15 - 16	0.375	1,350	1.10	0.138	495.0	855.0	733.5	4,882.5
16 - 17	0.375	1,350	1.20	0.150	540.0	810.0	1,543.5	5,692.5
17 - 18	0.375	1,350	1.29	0.161	580.5	769.5	2,313.0	6,462.0
18 - 19	0	0	1.46	0.183	657.0	-657.0	1,656.0	5,805.0
19 - 20	0	0	1.15	0.144	517.5	-517.5	1,138.5	5,287.5
20 - 21	0	0	0.75	0.094	337.5	-337.5	801.0	4,950.0
21 - 22	0	0	0.65	0.081	292.5	-292.5	508.5	4,657.5
22 - 23	0	0	0.60	0.075	270.0	-270.0	238.5	4,387.5
23 - 24	0	0	0.53	0.066	238.5	-238.5	0.0	4,149.0
Sumas =		10,800	24.00		10,800	0		

Para aplicar el método analítico se requiere conocer los volúmenes de abastecimiento (V_e) y de demanda (V_s) del tanque en cada hora.

El volumen de demanda de la población es, por hora:

$$V_s = 0.125 \text{ m}^3/\text{s} \times 3,600 \text{ s} = 450 \text{ m}^3$$

Y por día:

$$V_s = 0.125 \text{ m}^3 / \text{s} \times 86,400 \text{ s} = 10,800 \text{ m}^3$$

El volumen de entrada al tanque, para satisfacer la demanda totalmente, debe ser igual al de demanda ($V_e = V_s$). De esta forma, puede determinarse el gasto total de abastecimiento de los pozos durante el intervalo señalado de 8 h:

$$Q_e = \frac{V_e}{\text{intervalo}(s)} = \frac{10,800 \text{ m}^3}{8 \text{ h} \times 3,600 \text{ s}} = 0.375 \text{ m}^3 / \text{s}$$

En volumen, los pozos suministrarán al tanque cada hora:

$$V_e = 0.375 \text{ m}^3 / \text{s} \times 3,600 \text{ s} = 1,350 \text{ m}^3$$

Al aplicar el método analítico con los datos señalados anteriormente, se obtuvieron las tablas 3.1 y 3.2, donde se realiza el cálculo con volúmenes y con porcentajes respectivamente. Al final de las tablas se han realizado algunas sumas que permiten verificar la validez de las mismas.

Tabla 3.2 Aplicación del método analítico con porcentajes (bombeo de 8 h)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
					% Volumen inicial		0	922.0
					=			
Tiempo (h)	Q _e (m ³ /s)	% V _e	C.V.H.	Q _s (m ³ /s)	% V _s	%V _e - %V _s	% acum.	% acum.
0 - 1	0	0	0.53	0.066	53.0	-53.0	-53.0	869.0
1 - 2	0	0	0.49	0.061	49.0	-49.0	-102.0	820.0
2 - 3	0	0	0.44	0.055	44.0	-44.0	-146.0	776.0
3 - 4	0	0	0.44	0.055	44.0	-44.0	-190.0	732.0
4 - 5	0	0	0.45	0.056	45.0	-45.0	-235.0	687.0
5 - 6	0	0	0.56	0.070	56.0	-56.0	-291.0	631.0
6 - 7	0	0	1.26	0.158	126.0	-126.0	-417.0	505.0
7 - 8	0	0	1.90	0.238	190.0	-190.0	-607.0	315.0
8 - 9	0	0	1.71	0.214	171.0	-171.0	-778.0	144.0
9 - 10	0	0	1.44	0.180	144.0	-144.0	-922.0	0.0
10 - 11	0.375	300	1.43	0.179	143.0	157.0	-765.0	157.0
11 - 12	0.375	300	1.27	0.159	127.0	173.0	-592.0	330.0
12 - 13	0.375	300	1.21	0.151	121.0	179.0	-413.0	509.0
13 - 14	0.375	300	1.09	0.136	109.0	191.0	-222.0	700.0
14 - 15	0.375	300	1.05	0.131	105.0	195.0	-27.0	895.0
15 - 16	0.375	300	1.10	0.138	110.0	190.0	163.0	1085.0
16 - 17	0.375	300	1.20	0.150	120.0	180.0	343.0	1265.0
17 - 18	0.375	300	1.29	0.161	129.0	171.0	514.0	1436.0
18 - 19	0	0	1.46	0.183	146.0	-146.0	368.0	1290.0
19 - 20	0	0	1.15	0.144	115.0	-115.0	253.0	1175.0
20 - 21	0	0	0.75	0.094	75.0	-75.0	178.0	1100.0
21 - 22	0	0	0.65	0.081	65.0	-65.0	113.0	1035.0
22 - 23	0	0	0.60	0.075	60.0	-60.0	53.0	975.0
23 - 24	0	0	0.53	0.066	53.0	-53.0	0.0	922.0
Sumas =		2,400	24.00		2,400	0		

Se observa a partir de la tabla 3.1, en la octava columna que, el mayor déficit es de 4,149 m³ y se presenta antes de iniciar el abastecimiento al tanque; además, el máximo superávit es de 2,313 m³ (al finalizar el abastecimiento proveniente de los pozos). Por lo tanto el volumen de regulación del tanque debe ser de

$$|Maximo\ deficit| + Maximo\ superavit = |-4,149| + 2,313 = 6,462\ m^3$$

Sin embargo, si se supone un tanque con dicha capacidad y se inicia durante el ciclo de operación analizado con tanque vacío, se presentara un déficit de 4,149 m³ (columna 8, tabla 3.1) y no se podrá satisfacer la demanda, no siendo esto un mal diseño del tanque, sino un desajuste de operación. Para llevar a cabo una operación correcta, deberá iniciarse el ciclo de operación con el máximo déficit de la columna 8, lo cual se ha calculado en la columna 9 (tabla 3.1).

Se aprecia en la columna 9 que el volumen del tanque oscila totalmente entre "cero" (antes de iniciar el abastecimiento al tanque) y el valor de diseño de 6,462 m³ (al finalizar la operación de los pozos). De esta forma, el volumen útil del tanque para satisfacer totalmente la demanda debe ser al menos de 6,462 m³.

En la tabla 3.2 se ha aplicado el método analítico con porcentajes del volumen demandado por hora. En dicha tabla se han anotado los gastos de la tabla 3.1 con el fin de que el lector pueda observar la equivalencia entre las tablas 3.1 y 3.2, sin embargo, las columnas correspondientes a los gastos (columnas 2 y 5) se pueden omitir y anotar solo las de los porcentajes. Se puede apreciar que los porcentajes del volumen de demanda se pueden obtener directamente de la ley de variación horaria, con lo cual se puede omitir también la columna 4.

La ventaja de usar porcentajes radica en que se pueden utilizar para la misma ley de variación horaria de demanda distintas propuestas de abastecimiento al tanque (8 h de bombeo, 12 h, etc.), cuyos porcentajes siempre deben sumar 2,400 (100% del gasto demandado por 24 h).

Lo anterior permite determinar los porcentajes correspondientes al máximo déficit y al máximo superávit (columna 8) para cada propuesta de abastecimiento al tanque. Una vez conocidos tales porcentajes, se suma el valor absoluto del máximo déficit y el valor del máximo superávit para conocer la capacidad del tanque en porcentaje del gasto medio diario de demanda.

A partir de la tabla 3.2 se tiene:

$$| \%Max.\ def. | + \%Max.\ sup. = |-922\%| + 514\% = 1,436\% = 14.36$$

El valor anterior se puede asociar a una propuesta de abastecimiento al tanque, además se pueden elaborar varias propuestas mas y compararlas para determinar la que proporcione el menor valor. Ésta será la correspondiente al volumen de tanque más pequeño. Para determinar la más económica deberá conjuntarse la propuesta del volumen del tanque con el análisis de la línea de conducción que lo abastecerá.

Conociendo el gasto medio diario ($0.125 \text{ m}^3/\text{s}$), se puede determinar el volumen útil del tanque como:

$$V_{\text{tanque}} = 14.36 \times 0.125 \text{ m}^3/\text{s} \times 3,600 \text{ s} = 6,462 \text{ m}^3$$

Como última parte del ejemplo, se anexa la tabla 3.3 donde se ha aplicado el método analítico con volúmenes para determinar la capacidad del tanque regulador cuando la política de operación de la fuente consiste en mantener durante las 24 horas un gasto igual al gasto medio diario de demanda. Se deja como ejercicio al lector el realizar el cálculo con porcentajes.

Tabla 3.3 Aplicación del método analítico con volúmenes (Bombeo de 24 h)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
					Volumen inicial =		0	661.5
Tiempo (h)	Q_e (m^3/s)	V_e (m^3)	C.V.H.	Q_s (m^3/s)	V_s (m^3)	$V_e - V_s$ (m^3)	V. acum. (m^3)	V. acum. (m^3)
0 - 1	0.125	450	0.53	0.066	238.5	211.5	211.5	873.0
1 - 2	0.125	450	0.49	0.061	220.5	229.5	441.0	1102.5
2 - 3	0.125	450	0.44	0.055	198.0	252.0	693.0	1354.5
3 - 4	0.125	450	0.44	0.055	198.0	252.0	945.0	1606.5
4 - 5	0.125	450	0.45	0.056	202.5	247.0	1192.5	1854.0
5 - 6	0.125	450	0.56	0.070	252.0	198.0	1390.5	2052.0
6 - 7	0.125	450	1.26	0.158	567.0	-117.0	1273.5	1935.0
7 - 8	0.125	450	1.90	0.238	855.0	-405.0	868.5	1530.0
8 - 9	0.125	450	1.71	0.214	769.5	-319.5	549.0	1210.5
9 - 10	0.125	450	1.44	0.180	648.0	-198.0	351.0	1012.5
10 - 11	0.125	450	1.43	0.179	643.5	-193.5	157.5	819.0
11 - 12	0.125	450	1.27	0.159	571.5	-121.5	36.0	697.5
12 - 13	0.125	450	1.21	0.151	544.5	-94.5	-58.5	603.0
13 - 14	0.125	450	1.09	0.136	490.5	-40.5	-99.0	562.5
14 - 15	0.125	450	1.05	0.131	472.5	-22.5	-121.5	540.0
15 - 16	0.125	450	1.10	0.138	495.0	-45.0	-166.5	495.0
16 - 17	0.125	450	1.20	0.150	540.0	-90.0	-256.5	405.0
17 - 18	0.125	450	1.29	0.161	580.5	-130.5	-387.0	274.5
18 - 19	0.125	450	1.46	0.183	657.0	-207.0	-594.0	67.5
19 - 20	0.125	450	1.15	0.144	517.5	-67.5	-661.5	0.0
20 - 21	0.125	450	0.75	0.094	337.5	112.5	-549.0	112.5
21 - 22	0.125	450	0.65	0.081	292.5	157.5	-391.5	270.0
22 - 23	0.125	450	0.60	0.075	270.0	180.0	-211.5	450.0
23 - 24	0.125	450	0.53	0.066	238.5	211.5	0.0	661.5
Sumas =		10,800	24.00		10,800	0		

A partir de la tabla 3.3 se obtienen el máximo déficit y el máximo superávit, y así el volumen útil del tanque:

$$|\text{Maximo deficit}| + \text{Maximo superavit} = |-661.5| + 1,390.5 = 2,052 \text{ m}^3$$

Se aprecia la disminución del volumen del tanque en comparación a la política de operación de solo 8 h. Además, en este caso, el volumen inicial del tanque debe ser de 661.5 m³ al inicio del ciclo de operación. Se observa que el máximo déficit se presenta al finalizar las horas de mayor demanda (20:00 horas), y el máximo superávit al terminar las horas de menor demanda (6:00 horas).

Para finalizar, se puede determinar el volumen total del tanque regulador, puesto que solo se ha obtenido su volumen útil. Para ello se puede elegir a partir de tanques tipo el que más se aproxime al de diseño, o proponer una geometría del tanque y determinar alguna de sus dimensiones.

En función de cierta geometría propuesta para el tanque, la altura total se obtiene como

$$H = y + \Delta y$$

Donde

- H altura total del tanque (m),
- y tirante de agua dentro del tanque (m), y
- Δy sobreelevación adicional como medida de seguridad (m).

El tirante de agua se obtiene de la relación:

$$y = \frac{Vol}{A}$$

Donde

- y tirante (m),
- $Vol/volumen$ total requerido (m³), y
- A Área de la sección propuesta en planta para el tanque (m²).

La sobreelevación Δy se obtiene como

$$\Delta y = 0.25y$$

Si se propone que el tanque tenga una sección rectangular en su base de 25 × 25 m, resulta:

$$y = \frac{2,052}{25 \times 25} = 3.28 \text{ m}$$

y

$$\Delta y = 0.25 \times 3.28 = 0.82 \text{ m}$$

Por lo cual

$$H = 3.28 + 0.82 = 4.1 \text{ m}$$

4. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.

Las tuberías permiten transportar un fluido de un lugar a otro. Al punto o sección transversal de la tubería donde se extrae el fluido o donde se conecta con otra, se le llama nudo.

En los estudios de redes de tuberías, se considera que una tubería es un conducto cerrado de cierta longitud. Cada una de las secciones transversales de sus extremos está asociada a un nudo.

Una red de tuberías es un conjunto de tuberías interconectadas al menos en uno de sus extremos. Las redes de tuberías pueden ser de varios tipos como se mencionó en el capítulo 2.

Para evaluar el funcionamiento hidráulico de una red de tuberías en la que se conocen los diámetros, longitudes y coeficientes 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.

Cuando en la operación de la red es a presión y los gastos que circulan en sus tuberías no cambian con el tiempo, se tiene el caso de flujo permanente. Se le acostumbra llamar red estática.

En una red de tuberías con flujo permanente donde se conoce al menos la carga de presión uno de sus nudos (generalmente es el nivel de la superficie libre del agua de un tanque de almacenamiento) y los gastos que entran o salen de la red (pueden ser 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.

Por otra parte, cuando en una red que funciona a presión, salen gastos variables en el tiempo (por ejemplo, para proporcionar más caudal a usuarios que lo solicitan en cierto momento del día), los gastos que existen en las tuberías cambian con el tiempo. Estas condiciones corresponden a una red con flujo no permanente o una red dinámica.

4.1 RED DE TUBERÍAS EN RÉGIMEN PERMANENTE (ANÁLISIS ESTÁTICO).

Para encontrar las cargas y los gastos en una red se emplean los principios de conservación de la energía y de masa (continuidad).

4.1.1 Caso de una tubería.

En la figura 4.1 se muestra una tubería de longitud L funcionando a presión. Al aplicar la ecuación de la conservación de la energía entre dos secciones cualesquiera s e i , se tiene

$$z_s + \frac{p_s}{\gamma} + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = z_i + \frac{p_i}{\gamma} + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (4.1)$$

Donde z , p y v representan la elevación respecto a un plano horizontal de referencia, la presión y la velocidad media respectivamente en el punto en el centro de la sección, α es el coeficiente de Coriolis (tiene un valor cercano a 1). Además γ y g son el peso específico del agua y la aceleración de la gravedad, y h_f es la pérdida de carga debido al rozamiento en las paredes del conducto. Los subíndices s e i indican de que sección de trata.

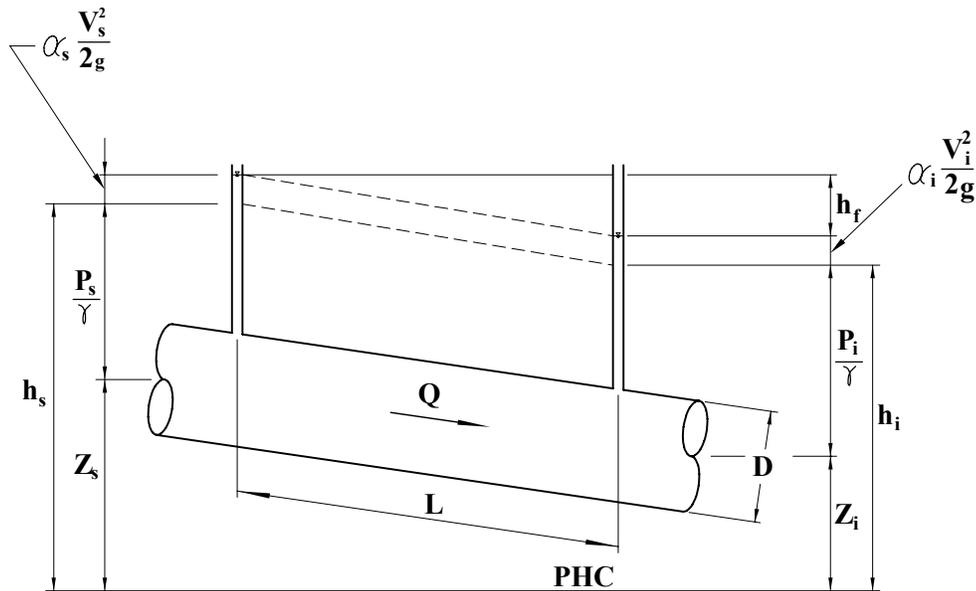


Figura 4.1 Cargas en los extremos del tubo.

Haciendo

$$h_s = z_s + \frac{p_s}{\gamma} \quad (4.2)$$

$$h_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma} \quad (4.3)$$

La ecuación 4.1 queda

$$h_s + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (4.4)$$

Para una tubería con área de sección transversal constante ($A_s = A_i$). Así al aplicar el principio de continuidad $A_s v_s = A_i v_i$, resulta que $v_s = v_i = v$. Si se acepta que $\alpha_s = \alpha_i = 1$, la ecuación anterior queda así

$$h_f = h_s - h_i \quad (4.5)$$

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

La pérdida de carga que se origina durante el movimiento de un fluido a través de una tubería, depende de la velocidad del flujo v , el diámetro d , la longitud L y la rugosidad de la tubería, así como de la densidad ρ y viscosidad μ del fluido. Para estimarla se han propuesto varias fórmulas que pueden ser escritas como

$$h_f = C/Q/Q \quad (4.6)$$

donde C depende de los parámetros antes citados, y Q es el gasto que fluye por la tubería (Rouse, 1946). Las líneas verticales indican valor absoluto.

De acuerdo con lo anterior, para una tubería se tiene al tomar en cuenta a la ecuación 4.6 en la 4.5 que

$$h_s - h_i = C/Q/Q \quad (4.7)$$

$$Q = \begin{cases} k(h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -k(h_i - h_s)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad (4.8)$$

En la ecuación anterior se considera

$$k = \left(\frac{1}{C}\right)^{1/2} \quad (4.9)$$

Fórmula de Darcy-Weisbach

Una de las fórmulas más empleadas para obtener la pérdida de carga es la de Darcy-Weisbach. 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:

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (4.10)$$

Donde f es el coeficiente de rugosidad (adimensional), L la longitud de la tubería, d es el diámetro de la tubería, v la velocidad del flujo en la tubería y g es la aceleración de la gravedad.

El coeficiente de rugosidad 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 ($R = (Vd)/\nu$).

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. En caso de no contar con ellas se puede usar el diagrama de Moody (figura 4.2).

Si el número de Reynolds del fluido en la tubería es menor a 2100, el flujo es laminar y se establece que

$$f = \frac{64}{R} \quad (4.11)$$

En general, el flujo en las redes de tuberías de agua potable es turbulento, por lo que para determinar f se emplea la ecuación de Colebrook y White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.0 \log \left(\frac{\varepsilon/d}{3.7} + \frac{2.51}{R\sqrt{f}} \right) \quad (4.12)$$

La gráfica de esta ecuación permitió establecer el llamado diagrama o ábaco de Moody (figura 4.2) que facilita la determinación de f .

Una fórmula explícita para estimar f con un error menor al 1% es la de Swamee y Jain:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon/d}{3.7} + \frac{5.74}{R^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (4.13)$$

con la cual, el cálculo del coeficiente f es más sencillo.

De esta manera, el coeficiente que aparece en la ecuación 4.6 queda

$$C = 0.0826 \frac{fL}{d^5} \quad (4.14)$$

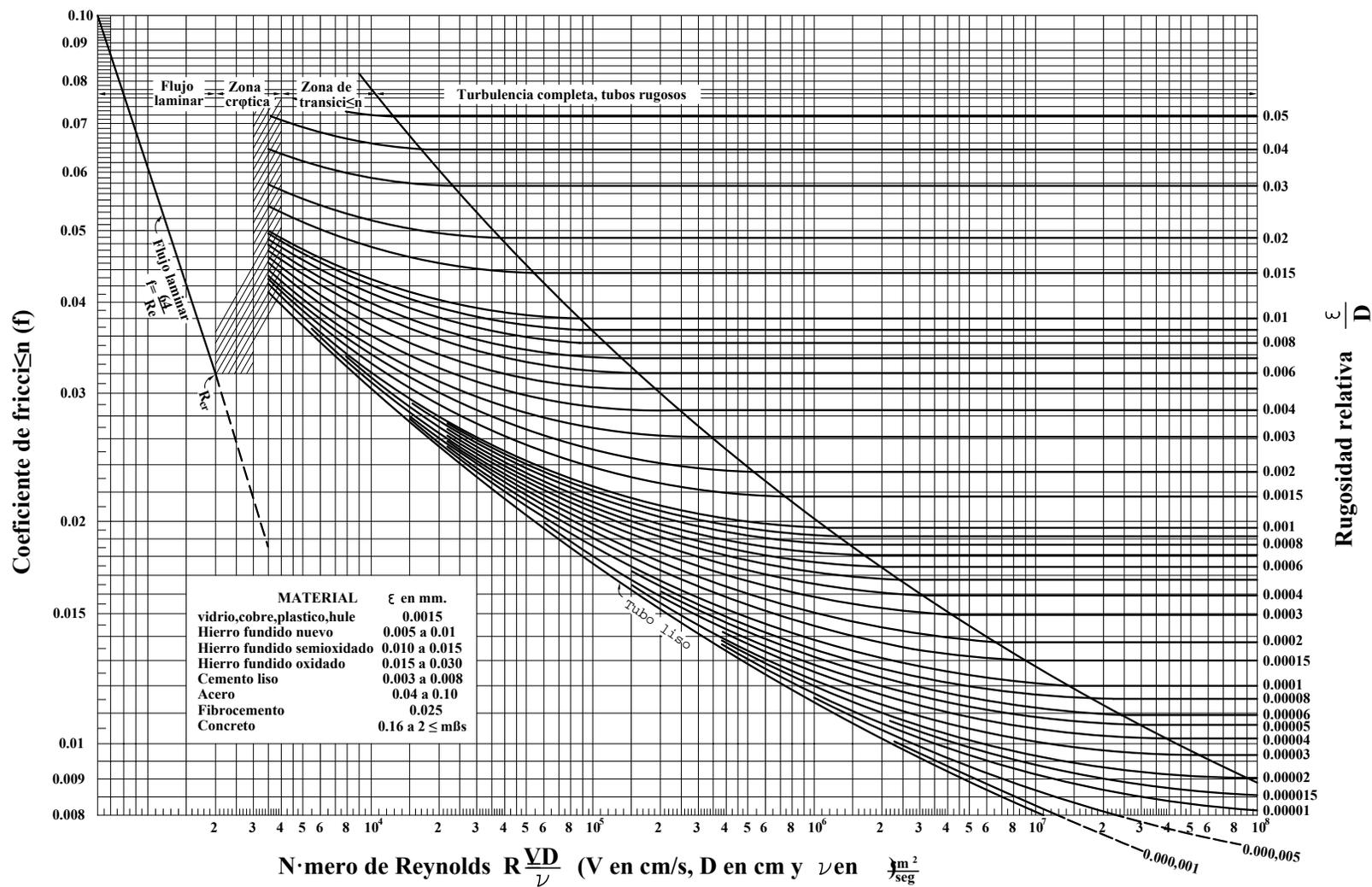


Figura 4.2 Diagrama de Moody

4.1.2 Conjunto de tuberías.

El principio de continuidad establece que en un nudo, la suma de los gastos que entran a él es igual a la suma de los gastos que salen del mismo. Al aplicar este principio en cada nudo de la red se establece una ecuación lineal en términos de los gastos.

Considérese la red de la figura 4.3 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.

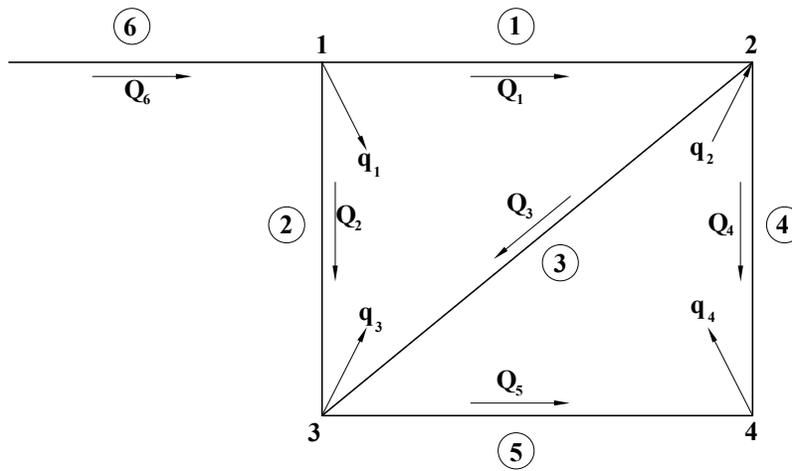


Figura 4.3 Red cerrada de tubos

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

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

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

$$\boxed{\sum Q_j = q_n} \quad (4.15)$$

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

Al sustituir los gastos en términos de las cargas de presión de acuerdo con la ecuación 4.8 se plantea 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 la ecuación 4.9 se obtiene

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

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 escribir las ecuaciones del sistema anterior de un modo general, como

$$\boxed{\sum F_j(h) = q_n} \quad (4.16)$$

donde la suma se efectúa para todos los tubos j conectados al nudo n y $F(h)$ es una función no lineal de las cargas de los extremos de estos tubos.

La solución de la red consiste en calcular las cargas h que satisfacen simultáneamente el sistema de ecuaciones 4.16, ya que obtenidas las cargas, es posible con la ecuación 4.8 calcular los gastos que fluyen en las tuberías.

4.1.3 Métodos de solución.

Para resolver sistemas de ecuaciones no lineales 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 resolver.

a) Método de Cross.

Para aquellos casos en que no se disponga de una computadora o la red tenga menos de 20 nudos, se puede usar el método de Cross. Este procedimiento separa el problema planteado con la ecuación 4.16 en varios, cada uno asociado a un circuito de la red. En este último, se debe cumplir que la suma de las diferencias de cargas de las tuberías del circuito sea igual a cero. Para encontrar los gastos que cumplen con este requisito, se sigue un proceso de aproximaciones sucesivas.

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

El gasto correctivo se obtiene por medio de la expresión siguiente

$$\Delta Q = \frac{\sum C|Q|Q}{2\sum C|Q|} \quad (4.17)$$

Donde C está definido por medio de la ecuación 4.14.

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

El método consiste en los pasos siguientes:

- 1) Se obtienen los coeficientes C asociados a la fricción para cada tubería de la red empleando la ecuación 4.14.
- 2) Se suponen los gastos en las tuberías de modo que cumplan con la ecuación de continuidad de cada nudo (ecuación 4.15).
- 3) Para cada circuito de la red:
 - i) Se obtiene la cantidad $C|Q|^3$ para cada tubería.
 - ii) De acuerdo con la ecuación 4.6, la pérdida de carga en cada tubería se calcula como $C|Q|^4$.
 - iii) Se determina la suma de $C|Q|^5$ de todas las tuberías del circuito, es decir $\sum C|Q|^6$.
 - iv) Se encuentra la suma algebraica de las pérdidas de carga en las tuberías del circuito, $\sum C|Q|^7$.
 - v) Se calcula el gasto correctivo para el circuito con la ecuación 4.17.
 - vi) Se suma algebraicamente a los gastos de las tuberías del circuito el gasto correctivo.
- 4) Se aplica el paso 3 a todos los circuitos de la red.
- 5) El proceso anterior se repite hasta que las sumas algebraicas de las pérdidas de carga de todos los circuitos tengan un valor cercano a cero.

b) Procedimiento basado en el Método de Newton-Raphson.

Ecuación de flujo en una tubería.

Con base en el desarrollo de la serie de Taylor de la función del gasto $f(Q)$ (hasta la primera derivada) se obtiene la aproximación a la ecuación 4.8 para la iteración k (Fuentes y Sánchez, 1990) escrita a continuación.

$$Q^{k+1} = \alpha^k (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \frac{1}{2} Q^k \quad (4.18)$$

Siendo

$$\alpha^k = \frac{I}{2C|Q^k|} \quad (4.19)$$

La expresión 4.18 es la ecuación fundamental del método, y es una aproximación lineal de la ecuación de flujo en una tubería. A medida que k aumenta, la ecuación 4.18 tiende a ser igual a la ecuación 4.8.

Ecuaciones de la red de tuberías.

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 4.18, se forma un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son las cargas de presión en la iteración $k + 1$. Por ejemplo, al tomar en cuenta que los gastos que aparecen en el sistema de ecuaciones obtenido a partir de la figura 4.3 pueden plantearse en términos de las cargas a través de la ecuación 4.18, se llega a las expresiones siguientes:

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

Este sistema de ecuaciones 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 4.15 obtenido de la figura 4.3. Al tomar en cuenta esto, el sistema de ecuaciones anterior se puede escribir como

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

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

$$A \{h^{k+1}\} = B \quad (4.20)$$

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).

Si los gastos en las tuberías (Q^k) y las presiones (h^k) son conocidos, se pueden calcular los coeficientes α^k con la ecuación 4.19 y formar el sistema de ecuaciones lineales 4.20. Luego, al resolver este sistema, se encuentra h^{k+1} . Con h^{k+1} , α^k y Q^k se calcula por medio de la ecuación 4.18 a Q^{k+1} para todas las tuberías de la red. Cuando Q^k y Q^{k+1} (para todas las tuberías) son aproximadamente iguales se dice que se obtuvo la solución de la red. De otro modo, se asignan a las variables de la iteración k , las de la iteración $k+1$ y se repite el proceso desde el cálculo de los parámetros α^k .

Secuela de cálculo.

El método para resolver una red de tubos consiste en la sucesión de pasos que se señalan en la figura 4.4.

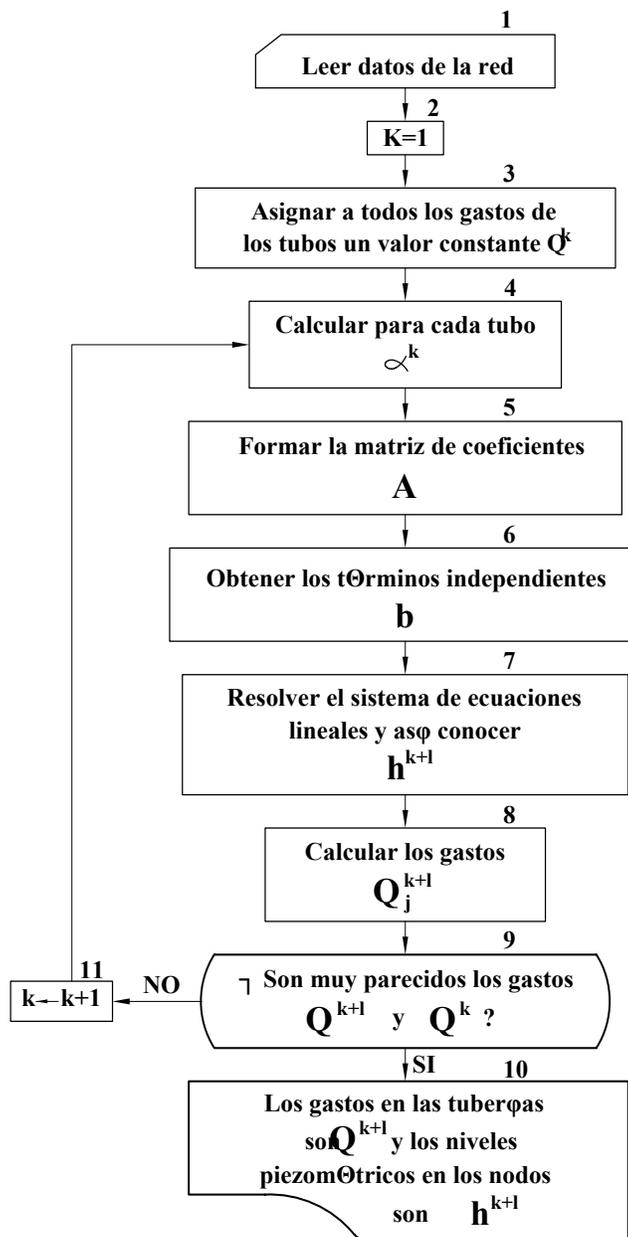


Figura 4.4 Diagrama de bloques del método de solución de Newton-Raphson

Observaciones sobre el sistema de ecuaciones lineales.

El aspecto del sistema de ecuaciones lineales 4.20 puede parecer complicado, sin embargo su formulación es sencilla si se consideran los aspectos siguientes:

* La matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones 4.20 tiene muchos elementos nulos, es decir, es una matriz porosa. Conviene considerar solamente los elementos distintos de cero.

* La matriz de coeficientes es una matriz simétrica, por lo que se puede formar en cada renglón el coeficiente de la diagonal principal y los que están después de éste, es decir, $a_{i,i}$, $a_{i,i+1}$, ..., $a_{i,n}$.

* En el renglón n de la matriz de coeficientes (correspondiente a la ecuación de continuidad del nudo n), aparecen únicamente los coeficientes del nudo n y de los nudos ligados a él con una tubería excepto, cuando se conoce el nivel piezométrico del nudo ligado a n . Por ejemplo, en la cuarta ecuación del sistema obtenido a partir de la figura 4.3 aparece el coeficiente del nudo 4 y los de los nudos 2 y 3. Los nudos 2 y 3 ya que están relacionados con el nudo en cuestión (nudo 4) por medio de los tubos 4 y 5.

* En la diagonal los coeficientes α^k de los tubos que llegan al nudo n aparecen antecidos con signo menos. En el renglón n con la columna p aparece el coeficiente α^k del tubo que liga al nudo n con el nudo p .

* En el término independiente del renglón n aparece el gasto q de egreso (positivo) o ingreso (negativo) del nudo n dividido entre 2. Si el nudo n está ligado a un nudo de nivel piezométrico conocido, también aparece el producto (con signo negativo) del coeficiente α^k del tubo que une a este con el nudo n multiplicando por dicho nivel (por ejemplo, en el renglón 1, aparece $\alpha_6^k h_5$ 10, ya que el tubo 6 relaciona al nudo 1 con el nivel 5 cuya carga conocida es h_5).

* Es muy importante para este método de cálculo de redes de tubos emplear un procedimiento eficiente para resolver el sistema de ecuaciones lineales (ecuación 4.20) ya que se requiere hacerlo varias veces (ver bloque 7 de la figura 4.4). Dadas las características de la matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones lineales, conviene usar un procedimiento de tipo iterativo, ya que la solución de este sistema se obtiene en unos cuantos pasos de cálculo y se requiere poca capacidad de memoria de computadora para guardar los valores de estos coeficientes. Se recomienda el método de Young y Frankel (Westlake, 1968), conocido con el nombre de sobrerrelajación sucesiva (SOR).

4.1.4 Accesorios en la red.

El procedimiento descrito basado en el método de Newton-Raphson también puede considerar gastos suministrados a través de bombas, descargas libres y pérdidas locales (válvulas, codos, etc.).

a) Bombas.

Considérese que en la red de tubos 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 4.5).

La ecuación de la curva característica carga-gasto de la bomba se ajusta a un polinomio de segundo grado, esto es

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

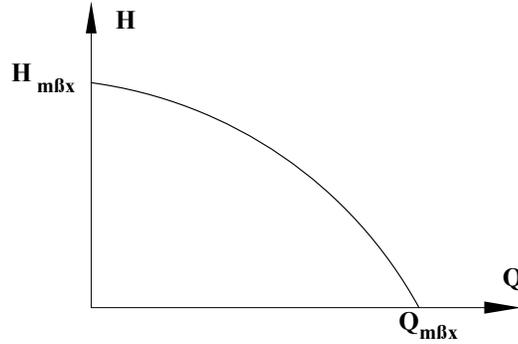


Figura 4.5 Curva característica carga-gasto de la bomba

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

$$Q_B^{k+1} = \delta^k + \beta^k h^{k+1} \quad (4.21)$$

Siendo

$$\delta^k = Q^k - (a_1 + 2a_2 h^k) h^k \quad (4.22)$$

$$\beta^k = a_1 + 2a_2 h^k \quad (4.23)$$

b) Descargas libres.

Para tomar en cuenta descargas libres desde la red (puede ser el caso de las fugas de agua de la red por roturas o malas conexiones) se plantea que el gasto que sale de la red se calcule por medio de la ecuación general de un orificio de pared delgada, a saber

$$Q_L = C_d A \sqrt{2gh} \quad (4.24)$$

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.

Nuevamente al usar la serie de Taylor con derivadas de primer orden se obtiene la expresión siguiente

$$Q_L^{k+1} = \varepsilon^k + \lambda^k h^{k+1} \quad (4.25)$$

Siendo

$$\varepsilon^k = \frac{Q_L^k}{2} \quad (4.26)$$

$$\lambda^k = -\frac{Q_L^k}{2h^k} \quad (4.27)$$

c) Pérdidas locales.

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

$$h_L = K \frac{V^2}{2g} \quad (4.28)$$

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

En el método de cálculo, estas pérdidas se toman en cuenta mediante el cambio del coeficiente C de la ecuación 4.14. Para ello conviene escribir la ecuación 4.28 como

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

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

$$\Delta C = \frac{0.08263K}{D^4} \quad (4.29)$$

A continuación se anexan dos ejemplos del análisis de una red estática:

Ejemplo 4.1 Red estática abierta.

Determinar la cargas de presión en cada uno de los nudos de la red de la figura 4.6, así como los gastos en cada uno de los tubos. En la figura se muestra la geometría de la red, los gastos de demanda en los nudos, la cota de cada nudo, la longitud y diámetro de las tuberías, el gasto de ingreso y la ubicación del tanque. Considere un factor de fricción de Darcy-Weisbach para todas las tuberías de 0.02.

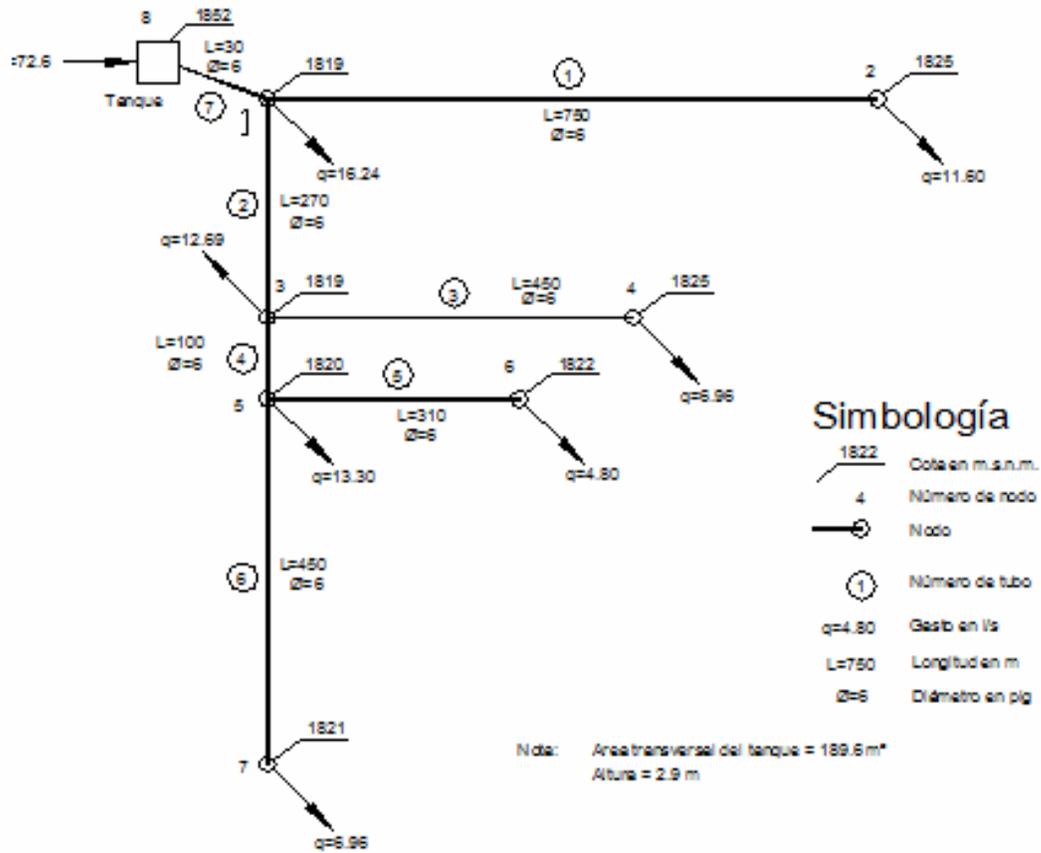


Figura 4.6 Red abierta de agua potable

Solución:

Para resolver la red se procede de la manera siguiente:

a) Se numeran tanto los nudos como los tubos que la componen.

b) Se establece la ecuación de continuidad de cada nudo con carga desconocida.

nudo 1 : $Q_7 - Q_1 - Q_2 = q_1$

nudo 2 : $Q_1 = q_2$

nudo 3 : $Q_2 - Q_3 - Q_4 = q_3$

nudo 4 : $Q_4 = q_4$

nudo 5 : $Q_4 - Q_5 - Q_6 = q_5$

nudo 6 : $Q_5 = q_6$

nudo 7 : $Q_6 = q_7$

Al expresar los gastos Q de las ecuaciones anteriores en términos de las cargas, se obtiene para cada nudo de la red (con carga no conocida) las ecuaciones siguientes:

$$\text{nudo 1 : } (-\alpha_1^k - \alpha_2^k - \alpha_7^k)h_1^{k+1} + \alpha_1^k h_2^{k+1} + \alpha_2^k h_3^{k+1} = \frac{q_1}{2} - \alpha_7^k h_8$$

$$\text{nudo 2 : } \alpha_1^k h_1^{k+1} - \alpha_1^k h_2^{k+1} = \frac{q_2}{2}$$

$$\text{nudo 3 : } \alpha_3^k h_1^{k+1} + (-\alpha_2^k - \alpha_3^k - \alpha_4^k)h_3^{k+1} + \alpha_3^k h_4^{k+1} + \alpha_4^k h_5^{k+1} = \frac{q_3}{2}$$

$$\text{nudo 4 : } \alpha_3^k h_3^{k+1} - \alpha_3^k h_4^{k+1} = \frac{q_4}{2}$$

$$\text{nudo 5 : } \alpha_4^k h_3^{k+1} + (-\alpha_4^k - \alpha_5^k - \alpha_6^k)h_5^{k+1} + \alpha_5^k h_6^{k+1} + \alpha_6^k h_7^{k+1} = \frac{q_5}{2}$$

$$\text{nudo 6 : } \alpha_5^k h_5^{k+1} - \alpha_5^k h_6^{k+1} = \frac{q_6}{2}$$

$$\text{nudo 7 : } \alpha_6^k h_5^{k+1} - \alpha_6^k h_7^{k+1} = \frac{q_7}{2}$$

Los valores de α^k se calculan con la ecuación 4.19. Como para el cálculo de α^k de la primera iteración no se tiene el gasto Q^k de la iteración anterior, es necesario suponer valores iniciales de gastos, que pueden ser arbitrarios, siempre y cuando no sean desproporcionados. Sean los primeros valores de los gastos para todas las tuberías de 10 l/s.

Con todos los datos anteriores y resolviendo el sistema de ecuaciones lineales planteado con las ecuaciones de los nudos 1 a 7 se obtienen los valores de las cargas en cada nudo y, luego a partir de ellos los gastos en cada tubo. Los resultados obtenidos para la primera iteración se incluyen en la tabla 4.1.

Los resultados finales se consignan en la tabla 4.2.

Tabla 4.1 Resultados de la simulación estática (primera iteración)

Nudos del Tubo	Gasto (l/s)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
1 a 2	11.59	1	3.17	1	1853.8	34.8	16.2	16.2	0
1 a 3	44.86	2	6.12	2	1850.6	25.6	11.6	11.6	0
3 a 4	6.93	3	0.74	3	1847.6	28.6	12.7	12.7	0
3 a 5	25.05	4	1.17	4	1846.9	21.9	7	7	0
5 a 6	4.78	5	0.14	5	1846.5	26.5	13.3	13.3	0
5 a 7	6.95	6	0.75	6	1846.3	24.3	4.8	4.8	0
8 a 1	72.75	7	1.14	7	1845.7	24.7	7	7	0
				8	1854.9	2.9	0	0	0
Suma =						72.5	72.5	0	

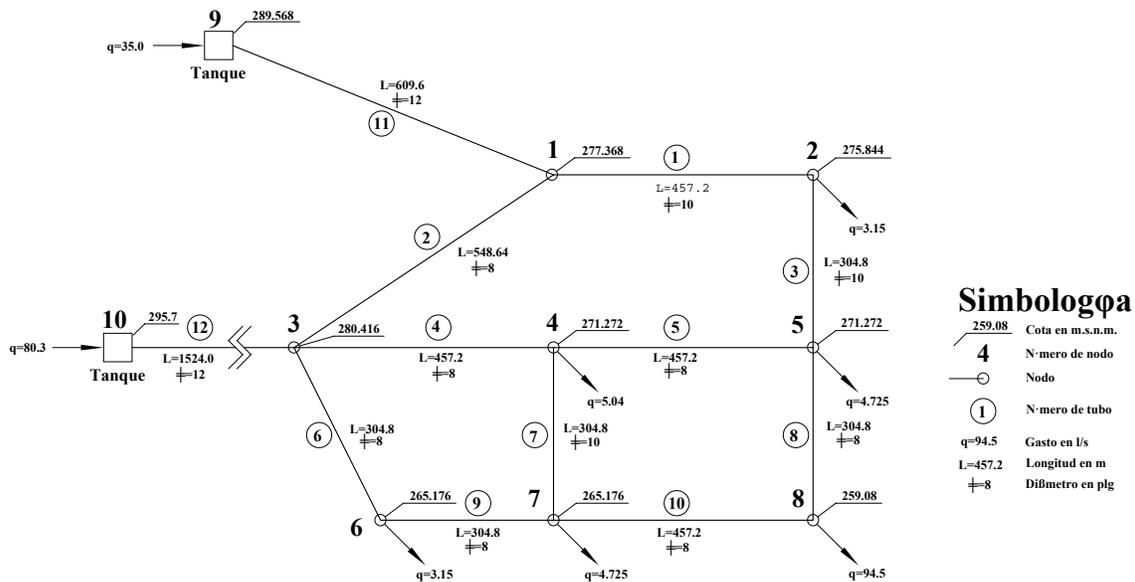
Tabla 4.2 Resultados de la simulación estática (última iteración)

Nudos del Tubo	Gasto (l/s)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
1 a 2	11.61	1	2.04	1	1851.7	32.7	16.2	16.2	0
1 a 3	44.72	2	10.86	2	1849.7	24.7	11.6	11.6	0
3 a 4	6.93	3	0.44	3	1840.9	21.9	12.7	12.7	0
3 a 5	24.99	4	1.25	4	1840.4	15.4	7	7	0
5 a 6	4.83	5	0.15	5	1839.6	19.6	13.3	13.3	0
5 a 7	6.98	6	0.45	6	1839.5	17.5	4.8	4.8	0
8 a 1	72.55	7	3.17	7	1839.2	18.2	7	7	0
				8	1854	0.9	2.9	0	0
Suma =						72.5	72.5	0	

En la tabla 4.2 se presentan diversos parámetros que son de utilidad en la revisión de las redes. En una primera columna se indican los extremos del tubo, en la segunda el gasto que fluye por el mismo, en la tercera columna se encuentra el número de tubo, en la cuarta columna se reporta el valor de la pérdida de carga en dicho tramo de la red. Además se presentan las cargas piezométricas como las cargas de presión (en metros de columna de agua) sobre el terreno; esta última permite conocer cual será la carga con la que se entregue el agua a los usuarios. En el ejemplo se nota que se tienen valores superiores a los 10 metros de columna de agua (mca), valor mínimo recomendado que debe existir en la red, el valor más pequeño que se reporta en esta red es de 15.4 mca en el nudo 4 y el máximo es de 32.7 en el nudo 1. En la tabla también aparece el gasto de demanda. De la primera parte de la tabla 4.2, en la columna correspondiente a las pérdidas de carga, se nota que la tubería no. 2 tiene una pérdida grande.

Ejemplo 4.2 Red estática cerrada.

Obtener los gastos que fluyen en las tuberías de la red cerrada mostrada en la figura 4.7, así como las presiones en los nudos. Considérese un factor de fricción de Darcy-Weisbach igual a 0.02.



Nota: Area transversal del tanque = 200 m²
 Altura = 4.0 m

Figura 4.7 Red cerrada de distribución de agua potable

Solución:

Para resolver la red de la figura se procede de manera similar al ejemplo 4.1. Se plantea la ecuación de continuidad en cada nudo donde la carga es desconocida. Las ecuaciones obtenidas se anotan enseguida:

$$\text{nudo 1 : } Q_{11} - Q_1 - Q_2 = q_1$$

$$\text{nudo 2 : } Q_1 - Q_3 = q_2$$

$$\text{nudo 3 : } Q_{12} + Q_2 - Q_4 - Q_6 = q_3$$

$$\text{nudo 4 : } Q_4 - Q_5 - Q_7 = q_4$$

$$\text{nudo 5 : } Q_5 + Q_3 - Q_8 = q_5$$

$$\text{nudo 6 : } Q_6 - Q_9 = q_6$$

$$\text{nudo 7 : } Q_9 + Q_7 - Q_{10} = q_7$$

$$\text{nudo 8 : } Q_{10} + Q_8 = q_8$$

Al expresar en las ecuaciones anteriores al gasto en términos de la cargas se tiene el sistema de ecuaciones siguiente:

$$\begin{aligned}
\text{nudo 1 : } & (-\alpha_1^k - \alpha_2^k - \alpha_{11}^k)h_1^{k+1} + \alpha_1^k h_2^{k+1} + \alpha_2^k h_3^{k+1} = \frac{q_1}{2} - \alpha_{11}^k h_9 \\
\text{nudo 2 : } & \alpha_1^k h_1^{k+1} + (-\alpha_1^k - \alpha_3^k)h_2^{k+1} + \alpha_3^k h_5^{k+1} = \frac{q_2}{2} \\
\text{nudo 3 : } & \alpha_2^k h_1^{k+1} + (-\alpha_2^k - \alpha_4^k - \alpha_6^k)h_3^{k+1} + \alpha_4^k h_4^{k+1} + \alpha_6^k h_6^{k+1} = \frac{q_3}{2} - \alpha_{12}^k h_{10} \\
\text{nudo 4 : } & \alpha_4^k h_3^{k+1} + (-\alpha_4^k - \alpha_5^k - \alpha_7^k)h_4^{k+1} + \alpha_5^k h_5^{k+1} + \alpha_7^k h_7^{k+1} = \frac{q_4}{2} \\
\text{nudo 5 : } & \alpha_3^k h_2^{k+1} + \alpha_5^k h_4^{k+1} + (-\alpha_3^k - \alpha_5^k - \alpha_8^k)h_5^{k+1} + \alpha_8^k h_8^{k+1} = \frac{q_5}{2} \\
\text{nudo 6 : } & \alpha_6^k h_3^{k+1} + (-\alpha_6^k - \alpha_9^k)h_6^{k+1} + \alpha_9^k h_7^{k+1} = \frac{q_6}{2} \\
\text{nudo 7 : } & \alpha_7^k h_4^{k+1} + \alpha_9^k h_6^{k+1} + (-\alpha_7^k - \alpha_9^k - \alpha_{10}^k)h_7^{k+1} + \alpha_8^k h_8^{k+1} = \frac{q_7}{2} \\
\text{nudo 8 : } & \alpha_8^k h_5^{k+1} + \alpha_{10}^k h_7^{k+1} + (-\alpha_8^k - \alpha_{10}^k)h_8^{k+1} = \frac{q_8}{2}
\end{aligned}$$

Sean los primeros valores de los gastos para todas las tuberías de 10 l/s. Al resolver el sistema anterior se obtienen las cargas de presión (niveles piezométricos) en cada uno de los nudos, así como los gastos en cada una de las tuberías. Los resultados de la primera iteración se presentan en la tabla 4.3 y los correspondientes a la última iteración en la tabla 4.4.

Tabla 4.3 Resultados de la simulación estática de una red cerrada (primera iteración)

Nudos del Tubo	Gasto (l/s)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
1 a 2	33.52	1	1.04	1	289.4	12.1	0	0	0
3 a 1	22.76	2	2.82	2	288.4	12.5	3.2	3.2	0
2 a 5	30.66	3	0.62	3	292.2	11.8	0	0	0
3 a 4	43.55	4	3.14	5	287.8	16.5	4.7	4.7	0
4 a 5	21.84	5	1.34	4	289.1	17.8	5	5	0
3 a 6	37.96	6	1.79	6	290.5	25.3	3.2	3.2	0
4 a 7	16.84	7	0.26	7	288.8	23.7	4.7	4.7	0
5 a 8	47.78	8	2.33	8	285.4	26.3	94.5	94.5	0
6 a 7	34.85	9	1.61	9	293.6	4	0	0	0
7 a 8	46.83	10	3.41	10	299.7	4	0	0	0
9 a 1	10.45	11	4.14						
10 a 3	104.09	12	7.42						
Suma =							115.3	115.3	0

Tabla 4.4 Resultados de la simulación estática de una red cerrada (última iteración)

Nudos del Tubo	Gasto (l/s)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
1 a 2	47.63	1	1.62	1	293.1	15.7	0	0	0
3 a 1	12.46	2	0.39	2	291.5	15.6	3.2	3.2	0
2 a 5	44.67	3	0.97	3	293.5	13.1	0	0	0
3 a 4	34.97	4	2.67	5	290.5	19.2	4.7	4.7	0
4 a 5	11.87	5	0.31	4	290.8	19.6	5	5	0
3 a 6	32.68	6	1.55	6	291.9	26.8	3.2	3.2	0
4 a 7	18.02	7	0.15	7	290.7	25.5	4.7	4.7	0
5 a 8	51.58	8	3.87	8	286.6	27.6	94.5	94.5	0
6 a 7	29.53	9	1.27	9	293.6	4	0	0	0
7 a 8	42.97	10	4.04	10	299.7	4	0	0	0
9 a 1	34.95	11	0.45						
10 a 3	80.2	12	6.16						
Suma =							115.3	115.3	0

De los resultados reportados en la tabla 4.4 se aprecia que las cargas de presión sobre el terreno son mayores a la mínima admisible de 10 mca.

4.2 RED DE TUBERÍAS EN RÉGIMEN NO PERMANENTE (ANÁLISIS DINÁMICO).

En las redes de tuberías los gastos de demanda son variables a lo largo del día, a ello se debe que cambien los niveles piezométricos y gastos en sus tuberías. Para el estudio de estos cambios se debe tomar en cuenta al tiempo en las ecuaciones de flujo de agua, dando lugar a las llamadas redes dinámicas.

Las redes dinámicas permiten simular el flujo en las tuberías. A partir de sus resultados se determina la posibilidad de cumplir con los gastos de demanda, se revisa su comportamiento hidráulico y el tamaño de los tanques, se establecen políticas de operación, etc.

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

En el modelo dinámico se toma en cuenta la forma en que funcionan tanques, bombas y válvulas. 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 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 (red estática, subcapítulo 4.1).

También 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. Se ha notado que esto se lleva a cabo con menos iteraciones que con los métodos para la solución de redes de flujo permanente.

4.2.1 Ecuaciones del modelo dinámico.

El 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).

a) Ecuación de conservación de cantidad de movimiento en una tubería.

Para un tubo cualquiera de la red con extremos s e i (figura 4.8), aplicando el principio de conservación de cantidad de movimiento, se obtiene que

$$Q^{k+1} = \alpha^k (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \gamma^{k-1} \quad (4.30)$$

Donde

$$\alpha^k = \frac{\theta}{\frac{l}{ag\Delta t} + 2\theta C|Q^k|} \quad (4.31)$$

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

Donde Δt es intervalo de tiempo, a es el área transversal del tubo, l la longitud del tubo, g la aceleración de la gravedad, Θ es un factor de peso (comprendido entre cero y uno), C está dado por la ecuación 4.14 y k es un superíndice que indica el valor de la variable en el tiempo $t = k\Delta t$. La ecuación 4.30 relaciona las cargas piezométricas en los extremos de la tubería con el gasto que circula por ella en el instante k (suponiendo que el flujo es de s a i). En estas ecuaciones se acepta que las variables en el instante $k - 1$ son conocidas.

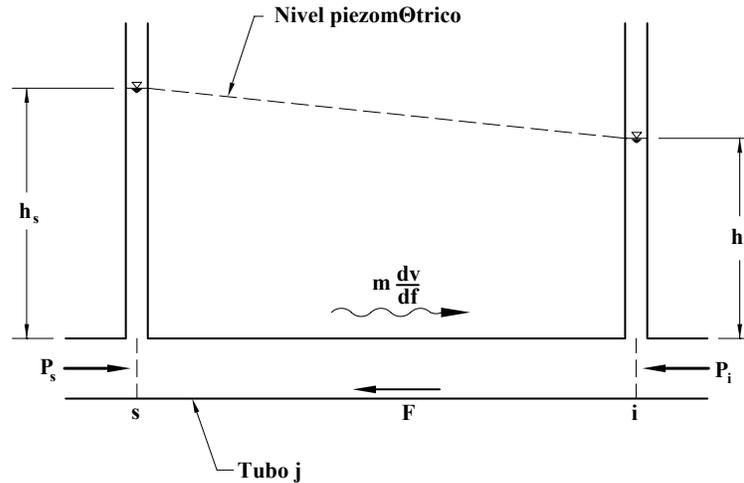


Figura 4.8 Fuerzas que actúan en el tiempo t

b) 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

$$\sum_i Q^{k+1} = q_{D_i}^{k+1} \quad (4.32)$$

c) 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 a lo largo del día.

Para la Ciudad de México, la ley de variación horaria fue determinada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM a partir de las mediciones de presiones de la red. La demanda horaria se estableció al relacionar el gasto instantáneo q al gasto promedio q_{med} en el día. Las relaciones obtenidas (q/q_{med}) se consignan en la Tabla 4.5. La curva de variación horaria se muestra en la figura 4.9.

Adicionalmente, también se presentan dos curvas de variación del gasto de demanda aplicables a diferentes ciudades de la República Mexicana (tabla 4.6 y figura 4.10), así como a poblaciones pequeñas (tabla 4.7 y figura 4.11).

Tabla 4.5 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

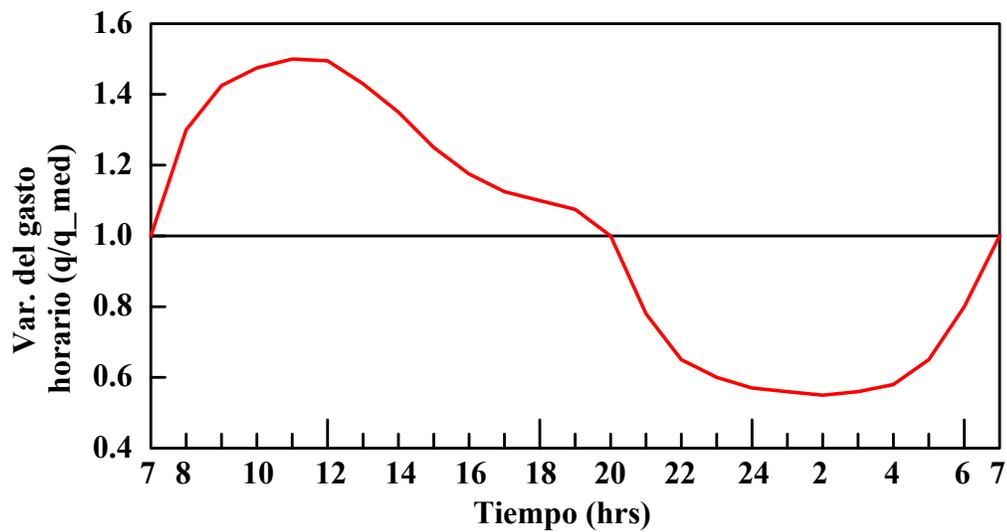


Figura 4. Variación horaria de la demanda para la Ciudad de México

Tabla 4.6 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

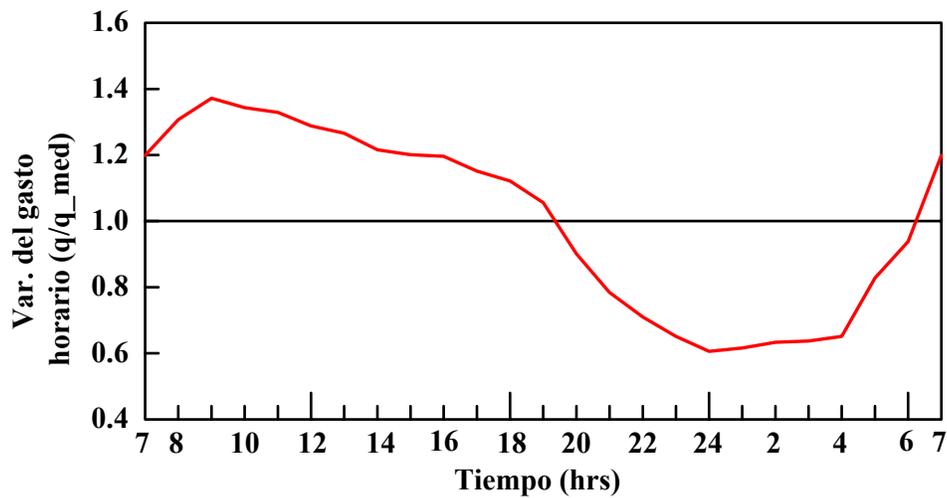


Figura 4.10 Variación horaria promedio de la demanda para diferentes ciudades del país

Tabla 4.7 Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas

t (h)	q/q _{med}	t (h)	q/q _{med}
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

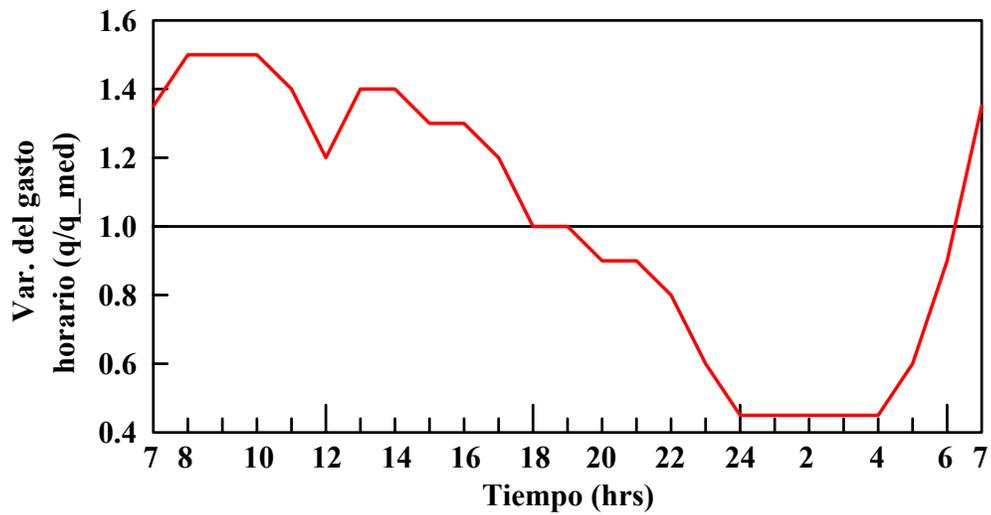


Figura 4.11 Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas

d) 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

$$q_R = C_d a \sqrt{2g} \sqrt{h - h_c} \quad (4.33)$$

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 y h_c la elevación del punto medio de la sección transversal de la tubería.

Se acepta que h_c sea aproximadamente igual a la elevación de la superficie del terreno y que

$$c = C_d a \sqrt{2g} \quad (4.34)$$

Por lo que

$$q_R = c \sqrt{h - h_E} \quad (4.35)$$

Esta expresión permite determinar el gasto que puede aportar la red en cualquier instante. El gasto que se suministra a los usuarios es el menor entre el gasto de demanda y el gasto calculado con la ecuación 4.35.

En forma linealizada la ecuación 4.35 queda como

$$q_R = \tau^k h^{k+1} + \rho^k \quad (4.36)$$

Donde

$$\tau^k = \frac{0.5 q_a}{(h^k - h_E)} \quad (4.37)$$

$$\rho^k = 0.5 q_a \left(1 - \frac{h_E}{(h^k - h_E)} \right) \quad (4.38)$$

Siendo

$$q_a = c \sqrt{h^k - h_E} \quad (4.39)$$

4.2.2 Accesorios en la red.

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.

a) Tanques de almacenamiento.

Las ecuaciones para tubos con uno de sus extremos unido a un tanque, se definen de manera similar a la ecuación 4.30, 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 4.12) y existe agua en el tanque.

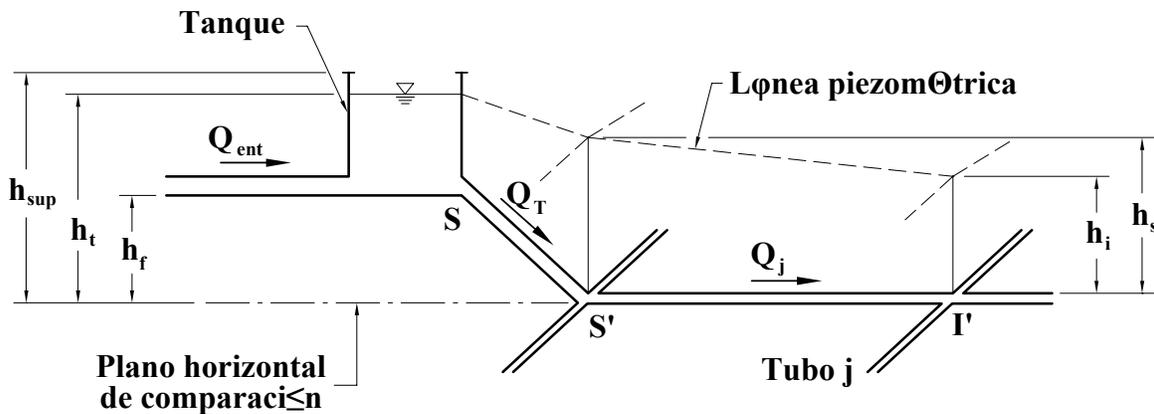


Figura 4.12 Consideraciones para las ecuaciones del tanque

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

$$\frac{h_s^{k+1} A}{\Delta t} = Q_{ent} - Q_T^k \quad (4.40)$$

Siendo A el área transversal del tanque.

b) Bombas.

De manera similar al caso de flujo permanente se emplea la curva característica carga-gasto de la bomba (figura 4.5) y una aproximación lineal basada en la serie de Taylor. La ecuación que se emplea es

$$Q_B^{k+1} = \delta^k + \beta^k h^k \quad (4.41)$$

Siendo

$$\delta_B^k = Q_B^k - (a_1 + 2a_2 h^k) h^k \quad (4.42)$$

$$\beta^k = a_1 + 2a_2 h^k \quad (4.43)$$

La ecuación 4.41 se utiliza cuando h está entre 0 y la carga máxima de la bomba; en otro caso, $Q_B^{k+1} = 0$.

c) Válvulas.

Como en el caso estático, la pérdida de carga producida por el 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

$$h_L = \frac{K_L Q^2}{2g a_v^2} \quad (4.44)$$

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

$$h_f = \frac{f^* L Q^2}{D 2g a^2} \quad (4.45)$$

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

$$f^* = \frac{K_L D a^2}{L a_v^2} \quad (4.46)$$

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

4.2.3 Ecuaciones por resolver.

En la figura 4.13 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 entrega el agua a un tanque de distribución D . La ecuación de continuidad en el nudo N para el instante k es

$$Q_T^{k+1} + Q_B^{k+1} + q_{N1}^{k+1} = q_{N3}^{k+1} + q_{N2}^{k+1} + q_R^{k+1} \quad (4.47)$$

Al expresar los gastos q_{N1}^{k+1} , q_{N2}^{k+1} , y q_{N3}^{k+1} de acuerdo con la ecuación 4.30, el gasto Q_B según la ecuación 4.41 y q_R con la ecuación 4.36 según se apuntó anteriormente, se tiene

$$\begin{aligned} & \left(-\alpha_{N1}^k - \alpha_{N2}^k - \alpha_{N3}^k - \alpha_T^k + \beta^k - \tau_N^k \right) h_n^{k+1} + \alpha_{N1}^k h_M^{k+1} + \alpha_{N2}^k h_J^{k+1} + \alpha_{N3}^k h_L^{k+1} = \\ & = \gamma_{N1}^k + \gamma_{N2}^k + \gamma_{N3}^k + \gamma_T^k + \delta^k + \rho_N^k \end{aligned} \quad (4.48)$$

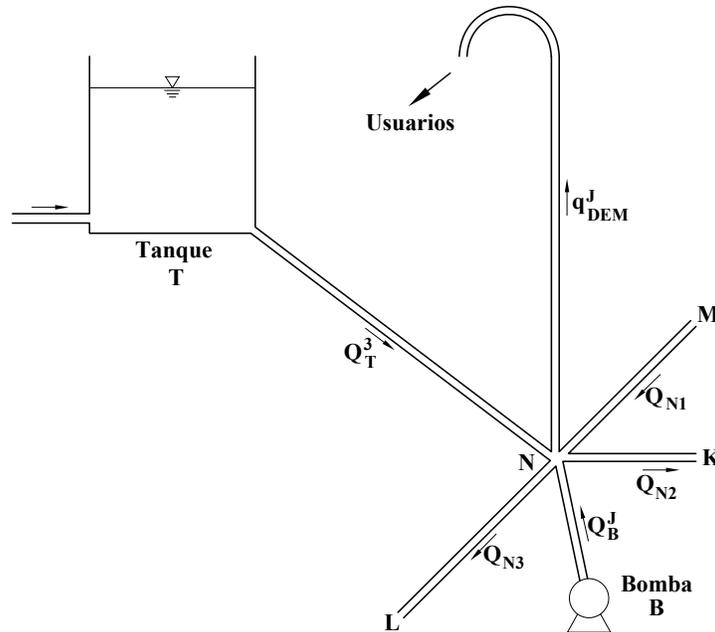


Figura 4.13 Nudo N de la red

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.

Secuela de cálculo.

El procedimiento para simular el funcionamiento hidráulico a lo largo del tiempo se realiza de acuerdo con el diagrama de bloques de la figura 4.14.

La solución del sistema de ecuaciones lineales corresponde a los niveles piezométricos h . Una vez encontrados por medio de la ecuación 4.30 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.

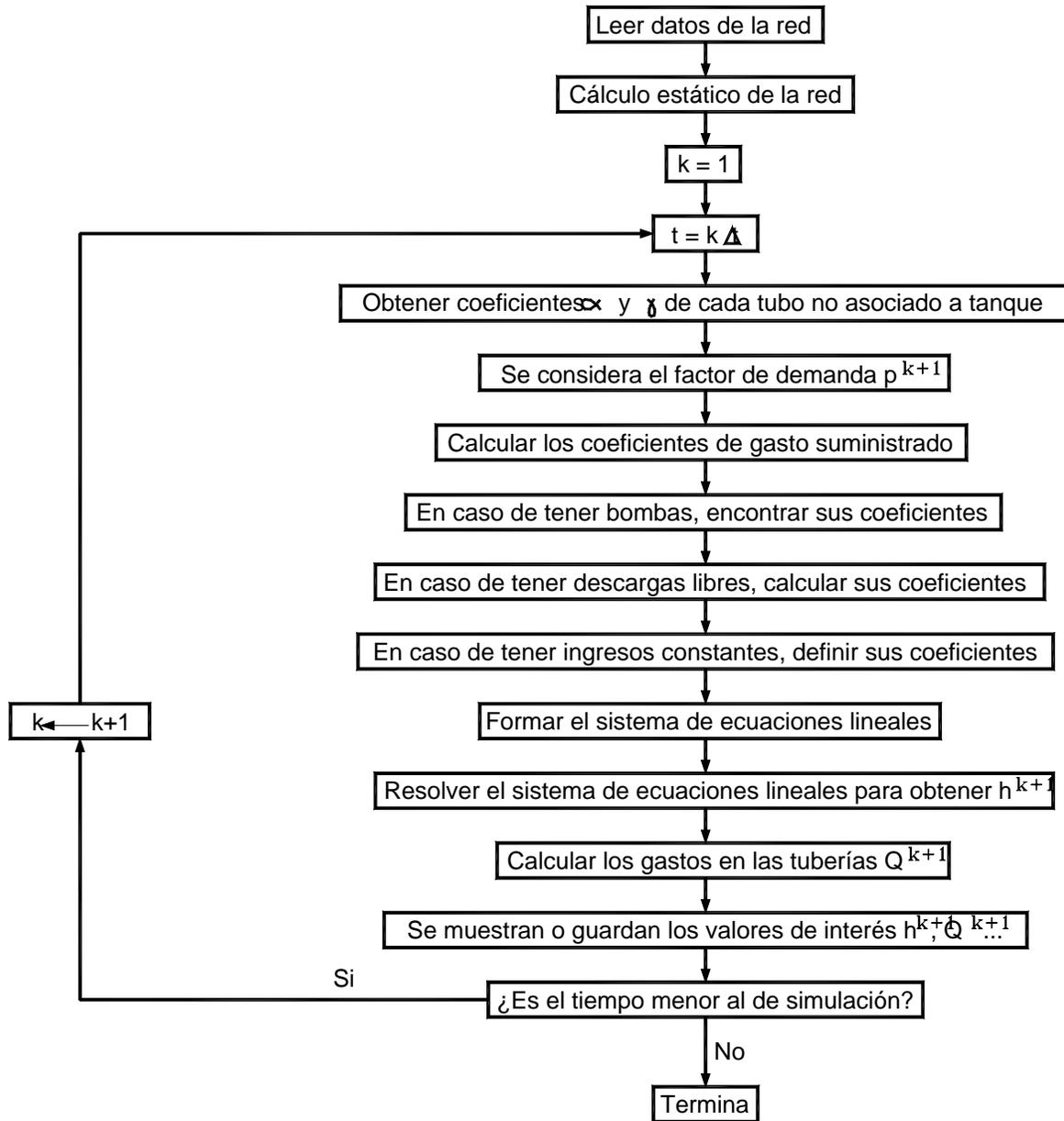


Figura 4.14 Diagrama de bloques del método

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. A continuación se anexan dos ejemplos de cálculo de una red dinámica.

Ejemplo 4.3 Red abierta dinámica.

Simular el flujo en la red del ejemplo 4.1. El gasto de demanda de los nudos varía a lo largo del día de acuerdo con los valores consignados en el programa REDINII en flujo no permanente.

Para realizar la modelación dinámica es necesario plantear en cada nudo de la red la ecuación 4.31, al hacerlo se forma el sistema de ecuaciones siguientes:

$$\text{nudo 1 : } (-\alpha_1^k - \alpha_2^k - \alpha_7^k - \tau_1^k)h_1^{k+1} + \alpha_1^k h_2^{k+1} + \alpha_2^k h_3^{k+1} = \gamma_1^k + \gamma_2^k + \gamma_7^k + \gamma_{11}^k + \rho_1^{k+1}$$

$$\text{nudo 2 : } \alpha_1^k h_1^{k+1} + (-\alpha_1^k - \tau_2^k)h_2^{k+1} = \gamma_1^k + \rho_2^{k+1}$$

$$\text{nudo 3 : } \alpha_2^k h_1^{k+1} + (-\alpha_2^k - \alpha_3^k - \alpha_4^k - \tau_3^k)h_3^{k+1} + \alpha_3^k h_4^{k+1} + \alpha_4^k h_5^{k+1} = \gamma_2^k + \gamma_4^k + \gamma_5^k + \rho_3^{k+1}$$

$$\text{nudo 4 : } \alpha_3^k h_3^{k+1} + (-\alpha_3^k - \tau_3^k)h_4^{k+1} = \gamma_3^k + \rho_4^{k+1}$$

$$\text{nudo 5 : } \alpha_4^k h_3^{k+1} + (-\alpha_4^k - \alpha_5^k - \alpha_6^k - \tau_5^k)h_5^{k+1} + \alpha_5^k h_6^{k+1} + \alpha_6^k h_7^{k+1} = \gamma_4^k + \gamma_5^k + \gamma_6^k + \rho_5^{k+1}$$

$$\text{nudo 6 : } \alpha_5^k h_5^{k+1} + (-\alpha_5^k - \tau_6^k)h_6^{k+1} = \gamma_5^k + \rho_6^{k+1}$$

$$\text{nudo 7 : } \alpha_6^k h_5^{k+1} + (-\alpha_6^k - \tau_7^k)h_7^{k+1} = \gamma_6^k + \rho_7^{k+1}$$

Al resolver el sistema de ecuaciones anterior, tomando las ecuaciones 4.34 para el cálculo de γ y α se obtiene la tabla 4.8, en la cual se observan las cargas y gastos en la red.

En la tabla 4.8 la carga sobre el terreno se expresa en mca, la carga piezométrica en m, el gasto suministrado y demandado en l/s, la suma del gasto suministrado y demandado en m³/s y el volumen acumulado y demandado en metros cúbicos.

Además de los resultados presentados en la tabla anterior se puede dibujar el gasto suministrado total y el demandado total en el tiempo, dando origen a las figuras 4.15 a 4.18. En la figura 4.15 se muestra que a las 7:30 de la mañana, cuando aumenta la demanda, se forma una curva superior que corresponde al gasto demandado, y otra inferior que representa al gasto suministrado. Lo anterior indica que no es posible satisfacer la demanda bajo estas condiciones. En la figura 4.16, cuando la relación entre el gasto de demanda y el gasto medio es de aproximadamente 1 las curvas de demanda y suministro se unen, lo que implica que el gasto suministrado y el demandado son iguales, por lo que la demanda será cubierta en un 100%. En las figuras 4.17 y 4.18 se tiene un comportamiento similar al de la figura 4.16.

**Tabla 4.8. Resultados de la simulación del funcionamiento hidráulico de la red.
TIEMPO 11 h F= 1.5**

Suma	Q sumin.	Suma Q. Dem.	Vol acum.Sum.	Vol. Acum. Dem.	Def en vol.
0.098	0.108	2012.891	2140.37	127.48	

Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Nivel Def	Nudo	Carga		Gasto Sumin	Gasto . Dem	Def
							Piez.	Terr.			
1	1847	28	24.3	24.3	0	2	1842.47	17.47	17.3	17.3	0
3	1829.59	10.59	19	19	0	4	1829.18	4.18	6.7	10.4	3.7
5	1827.66	7.66	17.5	19.9	2.4	6	1827.49	5.49	5.3	7.2	1.8
7	1827.07	6.07	8.1	10.4	2.3	8	1852.86	0.86	0	0	0

Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo			Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo			Vel (m/s)	Hf (m)
		1	a	2					1	a	3		
1	17.3	1		2	0.95	4.53	2	56.6	1	a	3	3.11	17.41
3	6.7	3	a	4	0.37	0.41	4	30.9	3	a	5	1.7	1.92
5	5.3	5	a	6	0.29	0.18	6	8.1	5	a	7	0.45	0.6
	98.3	8	a	1	5.39	5.86							

TIEMPO 20 h F= .825

Suma	Q sumin.	Suma Q dem.	Vol acum sum.	Vol acum. Dem.	Def en vol
57	0.057	4347.426	4826.832	479.46	

Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Nivel Def	Nudo	Carga		Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def
							Piez.	Terr.			
1	1851.44	32.44	12.7	12.7	0	2	1850.23	25.23	9	9	0
3	1844.85	25.85	9.9	9.9	0	4	1844.56	19.56	5.4	5.4	0
5	1844.09	24.09	10.4	10.4	0	6	1844.01	22.01	3.7	3.7	0
7	1843.84	22.84	5.4	5.4	0	8	1852.45	0.45	0	0	0

Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del tubo			Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del tubo			Vel (m/s)	Hf (m)
		1	a	2					1	a	3		
1	9	1	a	2	0.5	1.21	2	34.9	1	a	3	1.91	6.59
3	5.4	3	a	4	0.3	0.29	4	19.5	3	a	5	1.07	0.76
5	3.7	5	a	6	0.2	0.08	6	5.4	5	a	7	0.3	0.25
7	56.6	8	a	1	3.1	1.02							

TIEMPO 23 h F= .55

Suma Q. Sumin.	Suma Q. Dem.	Vol. Acum. Sum.	Vol. Acum. Dem.	Def en vol
0.041	4822.773	5302.179	479.406	

Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Nivel Def	Nudo	Carga		Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def
							Piez.	Terr.			
1	1852.9	33.89	9.3	9.3	0	2	1852	27.24	6.6	6.6	0
3	1849.4	30.36	7.2	7.2	0	4	1849	24.22	4	4	0
5	1849	28.96	7.6	7.6	0	6	1849	26.91	2.7	2.7	0
7	1848.8	27.81	4	4	0	8	1854	1.89	0	0	0

Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo				Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo				Vel (m/s)	Hf (m)
		1	a	2						1	a	2			
1	6.6	1	a	2	0.36	0.65	2	25.5	1	a	3	1.4	3.53		
3	4	3	a	4	0.22	0.14	4	14.3	3	a	5	0.78	0.41		
5	2.7	5	a	6	0.15	0.05	6	4	5	a	7	0.22	0.14		
7	41.4	8	a	1	2.27	0.99									

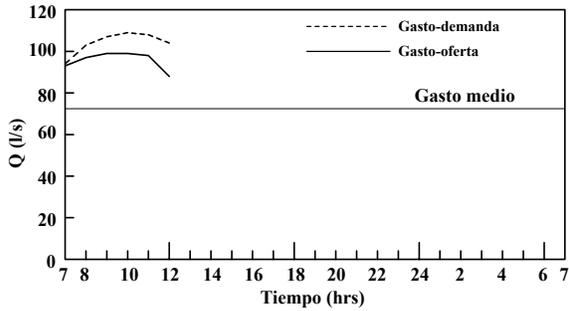


Figura 4.15

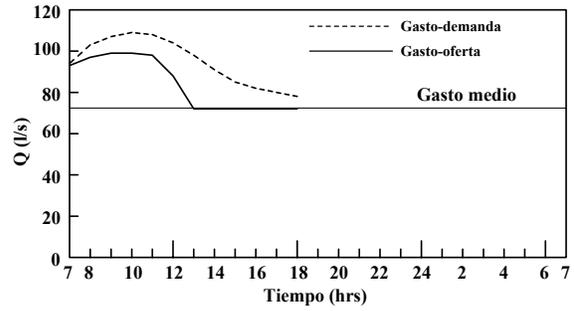


Figura 4.16

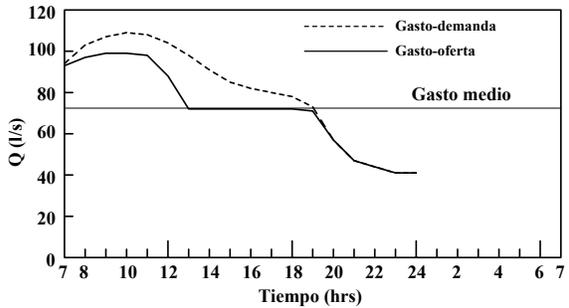


Figura 4.17

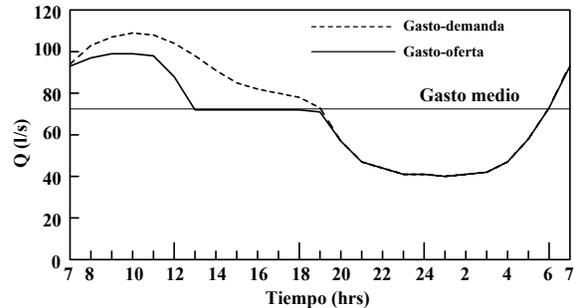


Figura 4.18

Ejemplo 4.4 Red cerrada dinámica.

Simular el flujo en la red del ejemplo 4.2.

Solución

Como se procedió en el ejemplo 4.3, se plantean las ecuaciones siguientes:

$$\text{nudo 1 : } (-\alpha_1^k - \alpha_2^k - \alpha_{11}^k - \tau_1^k)h_1^{k+1} + \alpha_1^k h_2^{k+1} + \alpha_2^k h_3^{k+1} = \gamma_1^k + \gamma_2^k + \gamma_{11}^k + \rho_1^{k+1}$$

$$\text{nudo 2 : } \alpha_1^k h_1^{k+1} + (-\alpha_1^k - \tau_2^k)h_2^{k+1} = \gamma_1^k + \rho_2^{k+1}$$

nudo 3

$$: \alpha_2^k h_1^{k+1} + (-\alpha_2^k - \alpha_4^k - \alpha_6^k + \alpha_{12}^k - \tau_3^k)h_3^{k+1} + \alpha_4^k h_4^{k+1} + \alpha_6^k h_6^{k+1} = \gamma_2^k + \gamma_4^k + \gamma_6^k + \gamma_{12}^k + \rho_3^{k+1}$$

$$\text{nudo 4 : } \alpha_4^k h_3^{k+1} + (-\alpha_4^k - \alpha_5^k - \alpha_7^k + \tau_4^k)h_4^{k+1} + \alpha_5^k h_5^{k+1} + \alpha_7^k h_7^{k+1} = \gamma_4^k + \gamma_5^k + \gamma_7^k + \rho_4^{k+1}$$

$$\text{nudo 5 : } \alpha_3^k h_2^{k+1} + \alpha_5^k h_4^{k+1} + (-\alpha_3^k - \alpha_5^k - \alpha_8^k + \tau_5^k)h_5^{k+1} + \alpha_8^k h_8^{k+1} = \gamma_3^k + \gamma_5^k + \gamma_8^k + \rho_5^{k+1}$$

$$\text{nudo 6 : } \alpha_6^k h_3^{k+1} + (-\alpha_6^k - \alpha_9^k + \tau_6^k)h_6^{k+1} + \alpha_9^k h_7^{k+1} = \gamma_6^k + \gamma_9^k + \rho_6^{k+1}$$

$$\text{nudo 7 : } \alpha_7^k h_4^{k+1} + \alpha_9^k h_6^{k+1} + (-\alpha_7^k - \alpha_9^k - \alpha_{10}^k + \tau_7^k)h_7^{k+1} + \alpha_{10}^k h_7^{k+1} = \gamma_7^k + \gamma_9^k + \gamma_{10}^k + \rho_7^{k+1}$$

$$\text{nudo 8 : } \alpha_8^k h_5^{k+1} + \alpha_{10}^k h_7^{k+1} + (-\alpha_8^k - \alpha_{10}^k + \tau_8^k)h_8^{k+1} = \gamma_8^k + \gamma_{10}^k + \rho_8^{k+1}$$

Al resolver el sistema de ecuaciones anterior se obtiene la tabla 4.9.

Tabla 4.9 Resultados de simulación en la red dinámica del ejemplo 4.4.
TIEMPO 11 h F= 1.5

Suma	Q. Sumin.	Suma Q dem.	Vol. Acum. Sumin.	Vol. Acum. Dem.	Def. en vol
0.172	0.172	3400.27	3401	1.016	

Nudo	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nudo	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
	Piez.	Terr	Sumin.	Dem			Piez.	Terr.	Sumin.	Dem	
1	288.83	11.46	0	0	0	2	284.96	9.11	4.5	4.7	0.2
3	288.84	8.42	0	0	0	5	282.68	11.41	7.1	7.1	0
4	283.21	11.93	7.5	7.5	0	6	285.53	20.35	4.7	4.7	0
7	282.84	17.66	7.1	7.1	0	8	273.96	14.88	141.3	141.3	0
9	290.85	1.29	0	0	0	10	298.49	2.83	0	0	0

Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo			Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo			Vel (m/s)	Hf (m)
1	73.6	1	a	2	1.45	3.87	2	1.7	3	a	1	0.05	0
3	69.1	2	a	5	1.36	2.27	4	50.8	3	a	4	1.57	5.63
5	15.5	4	a	5	0.48	0.52	6	47.7	3	a	6	1.47	3.31
7	27.9	4	a	7	0.55	0.37	8	77.5	5	a	8	2.39	8.73
9	43	6	a	7	1.33	2.69	10	63.8	7	a	8	1.97	8.88
11	71.9	9	a	1	0.99	2.02	12	100.2	10	a	3	1.37	9.65

TIEMPO 20 h F= .825

Suma Q. Sumin.	Suma Q dem.	Vol. Acum sumin.	Vol. Acum. Dem.	Def. en Vol.
0.09	0.09	7628.493	7670.013	1.521

Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def
1	281.71	4.34	0	0	0	2	280.87	5.02	2.5	2.5	0
3	282.34	1.92	0	0	0	5	280.37	9.1	3.7	3.7	0
4	280.62	9.35	3.9	3.9	0	6	281.35	16.17	2.5	2.5	0
7	280.54	15.36	3.7	3.7	0	8	278.09	19.01	73.7	73.7	0
9	281.37	-8.19	0	0	0	10	286.58	-9.08	0	0	0

Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo			Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo			Vel (m/s)	Hf (m)
1	35.3	1	a	2	0.7	0.84	2	15.3	3	a	1	0.47	0
3	32.8	2	a	5	0.65	0.49	4	28.3	3	a	4	0.87	1.72
5	10.8	4	a	5	0.33	0.25	6	26.3	3	a	6	0.81	0.99
7	13.6	4	a	7	0.27	0.08	8	39.9	5	a	8	1.23	2.29
9	23.9	6	a	7	0.74	0.81	10	33.8	7	a	8	1.04	2.45
11	20	9	a	1	0.27	0	12	70	10	a	3	0.96	4.24

TIEMPO 23 h F= .55

Suma Q. Sumin.	Suma Q dem	Vol acum. Sum.	Vol acum. Dem.	Def en vol.
0.066	0.066	8383.873	8425.394	41.521

Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def
1	291.44	14.07	0	0	0	2	291.15	15.3	1.8	1.8	0
3	292.54	12.12	0	0	0	5	290.99	19.71	2.7	2.7	0
4	291.32	20.04	2.9	2.9	0	6	291.86	26.68	1.8	1.8	0
7	291.28	26.11	2.7	2.7	0	8	289.84	30.76	53.9	53.9	0
9	291.39	1.83	0	0	0	10	296.68	1.02	0	0	0

Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo			Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (l/s)	Va del nudo			Vel (m/s)	Hf (m)
1	20.3	1	a	2	0.4	0.29	2	20.5	3	a	1	0.63	0
3	18.5	2	a	5	0.36	0.16	4	23.7	3	a	4	0.73	1.22
5	12.3	4	a	5	0.38	0.33	6	21.7	3	a	6	0.67	0.68
7	8.5	4	a	7	0.17	0.03	8	28.1	5	a	8	0.87	1.14
9	19.9	6	a	7	0.61	0.57	10	25.7	7	a	8	0.79	1.44
11	0.2	1	a	9	0	0	12	66	10	a	3	0.9	4.14

De la misma manera que en el ejemplo anterior es posible dibujar las curvas de gasto suministrado y gasto demandado (figuras 4.19 a 4.22). En ellas se presenta una sola curva en todas las figuras porque el gasto que se demanda esta siendo entregado al 100%, situación que no se presentó en el ejemplo 4.3. En la tabla 4.9 se consignan los valores de gastos y cargas de la red.

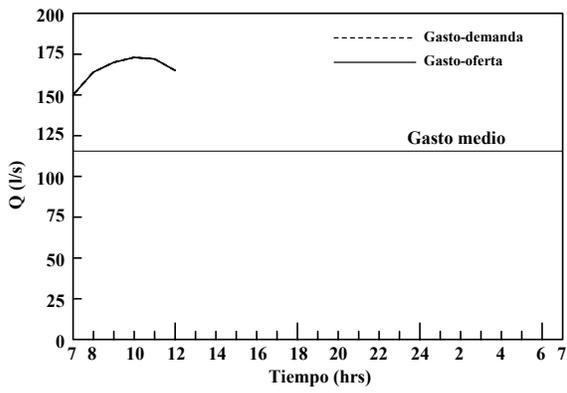


Figura 4.19

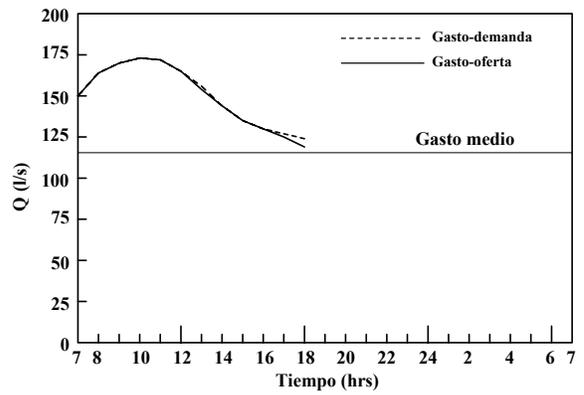


Figura 4.20

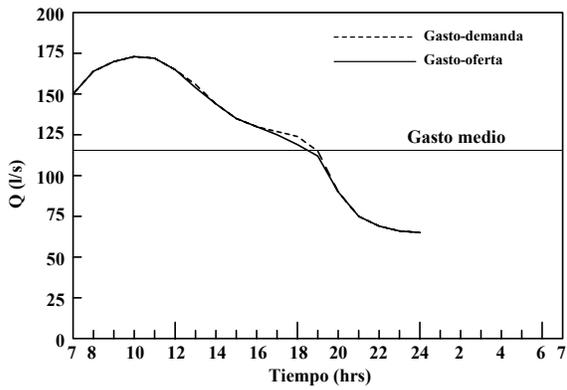


Figura 4.21

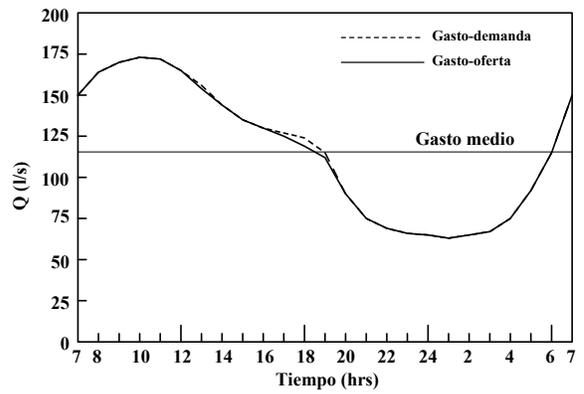


Figura 4.22

5. DISEÑO ÓPTIMO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN.

5.1 ANTECEDENTES.

La revisión y el diseño de redes de tuberías empleadas en el suministro de agua o gas se basa en las ecuaciones fundamentales del movimiento de fluidos a presión.

La revisión hidráulica consiste en determinar los gastos que circulan en las tuberías y los niveles piezométricos (cargas de presión) en varios puntos de la red. Para ello se requiere de la información siguiente: características físicas de las tuberías, conexiones entre tuberías, gastos de demanda, elevaciones de los tanques reguladores, etc.

El diseño hidráulico se refiere a la selección de los diámetros de las tuberías que forman la red para conducir el fluido hasta los sitios de demanda de modo que se cumpla con restricciones de presión. La presión en cualquier punto de la red debe ser mayor a una mínima (h_{\min}) para que el agua llegue a los domicilios y menor a una máxima (h_{\max}) para evitar la rotura de tuberías y excesivos gastos de fugas. Se recomienda que estas presiones extremas sean de 10 y 30 m respectivamente.

El proceso de selección de los diámetros de las tuberías de la red no es sencillo, ya que para llevar el agua a los sitios de consumo existen numerosas opciones que satisfacen las condiciones de operación hidráulica. Para las redes que son abastecidas desde uno o más tanques de regulación conviene escoger la opción que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación.

En el diseño de la red de tuberías es importante su trazo. Éste consiste en la unión de los puntos de demanda por medio de tuberías de modo tal que, sigan la configuración urbana y la topografía de la zona. Por lo general, el trazo de la red se define formando circuitos y atendiendo a criterios de carácter no hidráulico, por lo que no suele incluirse dentro de los métodos de diseño de redes.

En las ecuaciones de pérdida de carga por fricción entre los extremos de cada tubería de una red aparecen el gasto elevado al cuadrado y el diámetro al exponente menos cinco (Capítulo 4), ambos son desconocidos en el diseño de redes. Por ello se han planteado distintos tipos de métodos; en algunos se fija el valor de los gastos y se consideran como incógnitas a los diámetros; en otros, se proponen valores a los diámetros de las tuberías de la red y se verifica que cumplan con las restricciones de operación.

En los primeros métodos se trataba que la suma de las longitudes de los conductos que unen los puntos de demanda de la red fuera mínima; sin embargo, ella se determinaba una vez que se habían escogido los diámetros de las tuberías de acuerdo con la experiencia del diseñador (*Tong, 1961*). En 1966, *Raman y Raman* propusieron modificar el método anterior condicionando que en los circuitos, la longitud mínima de tubería se encontrara cuando se cumpliera que en un circuito la suma de las longitudes entre el gasto fuera nula. Con este método tampoco se encontraba propiamente un diseño económico.

Deb y Sarkar (1971) plantearon minimizar los diámetros utilizados por medio de una ecuación de pérdida de energía junto con una función lineal del costo de la tubería. Como esta función no está relacionada con los diámetros comerciales, al ajustarlos cambia su valor mínimo.

Con base en los primeros modelos se propusieron otros en los que se establece una función objetivo sujeta a varias restricciones; las cuales estaban basadas en el trazo de la red, en las condiciones de operación hidráulica y en los diámetros comerciales.

Uno de los métodos de optimación de redes más conocidos es el de Alperovits y Shamir (1977), en él se plantea como función objetivo a la suma de los costos de cada tubería. El costo de la tubería se obtiene al sumar los productos del costo por metro lineal asociado a un cierto diámetro por la longitud del tramo, para los tramos en que se divide la longitud de cada tubería. En el método se busca minimizarla. En las restricciones se establece que la suma algebraica de las pérdidas de carga en un circuito sea igual a cero. Las incógnitas a determinar corresponden a las longitudes de los tramos de cierto diámetro que se consideran en cada tubería de la red. Este método tiene la desventaja de que en cada tubería deben existir mas de dos tramos con diámetros diferentes, lo cual no es práctico. También requiere establecer de antemano la dirección y la magnitud de los gastos a conducir en cada tubería, lo que no asegura una solución óptima.

5.2 MÉTODO PROPUESTO.

A continuación se presenta un método de optimación de redes desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. En él no se parte de una distribución inicial de los gastos en las tuberías de la red (se elimina una de las limitaciones de otros métodos) y además, los diámetros seleccionados para formar la red son diámetros comerciales.

5.2.1 Descripción del método.

Se entenderá como cálculo de la red a la obtención de los gastos que circulan en las tuberías y las presiones en sus nudos para flujo permanente. Se recomienda realizarlo por medio del método de red estática descrito en el Capítulo 4.

El costo de la red se calcula por medio de la expresión siguiente:

$$C = \sum_{j=1}^N C_j L_j \quad (5.1)$$

donde

- L_j es la longitud de la tubería j .
- C_j es el costo por metro lineal de la tubería que tiene el diámetro comercial D_j
- N número de tuberías de la red

Se considera que los gastos de salida de la red corresponden a la máxima demanda horaria.

El método de optimación del diseño de la red (*Fuentes y Carrillo, 1996*) se basa en cuatro aspectos:

I) Arreglo de diámetros comerciales disponibles.

Se sugiere un conjunto de diámetros comerciales. Posteriormente, se calcula la red considerando que todas sus tuberías tienen el mismo diámetro y que éste es igual al más pequeño entre los del conjunto mencionado (D_{min}). Se revisa que las presiones calculadas cumplan con las restricciones de presión. En el caso, poco frecuente, de que sí las satisfagan, el diseño óptimo consistiría en esta selección de diámetros y el proceso del método concluiría. De otro modo, en todas las tuberías de la red se propone el mismo diámetro y que este sea igual al diámetro comercial inmediato superior en el conjunto de diámetros comerciales y se calcula la red de tubos. Se revisa que satisfagan las restricciones de presión. Este proceso se continúa asignando siempre un mismo diámetro a las tuberías hasta que se cumplan las restricciones de presión. De este modo la red tendría en todas sus tuberías el diámetro comercial que será denominado $D_{máx}$.

El arreglo de diámetros comerciales disponible estará formado por todos los diámetros comprendidos entre D_{min} y $D_{máx}$, inclusive.

II) Costo máximo y mínimo de la red.

Se obtiene con la ecuación 5.1 el costo de la red C_{min} para el caso en que todas las tuberías de la red tengan el diámetro D_{min} y el costo de la red $C_{máx}$ de la red que tiene en todas sus tuberías el diámetro $D_{máx}$.

III) Combinaciones de diámetros para las tuberías de la red asociadas al costo C_p .

Se propone un costo C_p para la red de tuberías y se escoge para cada tubería de la red un diámetro entre los incluidos en el arreglo de diámetros comerciales disponible de modo que el costo de la red obtenido con la ecuación 5.1 sea del orden del costo C_p . Cada conjunto formado constituye una combinación factible de diámetros.

IV) Revisión hidráulica.

Para cada una de las combinaciones factibles de diámetros se calcula la red. Luego se revisa que cumplan todos sus nudos con las restricciones de presión. Cuando varias combinaciones cumplen con estas restricciones, se escoge la de costo mínimo.

El método implica escoger el costo C_p más pequeño posible para el cual existe al menos una combinación que cumpla con las restricciones de presión en la red. Este costo puede ser encontrado mediante técnicas de búsqueda secuencial.

Las técnicas de búsqueda secuencial empiezan con un intervalo finito dentro del cuál la función objetivo tiene un solo punto donde es máxima o mínima. Con ella en cada iteración se disminuye el intervalo dentro del cual existe dicho punto hasta que el tamaño del intervalo sea menor al de un valor especificado de antemano.

Una de las técnicas secuenciales que se recomienda emplear es la de Fibonacci, que se basa en el número $(5^{1/2}-1)/2=0.618$, que da lugar a la llamada “regla de oro”.

En la figura 5.1 se presenta el diagrama de flujo del método de diseño de redes.

5.3 EJEMPLO DE OPTIMACIÓN DE UNA RED.

En la figura 5.2 se presenta un ejemplo de una red en la que se ha definido el trazo y se conocen los gastos de la demanda máxima horaria en los nudos. Se aplicará el método para encontrar los diámetros de las tuberías que deben formar la red para que ésta funcione adecuadamente y además el costo de la red de tuberías sea el mínimo.

Los datos de la red se resumen en la Tabla 5.1.

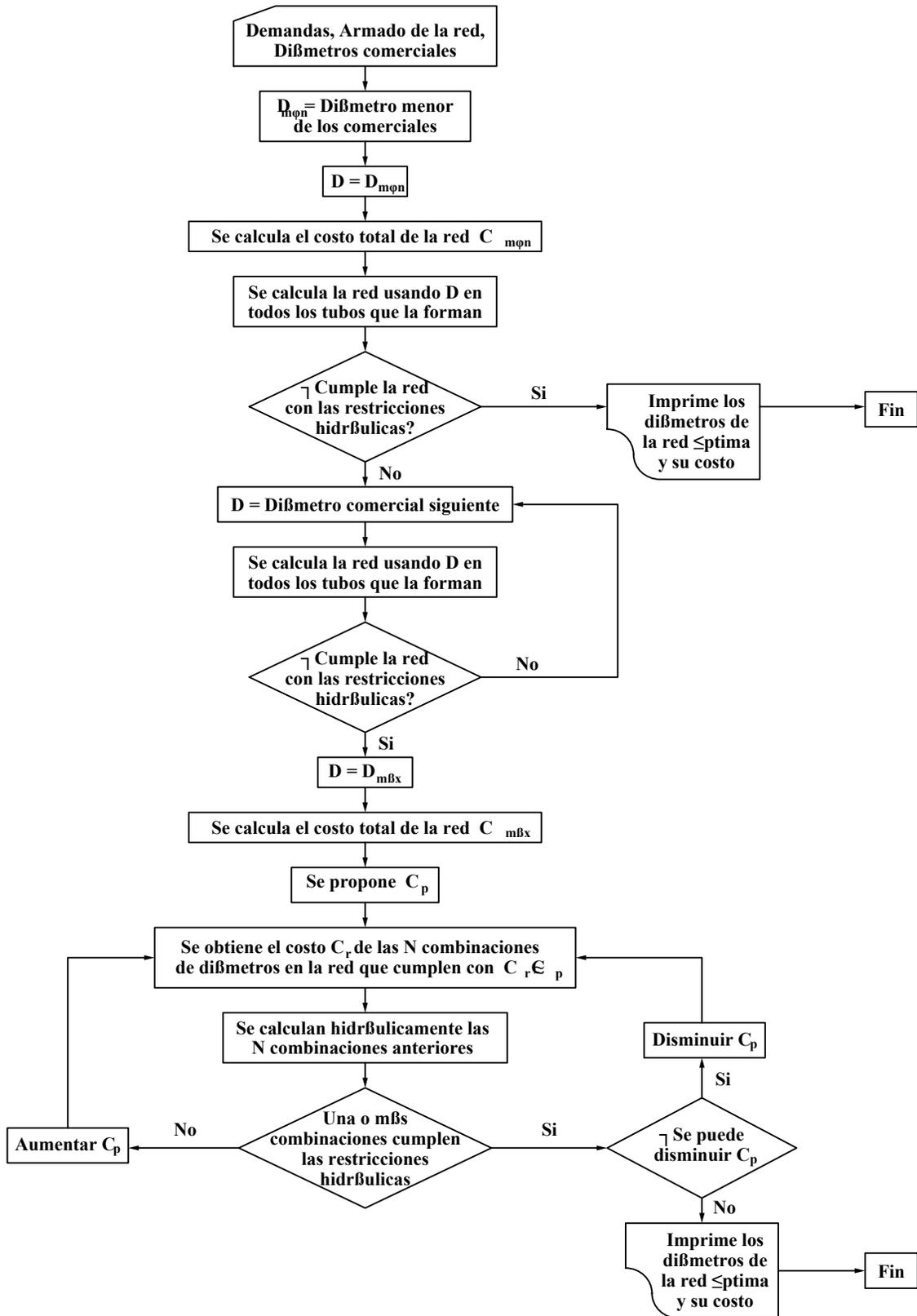


Figura 5.1 Diagrama de flujo del método óptimo

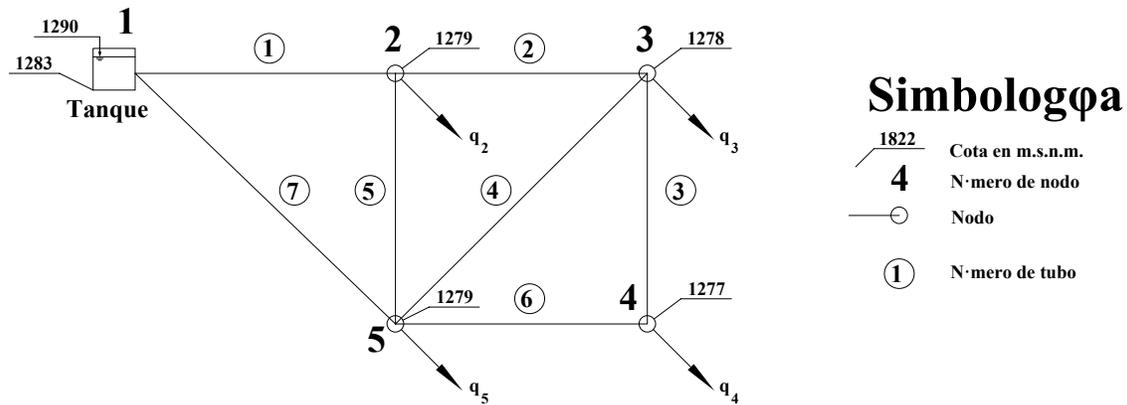


Figura 5.2 Red de distribución.

Tabla 5.1 Características de la red

Tramo	Longitud (m)	Nudo	Q_{dem} (m^3/s)	Cota (msnm)
1 - 2	4,195	1	0.00	1283
2 - 3	350	2	0.03	1279
3 - 5	1,760	3	0.07	1278
3 - 4	995	4	0.06	1277
2 - 5	1,740	5	0.04	1279
4 - 5	2,150			
1 - 5	5,205	nivel en el tanque		1290

En la Tabla 5.2 se presentan los costos para tubería de fibrocemento, clase A-5, actualizados a julio de 1996 de acuerdo con el diámetro. Los costos incluyen suministro e instalación.

Tabla 5.2 Costos de tubería de fibrocemento, clase A-5

Diámetro		Costo (\$/m)
milímetros	pulgadas	
50	2	23.42
75	3	55.13
100	4	62.07
150	6	97.85
200	8	115.34
250	10	147.15
300	12	184.24
350	14	266.72
400	16	324.43

El método descrito se aplicó empleando el método secuencial de Fibonacci. En la Tabla 5.3 se resumen las opciones de diámetro que se sugiere emplear en la red de distribución, las cuales van desde seis pulgadas hasta doce pulgadas.

Tabla 5.3 Diámetros factibles

Opción	1	2	3	4
Diámetro (mm)	150	200	250	300
Diámetro (plg)	6	8	10	12

Al emplear el mínimo diámetro (en este caso 150 mm) en toda la red del ejemplo no se obtienen resultados que satisfagan las condiciones hidráulicas (Tabla 5.4). Se observa que el nudo 1 es un tanque por lo que solo se considera la carga que señala el nivel de agua en el depósito.

Tabla 5.4 Resultados usando el diámetro de seis pulgadas (D_{min})

Tubo No.	Gasto (l/s)	Sale del Nudo	Velocidad (m/s)	Hf (m)	Nudo	Nivel piezométrico (m)	Carga sobre el terreno (m)	Gasto de demanda (l/s)
2	48.80	2	2.678	6.954	2	1261.185	-17.815	30.00
3	17.10	3	0.938	1.354	3	1254.231	-23.769	70.00
4	38.30	5	2.098	5.300	4	1252.877	-24.123	60.00
5	18.90	2	1.037	1.654	5	1259.531	-19.469	40.00
6	42.90	5	2.351	6.654	1	1290.000	7.000	0.00
1	97.80	1	5.359	28.815				
7	102.20	1	5.605	30.469				

De acuerdo con lo indicado anteriormente, se calculó la red asignando a todas las tuberías el diámetro de 200 mm. Tampoco se cumplió con las condiciones hidráulicas, por lo que a todas las tuberías de la red se les dió el diámetro de 250 mm. Como las presiones no satisfacen las restricciones, a todas las tuberías se les propuso un diámetro de 300 mm. El cálculo de la red mostró que la red cumple con las restricciones de presión como se observa en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Resultados usando el diámetro de doce pulgadas ($D_{máx}$)

Tubo No.	Gasto (l/s)	Sale del Nudo	Velocidad (m/s)	Hf (m)	Nudo	Nivel piezométrico (m)	Carga sobre el terreno (m)	Gasto de demanda (l/s)
2	48.83	2	0.204	0.541	2	1289.099	10.099	30.00
3	17.15	3	0.072	0.107	3	1288.882	10.882	70.00
4	38.22	5	0.160	0.411	4	1288.840	11.840	60.00
5	18.97	2	0.079	0.130	5	1289.047	10.047	40.00
6	42.85	5	0.179	0.516	1	1290.000	7.000	0.00
1	97.76	1	0.408	2.240				
7	102.26	1	0.427	2.369				

Al aplicar los pasos III y IV del método, se llega a la red óptima en 13 iteraciones (Tabla 5.6), siendo el funcionamiento hidráulico de esta red el mostrado en la Tabla 5.7.

**Tabla 5.6 Resultados del método de diseño óptimo de redes
(diámetros en las tuberías)**

TUBERÍA	F=0.618	F=0.382	F=0.2361	F=0.3262	F=0.2917	F=0.3130
1	12	10	-	10	-	10
2	6	6	-	6	-	6
3	6	6	-	6	-	6
4	12	10	-	6	-	6
5	10	8	-	8	-	8
6	12	12	-	12	-	12
7	12	12	-	12	-	12
COSTO PROPUESTO	190026	164825	148935	158755	155004	157322
COSTO DE LA COMBINACIÓN	190026	170391	NO CUMPLE	159041	NO CUMPLE	159041

NOTA: Diámetros en pulgadas.

↑
RED ÓPTIMA

Tabla 5.7 Cálculo de la red óptima

Tubo No.	Gasto (l/s)	Sale del Nudo	Velocidad (m/s)	Hf (m)	Nudo	Nivel piezométrico (m)	Carga sobre terreno (m)	Gasto de demanda (l/s)
2	66.88	2	0.279	1.014	2	1289.082	10.082	30.00
3	13.57	3	0.057	0.851	3	1288.068	10.068	70.00
4	16.60	5	0.069	0.997	4	1287.212	10.217	60.00
5	1.89	2	0.008	0.016	5	1289.065	10.065	40.00
6	46.40	5	0.194	1.848	1	1290.000	7.000	0.00
1	98.71	1	0.412	0.918				
7	101.29	1	0.423	0.935				

6. ANÁLISIS POR COMPUTADORA.

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

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

El archivo de datos contiene las características físicas de los tubos, tales como la longitud, coeficiente de rugosidad, diámetro, y datos de los nudos, los cuales definen su cota topográfica y la demanda o abastecimiento de agua en dichos nudos. Los nudos o uniones de tuberías indican extremos finales de tuberías o segmentos de tuberías. También se incluyen en este archivo los parámetros operacionales de la red, los cuales determinan el estado actual de las instalaciones complementarias del sistema tales como gasto y carga proporcionados por las estaciones de bombeo y elevación del nivel del agua en los tanques de distribución, así como el estado de las válvulas (reguladoras de presión, gasto, e incluso de seccionamiento, las cuales pueden ser cerradas por cuestiones operativas).

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

El análisis de redes por computadora tiene ventajas importantes, en lo referente a factores como su factibilidad, bajo costo, así como su sencillez. La factibilidad radica en el hecho de que se dispone de computadoras lo suficientemente potentes y rápidas como para realizar los cálculos correctos en poco tiempo. Lo anterior, permite la evaluación de un mayor número de opciones de solución en poco tiempo a un costo accesible. El costo del análisis por computadora se refleja en consecuencia en el diseño de la red haciéndola más económica y eficiente. Así mismo, los costos de construcción, operación y mantenimiento son reducidos al ser la red más eficiente. La sencillez en el análisis permite una mayor concentración del analista y del operador en el funcionamiento de la red, lo cual redundará en una mejor comprensión del desempeño del sistema, así como en el desarrollo de mejores estrategias de operación bajo condiciones desfavorables.

6.1 EVOLUCIÓN DE LOS PROGRAMAS DE REDES.

Los programas de redes han evolucionado paralelamente a las computadoras, de tal forma, que un avance en el campo de la computación, es reflejado inmediatamente en los programas de redes.

El análisis del funcionamiento de redes de distribución se inició en 1936, cuando se publicó el método de Hardy Cross. Este método es un esquema numérico sistemático que permite el cálculo de gastos y presiones en una red de distribución. Dada su laboriosidad y susceptibilidad a errores humanos en redes complejas o de varios circuitos, se convirtió en una aplicación ideal durante la aparición de las computadoras.

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

Con la aparición de las primeras computadoras (grandes, costosas y poco potentes en comparación con las actuales) se desarrollaron los primeros programas de redes (1950), los cuales tuvieron un uso muy limitado debido a su accesibilidad. Las computadoras de esta época eran multiusuario y se manejaban a través de terminales.

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

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

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

Finalmente, en los 80's y 90's han aparecido numerosos programas para el análisis de redes con mayores capacidades (número de tubos, circuitos o nudos), rutinas de simulación estática o dinámica, así como un mejor manejo de la base de datos (compatible con otros programas), gráficas, cálculos de costo de bombeo, diseño de

redes y rutinas de dimensionamiento óptimo de tuberías. Así mismo, algunos programas han combinado las capacidades de manejo de mapas computarizados, bases de datos y análisis de la red, así como el análisis mejorado de la demanda contra incendio y el reporte de resultados en bases de datos.

También han aparecido programas auxiliares o utilerías que comparten información con programas de análisis de redes como sistemas para el manejo de información geográfica (Geographic Information Systems, GIS), sistemas de diseño asistido por computadora (Computer Assisted Design, CAD) y otros que utilizan los datos y resultados del análisis de redes para elaborar gráficas, planos y reportes correspondientes a la red de tuberías, presiones, gastos, y comparación de alternativas.

6.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS PROGRAMAS DE REDES.

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

- 1) Determinación automática de la ubicación de hidrantes contra incendio. Selección de acuerdo a la zona y a la demanda contra incendio el número de hidrantes contra incendio necesarios.
- 2) Pronóstico de la demanda. Cálculo de los gastos de demanda en función del uso del suelo y factores tales como horas pico.
- 3) Optimación del diseño. Determinación del dimensionamiento más económico de tuberías en cuanto a costos de construcción y operación.
- 4) Usos de energía eléctrica. Uso de factores costo-energía para calcular requerimientos de energía y costos de bombeo.
- 5) Gráficos. Presentación en pantalla y en impresión del trazo y datos de la red, así como de su solución consistente en presiones, gastos, curvas piezométricas, etc.
- 6) Generación de datos de la red. Incluye la posibilidad de extraer una parte de la red y generar automáticamente el archivo de datos para su análisis. Esta capacidad puede ser empleada para combinar archivos de datos y simular redes de mayor dimensión.
- 7) Generación de hidrogramas. Graficación de hidrogramas para mostrar la variación de la demanda o del nivel en los tanques de distribución.
- 8) Distribución de demandas de la red. Se refiere a la asignación de demandas en los nudos.
- 9) Trazado de la red. Es la capacidad para realizar planos de la red con las

características físicas y de funcionamiento de la misma.

10) Optimización de operaciones. Es el proceso de determinar una estrategia de operación basada en la operación de costo mínimo.

11) Comparación de resultados. Análisis conjunto de opciones mediante tablas y/o gráficas.

12) Trazo de curvas piezométricas. Similares a las curvas de nivel topográficas pero referentes a cargas disponibles.

13) Trazo de curvas de presión/gasto. Posibilidad de trazar curvas de presión y gasto simultáneamente.

14) Simulación de componentes de la red. Incluye la modelación de bombas, válvulas de varios tipos (reguladoras de presión, de retención y de control de gasto) y en diferentes estados (sin operar, abierta, cerrada o semiabierta) y de almacenamientos.

15) Simulaciones temporales. El cálculo de gastos y presiones en una red bajo condiciones de demanda variable en un período de tiempo, usualmente de 24 horas presentando resultados a cada hora.

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

6.3 APLICACIONES DE LOS PROGRAMAS DE REDES.

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

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

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

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

Durante la operación, los sistemas de redes se utilizan para desarrollar estrategias de operación, entrenamiento de operadores y para analizar problemas de operación. Las

estrategias de operación pueden estar basadas en condiciones de emergencia, cortes de energía eléctrica, restricciones del agua proveniente de la fuente, o de índole diversa. Por ejemplo, pueden desarrollarse planes de contingencia en el caso de falla de una estación de bombeo.

6.4 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL PROGRAMA DE REDES.

Los programas de redes tienen gran variedad de aplicaciones y es importante que el usuario o analista establezca cual aplicación o uso es el más apropiado en su situación. Es importante resaltar que un programa de redes es una herramienta de análisis y que el usuario deberá tener en cuenta su juicio y experiencia en la interpretación de resultados.

La selección adecuada del programa de redes depende de factores tales como los recursos de cómputo disponibles, juicio y experiencia del usuario o analista, así como de las aplicaciones destinadas al programa. Algunas de las funciones adicionales de los programas descritas anteriormente (subcapítulo 6.2), simplifican en gran manera la toma de decisiones, sin embargo, algunas de estas funciones requieren equipos de cómputo costosos (estaciones de trabajo y plotters), así como capacitación adicional del usuario en el uso del programa y del equipo.

En caso de requerirse un programa adicional de manipulación de datos o de análisis específicos que no existiese a la venta, deberá considerarse la elaboración del mismo o la modificación de alguno de los existentes.

Es importante apreciar el grado de detalle deseado en el análisis. Los modelos dinámicos o de períodos extendidos proveen una simulación del sistema a lo largo del tiempo, pero requieren mayor cantidad de información (especialmente de parámetros operacionales y condiciones de demanda horaria). Los modelos estáticos requieren menos información, pero se necesita una mayor sensibilidad del funcionamiento del sistema por parte del analista.

Finalmente, se puede afirmar que el éxito de la modelación depende en gran medida, de la calibración, por lo que es conveniente comparar las mediciones de campo con los resultados obtenidos, para hacer los ajustes necesarios.

6.5 PREPARACIÓN DEL MODELO.

El modelo matemático contenido en el programa de redes permite simular el funcionamiento hidráulico de la red de distribución. Se busca una representación matemática precisa del comportamiento hidráulico del sistema, es decir, que exista la mayor similitud posible entre las condiciones observadas y las calculadas. La preparación del modelo implica llevar a cabo las actividades necesarias para obtener un modelo preciso y confiable.

Un aspecto que es conveniente evaluar antes de preparar el modelo son los alcances del modelo. De esta forma se establece el grado de detalle, la precisión y la forma de seleccionar los datos. Cabe resaltar que a mayor detalle, se requiere mayor cantidad de

datos, como sucede en el análisis dinámico de una red. La precisión depende de la sensibilidad al cambio del sistema y, finalmente, la forma de seleccionar los datos dependerá de los objetivos del análisis.

Al preparar el modelo, existirá una gran diferencia entre modelar una red existente y una en proyecto. En la primera deberán recabarse datos físicos y operacionales de la red, lo más fieles posibles; y en la segunda deberán establecerse ambos tipos de datos, basándose en la operación de mínimo costo. A continuación se establece cómo preparar un modelo para redes existentes, aunque deberá determinarse la misma serie de datos para proyectos nuevos.

Las actividades de preparación del modelo pueden dividirse en dos etapas:

- 1) Recolectar datos de la red, y
- 2) Calibrar el modelo.

La recolección de datos consiste en preparar el archivo de datos que describe físicamente a la red, incluyendo las características de los tubos y de los nudos, capacidad de las estaciones de bombeo y de los almacenamientos, así como ubicación y características de las diferentes válvulas existentes. También se deberán obtener parámetros operacionales tales como el gasto y la carga entregados por las estaciones de bombeo, niveles en los almacenamientos, estado de las válvulas, presiones en puntos particulares en el tiempo como en horas pico, así como los valores de consumo de agua en los nudos en un tiempo específico (se puede aplicar un factor multiplicativo para representar el mismo punto en el tiempo).

La recolección de datos de la red involucra llevar a cabo un inventario del sistema para:

1) Determinar la configuración existente de la red. Se establecen las características de:

- Tuberías: Trazo, diámetro, longitud, tipo, edad y condiciones actuales.
- Almacenamientos: Ubicación, capacidad, dimensiones, elevación o cota topográfica, niveles de operación y conexiones al sistema.
- Estaciones de bombeo y rebombes: Ubicación, elevación, capacidad, número de bombas, curvas características actuales (se pueden determinar variando el gasto y midiendo las presiones de entrada y de salida en la bomba).
- Válvulas: Ubicación, elevación, propósito, estados de operación (cerrada, abierta, o si es de control, sus parámetros de operación).

2) Revisar registros operativos del sistema (si es posible con los propios operadores). De esta forma, se puede obtener:

- Producción de plantas de tratamiento.
- Gastos y presiones provistas por estaciones de bombeo y rebombes.

- Variaciones de nivel en el almacenamiento, diarias y por temporada.
 - Criterios de operación de bombas, almacenamientos y fuentes de abastecimiento.
 - Registros de consumos de instalaciones medidoras o dosificadoras.
 - Registros de observación de presiones bajas, los cuales indiquen deficiencias en el sistema.
 - Observaciones sobre la capacidad de proveer gastos contra incendio.
- 3) Revisar registros de consumo de agua para determinar:
- Ventas de agua.
 - Población servida.
 - Número y tipo de conexiones.
 - Consumos por ruta y usuarios mayores.
 - Factores pico.
 - Curva de demanda del sistema.
- 4) Determinar las demandas de agua empleando las proyecciones de población y de uso del suelo. Así, se determinan para el sistema total, zonas de presión y usuarios mayores, los siguientes datos:
- Demanda promedio anual.
 - Demanda diaria máxima.
 - Demanda en hora pico.
 - Demanda contra incendios.
 - Demanda horaria mínima (o máximo reabastecimiento del almacenamiento).
 - Otras condiciones de demanda crítica.
- 5) Establecer información de respaldo para mejorar el manejo de energía y definir mejoras operativas al:
- Trazar las curvas características de bombas vs curva del sistema.
 - Establecer el gasto de bombeo promedio diario a partir de la curva de demanda diaria.
 - Determinar cómo optimar el uso de almacenamientos y energía auxiliar en el sistema para reducir el gasto pico de bombeo al promedio diario.
 - Revisar los arreglos de tuberías a almacenamientos para determinar restricciones de almacenamiento.
 - Examinar las curvas de bombeo contra las curvas del sistema para determinar

la secuencia de operación óptima basada en las demandas del sistema.

Una vez realizado el inventario del sistema, se pueden determinar las condiciones críticas de demanda que limitan la eficiencia de los componentes del sistema, y posteriormente, establecer los datos iniciales del modelo.

La calibración del modelo permite hacer ajustes menores a la base de datos iniciales, hasta que los resultados reflejen, con un grado aceptable de precisión, el funcionamiento hidráulico de la red.

Durante la etapa de calibración se puede llevar a cabo un programa para recopilar y verificar datos físicos y operacionales durante las diversas condiciones de demanda, y determinar la eficiencia del sistema. Al realizar una serie de "corridos" del programa o simulaciones, se determina el nivel de confianza alcanzado por el programa para predecir el comportamiento del sistema. En su caso, se harán las investigaciones necesarias para resolver discrepancias fuertes entre la simulación y las mediciones o datos de campo.

El archivo de datos del modelo se compone de datos físicos de la red y de datos operacionales. La parte del archivo que representa los datos físicos es el modelo base. Debido a que los datos operacionales son usualmente incompletos y no totalmente precisos, se deberán hacer ajustes a estos datos hasta que se refleje con suficiente precisión el comportamiento hidráulico de la red en estudio. El modelo, una vez calibrado, puede ser utilizado para realizar modificaciones a la red y evaluar el efecto de los cambios bajo diversas condiciones.

6.6 PROCEDIMIENTO DE CAPTURA DE DATOS.

A fin de llevar a cabo la elaboración del modelo base, que contiene las características físicas del sistema de tuberías, conviene esquematizar la red. Para ello se trazan en un dibujo las tuberías representándolas con líneas, así mismo se ubican y simbolizan instalaciones hidráulicas tales como tanques, pozos, estaciones de bombeo, y válvulas de control (en general, instalaciones o dispositivos que intervengan en el funcionamiento hidráulico de la red). En este esquema conviene indicar las elevaciones o cotas topográficas de: extremos de tuberías (en uniones y libres), estaciones de bombeo, pozos, tanques y válvulas de control; así como diámetros de tuberías y niveles de operación de tanques. También es útil anotar los diámetros y las longitudes de las tuberías entre nudos.

En el análisis de redes de tuberías se utilizan datos de pocas tuberías, usualmente la red primaria, para simular el comportamiento hidráulico de la red. Para determinar cual es la red primaria se puede seguir el siguiente criterio:

- 1) Se trazan las tuberías de 30 cm de diámetro y mayores; y
- 2) Se seleccionan las más importantes de 15 a 30 cm de diámetro (algunas de la red secundaria).

Como primer paso en la captura de datos, se numeran progresivamente los nudos (uniones o extremos de tuberías, tanques, etc.) y los tubos que unen dichos nudos. La numeración de tubos y nudos es independiente. Es conveniente revisar que la numeración sea continua y no se repitan datos con el fin de evitar errores de captura.

Aunque todos los programas disponibles comercialmente para el análisis de redes requieren la descripción física del sistema, el procedimiento de captura de datos puede tener algún formato especial.

En general, durante la captura de datos conviene realizar las siguientes actividades:

1) En tuberías:

- Asignar un número de identificación.
- Establecer la longitud entre nudos.
- Determinar el diámetro y coeficiente de rugosidad de cada segmento de tubería (La edad del tubo puede influir en su valor).

2) Para los nudos:

- Asignar un número de identificación.
- Establecer la cota topográfica o elevación superficial.

3) En las estaciones de bombeo y rebombes:

- Asignar nudos o segmentos de línea a cada instalación.
- Establecer la curva característica de cada bomba.
- Definir los niveles de operación de bombas (presión o elevación).
- Establecer la elevación en cada bomba.
- Identificar y asignar valores a pérdidas menores en la estación de bombeo (o modificar la curva característica).

4) Para las válvulas de control o reguladoras:

- Asignar nudos o segmentos de línea a cada instalación.
- Determinar las disposiciones de operación (gasto o presión) tanto aguas arriba como aguas abajo.
- Establecer las cotas superficiales en cada válvula.

5) En almacenamientos:

- Asignar la localización del nudo.
- Definir la capacidad, dimensiones, gasto y rango de operación.
- Establecer la cota topográfica y elevación del nivel del agua en el tanque para cada almacenamiento.

Los programas de redes tienen limitaciones de acuerdo al número de nudos y de tubos que pueden analizar o en cuanto a la computadora en que se pueden utilizar. Se observa que de acuerdo al tamaño de la red a analizar se requiere mayor: cantidad de memoria de computadora, velocidad y tiempo de procesamiento. En algunos casos puede ser necesario reducir la red en cuanto al número de nudos o de tuberías, ya sea excluyendo tuberías de diámetros pequeños o dividiendo la red en zonas de presión. Algunos programas pueden fragmentar la red, analizar los fragmentos y posteriormente modelar el análisis combinado de la red en conjunto.

Conviene hacer algunas observaciones acerca de bombas y almacenamientos. Las bombas elevan la presión en el lado de la descarga, por lo que en ciertos casos son modeladas como almacenamientos de carga constante (dependiendo del objetivo del estudio).

Con respecto a los almacenamientos, los niveles fluctúan con respecto a la demanda, por lo que se deberán establecer las dimensiones del tanque, los rangos de operación, válvulas de control y la zona de servicio que abastecen. La capacidad del almacenamiento se puede representar como el volumen de agua almacenado o como el volumen disponible. En muchos casos, el volumen disponible es menor a la capacidad del tanque, debido al volumen de reserva contra incendios y condiciones de emergencia. Así, es importante obtener la capacidad real del almacenamiento, las condiciones de derrame y bordo libre para cada tanque, y el nivel considerado como mínimo. También, puede ser útil información de control sobre la forma en que se activan bombas y funcionan válvulas de altitud. De esta forma, de acuerdo a los gastos de salida o de entrada se puede determinar un incremento o decremento en el nivel del tanque.

La información anterior se puede incluir en el archivo de datos de la red dinámica para que el programa ajuste los niveles en el tanque. En los análisis estáticos no se incluyen todos los datos anteriores, pero permiten interpretar y evaluar los resultados del modelo bajo condiciones especiales (por ejemplo, presiones disponibles con demanda máxima teniendo el tanque con nivel bajo).

Finalmente se anexa la información que pone a prueba el funcionamiento de la red, la cual es la demanda en los nudos. La demanda describe el uso del agua en el modelo de distribución. Para determinar la demanda en los nudos puede consultarse el siguiente capítulo. En la demanda pueden considerarse las pérdidas en el sistema (ningún sistema está libre de fugas), las cuales varían del 4 al 30% dependiendo del tamaño de la localidad. Se puede usar un valor promedio de fugas del 15%, aunque en sistemas con varios años de uso deberá incrementarse su valor.

6.7 CALIBRACIÓN DEL MODELO.

En la calibración del modelo resultan útiles las mediciones hechas en campo. Algunas mediciones se pueden hacer en períodos de baja demanda para no afectar a los usuarios como:

- Elaborar las curvas características de las bombas.
- Determinar el coeficiente de rugosidad con pruebas de pérdida de carga en tramos de tuberías representativos.

Otras mediciones se hacen en períodos de alta demanda como:

- Mediciones de presión en zonas con demanda alta o baja presión.
- Pruebas de gasto contra incendio.

Finalmente, algunas mediciones requieren un monitoreo continuo como pueden ser registros de:

- Presiones, gastos y consumos en puntos clave del sistema. A partir de estos datos se pueden establecer patrones de consumo en líneas troncales.
- Gastos y niveles en tanques, plantas de tratamiento, y pozos.
- Operación de bombas y rebombeos (gastos y presiones).

Para calibrar el modelo se hacen ajustes en las demandas nodales y coeficientes de fricción según se considere hasta afinar el modelo. Se dice que un modelo está calibrado cuando las condiciones observadas en campo y las calculadas difieren de un 5 al 10% (dependiendo del tamaño del sistema). Para verificar la precisión del archivo base, se varían las condiciones de demanda (demanda promedio y demanda máxima horaria) y se analizan y comparan con las observadas.

A partir de los resultados del programa durante la calibración se determina el nivel de confianza que tiene el modelo para predecir el comportamiento del sistema. En caso de existir discrepancias fuertes, deberán investigarse la operación de válvulas (cerradas o abiertas), conexiones incorrectas de tuberías, diámetros incorrectos, y datos operacionales dudosos.

Aunque el procedimiento de calibración es laborioso, una vez calibrado el modelo se puede predecir con confianza el comportamiento del sistema cuando se le hacen mejoras o se somete a otras condiciones de operación.

6.8 ANÁLISIS DEL SISTEMA.

Una vez que se ha calibrado el modelo y se tiene confianza en sus predicciones, puede realizarse una serie de análisis del mismo. Las características de tuberías, bombas y almacenamientos representan variables independientes del sistema que pueden ajustarse para mejorar su comportamiento.

Para lograr un buen funcionamiento del sistema se sigue un procedimiento de prueba y error, basado en la experiencia del analista y en las respuestas del modelo. En primer término, se definen las condiciones limitantes de operación del sistema, es decir, las condiciones de operación críticas.

Aunque existen varias condiciones críticas, algunas de ellas son más severas que otras. Así, pueden analizarse únicamente las más severas. Dependiendo del propósito

del estudio, las condiciones más desfavorables de operación del sistema de distribución pueden ser:

- Demanda cuando el nivel en los tanques es mínimo (mínimas presiones de operación).
- Demanda máxima horaria.
- Demanda máxima horaria y contra incendio en puntos específicos.

El factor de demanda horaria cuando el tanque está a nivel mínimo puede considerarse de 0.39 y de 1.45 cuando la demanda es máxima. Usualmente varían de 0.2 a 0.6 y de 1.3 a 2 respectivamente, dependiendo de la localidad. De la misma forma, el factor de demanda máxima en un día puede variar entre 1.2 y 2.5.

Cuando se analiza el funcionamiento de un componente de la red, las condiciones críticas pueden variar. Así en el caso de:

- Tuberías: Pueden analizarse máxima demanda horaria, máxima demanda horaria y contra incendio, o nivel mínimo en el tanque.
- Almacenamientos: demanda en horas pico, y demanda máxima diaria mas demanda contra incendio.
- Bombas: demanda máxima diaria, demanda máxima diaria y contra incendio, y demanda en horas pico.

Puede darse el caso de que se desee analizar condiciones de emergencia, como contaminación de pozos (por lo cual no podrán utilizarse), daños por sismo en diversos componentes del sistema (tanques, tuberías, e instalaciones de bombeo). Estos análisis permitirán establecer alternativas de operación durante contingencias.

Cuando ya se han establecido las condiciones críticas de operación, se harán las simulaciones correspondientes y para verificar el buen funcionamiento del sistema habrán de compararse los resultados (presiones, velocidades y pérdidas de carga) contra estándares o criterios de diseño preestablecidos.

Las presiones pueden variar por ejemplo, entre 10 y 50 mca, las velocidades no deben ser mayores a 1.5 m/s y la pérdida de carga no podrá ser mayor a 0.01 m/m en tuberías de diámetros pequeños y de 0.003 m/m en tuberías con diámetros de 40 cm o más. Las presiones negativas son obligadas por el modelo al suministrar los gastos demandados, realmente representan zonas con problemas de abastecimiento por lo que se harán ajustes.

En caso de no cumplirse con los criterios de diseño se modificará el trazo de tuberías o cambiarán diámetros hasta cumplir con los criterios de diseño. En el caso de tuberías existentes se puede reemplazar la tubería por una más grande o colocar una paralela, o trazar otras tuberías desde otras zonas para abastecer zonas que presenten deficiencias en el abastecimiento. La mejor solución, depende en gran manera del juicio del analista.

En el caso del dimensionamiento de estaciones de bombeo se pueden proponer varias bombas en una sola instalación (dependiendo del gasto y carga por suministrar). El análisis se lleva a cabo suponiendo que la bomba de mayor capacidad no opera, así se modela el sistema bajo condiciones de máxima demanda mas demanda contra incendio y se busca que las bombas operen en su rango de mayor eficiencia posible.

Para modelar almacenamientos deberán proponerse uno o varios, ya sea superficiales o elevados, dependiendo del tamaño y topografía de la zona por servir. Los análisis se pueden enfocar a encontrar la combinación más económica de bombas, tuberías y almacenamientos. Puede darse el caso de optar por almacenamientos elevados pues presentan ventajas de operación más simple y presiones más uniformes que en los rebombes. Se debe analizar el tamaño y ubicación (incluyendo la elevación) de los tanques con respecto a otros componentes de la red (fuentes, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo y líneas troncales). Se buscará facilidad en el ingreso y extracción de gastos altos. Cuando los tanques no puedan proveer el gasto necesario, puede analizarse la opción de que las estaciones de bombeo suministren un gasto adicional en períodos de máxima demanda.

Conviene realizar un índice o lista de las modelaciones por simular y descartar aquellas cuyas condiciones puedan ser cubiertas por otras, para evitar un exceso de cálculos y resultados que dificultan la toma de decisiones.

Cuando ya han sido realizadas las simulaciones y ajustes correspondientes hasta determinar una configuración adecuada del sistema de acuerdo a los objetivos del estudio (proyecto, rehabilitación, adecuación, etc.), puede hacerse un análisis de sensibilidad del sistema. Este análisis permite verificar la eficiencia del sistema bajo condiciones variables de operación y proponer futuras mejoras. Por ejemplo, es posible:

- 1) Incrementar el coeficiente de rugosidad (10 al 20%).
- 2) Incrementar las condiciones de demanda (15 al 25%).
- 3) Proponer puntos específicos de gran demanda en el sistema.

La inversión y el esfuerzo realizados para obtener un modelo calibrado y confiable de la red puede perderse si no se le da al modelo un uso y mantenimiento continuos durante la operación de la red, pues siempre es útil contar con una herramienta de predicción del comportamiento de la red bajo condiciones no consideradas en el diseño. De esta forma, se pueden analizar:

- Cambios en las políticas de operación.
- Mejoras continuas al sistema.
- Condiciones futuras.
- situaciones de vulnerabilidad (falla de componentes del sistema).

En el Anexo A se presentan algunos ejemplos de programas de computadora que se pueden utilizar en el diseño y revisión del funcionamiento hidráulico de redes de distribución.

7. ELABORACIÓN DEL PROYECTO.

7.1 ESTUDIOS BÁSICOS.

7.1.1 Datos generales.

El proyecto deberá contener los siguientes datos:

- a) Nombre completo de la localidad, municipio y estado a que pertenece.
- b) Ubicación geográfica y altitud media sobre el nivel de mar.
- c) Clima, comunicaciones y principales actividades económicas de la localidad.
- d) Población según el último censo oficial y población actual.
- e) Número de colonias que integran la localidad y características socioeconómicas.
- f) Planes de desarrollo urbano existentes.

7.1.2 Servicio de agua potable.

Para el caso de proyectos de rehabilitación o ampliación, se realizará una descripción de cada uno de los elementos que integran el sistema, así como de su estado de conservación y grado de aprovechamiento.

1) Fuente(s) de abastecimiento:

- Obra de captación: tipo y niveles de operación.
- Ubicación con respecto a la localidad. Distancia y niveles.
- Gasto de explotación y potencial.

2) Conducción:

- Planos de planta y perfil con indicaciones de gasto conducido, perfil piezométrico, diámetro y clase.

3) Bombeo:

- Planos de localización y detalle.
- Número y características de bombas y motores. Horario de operación.
- Niveles de agua en la toma de agua de las bombas.

4) Red de distribución. Plano de la red indicando:

- Escala.
- Cobertura.
- Nombres de calles
- Longitudes, diámetros y clase de tubería.
- Válvulas y cruceros.
- Hidrantes para toma pública.
- Hidrantes contra incendio.
- Presión manométrica en las horas de máximo y mínimo consumo en diferentes puntos de la red.

- Zonas con servicio continuo y zonas con servicio intermitente, en este último caso indicar los motivos de este funcionamiento.

5) Tomas domiciliarias y medidores:

- Volumen total mensual y anual medido.
- Consumo promedio mensual por toma, y por tipo de consumidores (domésticos, instituciones públicas, comercios, industrias, etcétera).
- Frecuencia de consumos mensuales para cada uno de los tipos anteriores, en el último año y un año anterior.
- Número de solicitudes actuales para conexión de tomas domiciliarias.
- Padrón de usuarios a servir (no es indispensable). Con el padrón se podrán determinar los errores de lectura en los medidores, registros inadecuados, etcétera.
- Resumen de la población servida indicando el número de habitantes por cada toma, con medidor y con hidrante público.

6) Regulación:

- Planos de localización y de detalle del o de los tanques.
- Dimensiones, capacidad y niveles de operación.
- Registros de gastos de ingreso y salida, de existir.
- Planos funcionales.

7.1.2.1 Cobertura por tipo de usuario.

En un plano zonificado por tipo de usuario (comercial, industrial y doméstico), se indicará la cobertura actual del servicio de agua potable, identificando las zonas con servicio continuo y aquellas con servicio intermitente. El plano deberá contener un cuadro resumen en donde se indiquen los por cientos de cobertura por tipo de usuario, relativos al área que cuenta con servicio y al área total de la zona urbana.

7.1.2.2 Oferta actual y potencial de agua.

Se ubicarán en un plano las fuentes de abastecimiento (con distancias y niveles referenciados a los mismos bancos usados en la zona urbana) indicando los gastos que producen. De no contar con información del gasto producido en las fuentes se deberán realizar aforos para obtener dicha información.

Se indicará el tipo de obra de captación, así como su estado de conservación y grado de aprovechamiento, expresado como una relación entre la capacidad instalada y el gasto producido.

Se deberán identificar todos los usos del gasto producido por las fuentes, adicionales al abastecimiento a la localidad en estudio, tales como: riego, entrega en bloque a otras poblaciones, etc.

Se revisará la información existente sobre la geohidrología de la zona y se ubicarán en el plano sitios factibles de explotación futura y gasto potencial de aprovechamiento.

Finalmente, el gasto potencial total será la suma del gasto producido por las fuentes que no es aprovechado, más el gasto factible de aprovecharse por fuentes adicionales.

7.1.2.3 Zonas con déficit.

Se señalarán, en un plano de la localidad, las zonas que presentan problemas de abastecimiento con base en los registros de presiones en la red, o en su defecto, con base en la experiencia del personal que la opera. Se diferenciarán las zonas con presiones fuera de norma, las que cuentan con servicio continuo e intermitente, identificando, en el segundo caso, el horario en el que se lleva a cabo el abastecimiento.

7.1.2.4 Zonificación por tipo de material y antigüedad de la tubería.

Mediante la información proporcionada por el personal que opera el sistema de agua potable, se elaborará un plano de la red en el que se indicarán los diámetros y el material de la tubería que la forma. De contar con información, se zonificará este plano de acuerdo con la antigüedad de la tubería (años de servicio). Cuando la información no sea suficiente se procederá de acuerdo a lo señalado en 7.1.2.6.

7.1.2.5 Padrón de usuarios.

Es recomendable contar con los siguientes datos:

- Número total de tomas.
- Número de tomas por tipo de usuario: comercial, doméstico, industrial y de servicios.
- Número de tomas con medidor, señalando de ser posible: rango, tipo y marca.
- Consumo mensual medido.
- Consumo mensual facturado.
- Consumo mensual cobrado.

7.1.2.6 Catastro de la red.

Cuando no se cuente con información sobre la red existente, o ésta no sea confiable, se realizará un levantamiento de la infraestructura instalada mediante la inspección de cajas de válvulas o excavación de pozos de inspección en número suficiente para realizar un plano en el que se indique: longitud, diámetro y material de la tubería que integra la red de agua potable, ubicación y croquis de cruceros; ubicación, elevación de plantilla y capacidad de tanques de almacenamiento; cajas rompedoras de presión, hidrantes públicos y contra incendio; y cualquier otro elemento del sistema. También se señalarán en el plano los puntos de alimentación a la red y los gastos de ingreso al sistema. Estos trabajos se efectuarán mediante los procedimientos descritos en la sección "Topografía" de este Manual.

7.1.3 Información topográfica.

La planimetría que se requiere para el diseño de una red se dibuja a escala 1:2000, que corresponde a los planos más detallados con que cuentan en los organismos operadores. Esta planimetría debe incluir calles y manzanas y, si es posible, lotes. Por su parte, la altimetría debe incluir una nivelación a lo largo de las calles, o por lo menos, los niveles de las intersecciones y de los puntos altos y bajos.

Cuando a lo largo del trazo de alguna línea existan interferencias con otras instalaciones urbanas o con accidentes naturales del terreno, además del levantamiento topográfico usual, se realizará un levantamiento topográfico a detalle de estos sitios para diseñar la forma en la que la tubería proyectada pasará por ellos.

Cuando se elabore un proyecto de rehabilitación y no se cuente con los planos de la red original o éstos no sean confiables, se hará el levantamiento topográfico correspondiente, incluyendo las características de la red existente, empleando los procedimientos descritos en el tema "Topografía" del manual.

7.1.4 Información adicional para el proyecto.

1) Distribución:

- Localización de industrias indicando su fuente de abastecimiento, gastos medio y máximo requeridos, así como el sitio de descarga.
- Plano predial en el que se localicen edificios públicos, jardines, hospitales, escuelas y lugares notables.
- Plano con las distintas zonas de población en cuanto a densidad.
- Plano de pavimentos y banquetas.
- Clasificación de terreno para estimación de terracerías, según la sección "Geotecnia" de este Manual.

2) Hidrantes para toma pública requeridos:

- Localización en coordinación con las autoridades municipales correspondientes y justificación.

3) Demanda contra incendio:

- Ver las recomendaciones indicadas en el tema "Datos básicos" de este manual.

4) Hidrantes contra incendio:

- Localización en coordinación con las autoridades municipales correspondientes y justificación.

5) Los siguientes datos se determinarán según lo indicado en el tema "Datos básicos" del presente manual*:

- Población de proyecto.
- Dotación.
- Demanda.
- Gasto medio diario (l/s).
- Gasto máximo diario (l/s).
- Gasto máximo horario (l/s).
- Coeficientes de variación diaria y horaria del consumo.

7.2 DATOS DE PROYECTO.

7.2.1 Período de diseño.

Para el período de vida útil de las obras a proyectarse, se deberán de considerar los valores recomendados en el tema "Datos básicos" de este manual. Se especificarán las diferentes etapas que integran el proyecto a lo largo del período de diseño, mismas que estarán en función de la capacidad de inversión y la vida útil de los elementos que integran la obra.

7.2.2 Dotación.

El volumen de agua a distribuir se determinará con base en los datos establecidos para el proyecto, el cual puede ser de rehabilitación o nuevo. La población de proyecto se apoyará en la del año actual del proyecto y se proyectará anualmente en todo el período económico de diseño.

Se emplearán los valores de dotación establecidos en el tema "Datos básicos" de este manual.

7.2.3 Proyecciones de población por tipo de usuario.

La población de proyecto se apoyará en la del año actual y se determinará su crecimiento hasta el horizonte de diseño de acuerdo con la metodología planteada en el tema "Datos básicos" de este manual. La proyección del crecimiento de la población se determinará para cada tipo de usuario, incluyendo el pronóstico del crecimiento para los sectores industrial y comercial con base en los planes de desarrollo urbano de la localidad.

* El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua ha efectuado estudios de dotaciones de agua potable en 22 ciudades, y de pérdidas de agua en 15 ciudades de la República Mexicana por lo que se pueden consultar estos resultados cuando en la localidad en estudio no se tenga información (CNA, 1992 y 93).

7.2.4 Presiones.

Las presiones o cargas disponibles de operación, que se han de obtener en el diseño de la red para la red primaria, deberán ser suficientes para suministrar una cantidad de agua razonable en los pisos más altos de las casas, fábricas y edificios comerciales de no más de 6 pisos. Deberán estar comprendidas entre 1.5 a 4.0 kg/cm² (15 a 40 metros de columna de agua).

Para localidades urbanas pequeñas se admite una presión mínima de 1 kg/cm² (10 m.c.a.).

La presión máxima (carga estática) admisible no deberá ser mayor a 5 kg/cm² (50 m.c.a.).

7.2.5 Servicio contra incendio.

En pequeñas localidades, salvo casos especiales, se considera innecesario proyectar sistemas de abastecimiento de agua potable que incluyan protección contra incendios. En localidades medianas o grandes (mayores de 25,000 habitantes) el problema debe ser estudiado y justificado en cada caso, de acuerdo con la realidad local.

Cuando se considere necesaria la protección contra incendio, debe tenerse presente que la presión requerida debe obtenerse preferentemente mediante bombas del equipo contra incendio y no de las presiones que puedan tenerse en las tuberías de la red. La red debe tener capacidad para satisfacer la demanda que se da por la suma de los gastos máximo diario y la que corresponda por el uso simultáneo de los hidrantes de incendio, de acuerdo con el criterio dado en el tema "Datos básicos" de este Manual.

1) Presiones:

La mínima en cualquier hidrante no debe ser inferior a 3 m.c.a., cuando se esté extrayendo agua y se tenga equipo móvil contra incendio.

2) Diámetro:

Los hidrantes contra incendio deberán conectarse a tuberías principales cuyo diámetro mínimo sea de 100 mm (4").

3) Localización:

La localización y especificaciones de los hidrantes contra incendio se hará de acuerdo con el cuerpo de bomberos de la localidad. De él se obtendrá un plano debidamente autorizado con la mencionada localización. Si la localidad no cuenta con cuerpo de bomberos y por lo tanto no existe equipo contra incendio que conectar a hidrantes, se debe analizar la factibilidad de que en el corto o mediano plazo la localidad pueda contar con este tipo de equipo, y programar la instalación de hidrantes contra incendio en etapas subsecuentes.

7.2.6 Capacidad de la red.

La capacidad de la red de distribución debe ser diseñada para el mayor valor de los siguientes:

- 1) El consumo máximo horario más la demanda industrial.
- 2) El consumo máximo diario más la demanda industrial y el gasto contra incendio.

Para el gasto contra incendio se debe tener en cuenta el tipo de construcciones, y la posible utilización simultánea de varios hidrantes, de acuerdo con las autoridades correspondientes (municipales y cuerpo de bomberos).

7.3 METODOLOGÍA.

El esquema de las etapas de diseño de un proyecto nuevo o uno de rehabilitación es el que se muestra en la figura 7.1. Es común que un proyecto de rehabilitación incluya zonas de proyecto nuevo (ampliación). En este caso se realizarán todas las etapas de diseño.

La etapa de determinación de los datos del proyecto es semejante en los proyectos nuevos y en los de rehabilitación.

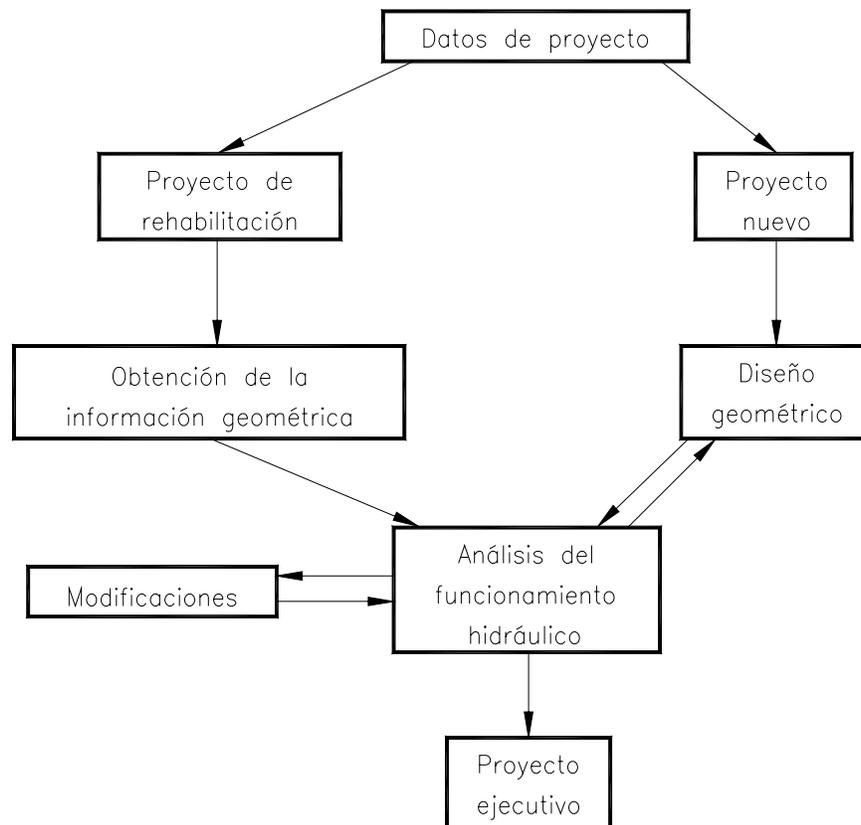


Figura 7.1 Etapas de diseño

En el segundo caso, la siguiente etapa consiste en obtener la información geométrica e hidráulica de la red existente. Esta información incluye las longitudes, los diámetros y materiales de las tuberías, válvulas y los problemas observados en la operación de la red. Después, se analiza el funcionamiento hidráulico de la red que ya existe y se diseñan las modificaciones necesarias para adecuar su funcionamiento a las nuevas condiciones del proyecto.

Posteriormente, se analiza el comportamiento hidráulico de la red modificada y, por último, se elabora el proyecto ejecutivo de las modificaciones.

El proyecto de las redes nuevas requiere de un menor número de etapas. Después de determinar los datos del proyecto se hace el diseño geométrico de la red. El primer paso consiste en trazar la red en el plano urbanístico de la zona. Posteriormente se estiman los diámetros necesarios de las tuberías para que circulen los gastos de diseño. Los materiales de los tubos se seleccionan con base en los diámetros estimados, la rugosidad del material, las presiones de operación, la agresividad del agua, así como el costo del suministro e instalación de la tubería y de las piezas especiales.

A continuación se analiza el funcionamiento hidráulico de la red, es decir, se calculan los gastos en cada tramo y las cargas disponibles en los nudos. Por último, se elabora el proyecto ejecutivo de la red, que consiste en la definición de la ubicación de las válvulas de seccionamiento, hidrantes y cajas contra incendio, cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras, el diseño de cruceros, la definición de los tamaños de las zanjas y los atraques de las piezas especiales.

Los pasos detallados del diseño se pueden resumir de la siguiente manera:

- 1) Seleccionar el esquema general de la red de distribución, incluyendo zonas de presión y tanques de regulación.
- 2) Trazar la red.
- 3) Calcular la demanda de agua y concentrarla en los nudos.
- 4) Seleccionar de manera aproximada los diámetros de los tramos nuevos de la red.
- 5) Hacer el cálculo hidráulico de la red para verificar si se cumplen las siguientes condiciones:
 - En todos los nudos de la red primaria la presión debe ser mayor que la mínima requerida y menor que la máxima admisible, indicadas en 7.2.4.
 - En todos los tramos la velocidad de circulación del agua debe ser menor que la máxima admisible indicada en el tema "Datos básicos" de este manual.
 - En el tema "Datos básicos" se indican también velocidades mínimas admisibles. Estas son obligatorias en tuberías de conducción. En una red de distribución que opera con gastos variables durante el día, no es posible lograr

en todos los tramos y en todos los momentos una velocidad mínima, y esa condición no es obligatoria. Se tratará de cumplirla en lo posible para las tuberías de mayor diámetro, de tal manera que para las condiciones de demanda máxima horaria la velocidad mínima sea igual o mayor a 0.3 m/s.

- 6) Modificar los diámetros de algunos tramos o los parámetros asumidos de tanques y rebombes, si no se cumplen las condiciones indicadas en el punto 5.
- 7) Los puntos 5 y 6 se repiten hasta lograr el cumplimiento de las condiciones hidráulicas en toda la red.
- 8) Dimensionar los tanques de regulación.
- 9) Calcular las dimensiones de los rebombes y seleccionar las bombas.
- 10) Ubicar y calcular las dimensiones de las cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras de presión.
- 11) Elaborar el proyecto ejecutivo de la red, el cual incluye lo siguiente:
 - Ubicación de las válvulas e hidrantes en el plano de la red.
 - Diseño de los cruceros.
 - Definición del tamaño de las zanjas, según las recomendaciones del tema "Datos básicos".
 - Diseño de los atraques de las piezas especiales, según el tema "Estructuras" de este manual.

7.3.1 Selección del esquema de la red.

El esquema general de la red incluye la ubicación de los tanques de regulación, los puntos de alimentación de la red, las zonas de presión, la ubicación de los rebombes, cajas rompedoras o válvulas reductoras de presión. La selección del esquema depende del tipo de proyecto: nuevo o de rehabilitación.

7.3.1.1 Proyectos nuevos.

El esquema general de la red estará definido por la forma y topografía del área a ser servida y por la ubicación del punto o puntos por donde se suministra a la red de distribución.

Siempre se preferirá abastecer a la red por gravedad a través de tanques, en vez de bombeo directo. Se evitará el bombeo directo a la red con excedencias al tanque.

En aquellos casos en los que el sistema sea abastecido por gravedad, y cuando la fuente tenga la capacidad suficiente para proporcionar el gasto máximo horario, puede eliminarse el tanque regulador; sin embargo, debe hacerse un estudio económico que permita definir si es factible sustituir el almacenamiento por una conducción capaz de

llevar dicho caudal.

En el caso más sencillo, la red se abastecerá por un tanque, como se muestra en la figura 7.2. Este esquema se puede utilizar cuando la diferencia de altura entre el nivel de agua del tanque, cuando está lleno, y el punto más bajo por abastecer es menor de 50 m, y se cumpla con la presión mínima en la red que se encuentra funcionando (Ver 7.2.4).

La última condición se verifica por un análisis hidráulico de la red con la demanda máxima horaria y nivel mínimo en el tanque.

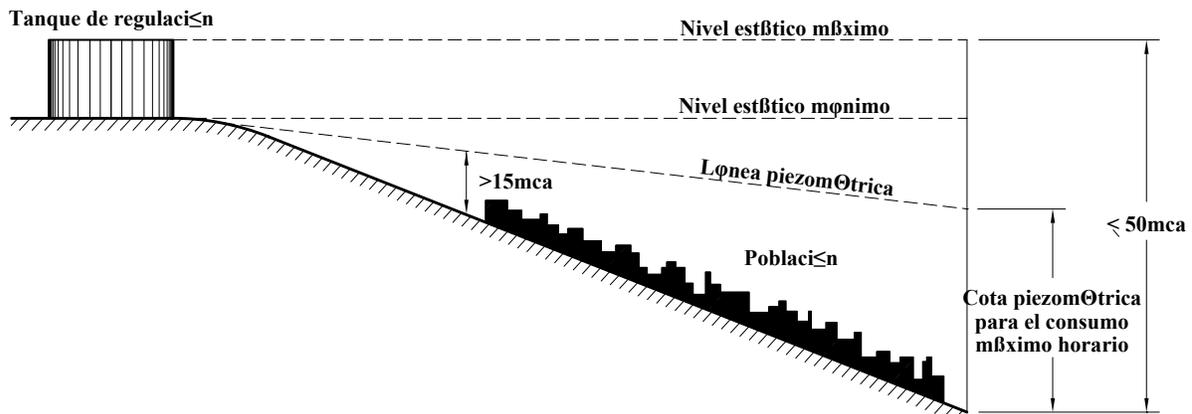


Figura 7.2 Posición de un tanque de regulación superficial

Si las condiciones topográficas permiten un tanque superficial, éste debe de situarse lo más cerca posible de la población. Cuando no es posible construir un tanque superficial, por no tener en la proximidad de la zona una elevación natural, se emplean tanques elevados en el principio de la red (figura 7.3), o cerca de su centro. Se recurre a la segunda opción cuando las pérdidas de carga en la red son de tal magnitud que se necesitaría un tanque demasiado alto en la primera. En grandes áreas se localizan varios tanques en diversos puntos.

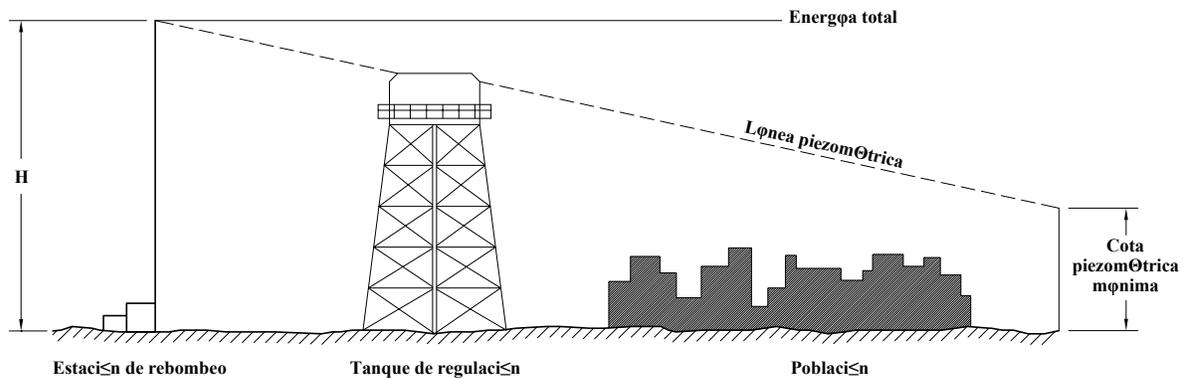


Figura 7.3 Tanque de regulación al extremo de la población

En localidades en donde existan diferencias en la elevación de la superficie del terreno mayores a 50 m, **la red de distribución deberá dividirse en zonas con el fin de evitar presiones excesivas en zonas bajas.**

Para reducir la presión en una zona más baja unida con otra más alta se utilizar una unión con caja rompedora de presión o válvula reductora de presión.

El análisis de un caso como el de la figura 7.4 denota que la posición del tanque en una población alimentada por gravedad debe quedar fijada por dos condiciones:

1) La cota del nivel mínimo del agua en el tanque no debe ser inferior a la del punto más alto de la población (A), más la presión mínima (m) y las pérdidas de carga en la red en ese punto (j), es decir $A + m + j = H_1$.

2) La cota del nivel máximo de agua en el tanque no debe ser superior a la cota del punto más bajo (B), más la presión máxima especificada, es decir $B + M = H_2$.

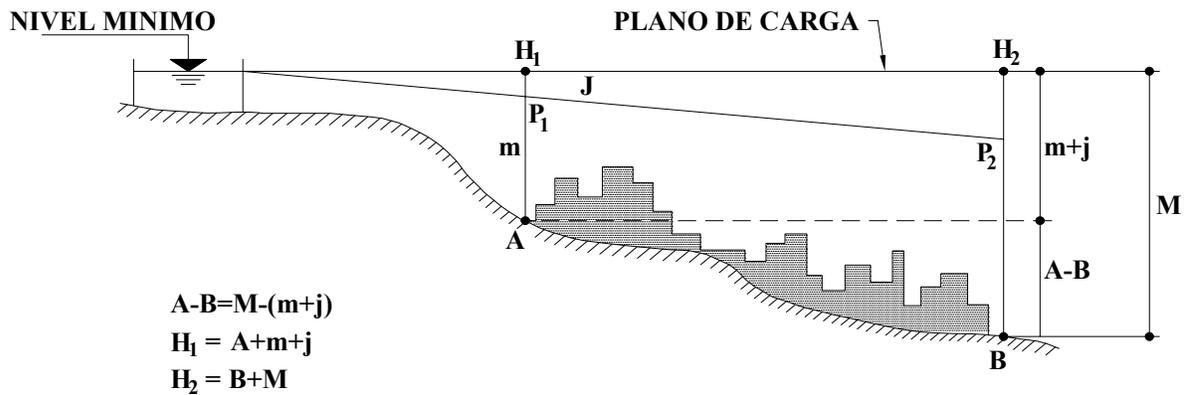


Figura 7.4 Abastecimiento por gravedad a una población

Si $H_1 = H_2$, entonces estas dos condiciones sólo pueden cumplirse cuando

$$A - B \leq M - (m + J)$$

y por consiguiente, en los diseños de los sistemas por gravedad pueden presentarse cuatro topografías típicas y, en algunos casos, combinaciones de éstas. Las cuatro topografías son:

1) Poblaciones con pendiente en un solo sentido (figura 7.5a), tal que:

$$A - B \leq M - (m + J)$$

2) Poblaciones con pendiente en un solo sentido (figura 7.5b), tal que:

$$A - B > M - (m + J)$$

3) Poblaciones con pendiente y contrapendiente (figura 7.5c), tal que:

$$A - B \leq M - (m + J)$$

4) Poblaciones con pendiente y contrapendiente (figura 7.5d), tal que:

$$A - B > M - (m + J)$$

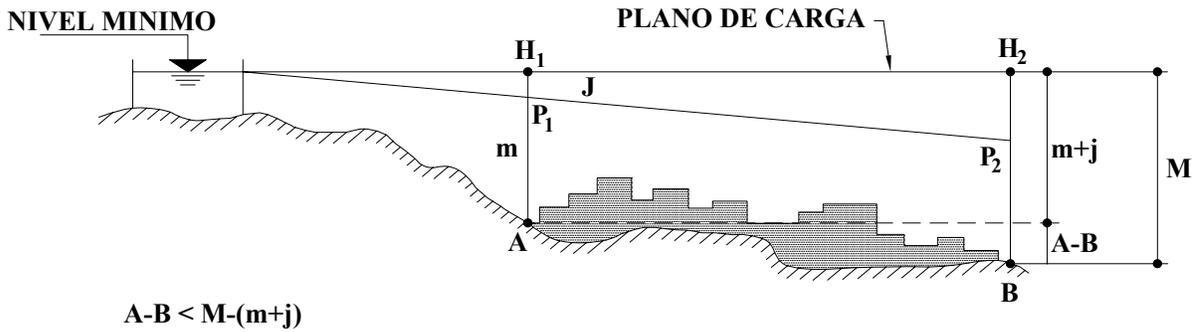


Figura 7.5a Zonificación, caso (a)

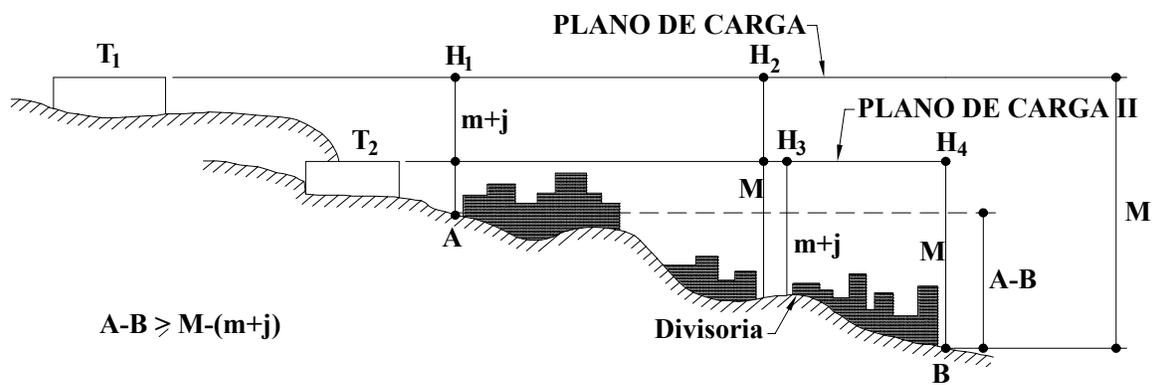


Figura 7.5b Zonificación, caso (b)

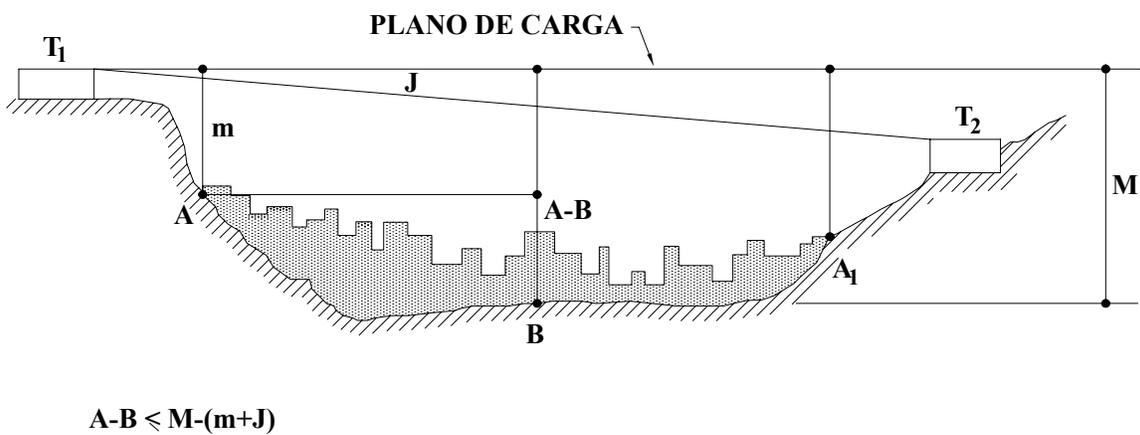
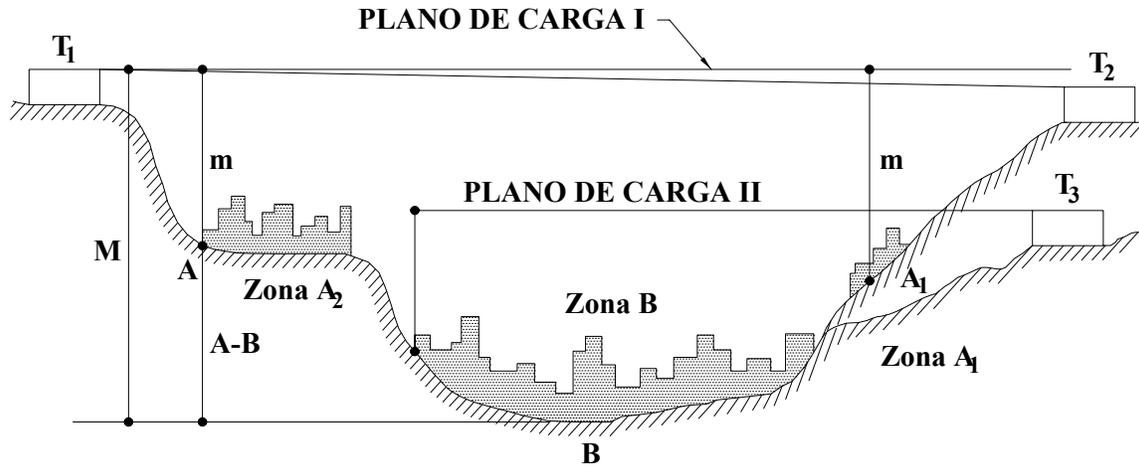


Figura 7.5c Zonificación, caso (c)



$$A-B > M-(m+J)$$

Figura 7.5d Zonificación, caso (d)

El primer y tercer casos pueden resolverse con un solo tanque que, situado en un punto cuya cota no sea mayor a $B + M$, permita servir el punto A y no sobrepasar la condición de máxima presión (M). El segundo caso requiere establecer dos o más planos de carga con base en:

- 1) Zonificar la población de tal manera que se cumpla en cada zona la condición de presiones límite.
- 2) Emplear varios tanques o uno solo y válvulas reductoras de presión o cajas rompedoras de presión.

Siempre es posible no sobrepasar la presión máxima M en este caso.

El cuarto caso es el más complejo. No puede, a pesar de la zonificación, evitarse que se tengan puntos con presión superior a la máxima especificada; y las soluciones que se adoptan tienden a reducir este problema únicamente en la red de distribución, quedando la tubería de alimentación con presiones limitadas tan sólo por las condiciones topográficas.

En sistemas por gravedad la zonificación puede obtenerse empleando tanques para cada zona, cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras. El sistema que proporciona diseños más sencillos es el de las válvulas reductoras, pero estos dispositivos son mecanismos delicados que requieren supervisión continua para calibrarlos y mantenerlos. Por tal motivo no son recomendables en localidades pequeñas y su uso debe limitarse a ciudades donde se disponga de medios adecuados para operarlas.

Una caja rompedora de presión establece un nivel piezométrico definido por el nivel del agua en ella. De esta manera la caja rompedora disipa toda la energía disponible, lo que puede ser desventajoso si en algún momento de la operación se requiere de más carga. Por otra parte, las cajas rompedoras son más fáciles de mantener.

Una válvula reductora de presión se ajusta a la presión requerida en la zona baja disipando únicamente el exceso de la carga. De esta manera la válvula reductora ofrece más flexibilidad en cuanto al lugar de su ubicación.

La selección entre una caja rompedora y una válvula reductora debe basarse en un análisis económico considerando los factores señalados.

Cuando una zona más baja abastece a una zona más alta conectada en serie, se propone un rebombeo entre las dos zonas (figura 7.6). Varios rebombes en serie son posibles, en caso de desniveles mayores o por consideraciones económicas.

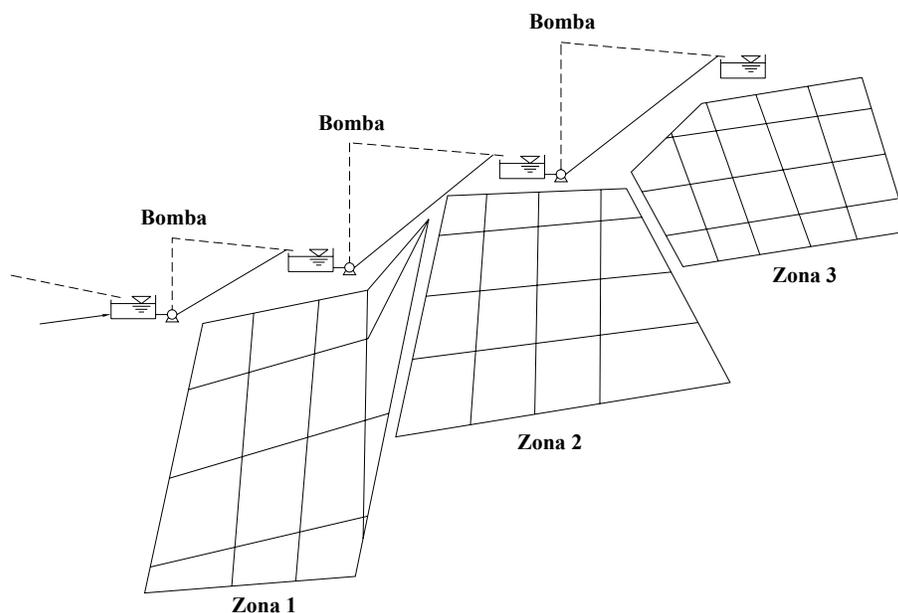


Figura 7.6 Varios rebombes en serie dentro de una red

La cantidad y ubicación de los tanques, rebombes y zonas de presión influyen considerablemente sobre el costo total del sistema de agua potable. Para su definición en cada caso concreto deben analizarse varias variantes que cumplen con los requerimientos técnicos, y seleccionar la más económica. En la comparación económica de las variantes deben considerarse los siguientes conceptos:

- 1) Costo de las estaciones de bombeo.
- 2) Costo de las tuberías de conducción.
- 3) Costo de los tanques.
- 4) Costo de la red de distribución.
- 5) Costo de la energía eléctrica para el bombeo.
- 6) Gastos de mantenimiento y operación.

7.3.1.2 Proyectos de rehabilitación.

La necesidad de rehabilitar una red existente se presenta ante todo cuando las presiones en ésta adquieren valores inadmisiblemente bajos, que a su vez se deben a un incremento de la demanda y mayores caudales en los tramos que generan mayores pérdidas de carga. Suponiendo que se disponga de los volúmenes de agua necesarios para responder a la demanda, las soluciones posibles tendrán el objetivo de reducir las pérdidas de carga en la red, o elevar la presión general en la red por medio de tanques más altos.

La insuficiencia de las redes suele consistir, principalmente, en la falta de líneas que conduzcan el agua con poco recorrido y mínima pérdida de carga a los centros urbanos de consumo.

Las soluciones en estos casos pueden ser varias, pero reducidas fundamentalmente a cuatro:

- 1) Disposición de una línea maestra nueva, de capacidad adecuada, que transporte el agua al centro de gravedad del consumo de la ciudad y que modifique el patrón de flujo en los circuitos, con el fin de disminuir las pérdidas de carga.

- 2) Instalación efectiva de un tanque elevado nuevo cerca de dicho centro que produzca el mismo efecto que la línea maestra anterior.

- 3) Alimentación por otros puntos de la red; ya sea por medio de tanques o por líneas especiales nuevas de gran capacidad. Solamente en casos excepcionales, bien justificados, se recurrir a esta variante, dando preferencia a aquella de suministro de una zona mediante un solo tanque.

- 4) Elevación de la presión general en la red mediante la construcción de uno o varios tanques elevados.

Muy frecuente es el caso de que, además de la insuficiencia de la red urbana, sea precisa la ampliación de la red a otras zonas de la población en crecimiento.

En este caso, si el tanque regulador no resulta bien situado con respecto al área por servir, lo más práctico suele ser la construcción de un tanque conectado con el tanque existentes y ubicado en el lugar que geográfica e hidráulicamente más convenga.

Entonces, el refuerzo de la red existente puede tener lugar en otras líneas secundarias que, arrancando de ese depósito complementario, modifiquen la circulación en los circuitos antiguos.

Por último, si la red está balanceada hidráulicamente y las pérdidas de carga con el mayor consumo quedan dentro de los límites prácticos admisibles, pero se precisan mayores desniveles piezométricos como consecuencia del aumento de altura de

edificaciones, la solución más sencilla es construir junto al tanque regulador otro tanque más alto, o tanque elevado, que dé la presión exigida. Dentro de ella caben dos variantes: o conectar sencillamente la red al nuevo tanque o dividir en zonas la población. Si no hay peligro de cargas estáticas excesivas se recurrir a la primera: conexión total directa. En caso de existir cargas excesivas (ciudades con topografía accidentada), conviene establecer la división en zonas de presión.

7.3.2 Trazo de la red.

7.3.2.1 Proyectos nuevos.

No es posible dar lineamientos concretos sobre el trazado de las líneas principales y secundarias de una red, tanto si es ramificada como cerrada, pues ello depende esencialmente de la configuración de la red y de las características de las zonas a servir. No obstante, se pueden dar las siguientes recomendaciones:

Las tuberías principales han de trazarse buscando el camino más corto hacia las zonas de gravedad hidráulica, es decir, de mayor consumo, con objeto de que al ser servidas directamente por esas líneas, cuyos diámetros tienen grandes capacidades de conducción, se descarguen las secundarias con la consiguiente economía de diámetros en éstas y, por tanto, del costo de la red.

Las tuberías secundarias han de trazarse buscando abastecer lo más directamente posible los predios. No deben permitir el paso de volúmenes hacia otros predios sino sólo a los propios, lo que se debe traducir en menores diámetros de las tuberías.

Es preferible trazar las líneas principales a través de las partes altas de la población y siguiendo la pendiente del terreno, lo último se refiere también a las líneas secundarias, (figuras 7.7 y 7.8).

En caso de poblaciones lineales y estrechas en plano, es decir, que se desarrollan a lo largo de una vía principal, no cabe duda de que dicha vía es el lugar adecuado de trazo de la línea principal, sobre todo si el sistema es ramificado (figura 7.9). Si algunos núcleos laterales tienen importancia se realizará la derivación de unas líneas secundarias, buscando el centro de gravedad hidráulica de cada uno de estos núcleos.

Si la anchura de la población lineal fuera importante, puede ser recomendable, en lugar de una única línea principal, disponer de dos paralelas (figura 7.10), a los dos lados del eje longitudinal, dejando en dicho eje una línea secundaria.

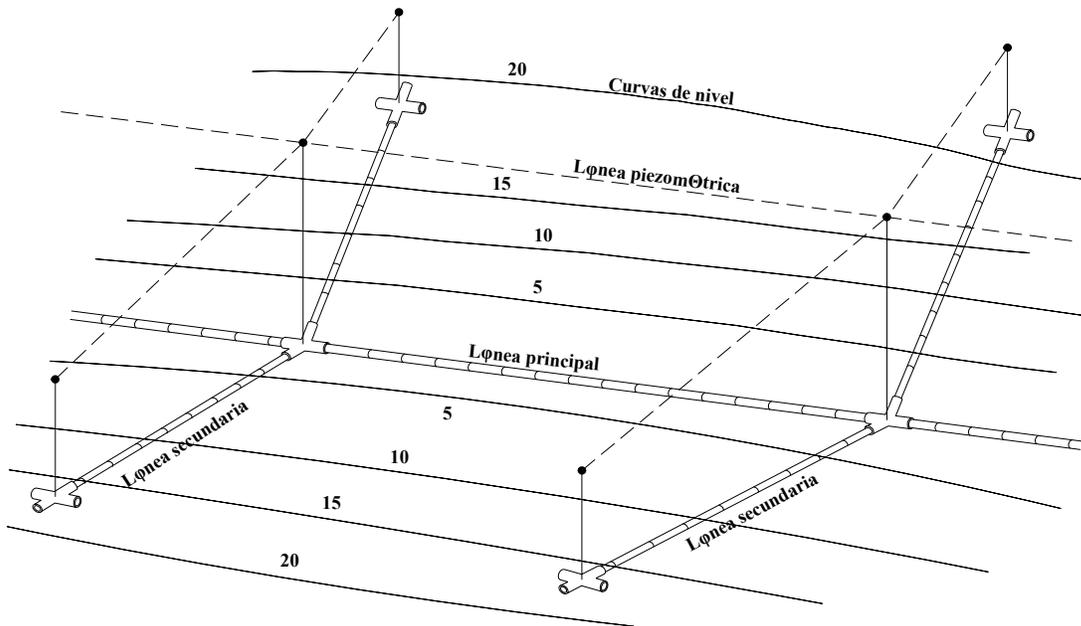


Figura 7.7 Trazo de líneas primarias y secundarias en terreno ascendente

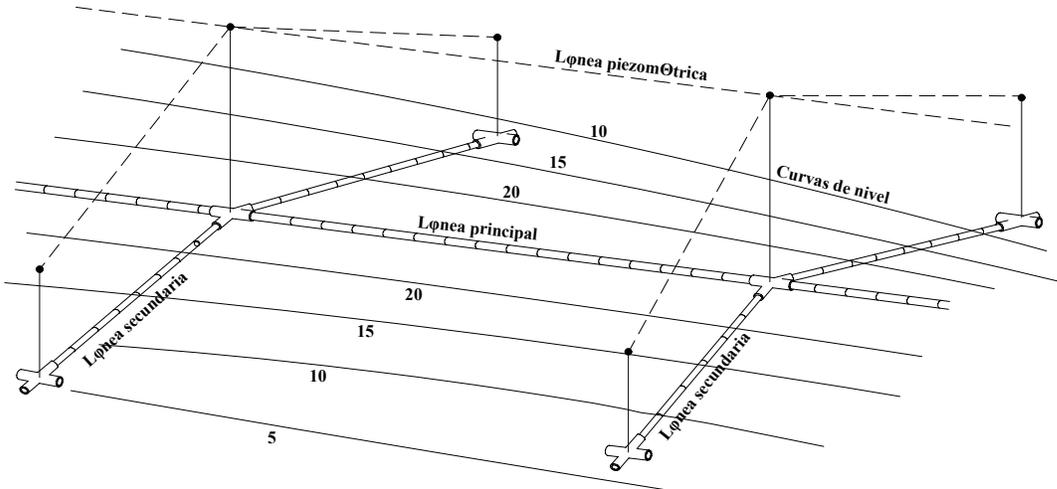


Figura 7.8 Trazo de líneas primarias y secundarias en terreno descendente

Si la población se desarrolla en una ladera (figura 7.11), la solución lógica es de ubicar la entrada del agua en el centro. De este punto salen dos ramas horizontales, de las que se derivarán otras líneas que se dirigirán a los centros de consumo para servir a las líneas secundarias que se presentan dada la configuración y densidad de población urbana.

En caso de ciudades de forma ancha serán preferibles las redes cerradas (figura 7.12) con circuitos principales de diámetro relativamente uniforme en los que el diámetro sea tal que asegure una alimentación suficiente en caso de interrupción en algún punto del circuito.

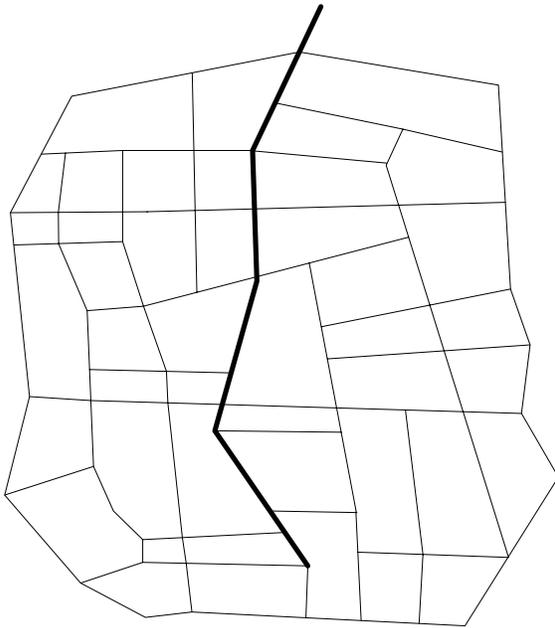


Figura 7.9 Trazo de la red en una población alargada.

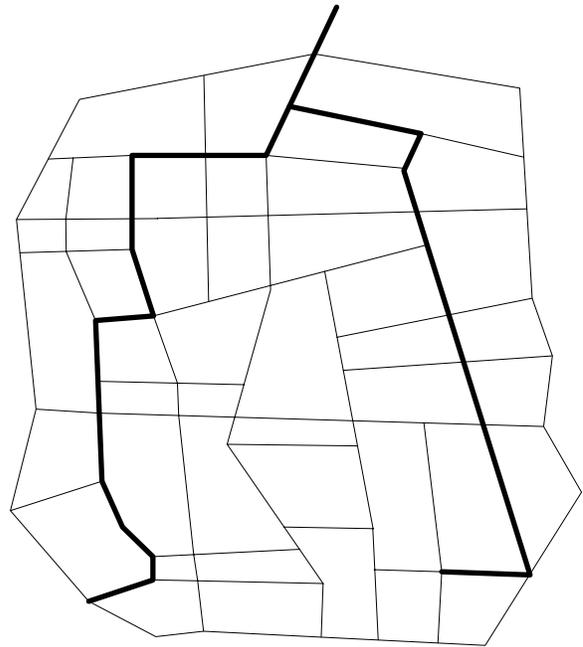


Figura 7.10 Trazo de la red en una población alargada y ancha.

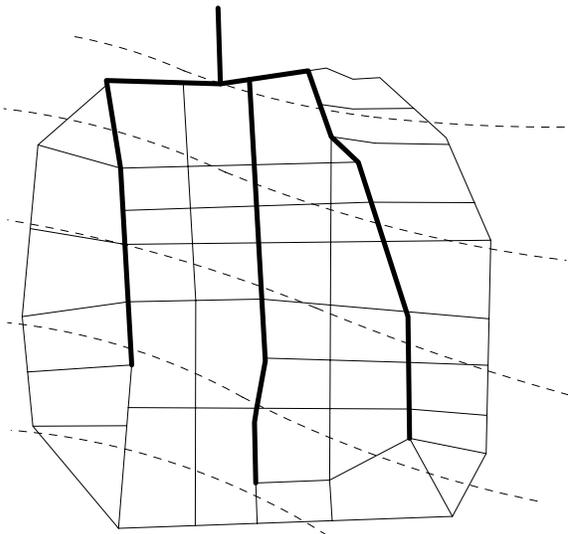


Figura 7.11 Trazo de la red en una población en ladera.

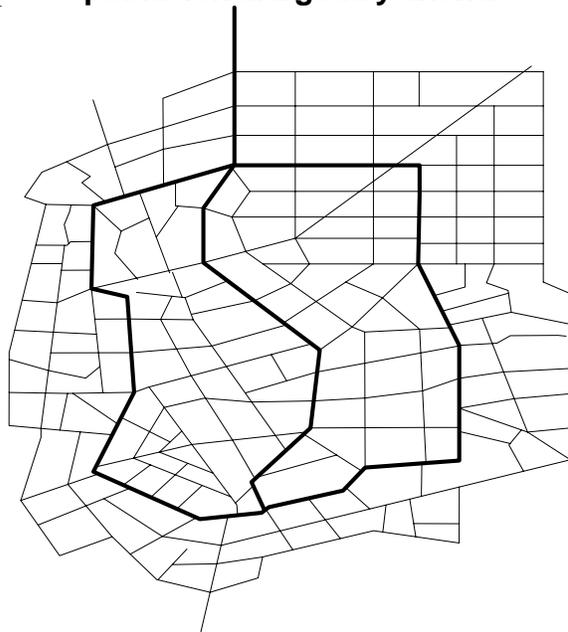


Figura 7.12 Trazo de una red circular.

Si la ciudad es grande y se prevé su rápido crecimiento fuera de la línea de su anillo periférico, la solución más recomendada sería la de la figura 7.13, con doble línea principal circular cuyos dos circuitos se unen por algunas tuberías primarias.

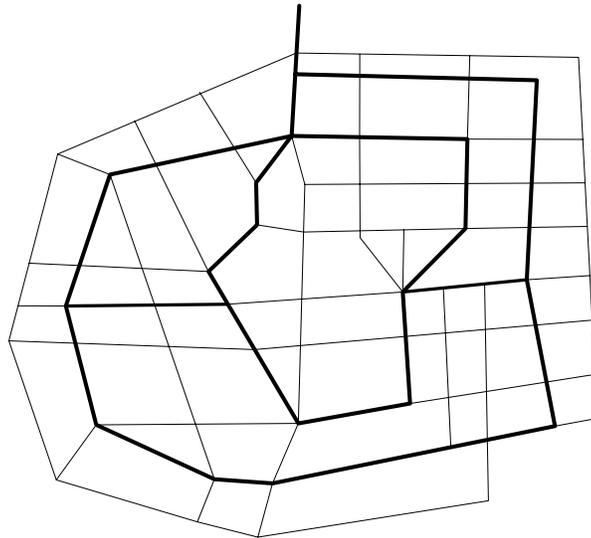


Figura 7.13 Trazo de una red circular doble

En vialidades con más de 15 m de sección transversal se puede proyectar una línea primaria al centro, con doble línea secundaria, una en cada banqueta. Si en estas vías se prevén hidrantes o cajas contra incendio, éstos se ubican de un lado de la calle, conectados mediante una derivación a la línea primaria.

El trazo de la red sobre el plano urbanístico se inicia en el punto de entrega de agua. Se trazan los ejes de las tuberías por las calles formando redes y se miden las longitudes de cada tramo, o sea entre cruceros y entre uniones de tramos con características diferentes. Los circuitos de la red primaria se trazan envolviendo manzanas; se recomienda que las longitudes de los tramos de esos circuitos sean de 400 a 600 m.

Después de trazar los circuitos, se dibujan las tuberías de la red secundaria o de relleno en las calles intermedias. Estas tuberías deben ser capaces de conducir los gastos de diseño, pero, como generalmente resultan muy pequeños se utilizan tuberías con el diámetro mínimo que se indica en el tema "Datos básicos" de este manual y en el inciso 7.3.5.

7.3.2.2 Proyectos de rehabilitación.

Las tuberías que ya existen definen en gran medida el trazo de una red que se necesita rehabilitar.

Se trazan nuevas líneas fundamentalmente en los siguientes casos:

- 1) Para reforzar líneas que ya existen. Se tienen las siguientes posibilidades:

- Sustituir la línea que ya existe por una nueva, generalmente de mayor diámetro.
- Trazar una línea paralela a la ya existente.
- Rehabilitar la línea que ya existe mediante el recubrimiento interno de la misma, con concreto o polietileno.

La segunda posibilidad es comúnmente la mejor.

2) Para alimentar la red con nuevos puntos de entrada de agua.

3) Nuevas líneas que tienen el propósito de reducir las pérdidas de carga en la red mediante una redistribución de los gastos en los circuitos.

4) Para dar servicio a nuevas partes de la población.

5) El trazo de nuevas líneas para rehabilitaciones está estrechamente relacionado con el esquema de la red y los resultados del cálculo hidráulico y se define junto con éstos, (ver 7.3.1. y 7.3.6).

7.3.3 Determinación de la demanda.

7.3.3.1 Por tipo de usuario.

En función del período de diseño, se deberá predecir el crecimiento de la población con la tasa de crecimiento previsto. En el tema "Datos básicos" del manual se presenta la metodología correspondiente.

La estimación de la demanda se hará considerando las diferentes categorías socioeconómicas. Con los datos de dotaciones correspondientes a la región en donde se ubica la localidad, presentados en el tema "Datos básicos", se determina la demanda para la localidad en proyecto. Para cada tipo de usuario y para cada etapa del proyecto, se determina la dotación seleccionada correspondiente, misma que se presentará en forma tabular y gráfica. Cuando exista información suficiente y confiable sobre los consumos por tipo de usuario, ésta se usará para verificar los valores de dotación usados.

7.3.3.2 Cobertura.

Para el año actual, se determinará la cobertura del sistema con base en lo expuesto en 7.1.2.1, y para los años subsecuentes, con base en los planes de desarrollo y el programa de inversión para cada etapa, se especificará la cobertura de la red que dará servicio a la población. Si la cobertura en cada año o etapa es de 100%, la demanda se obtendrá como una relación directa del consumo de la población según las dotaciones determinadas para cada tipo de usuario, más las pérdidas. Cuando existan zonas fuera de la cobertura del sistema de abastecimiento, se calculará la demanda para la zona en que se brinda servicio en la forma que se mencionó y se sumará a este valor el volumen de agua, expresado en gasto, que se proporcionará mediante hidrantes públicos, pipas, etc.

7.3.3.3 Fugas.

El porcentaje del volumen total de agua abastecida correspondiente a fugas, se determinará mediante un estudio específico de acuerdo a lo indicado en el tema "Datos básicos" de este manual. Cuando no sea posible efectuar este tipo de estudio, se estimará el porcentaje de fugas de acuerdo con los criterios expuestos en el mismo tema. El porcentaje de fugas obtenido, se verificará con los datos de macromedición y micromedición expresados como la diferencia entre el volumen suministrado y el volumen consumido, si es que se cuenta con esa información. El porcentaje del volumen total de agua abastecida que corresponde a las fugas, se aplicará a la proyección de la demanda como una demanda adicional a la obtenida como producto del consumo, y su valor se reducirá gradualmente a lo largo del período de diseño siempre que se prevean acciones para reducirlas. Cuando sea posible llevar a cabo acciones para reducir la presencia de fugas en el sistema de distribución, la proyección de la demanda se realizará considerando que el valor máximo en que se podrán reducir las fugas será de un 20% del volumen total suministrado.

7.3.3.4 Demandas puntuales.

Para el caso de consumidores importantes, como el caso de industrias y grandes comercios, el crecimiento de la demanda a lo largo del período de diseño se determinará con base en las perspectivas de expansión de los comercios e industrias existentes, así como en el establecimiento de nuevos consumidores de estos giros, detectados en los proyectos de desarrollo urbano. Si no se dispone de información suficiente para predecir el crecimiento de la industria y el comercio en la localidad, se podrá considerar que la proporción actual entre el consumo de tipo doméstico y el consumo industrial y comercial, se mantendrá constante durante el período de diseño.

La proyección de la demanda se desglosará para cada tipo de usuario, diferenciando las demandas puntuales para su fácil identificación al momento de asignar los valores a los modelos de análisis. Se representarán en un plano los sitios en donde se localizan los consumidores industriales, grandes comercios o algún otro consumidor de importancia.

7.3.3.5 Evolución de la relación oferta-demanda.

Los valores de la oferta y de la demanda obtenidos, se representarán en forma gráfica para mostrar su evolución durante el período de diseño. Cuando la demanda alcance el valor de la oferta, será necesario aumentar la oferta incorporando nuevas fuentes para satisfacer la demanda. En esta gráfica se indicarán los tiempos de inicio de cada una de las etapas que integrarán el proyecto.

7.3.3.6 Determinación del consumo.

En función del período de diseño se deberá establecer una predicción del crecimiento de la población con la tasa de crecimiento previsto. En el tema "Datos básicos" del manual se presenta la metodología correspondiente. La estimación de la demanda se hará considerando las diferentes categorías de usuarios (doméstico, industrial y comercial), diferenciando a los usuarios domésticos por categorías socioeconómicas. Con los datos de dotaciones correspondientes a la región en donde se ubica la

localidad, en el tema sección "Datos básicos", se determina el consumo para la localidad en proyecto.

7.3.4 Distribución de la demanda en la red.

La tubería de alimentación se calculará para que a través de ella escurra el gasto máximo horario correspondiente a la zona de servicio respectiva. En el caso extraordinario de varias líneas de alimentación, la suma de los gastos que escurran a estas líneas será igual al gasto máximo horario.

La red de distribución se calculará para la demanda que corresponde al gasto máximo horario.

7.3.4.1 Gastos.

Para facilitar el cálculo hidráulico de la red se asume que el consumo se extrae concentrado en sus nudos. Son posibles tres procedimientos para obtener el gasto de demanda de cada nudo. El primero es el más preciso; los otros dos requieren menos información, pero sus resultados son menos confiables.

1) Gasto por lote o toma:

Si se conoce el número de habitantes promedio por lote o toma, se calcula el caudal requerido en cada uno multiplicando este número por la dotación. De una manera similar se calcula el consumo para usos no habitacionales con los datos del tema "Datos básicos". El caudal que entrega un tramo se integra con la suma de los caudales de los lotes atendidos por el tramo. Este caudal se concentra en partes iguales en los dos nudos del tramo, como se muestra en las figuras 7.14a y 7.14b.

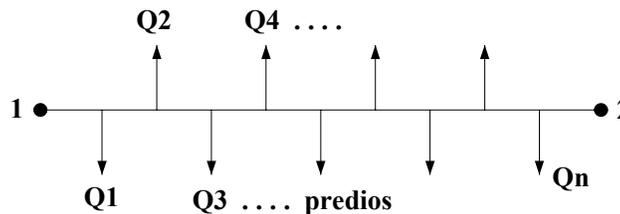


Figura 7.14a Distribución real de la demanda en un tramo de tubería

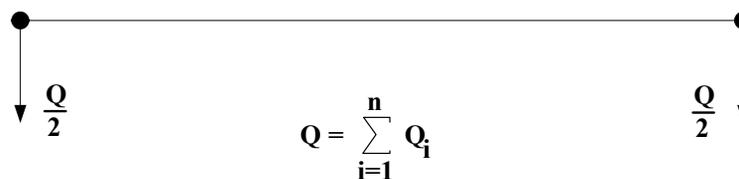


Figura 7.14b Idealización de la demanda en un tramo en el cálculo

Efectuando este proceso en cada uno de los tramos se obtienen los caudales de demanda en los nudos. Si en la red existen grandes consumidores concentrados (ver 7.3.3.4), éstos se representarán mediante nudos con la demanda propia correspondiente, o bien, al nudo correspondiente al tramo en el que se ubican estos consumidores, se le adicionara a la demanda de los lotes atendidos por ese tramo, la

demanda puntual.

2) Gasto por unidad de área:

Si solamente se conoce la superficie que se atenderá y todavía no se ha lotificado, el gasto total se divide entre el área neta a la que se proporcionará el servicio. El gasto unitario que resulta se multiplica por el área que sirve cada nudo, para lo cual el área por servir se divide en áreas de influencia para los diferentes nudos, como se muestra en la figura 7.15.

Los gastos de los grandes consumidores concentrados, como industrias, hospitales, baños públicos, etc., se consideran en la forma mencionada anteriormente.

Del gasto máximo horario (Q_{mh}) se resta la suma de todos los consumidores concentrados ($\sum Q_c$). De esta forma se obtiene el gasto que se demanda (Q_d) en forma distribuida en la red a través de las tomas.

El gasto unitario se obtiene dividiendo Q_d entre el área neta total.

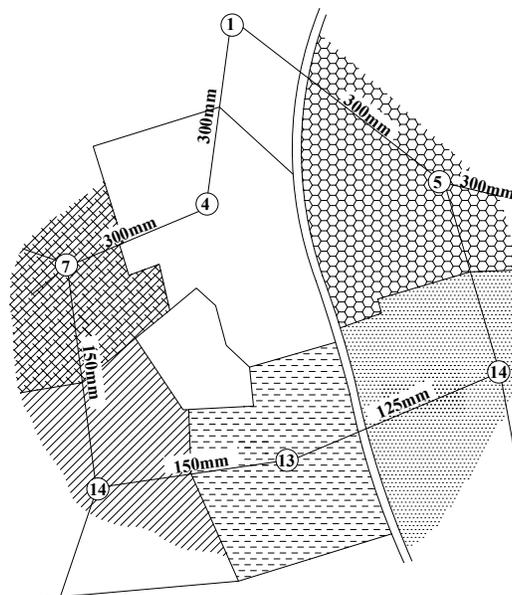


Figura 7.15 Distribución de la demanda por áreas de influencia de los nudos

3) Gasto por unidad de longitud:

Cuando no se conocen con certeza las superficies que atenderá cada tramo, se divide el gasto total de la red entre la suma de las longitudes de todos los tramos. El gasto unitario resultante se multiplica por la longitud de cada tramo. Este procedimiento, aunque poco preciso, puede usarse en proyectos de redes para abastecer a zonas habitacionales. Sin embargo, en zonas industriales se recomienda utilizar los dos primeros métodos.

Es posible determinar un coeficiente denominado "gasto por unidad de longitud", dividiendo el gasto máximo horario entre la "longitud virtual" de toda la red. Un tramo de tubería que abastezca predios de un solo lado, como el A-B que se muestra en la figura 7.16 distribuye menos gasto que el tramo C-D de la misma figura, ya que este último abastece de agua a predios ubicados a cada lado del mismo. Si se trata de una zona con población uniformemente distribuida, resulta que el tramo C-D distribuirá el doble de gasto que el tramo A-B. La correlación de los gastos con las longitudes, es similar a considerar que el tramo C-D tuviera una longitud dos veces superior a la del tramo A-B, siendo que en realidad los dos tramos tienen la misma longitud. De acuerdo con esto, el tramo tiene una longitud real de 100 m, pero virtualmente tiene una longitud de 200 m. Para el tramo A-B, la longitud real (L_r) será igual a la longitud virtual (L_v). En resumen:

1) Para líneas de alimentación:

$$L_v = 0$$

2) Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a un solo lado de la línea:

$$L_v = L_r$$

3) Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a ambos lados de la línea:

$$L_v = 2 L_r$$

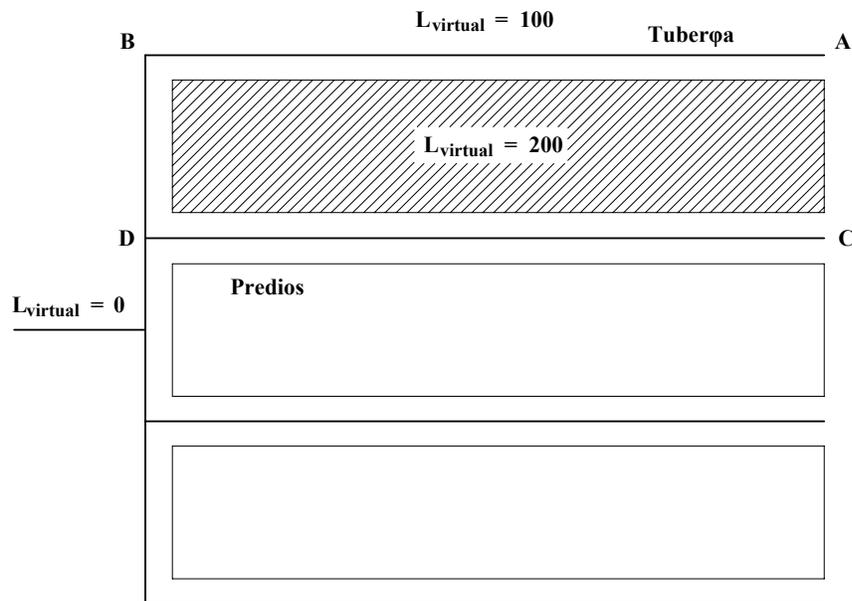


Figura 7.16 Tramos que abastecen predios a un solo lado (A-B) y a ambos lados

Sumando las longitudes virtuales tramo a tramo de la red, se obtiene entonces el gasto unitario (gasto por metro de tubería) q , con la expresión siguiente:

$$q = \frac{Q_{mh}}{\sum L_v}$$

Donde:

- q es el coeficiente de gasto por metro (l/s/m).
- Q_{mh} es el gasto máximo horario en l/s.
- $\sum L_v$ es la sumatoria de las longitudes virtuales de los tramos de la red (m).

Si al dividir la ciudad por zonas, se tienen concentraciones de población diferentes de una a otra, también el coeficiente de gasto por metro difiere de acuerdo con la zona. De la misma forma variará dependiendo del tipo de usuarios (domésticos o industriales). Por lo tanto, los coeficientes de gasto se determinan usando las dotaciones y poblaciones de las zonas a las que alimenta el tramo considerado.

Al utilizar el gasto por unidad de longitud, la demanda se concentra en los nudos de la red de la siguiente manera:

1) Del gasto máximo horario Q_{mh} se resta la suma de todos los consumidores concentrados $\sum Q_c$. De esta forma se obtiene el gasto Q_d que demanda la red mediante las tomas distribuidas.

$$Q_d = Q_{mh} - Q_c$$

2) Se calcula la suma de las longitudes virtuales de todos los tramos de la red en los que hay o va a haber tomas.

3) Se calcula el gasto unitario q_{mh} .

4) En cada tramo, en que se distribuye agua en tomas, se multiplica el gasto unitario q por la longitud virtual del tramo. El resultado se divide entre dos y lo obtenido se suma a la demanda concentrada en los dos nudos del tramo.

5) Después de aplicar el proceso así descrito a todos los tramos, se obtienen las demandas concentradas en los nudos como una suma de los consumidores concentrados y las aportaciones de demanda distribuida en los tramos.

7.3.5 Selección preliminar de los diámetros de los tramos.

1) Los diámetros de los tramos nuevos de la red deben seleccionarse de forma tal que se cumplan las siguientes condiciones:

- En todos los nudos de la red primaria la presión debe ser mayor que la mínima requerida y menor que la máxima admisible, indicadas en 7.2.4.
- Las velocidades en las tuberías deben ser menores que las velocidades máximas permisibles que se presentan en el tema "Datos básicos". Debido a

consideraciones económicas, en el diseño raras veces se obtienen velocidades tan altas. Por un lado, las velocidades altas implican diámetros menores y menor costo para las tuberías; pero por otro, mayores pérdidas de carga y, por lo mismo, tanques más altos y mayores gastos para el bombeo. Las velocidades normales en redes están entre 0.60 y 1.50 m/s. En sistemas por gravedad con cargas suficientes las velocidades pueden ser más altas.

- El costo total para la red debe ser mínimo (no se toman en cuenta aquí los costos de tanques, energía eléctrica, operación, etc., que se suponen se han considerado en la selección del esquema de la red, (7.3.1)).

2) Los diámetros se determinan por el siguiente procedimiento:

- Se proponen unos diámetros iniciales para los tramos nuevos.
- Se calcula la red y se revisan las presiones y velocidades.
- De no cumplirse las condiciones se modifican algunos diámetros y se vuelve a calcular la red.

3) Se emplean las siguientes guías para la selección inicial de diámetros:

- Por lo general en la red secundaria resulta suficiente el diámetro mínimo. Este se indica en el tema "Datos básicos" y en el presente tema.
- El siguiente procedimiento, llamado "método de secciones", se puede usar para evaluar la capacidad de las tuberías de una red existente, marcar reforzamientos o evaluar de manera aproximada los diámetros de tramos nuevos:

a) Se define el sentido predominante del flujo en la red. En la mayoría de los casos ese sentido es evidente; en el caso de una red con una entrada, como la que se muestra en la figura 7.17 ese sentido siempre es de la entrada hacia las partes más alejadas de la red. Varios flujos son posibles para redes con más de una tubería de alimentación (figura 7.18).

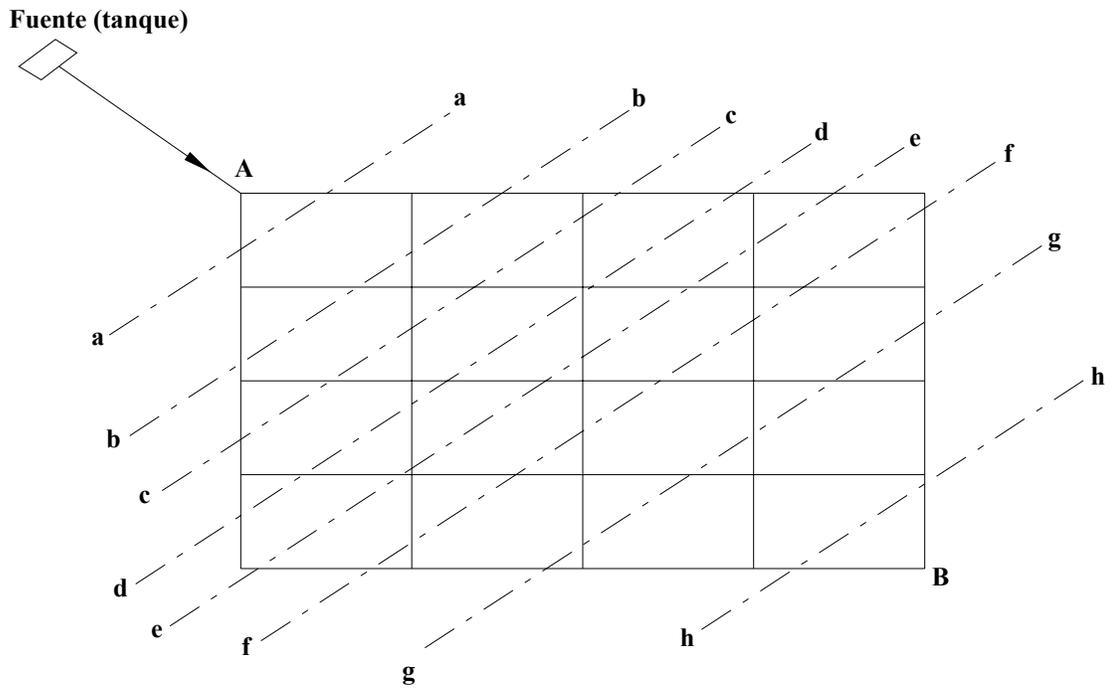


Figura 7.17 Método de las secciones (red con una entrada)

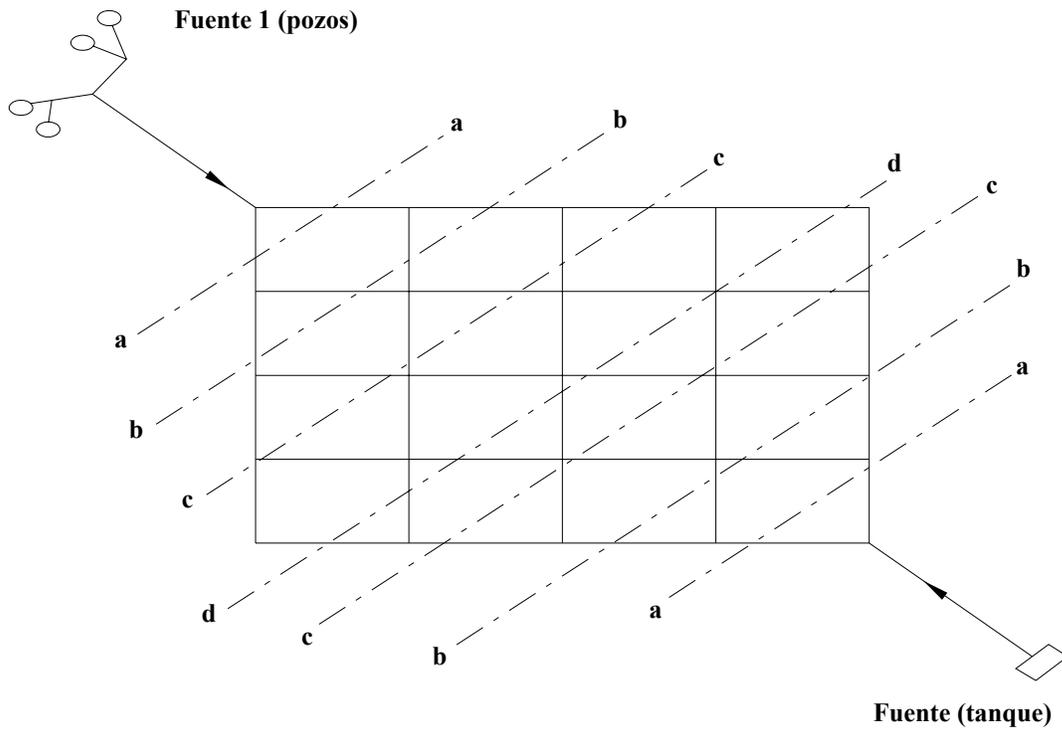


Figura 7.18 Método de las secciones (red con dos entradas)

b) La red se corta con una serie de líneas paralelas y perpendiculares al sentido del flujo, como se muestra en las figuras 7.17 Y 7.18, que también tomen en cuenta la variación de diámetros de tubería y características de la ciudad. Las líneas no tienen que ser rectas o estar regularmente espaciadas.

c) Cada línea de corte separa la red en dos partes. Se estima la cantidad de agua que debe suministrarse a la parte que se encuentra "aguas abajo" de cada línea de corte. Para ese propósito se puede utilizar cualquiera de los métodos descritos en 7.3.4, sumando las demandas en las áreas de la red aguas abajo de la línea de corte.

d) Se verifica si la capacidad total de las tuberías seccionadas por una línea de corte es suficiente para conducir el gasto requerido para las áreas aguas abajo del mismo corte. Esto puede hacerse como se indica a continuación:

- Se cuentan y tabulan los tubos de cada diámetro que fueron seccionados. Sólo deben contarse aquellas tuberías que proporcionen agua en la dirección del flujo.
- Se calcula el gradiente hidráulico medio disponible. De manera muy gruesa, éste será igual a la diferencia entre las cotas piezométricas en el principio de la red y en un punto extremo, dividida entre la longitud de tuberías entre los dos puntos, medida por la trayectoria del agua, entre los puntos A y B de la figura 7.17 y la trayectoria A-B.
- Para el gradiente hidráulico calculado, se determina el gasto que conduce cada una de las tuberías cortadas existentes. Ese gasto se expresa mediante la fórmula de pérdidas de carga utilizada.
- Empleando la fórmula de Darcy-Weisbach, para el gasto Q se obtiene:

$$Q = \sqrt{\frac{2gA^2SD}{f}}$$

donde:

Q es el gasto en m^3/s .

D es el diámetro interior de la tubería en m.

S es el gradiente hidráulico en m/m.

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

f es el factor de fricción.

Puesto que se trata de cálculos preliminares y aproximados, se puede aceptar $f = 0.014$, valor que corresponde aproximadamente a las velocidades, diámetros y rugosidades comunes en redes de distribución.

La suma de los gastos calculados representa la capacidad total de las tuberías existentes cortadas.

e) Se calcula la diferencia entre la capacidad requerida y la existente.

f) Si la capacidad existente es inadecuada, se seleccionan diámetros de tubería y patrones que compensen la deficiencia o exceso de capacidad.

La capacidad del sistema puede incrementarse reemplazando las tuberías pequeñas con diámetros mayores o agregando tuberías a la malla. Si se encuentra capacidad en exceso, los diámetros de tuberías pueden reducirse usando los mismos procedimientos.

Por lo general, la red secundaria de un sistema de distribución no se calcula. Comúnmente está constituida por tuberías del diámetro mínimo. Se considerarán los diámetros mínimos para las tuberías de relleno dados en la Tabla 7.1.

En caso de demostrar con un estudio técnico económico, otro período de diseño menor podrá considerarse la construcción en dos etapas de dos líneas paralelas en las calles (figura 7.19). La construcción de la segunda línea empezará al término del período de diseño de la primera, para diferir las inversiones un mayor tiempo.

Tabla 7.1 Diámetros recomendables para la red secundaria

Tipo de localidad	Diámetro (plg)
- Calles con predios con frentes de 20 m o mayores.	2 ó 2.5
- Zonas densamente pobladas en localidades urbanas, pequeñas y medianas.	3
- Zonas densamente pobladas en localidades urbanas grandes.	4

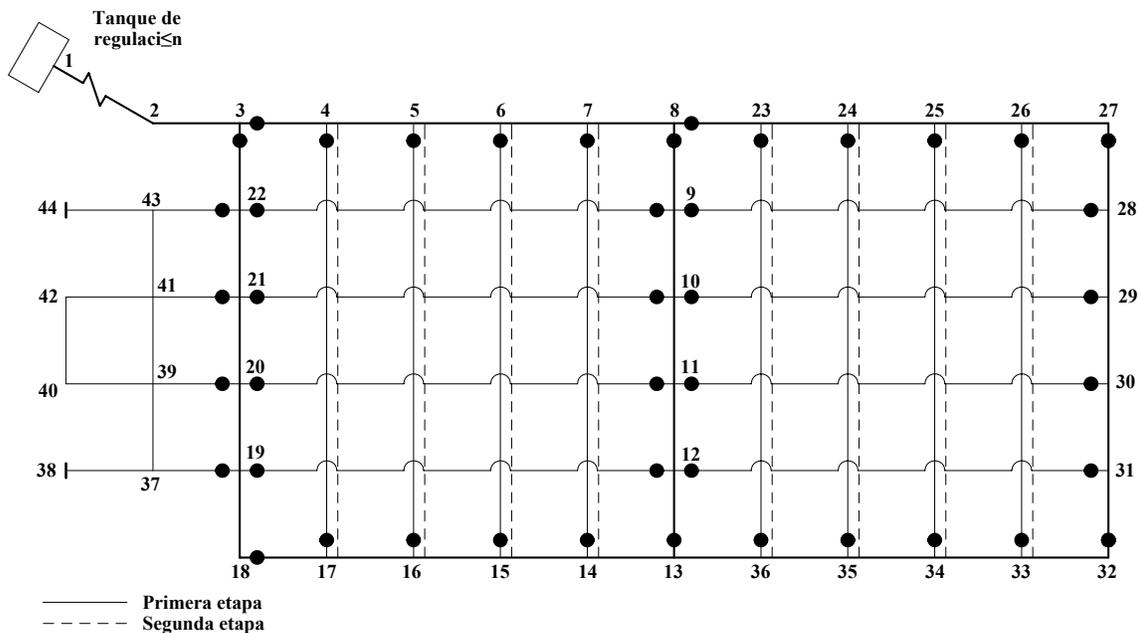


Figura 7.19 Red secundaria con líneas dobles construidas en dos etapas

7.3.6 Análisis del funcionamiento hidráulico de la red.

El cálculo hidráulico de la red se debe hacer mediante un programa de cómputo. En el capítulo 4 de este tema se presentaron las bases para el análisis hidráulico de redes trabajando tanto a régimen permanente como no permanente. Además, en el capítulo 6 se describen los programas existentes comercialmente para realizar el análisis de la red por medio de la computadora. Finalmente, en el Anexo A se incluyen algunos programas que pueden utilizarse para este fin.

Normalmente en los análisis de redes no se consideran las pérdidas de carga en válvulas y conexiones. Sin embargo, éstos se pueden considerar en forma directa o por medio de longitudes equivalentes. En las figuras 7.20 y 7.21 se muestran las longitudes equivalentes para diferentes válvulas y conexiones.

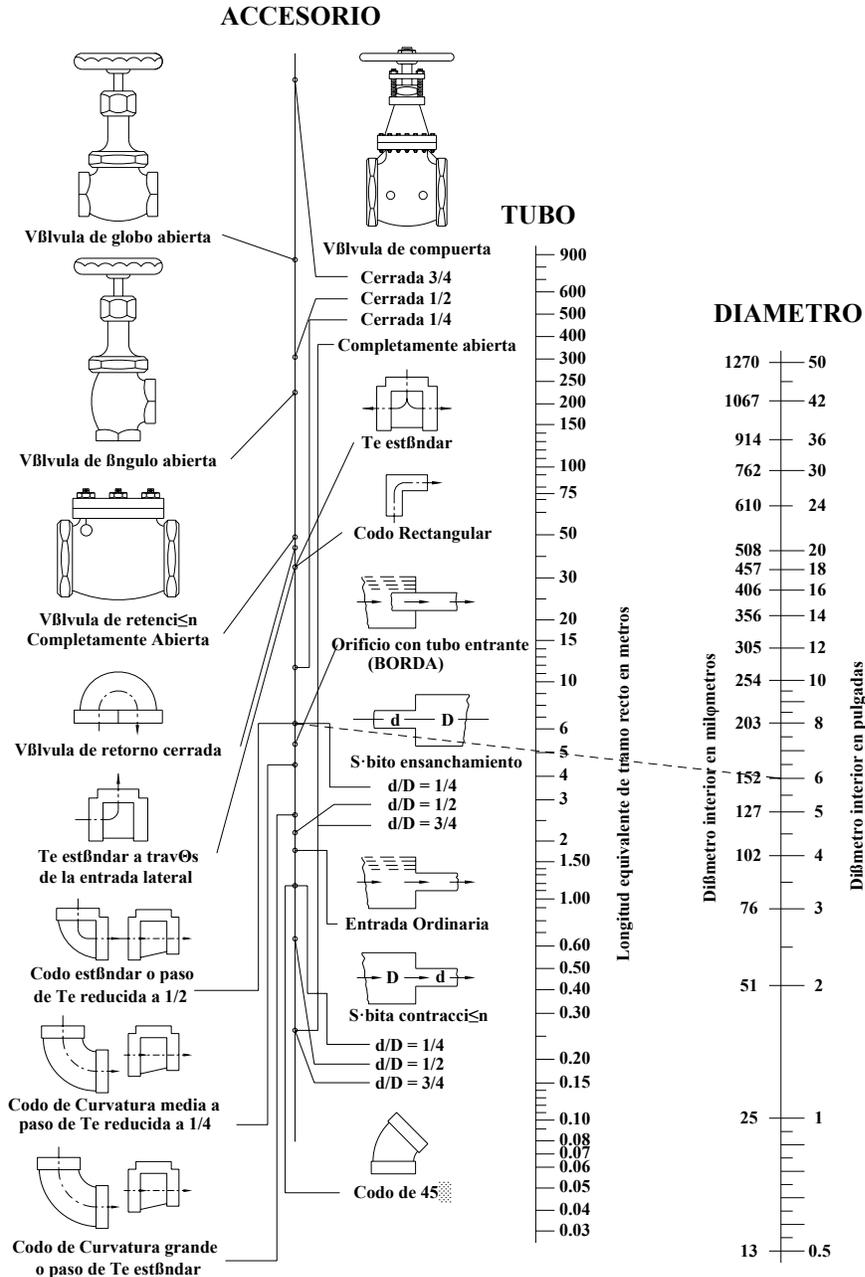


Figura 7.20 Pérdida por fricción en válvulas y conexiones

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

Ejemplo: La línea punteada muestra que la pérdida de carga, en un codo estándar de 152 mm de diámetro interior, es equivalente a la que se tiene en un tramo recto de tubo del mismo diámetro y de aproximadamente cinco metros de longitud.

Para reducciones y ampliaciones bruscas utilícese el diámetro menor (d) en la escala de tubos.

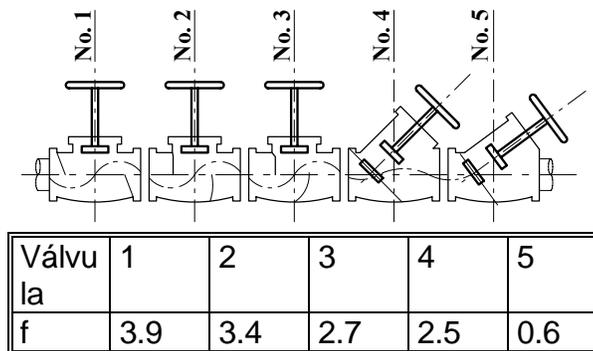
Nota: Puesto que las pérdidas por fricción en válvulas de retención varían en función del fabricante, consúltelo para obtener los valores exactos.

El cambio brusco de dirección del flujo por medio de codos, tes, válvulas y curvas causa pérdidas de presión. Es práctica común expresar esta pérdida en términos de un equivalente de longitud del tramo recto de tubería del mismo diámetro. Por ejemplo la pérdida en un codo de 2" equivale a la que se originaría en un tramo recto de tubo de igual diámetro y de 1.68 m de longitud. La tabla siguiente contiene pérdidas de carga para las piezas más usuales, expresadas en metros de tramos rectos de tubería del diámetro correspondiente.

LONGITUD DE TRAMO RECTO EQUIVALENTE A LA RESISTENCIA AL ESCURRIMIENTO

	Codo estándar	Codo de radio medio	Codo de radio grande	Codo de 45°	Te	Curva de retorno	Válvula de compuerta abierta	Válvula de globo abierta	Válvula de ángulo abierta	
13	1"	0.457	0.427	0.335	0.235	1.036	1.158	0.106	4.877	2.560
19	¾"	0.671	0.548	0.427	0.305	1.372	1.524	0.143	6.705	3.658
25	1"	0.823	0.701	0.518	0.396	1.768	1.859	0.183	8.230	4.572
32	1 ¼"	1.128	0.914	0.732	0.488	2.377	2.591	0.244	11.278	5.472
38	1 ½"	1.311	1.097	0.853	0.610	2.743	3.048	0.290	13.411	6.706
51	2"	1.676	1.402	1.067	0.762	3.353	3.962	0.366	17.374	8.534
64	2 ½"	1.981	1.646	1.280	0.914	4.267	4.572	0.427	20.117	10.058
76	3"	2.469	2.073	1.554	1.158	5.182	5.486	0.518	25.908	12.802
89	3 ½"	2.896	2.438	1.829	1.341	5.791	6.401	0.610	30.175	15.240
102	4"	3.353	2.774	2.134	1.524	6.706	7.315	0.701	33.528	17.678
114	4 ½"	3.658	3.048	2.408	1.707	7.315	8.230	0.792	39.624	18.593
127	5"	4.267	3.658	2.713	1.859	8.230	9.449	0.884	42.672	21.336
152	6"	4.877	4.267	3.353	2.347	10.058	11.278	1.067	48.768	25.298
203	8"	6.401	5.486	4.267	3.048	13.106	14.935	1.372	67.056	33.528
254	10"	7.925	6.706	5.182	3.962	17.069	18.593	1.737	88.392	42.672
305	12"	9.754	7.925	6.096	4.572	20.117	22.250	2.042	103.632	51.816
356	14"	10.973	9.449	7.010	5.182	23.165	25.908	2.438	118.872	57.912
406	16"	12.802	10.668	8.230	5.791	26.518	30.480	2.743	131.400	67.056
457	18"	14.021	12.192	9.144	6.401	30.480	33.528	3.109	152.400	76.200
508	20"	15.850	13.106	10.363	7.010	33.528	36.576	3.658	170.688	85.344
559	22"	17.678	15.240	11.278	7.620	39.624	42.672	3.962	185.928	94.488
610	24"	19.202	16.154	12.192	8.534	42.672	45.720	4.267	207.264	103.632
762	30"	24.079	20.726	15.240	10.668	50.292	57.912	5.182	262.128	128.016
914	36"	28.651	24.079	18.288	13.106	60.960	67.056	6.096	304.800	152.400
1067	42"	36.576	28.956	21.946	15.240	73.152	79.248	7.010	365.760	182.880
1219	48"	41.148	33.528	24.994	17.578	83.820	91.440	7.925	426.720	207.264

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



Una fórmula para determinar la pérdida de carga a través de las válvulas es:
$$h = f \frac{v^2}{2g}$$

Donde h es la pérdida de carga (m), v es la velocidad (m/s) y f es el coeficiente de fricción (adim.).

Figura 7.21 Pérdida de carga en válvulas y conexiones

Como un mínimo, la red debe analizarse para los siguientes dos casos:

1) Para el consumo máximo horario:

Las presiones obtenidas en el cálculo hidráulico se comparan con las requeridas. Si no se tienen estas últimas en todos los nudos se procede a cambiar algunos elementos de la red y volver a hacer el cálculo hidráulico. Lo mismo sucede si se obtienen velocidades por encima de las permitidas.

Para incrementar la presión se tienen las siguientes posibilidades:

- Aumentar el diámetro de algunos tramos de la red. Con esto se reducen las pérdidas de carga. Los tramos cuyos diámetros se aumentan deben formar parte del recorrido del flujo desde la fuente a los puntos con presión insuficiente. Generalmente se seleccionan los tramos con mayor peso en la pérdida de carga total en ese recorrido.
- Con el cambio de diámetros en una red cerrada cambia también la distribución de gastos en la red, y el efecto puede ser inesperado. Varios tanteos con diferentes diámetros se pueden necesitar para lograr el efecto deseado.
- Agregar nuevos tramos o tramos paralelos a los que ya existen en el esquema analizado. El efecto de una modificación de este tipo es similar al aumento de diámetros de tramos.
- Ubicar los tanques de la red en lugares más altos, o incrementar su altura. Con esto se incrementan las presiones en toda la red. Una modificación de este tipo puede incrementar el costo del sistema de agua potable, y se debe analizar en una comparación económica con otras variantes.
- Introducir nuevos tanques elevados dentro la red. Esta variante puede resultar efectiva para las partes de la red que están alejadas del sitio de suministro de agua. La inserción de tanques en estas zonas alejadas puede mejorar las presiones de servicio de manera local.

Para reducir presiones excesivas se tienen las siguientes posibilidades:

- El cambio brusco de dirección del flujo por medio de codos, tes, válvulas y curvas causa pérdidas de presión. Es práctica común expresar esta pérdida en términos de un equivalente de longitud del tramo recto de tubería del mismo diámetro. Por ejemplo: La pérdida de carga en un codo de 2 equivale a la que se originaría en un tramo recto de tubo de igual diámetro y de 1.68 m de longitud. La tabla siguiente contiene pérdidas de carga para las piezas más usuales, expresadas en metros de tramos rectos de tubería del diámetro correspondiente.
- Disminuir el diámetro de algunos tramos de la red, siempre que con esto no se produzcan velocidades inadmisiblemente altas.
- Ubicar los tanques de la red en lugares más bajos o reducir su altura.
- Introducir cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras de presión. Si

éstas ya existen en el esquema de la red, se ubican en puntos más bajos (en el caso de las cajas rompedoras de presión) o se asume una presión de regulación más baja en el caso de las válvulas reductoras.

2) Para el consumo mínimo:

Con esto se analiza si las presiones máximas no exceden de 5.0 kg/cm^2 (50 mca). Las presiones máximas serán las hidrostáticas que se presentan cuando el consumo es menor en la red, generalmente durante la noche. Para calcularlas basta con restar las elevaciones topográficas de los puntos del nivel hidrostático definido por los tanques. Ese cálculo se debe hacer con el nivel máximo en los tanques. El análisis se puede efectuar también mediante un programa de cómputo, asignando cero a todos los consumos en la red.

Para reducir las presiones hidrostáticas se ubican los tanques en lugares más bajos, se reduce su altura o se zonifica la red.

El diseño se considera satisfactorio si se logran en todos los nudos presiones mayores o iguales a las requeridas y menores que las admisibles, y en los tramos velocidades menores que las máximas permisibles. En una red de distribución que opera con gastos variables durante el día, no es posible lograr en todos los tramos y en todos los momentos una velocidad mínima, y esa condición no es obligatoria. Se tratará en lo posible de lograr que las velocidades sean mayores que las mínimas admisibles, al menos para las tuberías de mayor diámetro y con la demanda máxima horaria.

Varios análisis repetidos con consumo máximo y mínimo y diferentes parámetros o cambios en el esquema de la red, pueden resultar necesarios para lograr el diseño. La solución depende del tipo de proyecto (nuevo o de rehabilitación) y del tipo de red (abierta o cerrada), como se describe más abajo, en las cuatro subunidades de esta unidad.

Si en la red se prevén hidrantes contra incendio, después de diseñar ésta para el gasto máximo horario se hace un cálculo de la misma para una demanda que corresponde a la suma del gasto máximo diario y al gasto de incendio en uno o varios hidrantes simultáneamente, según el criterio presentado en el tema "Datos básicos". Se deben de considerar los hidrantes que más afectan la presión en la red. Si en la red hay varios hidrantes, por lo general no se sabe cual afecta de manera más desfavorable la presión, y hay que hacer el cálculo varias veces para la demanda de incendio en diferentes partes de la red.

El diseño debe asegurar que la presión en el hidrante no sea inferior a la presión indicada en tema "Datos básicos".

7.3.6.1 Proyectos de rehabilitación de redes abiertas.

Un indicio usual de que una red abierta debe rehabilitarse es el hecho de que las cargas disponibles en sus nudos estén fuera de las especificadas; si son mayores, se

deberán reducir las cargas piezométricas por medio de una caja rompedora de presión o una válvula reductora de presión ubicadas en el inicio de la red.

Cuando las cargas disponibles son menores a la mínima, caso frecuente al incrementarse la demanda de agua en relación con los gastos de diseño, será necesario proponer alguna de las modificaciones siguientes:

- Si el problema se presenta en toda la red, se estudia la factibilidad de aumentar la cota piezométrica de entrada en un valor tal que el nudo más desfavorable tenga la carga mínima especificada.
- Si el problema se presenta en uno o varios tramos, es necesario modificarlos o sustituirlos. Las modificaciones más usuales son aumentar el diámetro del conducto, o disminuir su rugosidad.
- Si algunos tramos no tienen suficiente capacidad, es posible reforzarlos con una tubería paralela.
- Si el problema se presenta en una o varias partes de la red, se estudia la posibilidad de construir rebombes en dichas partes que eleven el agua a tanques locales. Existen tres posibilidades para definir las dimensiones del bombeo y del tanque. Estos casos se discuten en 7.3.10.

7.3.6.2 Proyectos nuevos de redes abiertas.

Para este caso, el análisis de la red abierta conduce a calcular la cota piezométrica en el punto de entrada del agua. Para determinar esta cota se busca el punto más desfavorable de la red en cuanto a la presión se refiere, llamado punto crítico. Este es el punto donde se presentan las menores presiones en la red.

Se suma a la cota topográfica del punto crítico la presión requerida y se obtiene la cota piezométrica necesaria en este punto. A esta última se suman las pérdidas de carga en el recorrido del agua desde el inicio de la red hasta el punto crítico con lo que se obtiene la cota piezométrica necesaria para el inicio de la red. Con esta cota se garantizan las presiones mínimas en toda la red.

La cota piezométrica calculada corresponderá al nivel mínimo de agua en el tanque. Para analizar las presiones máximas, a esta cota se suma la probable profundidad del tanque, y se calculan las presiones estáticas en la red. Existen dos posibilidades:

1) En todos los nudos de la red las presiones estáticas son menores que las máximas admisibles. La cota calculada para el inicio de la red es aceptable.

Si las condiciones topográficas lo permiten, se construye un tanque superficial con el nivel de agua a esta cota en el inicio de la red o en la conducción.

Si la cota requerida está por arriba de las cotas del terreno, se construye un tanque elevado. Los tanques elevados son antieconómicos para alturas mayores de 20-25 m.

Si no es posible construir un tanque con el nivel de agua requerido, éste se construye en la cota posible y dentro de la red se propone un rebombear para asegurar las presiones en la zona del punto crítico.

2) En algunas partes de la red resultan presiones mayores que las máximas admisibles.

Si las presiones altas se producen en tramos que no afectan el punto crítico, se proponen cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras en éstos tramos.

En caso que no se puedan reducir las presiones máximas sin afectar la presión en el punto crítico, el tanque se ubica a 50 m por arriba de la cota del punto más bajo, y se necesitará rebombear dentro de la red para asegurar las presiones en la zona del punto crítico.

7.3.6.3 Proyectos de rehabilitación de redes cerradas.

La necesidad de hacer una rehabilitación se indica por la presencia de cargas disponibles diferentes a las especificadas. Cuando las cargas disponibles son más grandes que las máximas permisibles en todos los tramos, el problema se resuelve disminuyendo la carga en la entrada de la red. En cambio, si el problema se presenta sólo en algunos tramos, puede resolverse colocando cajas rompedoras o válvulas reductoras de presión en las zonas donde haga falta.

Si las cargas disponibles en todos los tramos son menores que la carga mínima requerida, se busca la forma de aumentar la cota piezométrica en la entrada de la red. Si esto ocurre sólo en parte de la red, será necesario modificar algunos tramos o circuitos para disminuir la pérdida de energía, ya sea sustituyendo tuberías existentes por otras de mayor diámetro, o reforzando las tuberías que ya existen con otras adicionales.

7.3.6.4 Proyectos nuevos de redes cerradas.

En estos proyectos el análisis conduce a calcular la cota de entrada del agua; si ésta ya se conoce y las cargas disponibles no resultan las adecuadas, será necesario proponer nuevos diámetros. Si con ninguna combinación de diámetros se logra el efecto deseado, se propone otra zonificación de la red.

Con un programa de cómputo se puede determinar de forma directa la cota necesaria para el principio de la red. Para lograr esto, el punto crítico se declara como un nudo de carga fija (como un tanque con nivel de agua constante), y el nudo inicial de la red como un nudo de gasto de ingreso conocido. En los resultados del programa se obtiene la cota piezométrica para el inicio de la red que representa la cota necesaria del nivel de agua en el tanque.

7.3.6.5 Diseño óptimo con programas de cómputo.

Existen programas de cómputo que seleccionan directamente los diámetros que dan un costo mínimo para la red cumpliendo con las condiciones de presión y velocidad. En el

Capítulo 5 de este tema se presentaron recomendaciones para el diseño óptimo de redes de distribución, adicionalmente un programa de este tipo, con el nombre DR (Diseño de Redes), se describe en el Anexo A.

7.3.7 Dimensionamiento hidráulico de tanques de regulación.

El dimensionamiento hidráulico de los tanques de regulación incluye la determinación de dos elementos:

- 1) La cota de ubicación del tanque.
- 2) El volumen.

La cota necesaria del tanque se determina por la topografía y las presiones requeridas en la red, como una parte del cálculo hidráulico descrito en 7.3.6.

El volumen se determinará según los procedimientos descritos en el capítulo 3 o en el tema "Regulación" de este Manual.

7.3.8 Revisión del diseño de la red y tanques de regulación con un programa de análisis dinámico.

Para revisar la operación de la red con consumos diferentes al máximo horario, y los volúmenes calculados para los tanques de regulación, se puede utilizar un programa de cómputo de análisis dinámico de la red. Este programa simula la operación de la red en un período de tiempo (por ejemplo un día) en que varían las demandas y los niveles en los tanques.

El programa de análisis dinámico proporciona dos grupos de resultados:

- 1) La evolución de los parámetros hidráulicos (presión, gasto, velocidades, niveles en los tanques) en el período analizado.
- 2) El estado momentáneo del flujo para los instantes analizados.

Con estos resultados se puede apreciar si la red operará satisfactoriamente en todas las horas del día, y si las capacidades de los tanques están correctamente calculadas.

Los procedimientos normales de cálculo del volumen necesario para regulación, que se presentan en el tema "Regulación", se basan en un balance entre los volúmenes de agua que ingresan de la conducción y el consumo en la red, y son aplicables para el caso de redes con un tanque. Para los casos más complejos de varios tanques que alimentan la red en diferentes puntos, resulta imprescindible el empleo de un programa de análisis dinámico. El volumen de un tanque será inadecuado si los resultados del programa mostraran que éste se vacía o se subutiliza durante el período analizado. De una manera similar, para el caso de red con un tanque normalmente, son suficientes dos análisis estáticos: uno con consumo máximo horario y otro con consumo mínimo. La circulación del flujo en redes abastecidas por más de una fuente puede cambiar

radicalmente dentro del día. Un análisis dinámico resulta necesario en estos casos.

7.3.9 Diseño de los rebombes.

La selección de las bombas y el diseño estructural de los rebombes se hará de acuerdo con las orientaciones del tema "Electromecánica". Los datos hidráulicos que se requieren para la selección y diseño son la carga del rebombero H y el gasto Q .

Son posibles tres variantes en cuanto al gasto:

- 1) Diseñar el rebombero para el gasto máximo diario. El volumen del tanque se determinará por la regulación del consumo en la zona atendida.
- 2) Diseñar el rebombero para el gasto máximo horario. El tanque no se necesitará para regulación y su volumen puede ser mucho menor. Una automatización del paro y arranque de las bombas resulta imprescindible en esta variante. Se bombeará en lapsos no uniformes según el vaciado y llenado del tanque. Su volumen se calculará atendiendo la condición de que el número y frecuencia de paros y arranques no sean demasiado numerosos.
- 3) Bombeo directo a la red (variante no recomendable). Las bombas se seleccionan para el gasto máximo horario en esta variante.

Un análisis económico será necesario en cada caso, para determinar cual de las tres variantes es más adecuada para el sistema.

La variante con bombeo directo se considerará solamente en casos excepcionales bien justificados.

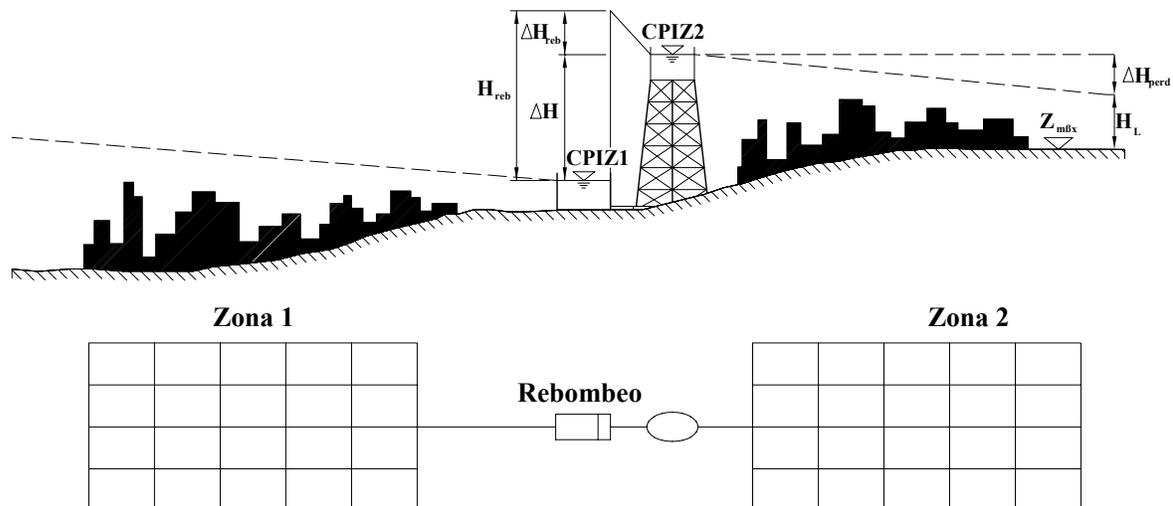


Figura 7.22 Cálculo de la carga de un rebombero

La figura 7.22 muestra el esquema de un rebombeo ubicado entre dos zonas de presión. El rebombeo eleva el agua a un tanque elevado en el inicio de la zona 2. La cota piezométrica (nivel en el tanque) que se necesita para el inicio de la zona 2 se calcula de la siguiente expresión:

$$CPIZ = Z_{max} + H_l + \sum \Delta H_{perd}$$

La carga necesaria de las bombas en el rebombeo H_{reb} será:

$$H_{reb} = CPIZ2 + \Delta H_{reb} - CPIZ1$$

Donde:

- $Z_{m\acute{a}x}$ es la cota del punto crítico en la zona 2.
- H_l es la presión libre que se requiere en el punto crítico.
- $\sum \Delta h_{p\acute{e}rd}$ es la suma de las pérdidas de carga en el recorrido desde el tanque hasta el punto crítico.
- Δh_{reb} es la suma de las pérdidas menores en el rebombeo.
- $CPIZ1$ es la cota piezométrica al final de la zona 1.
- $CPIZ2$ es la cota piezométrica en el inicio de la zona 2. Para el caso de la figura 7.22, ésta es igual a la cota del nivel de agua en el tanque.

7.3.10 Diseño de cajas rompedoras de presión y válvulas reductoras de presión.

La cota necesaria de la caja rompedora de presión se determina en el cálculo hidráulico de la red. Puesto que ésta no se utiliza para regulación, su volumen de agua puede ser el mínimo, y estará determinado por la ubicación de los accesorios y por consideraciones constructivas.

Una caja rompedora de presión se compone de dos cámaras; una húmeda y otra que aloja las piezas especiales (válvulas, tes, codos, etc.). Incluye también:

- Tubería de entrada con válvula de cierre y válvula con flotador.
- Tubería de salida.
- Tubería de drenaje.

Una válvula reductora de presión se debe ubicar entre dos válvulas de cierre de tipo cierre-apertura total, que se usan en caso de reparación de la válvula. Para no interrumpir el suministro cuando la válvula está fuera de servicio, se prevé un "by-pass" con válvula de regulación manual.

7.3.11 Ubicación de las válvulas de seccionamiento.

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

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

proyecto.

2) Hacer posible el control de fugas mediante distritos hidrométricos.

3) Derivar en un momento dado mayor caudal en un tramo determinado, cuando se trate de surtir a un hidrante contra incendio por medio de la operación de cierre de las válvulas correspondientes.

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

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

1) En la red primaria:

- En los cruces de las tuberías. No más de tres válvulas se necesitan en una cruz, no más de dos en una te.

2) En la red secundaria:

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

Es recomendable el esquema de la figura 7.23 con dos válvulas en cada cruce. Como se puede ver, para aislar un punto no se cierran más de 4 válvulas, ni se aíslan más de 3 tramos.

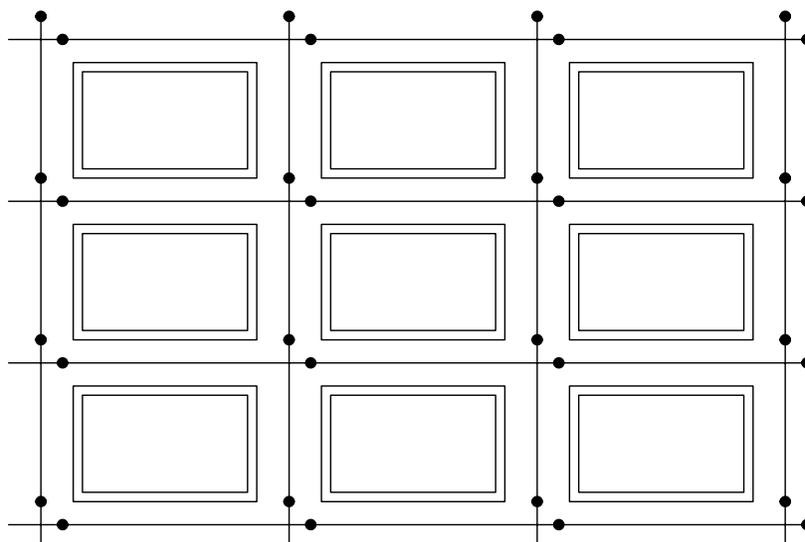


Figura 7.23 Ubicación de válvulas de seccionamiento

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

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

7.3.12 Ubicación de válvulas de admisión y expulsión de aire y desagüe.

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

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

7.3.13 Localización de tuberías de agua potable.

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

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

El ancho y la profundidad mínima de las zanjas para las tuberías se indican en el tema "Datos básicos".

7.3.14 Diseño de cruceros.

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

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

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

Generalmente se utilizan juntas en los siguientes casos:

- Para unir tuberías del mismo o de diferente material.

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

Si se emplean piezas especiales de hierro fundido con bridas y tuberías de fibrocemento, la unión de tuberías normalmente se lleva a cabo por medio de juntas de tipo Gibault, inmediatamente después de extremidades bridadas. En la terminación de tubería o extremos muertos, se deberán colocar tapones o tapas ciegas con su atraque respectivo.

El proyecto de los cruceros se hará utilizando los símbolos que se muestran en las figuras 7.24, 7.25 y 7.26. Para mostrar su uso, en la figura 7.27 se presentan algunos casos típicos de cruceros con piezas especiales con bridas y en la figura 7.28 muestra la cuantificación de las piezas que intervienen en algunos diseños de cruceros de una red secundaria convencional. Así mismo, en la figura 7.29 se han elaborado algunos diseños de los mismos cruceros indicados en la figura 7.28, con la cuantificación de las piezas que intervienen, utilizando en lugar de las extremidades y juntas Gibault, juntas universales.

A continuación se presentan algunas formas para unir tuberías, que se utilizan principalmente en la red secundaria, la prolongación de tuberías existentes y en la sustitución de tramos en mal estado por tuberías nuevas, del mismo material o distinto.

7.3.14.1 Unión de tuberías de diámetros iguales.

1) De fibrocemento con fibrocemento (FC con FC).

- a) Si son de la misma clase y marca de fabricación, las tuberías en caso de prolongación se unen con un cople de FC; y con juntas Gibault en la reparación de tramos.
- b) Si los tubos son de diferente clase y marca, se utilizan juntas Gibault, especificando las clases por unir (normalmente A-5 con A-7) y la marca.
- c) Los diámetros nominales de los tubos de FC por unir son interiores; por lo tanto, para clases diferentes, los diámetros exteriores son distintos.

	Válvula reductora de presión
	Válvula de altitud
	Válvula aliviadora de presión
	Válvula para expulsión de aire
	Válvula de flotador
	Válvula de retención (check) de h.f. en brida
	Válvula de seccionamiento de h.f. con brida
	Cruz de h.f. con brida
	Té de h.f. con brida
	Codo de 90° de h.f. con brida
	Codo de 45° de h.f. con brida
	Codo de 22°30' de h.f. con brida
	Reducción de h.f. con brida
	Carrete de h.f. con brida (corto y largo)
	Extremidad de h.f. con brida
	Tapa con cuerda
	Tapa ciega de h.f.
	Junta Gbault

PIEZAS ESPECIALES G.P.B.

	Válvula Valflex J.J. (con dos juntas universales GP.B)
	Válvula Valflex B.J. (con una brida y una junta universal)
	Válvula reducción Valflex B.J. (con una brida y una junta universal)
	Junta universal GP.B
	Terminal GP.B
	Reducción GP.B- BB (con dos bridas planas)
	Reducción GP.B- B.J. (con una brida y una junta universal)

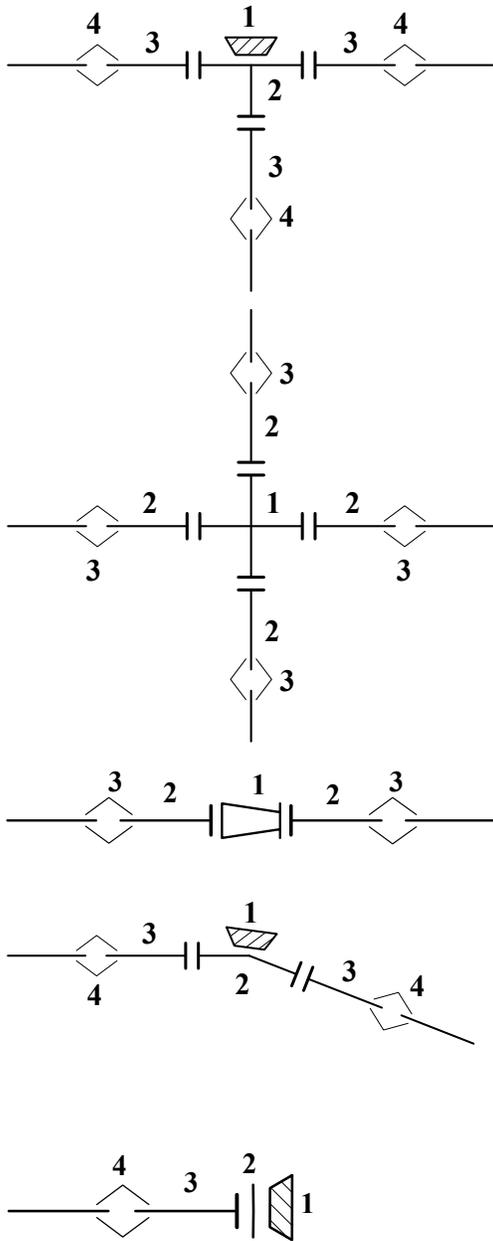
Figura 7.24 Signos convencionales de piezas especiales

	Cruz
	Te
	Cople T con salida roscada
	Codo de 90°
	Codo de 45°
	Codo de 22°30'
	Codo de 90° para PVC o FC
	Codo de 45° para PVC o FC
	Codo de 22°30' para PVC o FC
	Reducci3n
	Niple
	Extremidad
	Transici3n entre clases inmediatas
	Cople de expansi3n o adaptador para PVC como galvanizado y h.f.
	Adaptador a tuber3a de pl3stico
	Tap3n

Figura 7.25 Signos convencionales para piezas especiales de fibrocemento

	Cruz
	Te
	Extremidad campana
	Extremidad espiga
	Reducci3n campana
	Reducci3n espiga
	Cople doble
	Adaptador campana
	Adaptador espiga
	Tap3n campana
	Tap3n espiga
	Codo de 90°
	Codo de 45°
	Codo de 22°30'
	Adaptador FC - PVC

Figura 7.26 Signos convencionales para piezas especiales de PVC



- 1.- Atraque de concreto.
- 2.- Te.
- 3.- Extremidad.
- 4.- Junta Gibault.

- 1.- Cruz.
- 2.- Extremidad.
- 3.- Junta Gibault.

- 1.- Reducción.
- 2.- Extremidad.
- 3.- Junta Gibault.

- 1.- Atraque de concreto.
- 2.- Codo.
- 3.- Extremidad.
- 4.- Junta Gibault.

- 1.- Atraque de concreto.
- 2.- Tapa ciega.
- 3.- Extremidad.
- 4.- Junta Gibault.

Figura 7.27 Cruceros típicos con piezas especiales de hierro fundido con bridas

	Concepto	Cantidad	Peso (kg)	
	Cruz de hierro fundido con brida de 500mm x 100 mm	1	407	
	Válvula de hierro fundido con brida de 100 mm	2	---	
	Extremidad de hierro fundido de 500 mm	2	420	
	Extremidad de hierro fundido de 100 mm	2	36	
	Junta Gibault de 500 mm	2	146	
	Junta Gibault de 100 mm	2	13	
	Empaques de plomo de 500 mm	2	9.6	
	Empaques de plomo de 100 mm	4	1.4	
	Tornillos de 28.6mm x 127mm	40	102	
	Tornillos de 15.9mm x 76.2mm	32	21.2	
	Suma		1156.2	
		Te de hierro fundido con brida de 500mm x 100 mm	1	398
		Válvula de hierro fundido con brida de 100 mm	1	---
Extremidad de hierro fundido de 500 mm		2	420	
Extremidad de hierro fundido de 100 mm		1	18	
Junta Gibault de 500 mm		2	146	
Junta Gibault de 100 mm		1	6.5	
Empaques de plomo de 500 mm		2	9.6	
Empaques de plomo de 100 mm		2	0.7	
Tornillos de 28.6mm x 127mm		40	102	
Tornillos de 15.9mm x 76.2mm		16	10.6	
Suma			1111.4	
		Cruz de hierro fundido con brida de 100mm x 100 mm	1	35
		Válvula de hierro fundido con brida de 100 mm	1	---
	Extremidad de hierro fundido de 100 mm	4	72	
	Junta Gibault de 100 mm	4	26.8	
	Empaques de plomo de 100 mm	4	2	
	Tornillos de 15.9mm x 76.2mm	40	26.8	
	Suma		162.3	
	Codo de 90° de hierro fundido con brida de 100 mm	1	98	
	Extremidad de hierro fundido de 100 mm	2	160	
	Junta Gibault de 100 mm	2	56	
	Empaques de plomo de 100 mm	2	4	
	Tornillos de 15.9mm x 76.2mm	16	10.6	
	Suma		328.6	
	Tapa ciega de hierro fundido de 100 mm	1	6.5	
	Extremidad de hierro fundido de 100 mm	1	18	
	Junta Gibault de 100 mm	1	6.5	
	Empaques de plomo de 100 mm	1	0.4	
	Tornillos de 15.9mm x 76.2mm	8	5.3	
Suma		36.7		

Figura 7.28 Cruceros de una red convencional

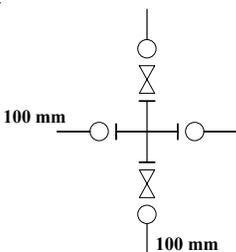
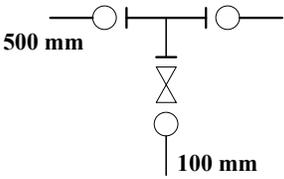
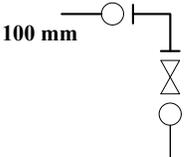
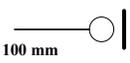
	Concepto	Cantid ad	Peso (kg)
	Cruz de hierro fundido con brida de 500mm x 100 mm	1	407
	Válvula de hierro fundido con brida de 100 mm	2	---
	Junta universal G.P.B. de 500 mm	2	16.8
	Junta universal G.P.B. de 100 mm	2	160
	Suma		583.8
	Te de hierro fundido con brida de 500mm x 100 mm	1	398
	Válvula de hierro fundido con brida de 100 mm	1	---
	Junta universal G.P.B. de 500 mm	2	160
	Junta universal G.P.B. de 100 mm	1	8.4
	Suma		566.4
	Codo de 90° de hierro fundido con brida de 100 mm	1	98
	Junta universal G.P.B. de 100 mm	2	53.2
	Suma		151.2
	Tapa ciega de hierro fundido de 100 mm	1	8.4
	Junta universal G.P.B. de 100 mm	1	6.5
	Suma		14.9

Figura 7.29 Cruceros de una red convencional con junta universal

De PVC con PVC.

Aunque la utilización del sistema inglés en la fabricación de tuberías ha sido prácticamente sustituido por el sistema métrico, aun se fabrican tubos en sistema inglés para casos de rehabilitación de redes existentes.

- Tubos del sistema inglés con tubos de sistema inglés (de color gris). Se unen con su propio sistema espiga-campana o con cople de reparación de PVC.
- Tubos de sistema métrico con tubos de sistema métrico (de color azul). Se unen con su propio sistema espiga-campana o con un cople de reparación de PVC.
- Tubos de sistema métrico con tubos de sistema inglés. Su unión se logra por medio de un adaptador de PVC.

Los diámetros nominales de los tubos por unir, en ambos sistemas, son exteriores y diferentes. Los diámetros exteriores no cambian al unir tubos de diferente clase para un mismo sistema.

3) Acero soldado con acero (con o sin costura).

- a) Unión soldada (caso común).
- b) Unión con cople de acero tipo Dresser o similar.
- c) Los diámetros nominales de los tubos por unir son exteriores. No se modifican al unir tubos de diferente espesor.

4) Polietileno con polietileno.

Unión por termofusión: Los diámetros nominales de los tubos son exteriores. No se modifican al unir tubos de diferente clase (RD), es decir, las variaciones de espesor afectan únicamente al diámetro interior.

5) FC con PVC.

- a) Unión bridada. Se utiliza junta universal GPB en la tubería de FC y extremidad campana o espiga de PVC, incluyendo empaque de plomo o de hule.
- b) Unión de adaptador FC-PVC, especificando marca y clase del tubo de FC.

6) Acero con FC.

- a) Unión con cople de acero tipo Dresser (acero-FC) o similar.
- b) Unión bridada. Brida soldada al tubo de acero y junta universal GPB.

7) PE con PVC.

- a) Unión bridada. Al tubo de PE se une una brida por termofusión a la que se une una extremidad campana o espiga de PVC.
- b) Conexión que tiene entrada roscada, macho o hembra, para unir con PVC y una espiga estriada a la cual se inserta el PE, sujetándose con abrazadera de acero inoxidable.

7.3.14.2 Unión de tuberías de diferente diámetro y material.

En casos esporádicos de emergencia en la instalación de un tramo determinado se puede presentar el caso de unir tuberías de diámetros diferentes, del mismo material o distinto.

1) Unión de tuberías de fibrocemento.

Se utilizan reducciones, terminales y juntas Gibault de hierro fundido. También se logra la unión con reducción y juntas mecánicas ABT.

- 2) Unión de tuberías de PVC.
Se utilizan reducciones campana-espiga, especificando el sistema por unir (inglés o métrico).
- 3) Unión de tuberías de polietileno.
Se utilizan reducciones para termofusión.
- 4) Unión de tuberías de acero (con o sin costura).
Se utilizan reducciones del mismo material, haciendo la unión con soldadura.
- 5) Unión de tuberías de fibrocemento con tuberías de PVC.
Se pueden utilizar reducciones de hierro fundido con bridas y juntas universales GPB, especificando las características de los tubos por unir.
- 6) Unión de tubería de fibrocemento con tubería de acero.
Se utilizan reducciones de hierro fundido con brida, junta universal GFB para unir fibrocemento y brida soldada al tubo de acero.

8. PRESENTACIÓN Y CONTENIDO DEL PROYECTO.

Una vez terminado el proyecto, se formará el informe que contenga todos los datos necesarios para la realización de las obras. Este informe deberá contener lo siguiente:

8.1 MEMORIA DESCRIPTIVA.

1. Información general relativa a la localidad, de los servicios públicos disponibles, fuente de ingreso, etcétera.

2. Estudios de campo y de gabinete.

3. Información de gastos disponibles.

4. Determinación de la población de proyecto.

5. Determinación de la dotación de proyecto.

6. Determinación de los consumos unitarios, puntuales y totales.

7. Esquema de desarrollo urbano en el que se indicarán las etapas de proyecto. Para cada etapa se especificarán:

- Área cubierta.
- Población beneficiada (usuarios).
- Gasto de diseño.
- Trazo de la red.
- Puntos de alimentación.
- Instalaciones de bombeo y tanques.
- Ubicación de válvulas y cajas rompedoras de presión.
- Etc.

8. Cálculo de caudales parciales concentrados en los nudos para los efectos del análisis hidráulico.

9. Impresión del programa de análisis hidráulico utilizado.

10. Descripción del funcionamiento hidráulico.

11. Resúmenes de diámetros y clases de tuberías.

12. Resumen de piezas especiales y válvulas.

13. Especificaciones de construcción adicionales a las especificaciones generales y técnicas de construcción de la CNA.

14. Tomas domiciliarias.

- a) Localización.
- b) Número y tipo de tomas domiciliarias e hidrantes.
- c) Número de medidores.

15. Zonas de presión. Esquema de ubicación y descripción del funcionamiento hidráulico.

8.2 SOLUCIÓN DE MÍNIMO COSTO.

Esta parte debe mostrar que los componentes principales del proyecto son las opciones más económicas para alcanzar las estimaciones de demanda y los objetivos del proyecto. Las opciones que hayan sido evaluadas deben ser descritas en términos generales con referencia a toda la información disponible.

8.3 PRESUPUESTO DE LAS OBRAS.

El presupuesto de las obras relativas a la red de distribución se hará de manera tal que detalle todos los conceptos de las obras generales y de estructuras especiales, tanto por lo que se refiere a mano de obra como a materiales, haciendo distinción por lo que respecta a tuberías y equipos, y presentando los montos que correspondan a cada etapa del proyecto.

Se presentará el resumen del presupuesto para las diferentes etapas de construcción.

8.4 PLANOS DEL PROYECTO.

- Planta general de la red de distribución en escala 1:2,000 que contenga:
 - a) Localización de las tuberías de conducción, tanques de regulación y cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras, en su caso.
 - b) Trazo de las redes primaria y secundaria con nombres de calles, longitudes, diámetros nominales y materiales de cada tramo, señalando las tuberías nuevas y las existentes.
 - c) Localización de válvulas de seccionamiento, hidrantes públicos e hidrantes o cajas contra incendio.
Se emplearán los símbolos de las figuras 8.1 y 8.2.
- Plano con los resultados del cálculo hidráulico de la red que contenga:
 - a) Longitud, material, diámetro interior y rugosidad de las tuberías, señalando las nuevas y las existentes.
 - b) Gastos medios en los tramos.
 - c) Cotas topográficas y piezométricas, cargas disponibles y cargas estáticas para los nudos.

d) Demandas en los nudos y demandas especiales.

Los planos deben acompañarse de la impresión de resultados del programa de cómputo utilizado.

Si en la red no se prevé demanda contra incendio se presentarán el plano y los cálculos hidráulicos únicamente para el consumo máximo horario.

Si en la red se prevé demanda contra incendio se presentarán planos y cálculos hidráulicos para el consumo máximo horario solo y para el consumo máximo diario y demanda contra incendio en uno o más puntos de la red.

- Planos de rebombes, cajas rompedoras o válvulas reductoras de presión, en su caso.
- Planos de tanques de regulación, de acuerdo a lo especificado en el tema "Regulación" de este Manual.
- Plano(s) de cruceros de la red.

El proyecto deberá contener todos los cruceros de la red, identificados en por etapa de construcción, la lista de piezas especiales, válvulas de seccionamiento, empaques, tornillos, y notas que marquen condiciones específicas de construcción y operación, igual que las longitudes de las tuberías y su diámetro. En plano separado se indicarán los cruceros de construcción futura y su lista de piezas.

- Planos de detalles que contengan:
 - a) Detalle de hidrantes.
 - b) Detalle de cajas para válvulas.
 - c) Esquema de toma domiciliaria.
 - d) Detalle de atraques para las tuberías.
 - e) Secciones transversales de cruzamientos (en caminos, vías férreas, puentes, etc.), en donde se indique a escala la situación de las redes de agua potable, alcantarillado y otras instalaciones.
 - f) Zanjas para las tuberías.

En el documento "Lineamientos técnicos para el diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado" de la CNA, se dan las dimensiones y los cuadros que deben contener los planos.

	Válvula de desfogue
	Hidrante público
	Tubo o galería
	Pozo
	Desfogue a alcantarillado
	Hidrante para incendio
	Válvula de seccionamiento
	Válvula de retención (check)
	Válvula de expulsión de aire
	Planta de bombeo
	Cruce de tubería sin conexión
	Caja rompedora de presión
	Planta de tratamiento
	Garza
	Tapa ciega
	Cambio de diámetro
	Tanque elevado o superficial
	Caja asfaltada o azolvada
	Caja fuera de funcionamiento

Figura 8.1 Simbología para planos de agua potable

	5.0 cm (2")
	6.0 cm (2 1/2")
	7.5 cm (3")
	10.0 cm (4")
	15.0 cm (6")
	20.0 cm (8")
	25.0 cm (10")
	30.0 cm (12")
	35.0 cm (14")
	40.0 cm (16")
	45.0 cm (18")
	50.0 cm (20")
	61.0 cm (24")
	76.0 cm (30")
	91.5 cm (36")
	107.0 cm (42")
	122.0 cm (48")
	Diámetro indefinido

Figura 8.2 Simbología de tuberías para agua potable

9. RECOMENDACIONES SOBRE LA CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE LA RED.

El diseño, construcción y operación (durante la vida útil) de un proyecto de ingeniería son etapas cruciales en la consecución de los objetivos del proyecto. En nuestro caso, un buen diseño de una red de distribución no garantiza el buen funcionamiento hidráulico de la misma, dado que se deben tener cuidados especiales durante la construcción y la operación del sistema de abastecimiento para que cumpla con los objetivos de diseño. Por esta razón, se anexan en este capítulo importantes recomendaciones sobre las etapas de construcción y operación de la red, señalando aquellas en las cuales el uso de los modelos de simulación del funcionamiento hidráulico puede ser de gran utilidad.

9.1 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.

En la práctica, durante la construcción de la red de distribución, se seleccionan e instalan los diferentes componentes de la red (Ver capítulo 2) siguiendo procedimientos de construcción e instalación recomendados por fabricantes y avalados por la experiencia de constructores y organismos operadores. Los fabricantes publican y distribuyen folletos y manuales donde se detalla la selección, manejo e instalación de componentes tales como tuberías, piezas especiales, válvulas, etc. Algunos de ellos, cuentan incluso con un departamento técnico de apoyo a clientes, donde brindan asesoría sobre instalaciones para condiciones poco usuales de sus productos.

Normalmente, los criterios de selección de materiales y procedimientos constructivos se adaptan a condiciones regionales, tales como la disponibilidad (en cantidad y calidad) de piezas, economía, procedimientos constructivos usuales en la zona, tipos de suelo, etc. Dos factores adicionales a tener en cuenta durante la selección de los componentes, son la durabilidad y la eficiencia del componente en cuestión. Los materiales duraderos son usualmente costosos, pero deberán compararse a otros no tan duraderos (ni tan costosos) considerando el costo del componente (adquisición e instalación) y los costos a futuro debidos a su continua operación y reparación o en su caso, sustitución. Cabe destacar que el empleo de buenos materiales sin un buen procedimiento constructivo dará lugar a fallas, lo cual también sucederá si se emplean procedimientos correctos con materiales inadecuados. Por otra parte, la eficiencia del componente para cumplir con sus funciones proviene de los esfuerzos de los fabricantes dedicados a mejorar el funcionamiento del producto. *En una red de distribución, un componente que disminuya las pérdidas de carga cumpliendo adecuadamente con sus funciones representa una mejora al funcionamiento del sistema.*

El objetivo principal de una red de distribución es dotar de agua al consumidor en cantidad, calidad y presión suficiente; pero durante un tiempo de vida útil del sistema. El uso de piezas y tuberías que funcionan bien durante pocos años y en condiciones ideales, dan lugar a fallas poco visibles por estar la red enterrada donde pueden existir grandes fugas, lo cual es común en la práctica. Se debe entonces entender una economía mejor orientada en la compra de componentes de buena calidad que funcionen eficientemente por diseño y duración aunque resulten más costosos en su

adquisición, pero que durante la operación sean confiables y eviten reparaciones o sustituciones costosas.

De las ideas expuestas anteriormente, pueden entonces expresarse como recomendaciones constructivas más importantes las siguientes:

- 1) Una selección cuidadosa de los componentes del sistema en base a su disponibilidad (cantidad y calidad), economía, condiciones locales, durabilidad y eficiencia. Esta selección puede inclinarse en favor de fabricantes y componentes que han tenido desempeños satisfactorios en redes de distribución y condiciones semejantes.
- 2) El empleo del procedimiento constructivo más adecuado de acuerdo a las condiciones locales y del componente a instalar. Lo anterior tendrá que ser certificado por una supervisión seria y consciente tanto de la empresa supervisora como del organismo contratante.
- 3) La elaboración de una Memoria descriptiva del tipo y características físicas y operativas de todos los componentes instalados en la red. La finalidad de tal Memoria es facilitar las labores de operación y mantenimiento de la red existente. Esto permite también la calibración del programa de redes que se emplee durante la operación, ampliación o rehabilitación de la red.

9.2 RECOMENDACIONES OPERATIVAS.

La operación de la red se refiere a todas aquellas actividades que se realizan para que la red brinde un servicio eficiente (calidad requerida, cantidad suficiente y presión adecuada) y continuo a los usuarios, durante la vida útil del sistema. En la operación de la red se incluye el mantenimiento tanto preventivo como correctivo que deba realizarse para mantener a la red en buenas condiciones de operación.

En el diseño de una red de distribución se considera el período de vida útil de los diversos componentes de la red y de las proyecciones a futuro de la demanda ejercida al sistema. Sin embargo, las condiciones para las cuales se diseñó el proyecto pueden cambiar al cabo de cierto tiempo por deterioro del sistema, demandas no consideradas, alteraciones en las políticas de operación, ampliaciones a la red, etc. Debido a lo anterior se recomienda llevar a cabo actividades operativas encaminadas a la recopilación de información, diagnóstico de operación, y solución de problemas del sistema.

Las actividades anteriores pueden ser realizadas y planeadas más fácilmente si se cuenta con un modelo calibrado que pueda predecir el comportamiento de la red bajo condiciones normales o anormales de operación.

9.2.1 Recopilación de información.

La información sobre las características físicas y operativas del sistema es importante para cuestiones de análisis de funcionamiento, determinación de la causa de fallas y

toma de decisiones en la corrección de problemas. Por tal motivo debe ser recopilada y actualizada constantemente. La recopilación de información se refiere a llevar y actualizar constantemente registros de:

1) Información general (Da una visión general del sistema):

- *Información topográfica.* Permite comprender el funcionamiento hidráulico del sistema y detectar zonas potenciales de baja presión, instalación de tanques, etc.
- *Croquis o mapas de la red.* Estos mapas son elaborados durante el diseño y construcción del sistema, pero deben ser actualizados cuando se realicen mejoras o reparaciones al mismo. Se utilizarán para señalar la ubicación y descripción física de la red y sus componentes (tipos y tamaños de tuberías, válvulas y conexiones, tanques, etc.). Adicionalmente pueden señalarse fechas de instalación de tuberías, ubicación de quejas (baja presión, mala calidad, etc.), fracturas de tuberías, infiltraciones, etc. Algunos de estos mapas pueden ser sobrepuestos con el fin de determinar tendencias, realizar estudios, etc.
- *Características del suelo.* Permiten ubicar zonas potenciales de falla y analizar la eficiencia de procedimientos constructivos.

2) Consumos (Alertan para detectar y corregir fugas, desperdicios o consumos no autorizados):

- *Inspección y prueba de medidores.* Influyen en la cobranza, y medición de consumos. También se consideran los ubicados en plantas de tratamiento, captaciones, pozos, tanques y puntos clave de la red.
- *Diferencias entre la producción en plantas de tratamiento y la suma de los consumos medidos en la red* (durante períodos largos para reducir el efecto de mediciones no realizadas el mismo día). Se considera como buena una diferencia menor al 15%, mala cuando excede al 30% y regular entre 15 y 30%.
- *Consumo mínimo diario.* Se presenta en las primeras horas de la mañana y se considera anormal si es mayor del 30 al 40% del consumo promedio diario.
- *Mediciones de consumo a usuarios mayores y puntos clave* (pueden ser realizadas por medidores de lectura remota).
- *Consumo por habitante por día, o consumo per cápita.* Este valor es representativo de acuerdo al tipo de usuario y al clima de la zona.

3) Capacidad de conducción (Permite verificar el correcto funcionamiento hidráulico de la red):

- Monitoreo de presiones y gastos.
- Pruebas de extracción de gastos contra incendios.
- *Mediciones de velocidades y pérdidas de carga.* Auxilian al determinar el

coeficiente de rugosidad de las tuberías. Se debe evaluar si cambia con el tiempo.

4) Operación de bombas, válvulas y tanques (para verificar su eficiencia de operación):

- Consumos de estaciones de bombeo.
- Pruebas de bombeo.
- Ejercitamiento periódico de válvulas.
- Presiones de operación en válvulas reguladoras de presión.
- Fluctuaciones en el nivel de tanques de regulación.

5) Pérdidas de agua en la red (Para su detección y corrección):

- *Detección de fugas.* Las fugas usualmente no son visibles, por lo que se utilizarán equipos de detección de fugas. Los registros se complementan con información sobre la ubicación, material y tipo de unión del tubo; así como por el tipo de fuga (fisura diametral o longitudinal, corrosión, fuga en unión, tubo triturado, etc.) y su causa. Permite analizar tendencias, es decir, por ejemplo fallas potenciales de tuberías de determinado material, sistema de unión, edad, procedimiento de instalación, tipo de relleno en zanja, etc.

6) Reparaciones o sustituciones de componentes de la red:

- *Reportes de reparación o sustitución.* Conviene anexar fechas, causas del daño, método de reparación o sustitución, etc. Puede ser necesario analizar tubos extraídos para determinar las causas del daño.
- Historia y análisis de tendencias en materia de reparaciones y sustituciones de componentes de la red.

7) Calidad del agua (Puede afectar al sistema de distribución o ser afectada por el mismo, y da indicios sobre fuentes de contaminación) en:

- Fuentes.
- *Plantas de tratamiento.* Conviene anexar las prácticas de tratamiento.
- Tanques de regulación.
- Tomas domiciliarias.

9.2.2 Diagnóstico de operación.

La recopilación de información resulta de suma importancia en las labores de diagnóstico de funcionamiento del sistema. No todos los datos recopilados pueden ser determinantes al detectar la causa de un problema particular, pero proporcionan indicios de las posibles causas y, en conjunto con estudios específicos, ayudan en la

implantación de acciones correctivas.

El diagnóstico de funcionamiento puede ser auxiliado por un sistema de computación compuesto por bases de datos, a partir de las cuales se puedan analizar tendencias, o fragmentos de información. En esta tarea, puede ser de gran utilidad contar con sistemas de información geográfica (*G/S*, Geographic Information system), los cuales permiten almacenar datos de cada uno de los componentes de la red, así como de sus características (tipo, diámetro, fechas de instalación o sustitución, etc.) y ubicación (cota topográfica).

De esta forma, la recopilación de información puede ayudar a detectar problemas de:

- 1) **Corrosión.** Se refiere al ataque químico por un agente corrosivo (suelos, aguas, aire) a los componentes del sistema degradándolos, y puede deberse al agua conducida o a las condiciones exteriores del ambiente.
- 2) **Falta de capacidad de conducción.** Se manifiesta como presiones y gastos insuficientes y puede deberse a la falta de mantenimiento y control de válvulas, tuberías de diámetro insuficiente, falta de capacidad en tanques de regulación, capacidad de bombeo insuficiente, bloqueos o fallas en las tuberías. Todos estos factores pueden analizarse con un programa de redes calibrado.
- 3) **Fugas.** Del análisis se puede establecer que se deben a corrosión, material pobre de junteo, fallas en la tubería, falta de atraques, procedimientos erróneos de conexión.
- 4) **Fracturas.** Una fractura es causada por agentes ajenos a la tubería, tales como contactos con otras estructuras, construcciones, sobrecargas (golpe de ariete), cargas excesivas, procedimientos de instalación erróneos o actividad sísmica.
- 5) **Calidad deficiente del agua.** Entre sus causas se encuentran infiltraciones, conexiones cruzadas con sistemas de aguas residuales y deficiencias en la calidad del agua inyectada al sistema.
- 6) **Pérdidas de agua.** Puede ser causadas por conexiones ilegales, imprecisiones en los medidores, fugas o fracturas.
- 7) **Operación ineficiente de sistemas de bombeo, válvulas o tanques de almacenamiento.**

9.2.3 Solución de problemas.

En la solución de problemas se determinan las acciones necesarias a evitar o corregir los problemas presentados en la sección anterior. En el análisis de algunas opciones de solución puede ser de gran utilidad el empleo de un programa de redes calibrado.

Entre las posibles soluciones se encuentran:

- 1) **Operación mejorada:** Calibración de medidores, establecimiento de presiones de operación en válvulas reguladoras de presión, operación periódica de válvulas, cambios en la estrategia de operación de bombas, telemetría en puntos clave, uso de mapas (baja presión, calidad deficiente del agua, etc.) y la posibilidad de sobreponerlos, uso de un programa de redes calibrado y una base de datos con características de análisis, mantenimiento de registros (incluyendo su revisión, interpretación y condensación en gráficas globales y resúmenes), etc.
- 2) **Mantenimiento preventivo (rutinario):** Limpieza, prueba y adecuación de los componentes del sistema para que operen con máxima eficiencia evitando fugas (válvulas, bombas, tanques, y tuberías), inhibición de la corrosión, desagüe en puntos clave, etc.
- 3) **Mantenimiento correctivo:** Reparación de componentes dañados, detección y reparación de fugas y fracturas, etc.
- 4) **Adiciones:** Instalación de medidores, construcción de anclajes, instalación de válvulas de admisión-expulsión de aire y desagües, cloración en puntos apropiados (evita crecimientos bacterianos), etc.
- 5) **Mejoras:** Reemplazos de tuberías por otras de mayor diámetro o instalación de tuberías paralelas, cierre de circuitos, construcción de almacenamientos adicionales, instalación de estaciones de bombeo adicionales (o bombas de mayor potencia), divisiones en zonas de presión, control de transitorios (válvulas de cierre lento en instalaciones de bombeo, etc.), mejoramiento de procedimientos constructivos, etc.

La selección de una solución o conjunto de soluciones aplicables dependerá de una análisis económico de costo-beneficio, aspectos no económicos (confiabilidad, calidad, presión y gasto, habilidad para suministrar gastos contra incendios, etc.) aspectos de decisiones (atacar la causa y el problema, uso de la información disponible, etc.) y toma de decisiones (criterios de calidad, presión, confiabilidad, mejoramiento operativo o mantenimiento).

9.3 CONCLUSIONES.

En este capítulo se presentaron sólo algunas de las recomendaciones constructivas y operativas más importantes, pues ciertamente la información escrita al respecto es abundante, pero dado que este volumen trata especialmente el diseño y análisis de redes de distribución, se ha enfatizado en la posibilidad de auxiliarse de un programa de redes calibrado en la operación de un sistema de distribución para evitar problemas de control sobre el mismo volviéndolo obsoleto e ineficiente.

Los temas sólo mencionados en este capítulo son tratados a mayor profundidad en otras partes de este Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento de la Comisión Nacional del Agua.

REFERENCIAS

Capítulo 1

1. Cesar Váldez, Enrique, *Abastecimiento de agua potable, Volumen I*, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, UNAM, México (1990).

Capítulo 2

2. Algunos catálogos de fabricantes de tuberías, piezas especiales, bombas, y válvulas disponibles comercialmente en México.

3. American Water Works Association (AWWA), Principles and practices of water supply operations, Vol. 1, Introduction to water distribution, USA (1986).

4. American Water Works Association (AWWA), Principles and practices of water supply operations, Vol. 3, Introduction to water sources and transmission, USA (1985).

5. Instituto Nacional de Tuberías Plásticas (ITP), Manual de construcción de sistemas para abastecimiento de agua potable con tubería de PVC, México (1991).

6. Sanks, Robert L., *Pumping station design*, Butterworth-Heinemann, USA (1989).

7. Secretaría de Fomento Industrial, Dirección General de Normas, *Normas Mexicanas (NMX) sobre especificaciones de fabricación de tuberías*, años diversos de acuerdo a la norma consultada.

8. Steel, Ernest W., McGhee, Terence J., *Abastecimiento de agua y alcantarillado*, España (1981).

9. White, Frank M., *Fluid Mechanics*, McGraw Hill, USA (1994).

Referencias adicionales: 1.

Capítulo 3

10. American Society of Civil Engineers (ASCE), Committee on pipeline planning of pipeline division, *Pressure pipeline design for water and wastewater*, USA (1992).

11. Comisión Nacional del Agua, Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, Perforación de pozos, México (1994).

Referencias adicionales: 1 y 8.

Capítulo 4

12. Burden, Faires y Reynolds, *Numerical analysis*, Prindle, Weber and Schmidt, (1979).

13. Departamento del Distrito Federal, *Manual de Hidráulica Urbana. Tomo I. Teoría General*, México (1982).

14. Fuentes M., O. A. y Sánchez B., J. L., Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente, *Revista Ingeniería*, Vol. LXI, octubre-diciembre 1991.
15. Fuentes M., O. A. y Fuentes M., G. E., *Funcionamiento hidráulico a presión en régimen no permanente de una red de tuberías*, Memorias del XV Congreso latinoamericano de hidráulica, Cartagena, Colombia, 1992.
16. González F. y Capella, A., *Modelos para análisis de redes de abastecimiento de agua potable*, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 286 (junio, 1971).
17. Jeppeson, R. W. y Davis, A. L., *Pressure reducing valves in pipe network analysis*, Journal of Hydraulics Division, ASCE (julio, 1976).
18. King, H. W., Wisler C. O. y Woodburn, *Hydraulics*, John Wiley and Sons, Japón (1948).
19. Rojas, O., F., J., *Hacia una mayor eficiencia hidráulica en sistemas de agua potable*, Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, México, D.F. (1994).
20. Rouse, H., *Elementary mechanics of fluids*, Wiley, Nueva York (1946).
21. Sánchez B., J. L., *Doce algoritmos para resolver problemas de hidráulica*, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 412 (Agosto, 1978).
22. Sotelo A., G., *Hidráulica General*, LIMUSA, México (1987).
23. Smith, G. D., *Numerical solution of partial differential equations*, Oxford, Gran Bretaña (1975).
24. Westlake, J. R., *A handbook of numerical matrix inversion and solution of linear equations*, John Wiley and Sons, Inc. Nueva York (1968).

Capítulo 5

25. American Water Works Association (AWWA), *Distribution Network Analysis for Water Utilities*, Manual AWWA M32, USA (1989).
26. Fuentes Mariles, Óscar A.; Carrillo Sosa, Javier; *Método para escoger los diámetros en redes funcionando a presión*, Informe interno del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México; México (1996).

Capítulo 6

Referencias adicionales: 25.

Capítulo 7

27. Comisión Nacional del Agua, Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, Datos básicos, México (1994).

28. Comisión Nacional del Agua/Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, *Estudio de actualización de las dotaciones en el país*, México (1993).

29. Comisión Nacional del Agua/Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Informe final de los estudios de evaluación de pérdidas en sistemas de distribución de agua potable, México (1992).

30. Comisión Nacional del Agua, Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, Lineamientos Técnicos para el Diseño de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, México (1994).

31. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), Guía general para la elaboración de proyectos de ingeniería de sistemas de agua potable y alcantarillado, México (1979).

32. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), Manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana, México (1979).

Referencias adicionales: 1.

Capítulo 8

Referencias adicionales: 31 y 32.

Capítulo 9

33. Cesar Váldez, Enrique, *Abastecimiento de agua potable, Volumen II, Recomendaciones de construcción*, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, UNAM, México (1993).

34. Cesar Váldez, Enrique, *Abastecimiento de agua potable, Volumen III, Administración, operación, mantenimiento y financiamiento de los sistemas*, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, UNAM, México (1994).

35. Male, James W., Walski, Thomas M., *Water distribution Systems, A troubleshooting Manual*, Lewis publishers, USA (1990).

ANEXO A. PROGRAMAS DE CÓMPUTO.

En este anexo se describen varios programas de cómputo que pueden usarse en el diseño de redes de distribución. Así mismo, se incluye al final de cada uno un ejemplo de la captura de datos de alguno de los ejemplos contenidos en este manual (Datos como las coordenadas son supuestos). Los resultados ya han sido incorporados en la sección correspondiente.

ANÁLISIS ESTÁTICO DE REDES

A.1 PROGRAMA AH (ANÁLISIS HIDRÁULICO).

Este programa calcula la distribución de gastos y presiones del flujo permanente en una red con consumos fijos en los nudos y niveles fijos en los tanques, es decir, encuentra una solución "momentánea" o "estática" para la red. Puede analizar redes con hasta 2,000 nudos y 2,000 tramos.

En el programa se utiliza la formulación de ecuaciones en función de las cargas y para resolverlas se emplea el método de solución numérica de Newton-Raphson.

Las pérdidas de carga se calculan usando la fórmula de Darcy-Weisbach, con un coeficiente de fricción determinado con la fórmula de Swamee y Jain (consultar el tema "Datos básicos").

Para correr el programa se tecléa AH y se presiona Enter. El programa corre en todas las computadoras personales compatibles con IBM: XT/PC/AT o superiores con monitor a color o monocromático. La visualización del esquema de la red en pantalla es posible para las máquinas con tarjeta gráfica VGA. La salida por impresora está programada para impresoras compatibles con IBM.

A.1.1 Datos de entrada.

Se dividen en tres grupos:

I. Datos generales:

- a) cantidad de nudos.
- b) cantidad de tramos.

II. Datos de los nudos:

- a) Número de orden. Los nudos se numeran secuencialmente.
- b) Identificador (nombre) del nudo. Se usa para identificar el nudo en el esquema de la red y no se utiliza en los cálculos. Puede ser un número o un texto con hasta 8 caracteres.
- c) Coordenadas X y Y del nudo. Son opcionales y se utilizan únicamente para

dibujar el esquema de la red en la pantalla de la computadora.

d) Elevación Z del nudo en m.

e) Identificador de tipo de nudo. Es un número entero que indica el tipo de equipo o condición hidráulica que representa el nudo. El programa AH maneja varios tipos de nudos, algunos de los cuales se emplean en el análisis de otros tipos de redes. A continuación se enlistan los tipos de nudos encontrados en redes de distribución (en algunos tipos de nudo se requieren datos adicionales):

1) Tipo 0: Nudo simple. Representa una unión simple de dos o más tuberías. No hay consumo en el nudo.

2) Tipo 7: Tanque o descarga libre. En este nudo la cota piezométrica es igual a la cota del nivel de agua (o a la cota de descarga).

Datos:

- Cota del nivel de agua en el tanque.

3) Tipo 13: Estación de bombeo.

Datos:

- Cantidad de bombas que operan en paralelo.
- Nivel de agua en la toma de las bombas.
- Valor de las pérdidas locales (m) en la estación para un gasto determinado.
- Curvas características de una bomba representadas con valores de gasto, carga, eficiencia y altura de succión para una cantidad de puntos de las curvas.

4) tipo 32: Estación de rebombeo. Se utiliza para representar bombas que operan en serie, es decir, que toman el agua de una tubería en el interior de la red. La estación de rebombeo se representa por un tramo cuyo primer nudo es de tipo 32.

Datos:

- Cantidad de bombas que operan en serie.
- Valor de las pérdidas locales en la estación en m para un gasto determinado.
- Curvas características de una bomba representadas con valores de gasto, carga, eficiencia y altura de succión para una cantidad de puntos de las curvas.

5) Tipo 34: Nudo de consumo fijo. Sirve para representar los consumos en la red.

Datos:

- Consumo (l/s).

III. Para los tramos:

a) Una tabla que contiene un índice (o clave), y los posibles diámetros y materiales de tubería de los tramos en la red. Si el tramo es una tubería se indica su rugosidad absoluta en mm y si el tramo representa una pérdida local indica el coeficiente K de pérdidas locales.

b) Los identificadores de los dos nudos-extremos de cada tramo.

c) Identificador de tipo de tramo. Es un número entero que indica qué tipo de componente o conexión hidráulica representa el tramo. El programa AH maneja siete diferentes tipos de tramo, mismos que a continuación se enlistan con los datos que se requieren en cada caso:

1) Tipo 0: Tubería.

Datos:

- La longitud del tramo.
- El diámetro y la rugosidad.

2) Tipo 1: Pérdida de carga local.

Datos:

- El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga.

3) Tipo 2: Válvula de no retorno.

Datos:

- El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga.

4) Tipo 3: Tramo con válvula cerrada. Se utiliza para analizar la red eliminando el tramo en consideración.

5) Tipo 4: Rebombear (bombas en serie). Este tipo de tramo se utiliza para representar bombas que operan en serie, es decir, que toman el agua de una tubería en el interior de la red. El primer nudo del tramo debe de ser del tipo 32.

Datos:

Todos los datos para el rebombear se introducen para el primer nudo del tramo, como se explica en los datos para los nudos.

6) Tipo 5: Válvula reductora de presión.

Datos:

- La carga máxima admisible que se requiere mantener en el segundo nudo del tramo.
- El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga de la válvula cuando está completamente abierta.

7) Tipo 6: Válvula sostenedora de presión.

Datos:

- La carga mínima admisible que se quiere mantener en el primer nudo del tramo.
- El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga de la válvula cuando está completamente abierta.

La preparación de los datos de entrada puede llevarse a cabo en los siguientes formatos:

PROGRAMA "AH" (Análisis Hidráulico).

FORMATO PARA PREPARACIÓN DE DATOS DE ENTRADA.

I. DATOS GENERALES DE LA RED.

TOTAL DE NUDOS (mínimo 2, máximo 2000) = _____

TOTAL DE TRAMOS (mínimo 1, máximo 2000) = _____

PROYECTISTA :

PROYECTO :

VARIANTE :

FECHA :

OBSERVACIONES :

II. DATOS DE LOS NUDOS (Un renglón para cada nudo).

N	NUDO	TIPO	COTA TOP.	Coor. X	Coor. Y	Q / N.A.

N - Número de orden. Se usa más de un cuadro si hay más de 10 nudos.

NUDO - Identificador (nombre) del nudo. Máximo 8 caracteres.

TIPO - Son posibles los siguientes tipos de nudo en el análisis de redes de agua potable:

- 0 (Nudo simple): unión de dos o más tuberías o punto extremo de la red. Puede haber o no consumo en el nudo.

- 7 (Tanque o descarga libre).

- 13 (Estación de bombeo).

- 32 (Estación de rebombeo).

- 34 (Consumo fijo): Idéntico al tipo 0.

COTA TOP.- La cota topográfica del nudo en m.

Coor. X y Coor. Y - Coordenadas del nudo para visualización de la red. Las unidades

en que se dan pueden ser arbitrarias.

Q / N.A.- El dato a llenar depende del tipo de nudo, como sigue:

- Tipo 0 ó 34: consumo nodal en l/s. Se omite si el consumo es cero.
- Tipo 7: nivel de agua en el tanque en m, o cota de la descarga.
- Se omite para los restantes tipos de nudo.

III. DATOS DE ESTACIONES DE BOMBEO (Tipo de nudo 13).

(Se llenan tantos cuadros, como estaciones de bombeo existan en la red).

a) Generales.

Cantidad de bombas = _____
Pérdidas de carga en la Estación de Bombeo (m) = _____
Q correspondiente a las pérdidas anteriores (l/s) (De todas las bombas) = _____
Cota del nivel de agua en la toma (m) = _____

b) Datos de las curvas características de las bombas.

NÚMERO DE PUNTOS DE LA CURVA: (mínimo 3, máximo 10): _____				
No. de orden	Gasto Q (l/s)	Carga H (m)	Eficiencia (%)	Altura de succión (m)
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

* Nota: Se llenan mínimo 3 renglones o más en función del número de puntos de la curva para cada bomba. Los datos del cuadro son para una bomba.

IV. DATOS DE LAS ESTACIONES DE REBOMBEO (Tipo de nudo 32).

(Se llenan tantos cuadros, como estaciones de bombeo existan en la red).

a) Generales.

Cantidad de bombas = _____
Pérdidas de carga en la Estación de Bombeo (m) = _____
Q correspondiente a las pérdidas anteriores (l/s) (De todas las bombas) = _____

b) Datos de las curvas características de las bombas.

NÚMERO DE PUNTOS DE LA CURVA: (mínimo 3, máximo 10): _____				
No. de orden	Gasto Q (l/s)	Carga H (m)	Eficiencia (%)	Altura de succión (m)
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

Se llenan mínimo 3 renglones o más en función del número de puntos de la curva para cada bomba.

Los datos del cuadro son para una bomba.

V. DATOS DE LOS ÍNDICES (Diámetros y Rugosidad de las tuberías).

(Se llenan tantos renglones, como combinaciones de diámetros y rugosidad, o diámetro o coeficiente de pérdida de carga existan en la red).

Índice I	DIÁMETRO (mm)	RUGOSIDAD / K

Índice I - Número de orden. Se usa más de un cuadro si hay más de 13 combinaciones.

RUGOSIDAD / K - Se indica la rugosidad absoluta en mm, si se trata de una tubería; y el coeficiente K de pérdidas de carga, si se trata de una pérdida local, válvula de no retorno, válvula reductora, o válvula sostenedora de presión.

VI. DATOS DE LOS TRAMOS (Un renglón para cada tramo).

N	TRAMO	DEL	AL	TIPO	Longitud / H	Índice I

N - número de orden. Se usa más de un cuadro si hay más de 10 tramos en la red.

TRAMO - Identificador (nombre) del tramo. Máximo 8 caracteres.

DEL - Identificador del primer nudo del tramo. Debe corresponder con el identificador dado en los datos de los nudos.

AL - Identificador del segundo nudo del tramo. Debe corresponder con el identificador dado en los datos de los nudos.

TIPO - Un número entero que identifica el tipo del tramo. Puede omitirse si es 0. Son posibles los siguientes tipos de tramo:

- 0 - Tubería.
- 1 - Pérdida de carga local.
- 2 - Válvula unidireccional.
- 3 - Tramo con válvula cerrada.
- 4 - Rebombéo. El primer nudo del tramo debe ser del tipo 32.
- 5 - Válvula reductora de presión.
- 6 - Válvula sostenedora de presión.

LONGITUD / H - El dato a llenar depende del tipo de tramo, como sigue:

Tipo 0 - longitud en m.

Tipo 5 - carga máxima a mantener en el segundo nudo.

Tipo 6 - carga mínima a mantener en el primer nudo.

No se necesita para los restantes tipos de tramos.

Índice I - Define el diámetro y rugosidad (o coeficiente K) para el tramo definido en la tabla anterior.

No se usa para tramos de tipo 3 y 4.

A.1.2 Resultados.

I. Para los nudos:

- La cota piezométrica.
- La presión libre.
- El gasto que ingresa o sale de la red a través del nudo.

II. Para los tramos:

- El gasto.
- La velocidad media.
- La pérdida de carga.

III. Para las plantas de bombeo o rebombeo:

- El gasto de la planta.
- El gasto, carga, eficiencia y altura de succión de una bomba.
- La potencia desarrollada por la bomba.
- La potencia requerida para el motor de la bomba.

A.1.3 Salida

Por pantalla:

- Esquema de la red.
- Visualización de las iteraciones del cálculo.
- Visualización de los resultados.

Por impresora:

- Datos.
- Resultados.
- Datos y resultados en conjunto.

A.1.4 Ejemplo

A continuación se muestra solo la captura de los datos necesarios para resolver el Ejemplo 4.1, correspondiente a una red abierta (las coordenadas de los nudos son supuestas):

I. DATOS GENERALES DE LA RED.

TOTAL DE NUDOS (mínimo 2, máximo 2000) = 8

TOTAL DE TRAMOS (mínimo 1, máximo 2000) = 7

PROYECTO : Ejemplo 4.1

II. DATOS DE LOS NUDOS (Un renglón para cada nudo).

N	NUDO	TIPO	COTA TOP.	Coor. X	Coor. Y	Q / N.A.
1	1	34	1819	10	10	16.24
2	2	34	1825	15	10	11.6
3	3	34	1819	10	7	12.69
4	4	34	1825	13	7	6.96
5	5	34	1820	10	5	13.3
6	6	34	1822	12	5	4.8
7	7	34	1821	10	0	6.96
8	Tanque	7	1852	5	11	1854.9

III. DATOS DE ESTACIONES DE BOMBEO (Tipo de nudo 13).

No existen en este ejemplo.

IV. DATOS DE LAS ESTACIONES DE REBOMBEO (Tipo de nudo 32).

No existen en este ejemplo.

V. DATOS DE LOS ÍNDICES (Diámetros y Rugosidad de las tuberías).

Índice I	DIÁMETRO (mm)	RUGOSIDAD / K
1	152.4	0.122

VI. DATOS DE LOS TRAMOS (Un renglón para cada tramo).

N	TRAMO	DEL	AL	TIPO	Longitud / H	Índice I
1	1	1	2	0	750	1
2	2	1	3	0	270	1
3	3	3	4	0	450	1
4	4	3	5	0	100	1
5	5	5	6	0	310	1
6	6	5	7	0	450	1
7	7	1	Tanque	0	30	1

RESULTADOS

Se deja como ejercicio al lector comprobar la similitud de los resultados que se obtienen con este programa con los presentados en la tabla 4.2.

A.2 PROGRAMA ESTAI (RED ESTÁTICA).

Este programa realiza el análisis estático de una red de distribución con la metodología descrita en el capítulo 4, empleando la fórmula de Darcy-Weisbach. Este programa se ha incluido como demostración, por lo que solo permite calcular redes de distribución de hasta 20 tuberías con demandas o ingresos constantes en los nudos y niveles en los tanques.

Antes de ejecutar el programa es necesario crear un archivo de datos con el formato siguiente:

1) En el primer renglón se anota:

Un letrero (máximo 80 caracteres), encerrado entre comillas.

2) Segundo renglón:

Número de tubos.

3) Tercer renglón en adelante:

Número de tubo, nudo inicial, nudo final, longitud (m), diámetro (plg), y el coeficiente de rugosidad de los tubos (f).

Se incluirán tantos renglones de este tipo como tubos tenga la red.

4) Siguiendo renglón:

Número de tanques.

5) Siguiendo renglones:

Número de nudo del tanque, y la elevación del nivel del agua en el tanque (m).

6) Siguiendo renglón:

Indicador para grabar datos del armado de la red “SI” o “NO”.

7) Siguiendo renglón:

Número de nudos.

8) Siguiendo renglones:

Número de Nudo, y la cota del terreno sobre el nudo (m).

Se incluirán tantos renglones de este tipo como nudos tenga la red.

9) Siguiendo renglón:

Número de nudos con gasto de demanda.

10) Siguiendo renglones:

Número de nudo, y el gasto de demanda (m³/s).

Se incluirán tantos renglones de este tipo como nudos de demanda existan.

11) Siguiendo renglón:

Número de nudos con gastos constantes de ingreso.

12) Si el número de nudos con gasto de ingreso es distinto de cero:

Los renglones siguientes deben incluir:

Número de nudo con gasto constante de ingreso, gasto constante de ingreso (m³/s). Se incluirán tantos renglones de este tipo como nudos de demanda existan.

13) Siguiete renglón:

Indicador para grabar resultados de la simulación: “**SI**” o “**NO**”.

Una vez que ha sido creado el archivo de datos, se ejecuta el programa **ESTAIL** de la siguiente manera:

1) Se tecléa **ESTAIL** y se presiona *Enter*.

2) A continuación, el programa mostrará un aviso. Se tecléará *Enter* para continuar.

3) El programa solicitará al usuario el nombre del archivo de datos (incluyendo su ruta de acceso y su extensión), por ejemplo: **A:\RED\PRUEBA.DAT**. Conviene dar nombres de archivo con solo cinco caracteres, pues el programa agrega a los archivos de armado de la red y de resultados las terminaciones **ARM.RES** y **TRA.RES** respectivamente.

4) Al iniciar la corrida del programa, preguntará si se desea enviar los resultados a la impresora o a un archivo, es decir en papel o en disco (p/d). Tecléar **p** ó **d** según se desee.

5) En caso de haber solicitado la grabación del archivo de armado deberá proporcionarse la ruta y el nombre del archivo, solo con cinco caracteres, pues el programa añadirá la extensión **ARM.RES** automáticamente. Por ejemplo: **A:\RED\PRUEBA** y se tecléa *Enter*.

6) El programa realizará la simulación y mostrará en pantalla el avance en la obtención de los resultados. Finalmente preguntará si se desean los resultados en papel o en disco (p/d). Tecléar **p** ó **d** según se desee.

7) En caso de solicitar la grabación del archivo de resultados, se solicitará la ruta y el nombre del archivo de resultados, con solo cinco caracteres, pues el programa añadirá la extensión **TRA.RES** automáticamente. Por ejemplo: **A:\RED\PRUEBA** y se tecléa *Enter*.

Los archivos del armado de la red y de resultados pueden ser consultados con cualquier editor ASCII o en un procesador de palabras. También pueden ser impresos directamente desde el editor o con el comando *PRINT* de **DOS**.

Para mostrar la captura de datos se presenta el archivo de datos del ejemplo 4.1:

"Ejemplo 4.1"

7

1 1 2 750 6 0.02

2 1 3 270 6 0.02

3 3 4 450 6 0.02

4 3 5 100 6 0.02

5 5 6 310 6 0.02

6 5 7 450 6 0.02

7 8 1 30 6 0.02

1

8 1854.9

"SI"

8

1 1819

2 1825

3 1819

4 1825

5 1820

6 1822

7 1821

8 1852

7

1 0.01624

2 0.01160

3 0.01269

4 0.00696

5 0.01330

6 0.00480

7 0.00696

0

"SI"

ANÁLISIS DINÁMICO DE REDES

A.3 PROGRAMA "AHPE" (ANÁLISIS HIDRÁULICO DE PERÍODOS EXTENDIDOS).

El programa AHPE analiza las variaciones del flujo y de los niveles en los tanques de una red, dentro de un período de tiempo con demandas variables, es decir, encuentra una solución "continua" o "dinámica" para la red. El período de tiempo se divide en intervalos. Puede analizar redes con hasta 2,000 nudos y 2,000 tramos.

El programa "AHPE" se aplica en el cálculo hidráulico correspondiente al procedimiento de diseño, para verificar el diseño de la red, y en el cálculo de las dimensiones y especificaciones hidráulicas de los tanques de regulación.

Para las soluciones momentáneas se utiliza la formulación de ecuaciones con respecto a la carga, y para la solución numérica el método de Newton-Raphson.

Para correr el programa se teclea "AHPE" y se presiona Enter. El programa corre en todas las computadoras personales compatibles con IBM: XT/PC/AT o superiores con monitor a color o monocromático. La visualización del esquema de la red en pantalla es posible para las máquinas con tarjeta gráfica VGA.

A.3.1 Datos de entrada.

Se dividen en cuatro grupos:

I. Datos generales:

- a) Cantidad de nudos.
- b) Cantidad de tramos.
- c) Duración del período a analizar.
- d) Intervalo de análisis.

II. Datos para los nudos:

a) Identificador (nombre) del nudo. Se usa para identificar el nudo en el esquema de la red y no se utiliza en los cálculos. Puede ser un número o un texto con hasta 8 caracteres.

b) Coordenadas X y Y del nudo. Son opcionales y se utilizan únicamente para dibujar el esquema de la red en la pantalla de la computadora.

c) Elevación Z del nudo en m.

d) Identificador de tipo de nudo. Es un número entero que indica qué tipo de equipo o condición hidráulica representa el nudo. El programa "AHPE" maneja varios tipos de nudo, algunos de los cuales se emplean en el análisis de otros tipos de redes. A continuación se enlistan los tipos de nudos encontrados en redes de distribución (pueden requerirse datos adicionales):

1) Tipo 0: Nudo simple. Representa una simple unión de dos o más tuberías. No hay consumo en el nudo.

2) Tipo 7: Tanque con nivel de agua constante o descarga libre. En un nudo de este tipo se conoce la cota piezométrica que es igual a la cota del nivel de agua y se mantiene invariable en el período analizado.

Datos:

- Cota del nivel de agua en el tanque.

3) Tipo 13: Estación de bombeo.

Datos:

- Cantidad de bombas que operan en paralelo.
- Nivel de agua en la toma de las bombas.
- Valor de las pérdidas locales en la estación en m para un gasto

dato.

- Curvas características de una bomba representadas con valores de gasto, carga, eficiencia y altura de succión para una cantidad de puntos de las curvas.

4) tipo 32: Estación de rebombeo. Este tipo de nudo se utiliza para representar bombas que operan en serie, es decir, que toman el agua de una tubería en el interior de la red. La estación de rebombeo se representa mediante un tramo cuyo primer nudo es de tipo 32.

Datos:

- Cantidad de bombas que operan en serie.
- Valor de las pérdidas locales en la estación (m) para un gasto

dato.

- Curvas características de una bomba representadas con valores de gasto, carga, eficiencia y altura de succión para una cantidad de puntos de las curvas.

5) Tipo 34: Nudo de consumo. Sirve para representar los consumos en la red.

Datos:

- Consumo (l/s).

6) tipo 38: Tanque de sección rectangular ($A \times B$). Se considera en el análisis la variación del nivel de agua en el tanque.

Datos:

- Cota de nivel de agua en el inicio del período.
- Cota del fondo.
- Dimensión A del tanque.
- Dimensión B del tanque.

7) tipo 39: Tanque de sección circular. Se considera en el análisis la variación del nivel de agua en el tanque.

Datos:

- Cota de nivel de agua en el inicio del período.

- Cota del fondo.
- Diámetro del tanque.

III. Para los tramos:

a) Una tabla que contiene un índice (clave) de los posibles diámetros y materiales de tubería en los tramos en la red. Si el tramo es tubería se indica también su rugosidad absoluta (mm) y si el tramo representa una pérdida local indica el coeficiente K de pérdidas locales.

b) Los identificadores de los dos nudos-extremos de cada tramo.

c) Identificador de tipo de tramo. Es un número entero que indica que tipo de componente o conexión hidráulica representa el tramo. El programa "AHPE" maneja siete diferentes tipos de tramo, que a continuación se enlistan con los datos que se requieren en cada caso:

1) Tipo 0: Tubería.
 Datos:
 - La longitud del tramo.
 - El diámetro y la rugosidad absoluta.

2) Tipo 1: Pérdida de carga local.
 Datos:
 - El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga.

3) Tipo 2: Válvula de no retorno.
 Datos:
 - El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga.

4) Tipo 3: Tramo con válvula cerrada. Se utiliza para analizar la red eliminando el tramo en consideración.

5) Tipo 4: Rebombeo (bombas en serie). Este tipo de tramo se utiliza para representar bombas que operan en serie, es decir, que toman el agua no de un depósito, sino de una tubería en el interior de la red. El primer nudo del tramo debe ser de tipo 32.

Datos:

Todos los datos para el rebombeo se introducen para el primer nudo del tramo, como se explica en los datos para los nudos.

6) Tipo 5: Válvula reductora de presión.

Datos:

- La carga máxima admisible que se requiere mantener en el segundo nudo del tramo.

- El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga de la válvula cuando está completamente abierta.

- 7) Tipo 6: Válvula sostenedora de presión.
Datos:
- La carga mínima admisible que se quiere mantener en el primer nudo del tramo.
 - El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga de la válvula completamente abierta.

IV. Variación de la demanda.

Coficiente adimensional de variación de la demanda para cada uno de los intervalos del período.

En la captura de datos se pueden utilizar los formatos siguientes:

PROGRAMA "AHPE" (Análisis Hidráulico de Períodos Extendidos).

FORMATO PARA PREPARACIÓN DE DATOS DE ENTRADA.

I. DATOS GENERALES DE LA RED.

TOTAL DE NUDOS (mínimo 2, máximo 2000) = _____

TOTAL DE TRAMOS (mínimo 1, máximo 2000) = _____

PERÍODO (horas) (mínimo 1; 24 por omisión) = _____

INTERVALO (horas) (mínimo 1; 1 por omisión) = _____

PROYECTISTA :

PROYECTO :

VARIANTE :

FECHA :

OBSERVACIONES :

II. DATOS DE LOS NUDOS (Un renglón para cada nudo).

N	NUDO	TIPO	COTA TOP.	Coord. X	Coord. Y	Q / N.A.

N - Número de orden. Se usa más de un cuadro para más de 10 nudos.

NUDO - Identificador (nombre) del nudo. Máximo 8 caracteres.

TIPO - Son posibles los siguientes tipos de nudo:

- 0 (Nudo simple): unión de dos o más tuberías o punto extremo de la red. Puede haber o no consumo en el nudo.
- 7 (Tanque o descarga libre).
- 13 (Estación de bombeo).
- 32 (Estación de rebombeo).
- 34 (Consumo fijo). Idéntico al tipo 0.
- 38 (Tanque de sección rectangular).
- 39 (Tanque de sección circular).

COTA TOP.- La cota topográfica del nudo en m.

Coord. X y Coord. Y - Coordenadas del nudo para visualizar la red.

Q / N.A.- El dato a llenar depende del tipo de nudo, como sigue:

- Tipo 0: consumo máximo diario nodal en l/s. Se omite si el consumo es cero.
- Tipo 7: nivel de agua en el tanque en m, o cota de la descarga en m.

III. DATOS DE TANQUES DE SECCIÓN RECTANGULAR (Tipo de nudo 38).

(Se llenan tantos cuadros, como tanques de sección rectangular existan en la red).

Generales.

Cota inicial del nivel de agua (m)	=	_____
Cota del fondo (m)	=	_____
Dimensión A (m)	=	_____
Dimensión B (m)	=	_____

IV. DATOS DE TANQUES DE SECCIÓN CIRCULAR (Tipo de nudo 39).

(Se llenan tantos cuadros, como tanques de sección circular existan en la red).

Generales.

Cota inicial del nivel de agua (m)	=	_____
Cota del fondo (m)	=	_____
Diámetro (m)	=	_____

V. DATOS DE LOS ÍNDICES (Diámetros y Rugosidad de los conductos).

(Se llenan tantos renglones, como combinaciones de diámetros y rugosidad, o diámetro o coeficiente de pérdida de carga existan en la red).

Índice I	DIÁMETRO (mm)	RUGOSIDAD / K

Índice I - Número de orden. Se usa más de un cuadro si hay más de 13 combinaciones.

RUGOSIDAD / K - Se indica la rugosidad absoluta en mm, si se trata de una tubería; y el coeficiente K de pérdidas de carga, si se trata de una pérdida local, válvula de no retorno, válvula reductora, o válvula sostenedora de presión.

VI. DATOS DE LOS TRAMOS (Un renglón para cada tramo).

N	TRAMO	DEL	AL	TIPO	Longitud / H	Índice I

N - Número de orden. Se usa más de un cuadro si hay más de 10 tramos en la red.

TRAMO - Identificador (nombre) del tramo. Máximo 8 caracteres.

DEL - Identificador del primer nudo del tramo. Debe corresponder con el identificador dado en los datos de los nudos.

AL - Identificador del segundo nudo del tramo. Debe corresponder con el identificador dado en los datos de los nudos.

TIPO - Un número entero que identifica el del tramo. Puede omitirse si es 0. Son posibles los siguientes tipos de tramo:

0 - Tubería.

1 - Pérdida de carga local.

2 - Válvula unidireccional.

3 - Tramo con válvula cerrada.

4 - Rebombéo. El primer nudo del tramo debe ser de tipo 32.

5 - Válvula reductora de presión.

6 - Válvula sostenedora de presión.

LONGITUD / H - El dato a llenar depende del tipo de tramo, como sigue:

Tipo 0 - longitud en m.

Tipo 5 - carga máxima a mantener en el segundo nudo.

Tipo 6 - carga mínima a mantener en el primer nudo.

No se necesita para los restantes tipos de tramos.

Índice I - Define el diámetro y rugosidad (o coeficiente K) para el tramo definido en la tabla anterior.

No se usa para tramos de tipo 3 y 4.

VII. CURVA DE VARIACIÓN DE LA DEMANDA DENTRO DEL PERÍODO DE TIEMPO.

HORA	COEFICIENTE
0:00	0.61
1:00	0.62
2:00	0.60
3:00	0.57
4:00	0.57
5:00	0.56
6:00	0.78
7:00	1.38
8:00	1.52
9:00	1.52
10:00	1.41
11:00	1.38
12:00	1.38
13:00	1.38
14:00	1.38
15:00	1.41
16:00	1.14
17:00	1.06
18:00	1.02
19:00	0.91
20:00	0.79
21:00	0.73
22:00	0.71
23:00	0.57
24:00	0.61

HORA - Tiempo después del inicio del período analizado.

COEFICIENTE - Relación entre la demanda instantánea y la máxima diaria. Los valores mostrados en la tabla corresponden a la Ciudad de México (Ver el tema *Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario*, de este Manual de diseño).

Por omisión utilizar los valores indicados en el cuadro. Si se desea analizar con otros valores, sobrescribir los nuevos valores.

A.3.2 Resultados.

Se dividen en dos grupos:

- I. Variación de los parámetros hidráulicos en el período analizado:
 - a) Para los nudos:
 - La cota piezométrica.
 - La presión libre.
 - El gasto que ingresa o sale de la red a través del nudo.
 - b) Para los tanques:
 - El nivel de agua.
 - La profundidad.
 - El volumen almacenado en el tanque.
 - c) Para los tramos:
 - El gasto.
 - La velocidad media.
 - La pérdida de carga.
 - d) Para las plantas de bombeo o rebombeo:
 - El gasto de la planta.
 - El gasto, carga, eficiencia y altura de succión de una bomba.
 - El consumo de energía eléctrica.
- II. Resultados momentáneos para un instante seleccionado:
 - a) Para los nudos:
 - La cota piezométrica.
 - La presión libre.
 - El gasto que ingresa o sale de la red a través del nudo.
 - b) Para los tramos:
 - El gasto.
 - La velocidad media.
 - La pérdida de carga.
 - c) Para las plantas de bombeo o rebombeo:
 - El gasto de la planta.
 - El gasto, carga, eficiencia y altura de succión de una bomba.
 - La potencia desarrollada por la bomba.
 - La potencia requerida para el motor de la bomba.

A.3.3 Salida.

Por pantalla:

- Esquema de la red.
- Visualización de las iteraciones del cálculo.

- Visualización de los resultados.

Por impresora:

- Datos.
- Resultados.
- Datos y resultados en conjunto.

A.3.4 Ejemplo.

A continuación se muestra solo la captura de los datos necesarios para resolver el Ejemplo 4.4, correspondiente a una red cerrada (las coordenadas son supuestas):

I. DATOS GENERALES DE LA RED.

TOTAL DE NUDOS (mínimo 2, máximo 2000) = 10
TOTAL DE TRAMOS (mínimo 1, máximo 2000) = 12
PERÍODO (horas) (mínimo 1; 24 por omisión) = 24
INTERVALO (horas) (mínimo 1; 1 por omisión) = 1

II. DATOS DE LOS NUDOS (Un renglón para cada nudo).

N	NUDO	TIPO	COTA TOP.	Coor. X	Coor. Y	Q / N.A.
1	1	0	277.368	10	10	0
2	2	34	275.844	20	10	3.15
3	3	0	280.416	6	5	0
4	4	34	271.272	10	5	5.04
5	5	34	271.272	20	5	4.725
6	6	34	265.176	7	2	3.15
7	7	34	265.176	10	2	4.725
8	8	34	259.080	20	2	94.5
9	9	7	289.568	8	12	293.57
10	10	7	295.700	1	5	299.7

III. DATOS DE TANQUES DE SECCIÓN RECTANGULAR (Tipo de nudo 38).

En este ejemplo, los dos tanques existentes se consideraron como de nivel constante (tipo 7).

IV. DATOS DE TANQUES DE SECCIÓN CIRCULAR (Tipo de nudo 39).

En este ejemplo, los dos tanques existentes se consideraron como de nivel constante (tipo 7).

V. DATOS DE LOS ÍNDICES (Diámetros y Rugosidad de los conductos).

Índice I	DIÁMETRO (mm)	RUGOSIDAD / K
1	200	1
2	250	1
3	300	1

VI. DATOS DE LOS TRAMOS (Un renglón para cada tramo).

N	TRAMO	DEL	AL	TIPO	Longitud / H	Índice I
1	1	1	2	0	457.2	2
2	2	1	3	0	548.6	1
3	3	2	5	0	304.8	2
4	4	3	4	0	457.2	1
5	5	4	5	0	457.2	1
6	6	3	6	0	304.8	1
7	7	4	7	0	304.8	2
8	8	5	8	0	304.8	1
9	9	6	7	0	304.8	1
10	10	7	8	0	457.2	1
11	11	9	1	0	609.6	3
12	12	10	3	0	1524.0	3

VII. CURVA DE VARIACIÓN DE LA DEMANDA DENTRO DEL PERÍODO DE TIEMPO.

HORA	COEFICIENTE	HORA	COEFICIENTE
0:00	0.570	13:00	1.430
1:00	0.560	14:00	1.350
2:00	0.550	15:00	1.250
3:00	0.560	16:00	1.175
4:00	0.580	17:00	1.125
5:00	0.650	18:00	1.100
6:00	0.800	19:00	1.075
7:00	1.000	20:00	1.000
8:00	1.300	21:00	0.780
9:00	1.425	22:00	0.650
10:00	1.475	23:00	0.600
11:00	1.500	24:00	0.570
12:00	1.495		

RESULTADOS

Se deja como ejercicio al lector comprobar la similitud de los resultados que se obtienen con este programa con los presentados en la tabla 4.9.

A.4 PROGRAMA REDINII (RED DINÁMICA).

Este programa realiza el análisis dinámico de una red de distribución con la metodología descrita en el capítulo 4, empleando la fórmula de Darcy-Weisbach. Este programa se ha incluido como demostración, por lo que solo permite calcular redes de distribución de hasta 20 tuberías con demandas o ingresos constantes en los nudos y niveles en los tanques.

Antes de ejecutar el programa es necesario crear un archivo de datos con el formato siguiente:

1) En el primer renglón se anota:

Un letrero (máximo 80 caracteres), encerrado entre comillas.

2) Segundo renglón:

Número de tubos.

3) Tercer renglón en adelante:

Número de tubo, nudo inicial, nudo final, longitud (m), diámetro (plg), y el coeficiente de rugosidad de los tubos (f).

Se incluirán tantos renglones de este tipo como tubos tenga la red.

4) Siguiendo renglón:

Número de tanques.

5) Siguiendo renglones:

Número de nudo del tanque, elevación del fondo del tanque (m), área en planta del tanque (m^2), altura del tanque (m), relación de llenado (Volumen inicial del agua contenida en el tanque entre el volumen total del tanque), gasto de entrada (m^3/s). Se darán tantos renglones de este tipo como tanques tenga la red.

6) Siguiendo renglón:

Indicador para grabar datos del armado de la red **“SI”** o **“NO”**.

7) Siguiendo renglón:

Número de nudos.

8) Siguiendo renglones:

Número de Nudo, y la cota del terreno sobre el nudo (m).

Se incluirán tantos renglones de este tipo como nudos tenga la red.

9) Siguiendo renglón:

Número de nudos con gasto de demanda.

10) Siguiendo renglones:

Número de nudo, y el gasto de demanda (m^3/s).

Se incluirán tantos renglones de este tipo como nudos de demanda existan.

- 11) Siguiente renglón:
Número de nudos con gastos constantes de ingreso.
- 12) Si el número de nudos con gasto de ingreso es distinto de cero:
Los renglones siguientes deben incluir:
Número de nudo con gasto constante de ingreso, gasto constante de ingreso (m³/s). Se incluirán tantos renglones de este tipo como nudos de demanda existan.
- 13) Siguiente renglón:
Factor que afecta al gasto medio. Este factor permite modificar rápidamente la magnitud de los gastos de demanda.
- 13) Siguiente renglón:
Indicador para grabar resultados de la simulación: “**SI**” o “**NO**”.

Una vez que ha sido creado el archivo de datos, se ejecuta el programa **REDINII** de la siguiente manera:

- 1) Se tecllea **REDINII** y se presiona *Enter*.
- 2) A continuación, el programa mostrará un aviso. Se teleará *Enter* para continuar.
- 3) El programa solicitará al usuario el nombre del archivo de datos (incluyendo su ruta de acceso y su extensión), por ejemplo: **A:\RED\PRUEBA.DAT**. Conviene dar nombres de archivo con solo cinco caracteres, pues el programa agrega al archivo de armado de la red la terminación **ARM.RES**.
- 4) Al iniciar la corrida del programa, preguntará si se desea enviar el armado de la red directamente a la impresora o a un archivo, es decir, en papel o en disco (p/d). Tecllear **p** ó **d** según se desee.
- 5) En caso de haber solicitado la grabación del archivo de armado deberá proporcionarse la ruta y el nombre del archivo, solo con cinco caracteres, pues el programa añadirá la extensión **ARM.RES** automáticamente. Por ejemplo: **A:\RED\PRUEBA** y se tecllea *Enter*.
- 6) El programa iniciará la simulación y preguntará la ruta y el nombre de los archivos de resultados temporales (15 en total, a los cuales dará diferentes extensiones). Al igual que en el paso anterior se proporcionará un nombre de cinco caracteres, por ejemplo: **A:\RED\PRUEBA**.
- 7) El programa mostrará en pantalla el avance en la obtención de los resultados, así como dos gráficas donde se muestra el comportamiento de la red con respecto a los gastos ofertados y demandados, así como el estado de llenado de los tanques. Finalmente mostrará un mensaje donde se anota la ruta del archivo de resultados (igual a la del paso anterior).

8) Para formar el archivo de resultados es necesario ejecutar el programa **IMPRIMAN**. Para ejecutarlo se tecléa **IMPRIMAN** y *Enter*. El programa mostrará un aviso, tecléar *Enter*. Después del aviso solicitará la ruta presentada al final del programa **REDINII**, la cual es igual a la del paso 6. Tecléar entonces el mismo nombre del paso 6: **A:\RED\PRUEBA** y *Enter*. Así, el programa asignará la extensión **TAB.RES** al archivo resumen de resultados. Los demás archivos de resultados pueden ser eliminados una vez formado el archivo con terminación **TAB.RES**.

Los archivos del armado de la red y de resultados pueden ser consultados con cualquier editor ASCII o en un procesador de palabras. También pueden ser impresos directamente desde el editor o con el comando *PRINT* de **DOS**.

Para mostrar la captura de datos se presenta en la siguiente página el archivo de datos del ejemplo 4.3:

"Ejemplo 4.3"

```
7
1 1 2 750 6 0.02
2 1 3 270 6 0.02
3 3 4 450 6 0.02
4 3 5 100 6 0.02
5 5 6 310 6 0.02
6 5 7 450 6 0.02
7 8 1 30 6 0.02
1
8 1852 189.6 2.9 1 0.07255
"SI"
8
1 1819
2 1825
3 1819
4 1825
5 1820
6 1822
7 1821
8 1852
7
1 0.01624
2 0.01160
3 0.01269
4 0.00696
5 0.01330
6 0.00480
7 0.00696
0
1
"SI"
```

A.5 EL PROGRAMA EPANET

Está desarrollado en la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos de Norteamérica (Environmental Protection Agency, EPA en inglés). Fue creado para análisis hidráulicos, y ante de la calidad del agua, en redes de distribución. Las Figuras A.1 y A.2 muestran respectivamente una ventana con el esquema de una red y una ventana con tabla de resultados del programa EPANET.

El programa EPANET se distribuye libremente. La versión en inglés puede ser copiada de la página Internet de la Environmental Protection Agency <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>. La Universidad Politécnica de Valencia en España ha desarrollado una versión en español de EPANET, que puede ser copiada de <http://www.idmh.upv.es/psoftware.html>.

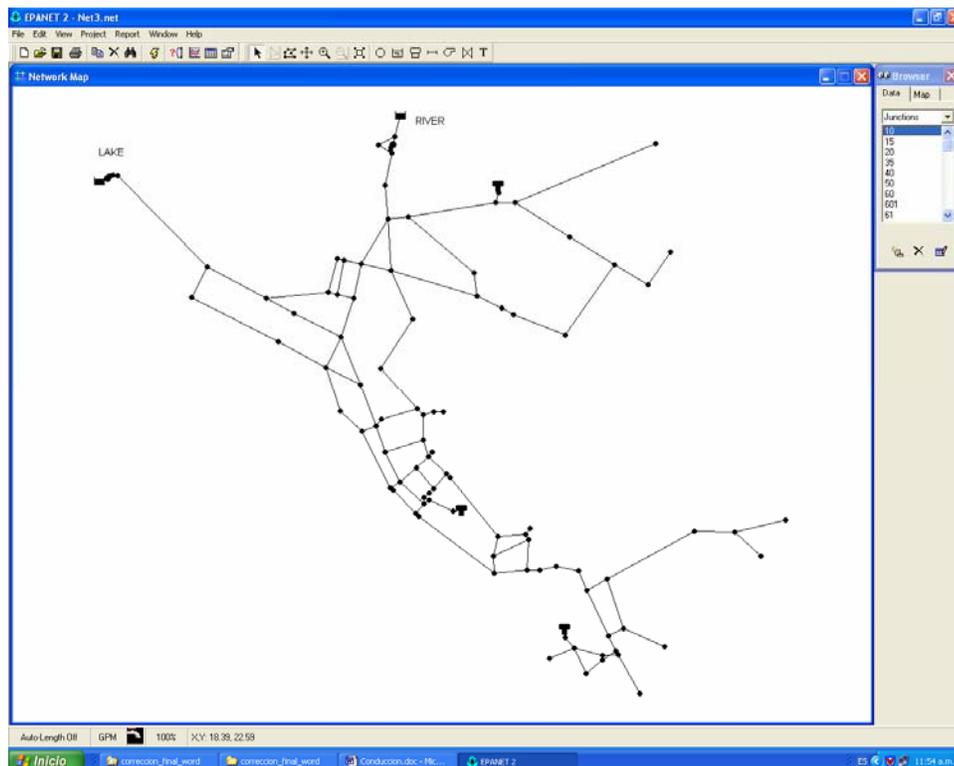


Figura A.1 Pantalla de esquema de una red en el programa EPANET

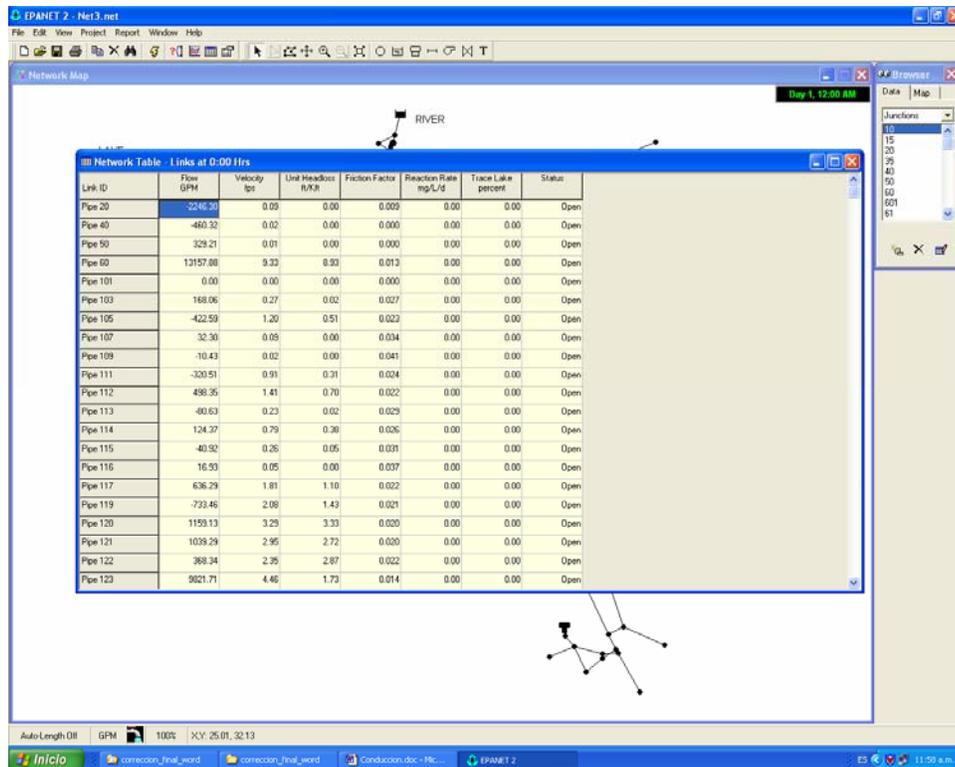


Figura A.2 Tabla de resultados en el programa EPANET

ANÁLISIS DE OPTIMACIÓN DE REDES

A.6 PROGRAMA "DR" (DISEÑO DE REDES).

El programa "DR" selecciona los diámetros de los tramos nuevos de una red cumpliendo con las condiciones de presiones mínimas requeridas en los nudos, velocidades máximas y mínimas en los tramos y busca tener un costo mínimo de la red. La selección se basa en el método de enumeración de variantes. Puede analizar redes con hasta 2,000 nudos y 2,000 tramos.

Para correr el programa se teclea DR y se presiona Enter. El programa corre en todas las computadoras personales compatibles con IBM: XT/PC/AT o superiores con monitor a color o monocromático. La visualización del esquema de la red en pantalla es posible para las máquinas con tarjeta gráfica VGA. La salida por impresora está programada para impresoras compatibles con IBM. Para el dibujo por graficador se requiere AutoCAD versión 10 o superior.

A.6.1 Datos de entrada.

Se dividen en cinco grupos:

I. Datos generales:

- a) Cantidad de nudos.
- b) Cantidad de tramos.

II. Datos del conjunto de tubos disponibles:

- a) Material.
- b) Diámetro.
- c) Rugosidad.
- d) Velocidad máxima admisible.
- e) Velocidad mínima permisible.
- f) Costo por metro lineal.

Los datos de los tubos disponibles se mantienen mediante el programa con la posibilidad de ser actualizados por el usuario. Antes de la ejecución del cálculo el usuario marca dentro del surtido los tubos que pueden emplearse en la selección.

III. Datos para los nudos:

- a) Identificador (nombre) del nudo. Se usa para identificar el nudo en el esquema de la red y no se utiliza en los cálculos. Puede ser un número o un texto con hasta 8 caracteres.
- b) Elevación Z del nudo en m.
- c) Presión mínima que se requiere en el nudo, en m.
- d) Identificador de tipo de nudo. Es un número entero que indica qué tipo de equipo o condición hidráulica representa el nudo. El programa "DR" maneja una gran cantidad de diferentes tipos de nudo, algunos de los cuales se emplean en el análisis de otros tipos de redes. A continuación se enlistan los tipos de nudos que se encuentran en redes de distribución (pueden requerirse datos adicionales):

1) Tipo 0: Nudo simple. Representa una simple unión de dos o más tuberías. No hay consumo en el nudo.

2) Tipo 7: Tanque o descarga libre. En un nudo de este tipo la cota piezométrica es igual a la cota del nivel de agua.

Datos:

- Cota del nivel de agua en el tanque.

3) Tipo 13: Estación de bombeo.

Datos:

- Cantidad de bombas que operan en paralelo.
- Nivel de agua en la toma de las bombas.
- Valor de las pérdidas locales en la estación en m para un gasto dado.
- Curvas características de una bomba representadas con valores de gasto, carga, eficiencia y altura de succión para una cantidad de puntos de las curvas.

4) Tipo 32: Estación de rebombeo. Este tipo de nudo se utiliza para representar bombas que operan en serie, es decir, que toman el agua de una tubería en el interior de la red. La estación de rebombeo se representa por un tramo cuyo primer nudo es de tipo 32.

Datos:

- Cantidad de bombas que operan en serie.
- Valor de las pérdidas locales en la estación en m para un gasto dado.
- Curvas características de una bomba representadas con valores de gasto, carga, eficiencia y altura de succión para una cantidad de puntos de las curvas.

5) Tipo 34: Nudo de consumo fijo. Sirve para representar los consumos en la red.

Datos:

- Consumo(l/s).

IV. Para los tramos:

a) Los identificadores de los dos nudos-extremos de cada tramo.

b) Identificador de tipo de tramo. Es un número entero que indica qué tipo de componente o conexión hidráulica representa el tramo. El programa DR maneja varios tipos de tramo, que a continuación se enlistan con los datos que se requieren en cada caso:

1) Tipo 0: Tubería (tramo nuevo). El programa determina el diámetro del tramo.

Datos:

- La longitud del tramo.

- 2) Tipo 1: Pérdida de carga local.
Datos:
- El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga.
- 3) Tipo 2: Válvula unidireccional.
Datos:
- El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga.
- 4) Tipo 3: Tramo con válvula cerrada. Se utiliza para analizar la red eliminando el tramo en consideración.
- 5) Tipo 4: Rebombear (bombas en serie). Este tipo de tramo se utiliza para representar bombas que operan en serie, es decir, que toman el agua no de un depósito, sino de una tubería en el interior de la red. El primer nudo del tramo debe ser de tipo 32.
Datos:
Todos los datos para el rebombear se introducen para el primer nudo del tramo, como se explica en los datos para los nudos.
- 6) Tipo 5: Válvula reductora de presión.
Datos:
- La carga máxima admisible que se quiere mantener en el segundo nudo del tramo.
- El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga de la válvula cuando está completamente abierta.
- 7) Tipo 6: Válvula sostenedora de presión.
Datos:
- La carga mínima admisible que se requiere mantener en el primer nudo del tramo.
- El diámetro y el coeficiente K de pérdidas de carga de la válvula cuando está completamente abierta.
- 8) Tipo 8: Tubería (tramo existente). El costo de este tramo no se suma al costo total.
Datos:
- Diámetro del tramo y la rugosidad absoluta.
- Longitud en m.
- 9) Tipo 9: Tubería (tramo de diámetro fijo). Se usa cuando el usuario quiere fijar el diámetro del tramo. El costo de este tramo se suma al costo total.
Datos:
- Diámetro del tramo y la rugosidad absoluta.
- Longitud en m.

V. Coordenadas X y Y del nudo.

Son opcionales y se utilizan únicamente para dibujar el esquema de la red en la pantalla de la computadora y por el graficador.

A continuación se presentan los formatos de captura:

PROGRAMA "DR" (Diseño de Redes).

FORMATO PARA PREPARACIÓN DE DATOS DE ENTRADA.

I. DATOS GENERALES DE LA RED.

Cantidad de nudos (mínimo 2, máximo 2000) = _____
Cantidad de tuberías (mínimo 1, máximo 2000) = _____

II. CONJUNTO DE TUBOS DISPONIBLES (un renglón por tubo).

N	Mat.	Diám.	Res.	Costo	Rugos.	Vmín	Vmáx

N - Número de orden. Se usa más de un cuadro si hay más de 10 tubos.

Mat. - Material de la tubería (PVC, A.C., Acero, etc.).

Diám. - diámetro nominal de la tubería en mm. Conviene manejar diámetros interiores o el programa los determina con base en el material y clase, etc.

Res. - resistencia de la tubería (kg/cm^2).

Costo - costo por metro lineal de la tubería.

Rugos.- rugosidad absoluta en mm.

Vmín - velocidad mínima permisible en m/s.

Vmáx - velocidad máxima permisible en m/s.

III. DATOS DE LOS NUDOS (un renglón por nudo).

N	Nud.	Ctop.	Pmín.	Tipo	Dato

N - Número de orden. Se usa más de un cuadro si hay más de 10 nudos.

Nud. - Identificador (nombre) del nudo. Máximo 4 caracteres.

Ctop. - cota topográfica del nudo en m.

Pmín. - presión mínima requerida en el nudo en m.c.a.

Tipo - tipo de nudo. Son posibles los siguientes tipos de nudo en el análisis de redes de agua potable:

- 0 (Nudo simple): unión de dos o más tuberías o punto extremo de la red. Puede haber o no consumo en el nudo.
- 7 (Tanque o descarga libre).
- 13 (Estación de bombeo).
- 32 (Estación de rebombeo).
- 34 (Consumo fijo): Idéntico al tipo 0.

Dato - depende del tipo de nudo, como sigue:

- Tipo 0 ó 34: consumo nodal en l/s. Se omite si el consumo es 0.
- Tipo 7: nivel de agua en el tanque en m, o cota de la descarga.
- Se omite para los restantes tipos de nudo.

IV. DATOS DE ESTACIONES DE BOMBEO (Tipo de nudo 13).

(Se llenan tantos cuadros, como estaciones de bombeo existan en la red).

a) Generales.

Cantidad de bombas = _____
Pérdidas de carga en la Est. Bombeo (m) = _____
Q correspondiente a las pérdidas anteriores (l/s) (De todas las bombas) = _____
Cota del nivel de agua en la toma (m) = _____

b) Datos de la curva característica de las bombas.

NÚMERO DE PUNTOS DE LA CURVA: (mínimo 3, máximo 10): _____				
No. de orden	Gasto Q (l/s)	Carga H (m)	Eficiencia (%)	Altura de succión (m)
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

Se llenan mínimo 3 renglones o más en función del número de puntos de la curva para cada bomba. Los datos del cuadro son para una bomba.

V. DATOS DE LAS ESTACIONES DE REBOMBEO (Tipo de nudo 32).

(Se llenan tantos cuadros, como estaciones de bombeo existan en la red).

a) Generales.

Cantidad de bombas = _____
Pérdidas de carga en la Estación de Bombeo (m) = _____
Q correspondiente a las pérdidas anteriores (l/s) (De todas las bombas) = _____

b) Datos de la curva característica de las bombas.

NÚMERO DE PUNTOS DE LA CURVA: (mínimo 3, máximo 10): _____				
No. de orden	Gasto Q (l/s)	Carga H (m)	Eficiencia (%)	Altura de succión (m)
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

Se llenan mínimo 3 renglones o más en función del número de puntos de la curva para cada bomba.

Los datos del cuadro son para una bomba.

VI. DATOS DE LOS TRAMOS (un renglón por tramo).

N	Tramo	Ni	Nf	Tipo	Long.

N - Número de orden. Se usa más de un cuadro si hay más tramos.

Tramo - Identificador (nombre) del tramo. Máximo 4 caracteres.

Ni - Identificador del nudo inicial del tramo.

Nf - Identificador del nudo final del tramo.

Tipo - Número que identifica el tipo del tramo. Son posibles los siguientes tipos de tramo:

0 - Tubería.

1 - Pérdida de carga local.

2 - Válvula unidireccional.

3 - Tramo con válvula cerrada.

4 - Rebombao. El primer nudo del tramo debe ser de tipo 32.

5 - Válvula reductora de presión.

6 - Válvula sostenedora de presión.

Long. - El dato a llenar depende del tipo de tramo, es decir:

Tipo 0 - longitud en m.

Tipo 5 - carga máxima a mantener en el segundo nudo.

Tipo 6 - carga mínima a mantener en el primer nudo.

VII. COORDENADAS DE LOS NUDOS (un renglón por nudo).

N	Nudo	X(m)	Y(m)

N - Número de orden. Se usa más de un cuadro si hay más de 10 tramos en la red.

Nudo - Nombre del nudo

X(m) - Coordenada X del nudo en m.

Y(m) - Coordenada Y del nudo en m.

A.6.2 Resultados.

I. Para los nudos:

- La cota piezométrica.
- La presión libre.
- El gasto que ingresa o sale de la red a través del nudo.
- El exceso o déficit de presión en el nudo con respecto a la presión mínima requerida.

II. Para los tramos:

- El diámetro.
- El gasto.
- La velocidad media.
- La pérdida de carga.

III. Para las plantas de bombeo o rebombeo:

- El gasto de la planta.
- El gasto, carga, eficiencia y altura de succión de una bomba.
- La potencia desarrollada por la bomba.
- La potencia requerida para el motor de la bomba.

IV. El costo total de las nuevas tuberías en la red.

A.6.3 Salida.

Por pantalla:

- Esquema de la red.
- Visualización de las iteraciones del cálculo.
- Visualización de los resultados.

Por impresora:

- Datos.
- Resultados.
- Datos y resultados en conjunto.
- Resumen de las longitudes de tuberías nuevas por diámetros.

Por graficador:

- Plano de la red con los datos y resultados.

A.6.4 Ejemplo.

A continuación se muestra solo la captura de los datos necesarios para optimar la red del Ejemplo 4.2 (las coordenadas son supuestas):

I. DATOS GENERALES DE LA RED.

Cantidad de nudos (mínimo 2, máximo 2000) = 10
--

Cantidad de tuberías (mínimo 1, máximo 2000) = 12

II. CONJUNTO DE TUBOS DISPONIBLES (un renglón por tubo).

N	Mat.	Diám.	Res.	Costo	Rugos.	Vmín	Vmáx
1	PVC	100	5.00	22.00	0.0015	0.6	3.0
2	FC	100	5.00	43.40	0.0250	0.6	3.0
3	FC	150	5.00	78.20	0.0250	0.6	3.0
4	PVC	160	5.00	46.00	0.0015	0.6	3.0
5	PVC	200	5.00	73.00	0.0015	0.6	3.0
6	FC	200	5.00	93.30	0.0250	0.6	3.0
7	PVC	250	5.00	115.00	0.0015	0.6	3.0
8	FC	250	5.00	125.20	0.0250	0.6	3.0
9	FC	300	5.00	163.10	0.0250	0.6	3.0
10	PVC	315	5.00	175.00	0.0015	0.6	3.0
11	FC	350	5.00	257.50	0.0250	0.6	3.0
12	PVC	355	5.00	250.00	0.0015	0.6	3.0
13	FC	400	5.00	315.80	0.0250	0.6	3.0
14	PVC	400	5.00	320.00	0.0015	0.6	3.0

Los datos de la tabla anterior fueron seleccionados para realizar este ejemplo específicamente, y los costos fueron actualizados de acuerdo a los precios vigentes de tubería por metro lineal de tubería de PVC y de fibrocemento.

III. DATOS DE LOS NUDOS (un renglón por nudo).

N	Nud.	Ctop.	Pmín.	Tipo	Dato
1	1	277.368	10	0	0
2	2	275.844	10	34	3.15
3	3	280.416	10	0	0
4	4	271.272	10	34	5.04
5	5	271.272	10	34	4.725
6	6	265.176	10	34	3.15
7	7	265.176	10	34	4.725
8	8	259.08	10	34	94.5
9	9	289.568	4	7	293.57
10	10	295.700	4	7	299.7

IV. DATOS DE ESTACIONES DE BOMBEO (Tipo de nudo 13).

No existen en este ejemplo.

V. DATOS DE LAS ESTACIONES DE REBOMBEO (Tipo de nudo 32).

No existen en este ejemplo.

VI. DATOS DE LOS TRAMOS (un renglón por tramo).

N	Tramo	Ni	Nf	Tipo	Long.
1	1	1	2	0	457.2
2	2	1	3	0	548.6
3	3	2	5	0	304.8
4	4	3	4	0	457.2
5	5	4	5	0	457.2
6	6	3	6	0	304.8
7	7	4	7	0	304.8
8	8	5	8	0	304.8
9	9	6	7	0	304.8
10	10	7	8	0	457.2
11	11	9	1	0	609.6
12	12	10	3	0	1524.0

VII. COORDENADAS DE LOS NUDOS (un renglón por nudo).

N	Nudo	X(m)	Y(m)
1	1	10	10
2	2	20	10
3	3	6	5
4	4	10	5
5	5	20	5
6	6	7	2
7	7	10	2
8	8	20	2
9	9	8	12
10	10	1	5

A.6.5 Resultados del ejemplo.

Dado que la optimización de la red del ejemplo 4.2 no se incluye dentro del Manual, se anexan a continuación los resultados obtenidos:

Resultados de los nudos

	Nudo	C. top. (m)	C. piez. (m)	P. mín. (m)	Presión (m)	P. exc. (m)	Gasto (L/s)	Tipo
1	1	277.37	292.33	10.00	14.97	4.97	0.00	0
2	2	275.84	285.99	10.00	10.15	0.15	3.15	34
3	3	280.42	295.87	10.00	15.45	5.45	0.00	0
4	4	271.27	289.10	10.00	17.82	7.82	5.04	34
5	5	271.27	283.88	10.00	12.61	2.61	4.72	34
6	6	265.18	292.74	10.00	27.56	17.56	3.15	34
7	7	265.18	289.80	10.00	24.62	14.62	4.72	34
8	8	259.08	278.85	10.00	19.77	9.77	94.50	34
9	9	289.57	293.57	4.00	4.00	0.00	-3.41	7
10	10	295.70	299.70	4.00	4.00	0.00	-111.88	7

Resultados de los tramos

	Tra mo	Ni	Nf	L (m)	Gasto (L/s)	Diám. (mm)	Vel. (m/s)	Hf (m)	Mater ial	Costo (\$/m)	Rug. (mm)	Tipo
1	1	1	2	457.20	9.88	100	1.26	6.34	PVC	22.00	0.001	0
2	2	1	3	548.60	-6.47	100	0.82	3.53	PVC	22.00	5	0
3	3	2	5	304.80	6.73	100	0.86	2.11	PVC	22.00	0.001	0
4	4	3	4	457.20	10.24	100	1.30	6.77	PVC	22.00	5	0
5	5	4	5	457.20	8.86	100	1.13	5.21	PVC	22.00	0.001	0
6	6	3	6	304.80	95.18	250	1.94	3.13	PVC	115.0	5	0
7	7	4	7	304.80	-3.67	100	0.47	0.70	PVC	0	0.001	0
8	8	5	8	304.80	10.86	100	1.38	5.03	PVC	22.00	5	0
9	9	6	7	304.80	92.03	250	1.87	2.94	PVC	22.00	0.001	0
10	10	7	8	457.20	83.64	200	2.66	10.95	PVC	115.0	5	0
11	11	1	9	609.60	-3.41	100	0.43	1.24	PVC	0	0.001	0
12	12	3	1	1524.0	-	355	1.13	3.83	PVC	73.00	5	0
			0	0	111.8					22.00	0.001	
					8					250.0	5	
										0	0.001	
											5	
											0.001	
											5	
											0.001	
											5	
											0.001	
											5	
											0.025	
											0	

Costos totales

I	Diám. (mm)	Material	Costo (\$/m)	Long. (m)	C. total (\$)	Tipo
1	100	PVC	22.00	3,444.20	75,772.41	Tub. nueva
5	200	PVC	73.00	457.20	33,375.60	Tub. nueva
7	250	PVC	115.00	609.60	70,104.00	Tub. nueva
12	355	PVC	250.00	1,524.00	381,000.00	Tub. nueva
Costo total de tubería = \$ 560,252.00						

Plano de la red

En la página siguiente se presenta la impresión del plano de la red, tal como se obtiene a partir del programa.

Observaciones

- En algunos casos puede resultar más sencillo editar los archivos de datos con un programa que sirva como editor de archivos ASCII.
- Es conveniente revisar los gastos extraídos en cada nudo, pues de no ser los correctos, puede requerir iniciar el programa desde la opción de diámetros mayores.
- En algunos casos pueden requerirse algunos ajustes en el plano de la red, lo cual puede hacerse directamente en AUTOCAD.

A.7 PROGRAMA DISOPII (DISEÑO ÓPTIMO).

Este programa realiza el diseño óptimo de una red de distribución con la metodología descrita en el subcapítulo 5.2. Este programa se ha incluido como demostración, por lo que solo permite calcular redes de distribución de hasta 20 tramos de tuberías con demandas o ingresos constantes en los nudos y niveles fijos en los tanques.

Antes de ejecutar el programa es necesario crear un archivo de datos con el formato siguiente:

1) En el primer renglón se anota:

Un letrero (máximo 80 caracteres), encerrado entre comillas.

2) Segundo renglón:

Número de tubos, factor de fricción de Darcy-Weisbach, y presión mínima aceptable.

3) Tercer renglón en adelante:

Número de tubo, nudo inicial, nudo final, y longitud (m).

Se incluirán tantos renglones de este tipo como tubos tenga la red.

4) Siguiendo renglón:

Número de tanques.

5) Siguiendo renglones:

Número de nudo del tanque, y elevación del agua en el tanque (m).

Se darán tantos renglones de este tipo como tanques tenga la red.

6) Siguiendo renglón:

Número de nudos.

7) Siguiendo renglones:

Número de Nudo, y la cota del terreno sobre el nudo (m).

Se incluirán tantos renglones de este tipo como nudos tenga la red.

8) Siguiendo renglón:

Número de nudos con gasto de demanda.

9) Siguiendo renglones:

Número de nudo, y el gasto de demanda (m^3/s).

Se incluirán tantos renglones de este tipo como nudos de demanda existan.

10) Siguiendo renglón:

Número de diámetros comerciales propuestos.

11) Siguiendo renglones:

Diámetro (plg), y el **costo por metro lineal** (\$/m) de tubería en este diámetro.

Se incluirán tantos renglones de este tipo como diámetros comerciales existan.

Una vez que ha sido creado el archivo de datos, se ejecuta el programa **DISOPII** de la siguiente manera:

- 1) Se tecllea **DISOPII** y se presiona *Enter*.
- 2) A continuación, el programa mostrará un aviso. Se teleará *Enter* para continuar.
- 3) El programa solicitará al usuario el nombre del archivo de datos (incluyendo su ruta de acceso y su extensión), por ejemplo: **A:\RED51.DAT**.
- 4) El programa iniciará la aplicación del método de diseño óptimo y preguntará si encuentra el número de diámetros comerciales propuesto. Si se le dice "S" lo obtiene, de otro modo es igual al sugerido en los datos.
- 5) El programa mostrará en pantalla los diámetros comerciales considerados, y los costos de las opciones con diámetro mínimo y diámetro máximo.
- 6) Posteriormente señalará el número de opciones que serán revisadas.
- 7) A continuación, presenta el número de opción, el costo de la opción, la diferencia del costo de la opción respecto al costo propuesto ($C-CE$), y SP que debe ser cero cuando cumple con las condiciones de presión (SP es la suma de las diferencias positivas entre la carga de presión y la presión mínima aceptable).
- 8) Muestra el costo de la opción de menor costo de las analizadas y los diámetros de cada tubería. También incluye la relación de la opción analizada respecto al costo mínimo, el factor de Fibonacci empleado y la tolerancia considerada entre el costo propuesto y el de la opción.
- 9) Se presenta el nuevo factor de Fibonacci y el costo propuesto de la red para la iteración siguiente.
- 10) Preguntará si continúa con las iteraciones. En caso afirmativo se tecllea "S" y se repite el proceso mostrando lo indicado en los incisos 6, 7, 8 y 9.
- 11) Cuando se tecllea "N" terminan las iteraciones y pregunta si se imprime en papel para presentar: el costo de la mejor opción, el valor de SP , los diámetros seleccionados de la red óptima, los costos mínimo y máximo de inicio del proceso, la relación de costos máximo a mínimo, el factor de Fibonacci último y la tolerancia utilizada en la iteración final.
- 12) Muestra el cálculo hidráulico de la red óptima.

A continuación se muestra el archivo de datos correspondiente al ejemplo 5.1:

"Ejemplo 5.1"

7,.02,10
2,2,3,145
3,3,4,230
4,3,5,180
5,2,5,230
6,4,5,180
1,1,2,150
7,1,5,145
1
1,1290
5
1,1283
2,1279
3,1278
4,1277
5,1279
4
2,0.03
3,0.07
4,0.06
5,0.04
5
6,97.8
8,115.34
10,147.15
12,184.24
14,266.72

Y los resultados que imprime:

RESULTADOS DEL PROGRAMA DISOP/INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
V1/OAFM/JJCS

LA MEJOR OPCIÓN DIO C=159040.8 SP=0

D(1)=0.254 m D(2)=0.152 m D(3)=0.152 m D(4)=0.152 m D(5)=0.203 m

D(6)=0.305 m d(7)=0.305 m

Cmín= 123228.0 Cmax= 232142.4 Cmax/Cmín= 1.88

C= 159040.8 C/Cmín= 1.29 FAC= 0.2917 TOL= 2178.3

FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

Tubo No.	Gasto (lps) demanda (l/s)	Salida del nudo	Hf (m)	Nudo	Nivel No.	Carga sobre piez. (m)	Gasto de terreno (m)
2	66.88	2	1.014	2	1289.082	10.082	30.000
3	13.57	3	0.852	3	1288.068	10.068	70.000
4	16.60	5	0.997	4	1287.216	10.216	60.000
5	1.89	2	0.016	5	1289.066	10.066	40.000
6	46.41	5	1.849	1	1290.000	7.000	0.000
1	98.70	1	0.918				
7	101.29	1	0.934				

La suma de los gastos que aportan los tanques es 199.99 (0)