



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

ALGUNOS ASPECTOS DEL CÁLCULO DE REDES DE AGUA POTABLE Y SU APLICACIÓN A UN CASO REAL

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

INGENIERO CIVIL

PRESENTA :

MENESES ANGUIANO ENRIQUE

DIRECTOR DE TESIS :

DR. ÓSCAR ARTURO FUENTES MARILES



MÉXICO, D.F. 2012

A Enrique Meneses y Reyna Anguiano

Por todo lo que me han otorgado de sus vidas a través de 22 años.
Representan la fortaleza detrás de este resultado.

A Jorge Cruz y Rosa María Anguiano

Mi logro también es de ustedes.
Aprendí lecciones valiosas al vivir en su espacio.

A Federico Corona

Porque eres la motivación que llegó a mi,
gracias por tu paciencia y apoyo.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	7
1. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	10
1.1 FUENTES DE ABASTECIMIENTO	10
1.1.1 AGUA SUBTERRÁNEA	10
1.1.1.1 POZOS	11
1.1.1.1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS POZOS	11
1.1.1.1.2 HIDRÁULICA DE POZOS	12
1.1.2 AGUA SUPERFICIAL	14
1.2 CONDUCCIÓN	16
1.3 PLANTAS POTABILIZADORAS	17
1.4 TANQUES DE REGULACIÓN	18

1.4.1	TIPOS DE TANQUES	20
1.4.2	DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LOS TANQUES	21
1.4.2.1	MÉTODO ANALÍTICO	22
1.4.2.2	MÉTODO GRÁFICO	24
1.1	BOMBAS	25
1.1.1	EMPLEO DE LAS BOMBAS EN EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO	25
1.1.2	CURVAS CARACTERÍSTICAS	26
1.1.3	ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO	28
1.1.4	CURVAS DE REQUERIMIENTO DE CARGA DEL SISTEMA	29
1.1.5	CONSIDERACIONES DE SUMERGENCIA Y CAVITACIÓN	29
1.1.6	RELACIONES DE SIMILITUD DE BOMBAS	31
1.1.7	SELECCIÓN DE BOMBAS	32
1.2	RED DE DISTRIBUCIÓN	33
1.2.1	TIPOS DE PROYECTOS DE REDES	34
1.2.2	FORMAS DE DISTRIBUCIÓN	35
2. REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE		38
2.1	TUBERÍAS	38
2.1.1	TUBERÍAS DE PLÁSTICO	40
2.1.2	TUBERÍAS DE FIBROCEMENTO	43
2.1.3	TUBERÍAS DE HIERRO FUNDIDO	46
2.1.4	TUBERÍAS DE CONCRETO	48
2.1.5	TUBERÍAS DE ACERO	50

2.2	PIEZAS ESPECIALES	53
2.3	VÁLVULAS	55
2.3.1	VÁLVULAS DE COMPUERTA	55
2.3.2	VÁLVULAS DE MARIPOSA	56
2.3.3	VÁLVULAS DE ASIENTO	57
2.3.4	VÁLVULAS DE ALTITUD	58
2.3.5	VÁLVULAS PARA ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE	58
2.3.6	VÁLVULAS CONTROLADORAS DE PRESIÓN	59
2.3.7	VÁLVULAS DE GLOBO	60
2.3.8	VÁLVULAS DE RETENCIÓN	61
2.4	TOMAS DOMICILIARIAS	63
2.5	HIDRANTES	63
2.6	ZONAS DE PRESIÓN	64
2.6.1	DIVISIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN	65
3.	ASPECTOS HIDRÁULICOS DE REDES DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE	69
3.1	RESISTENCIA AL FLUJO EN TUBERÍAS	69
3.1.1	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN	70
3.1.2	PÉRDIDAS LOCALES	73
3.1.2.1	PÉRDIDA DE CARGA EN VÁLVULAS	75
3.1.2.2	PÉRDIDA DE CARGA EN CONEXIONES	75
3.1.2.3	MÉTODO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE	79
3.1.2.4	PÉRDIDA DE CARGA EN TOMAS DOMICILIARIAS	83

3.2	GASTOS EXTERIORES	86
3.2.1	GASTO DE DEMANDA	87
3.2.2	GASTO DE FUGA	92
4.	EL CÁLCULO DE REDES DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE	97
4.1	REVISIÓN, DISEÑO Y OPERACIÓN DE REDES DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE	97
4.1.1	REHABILITACIÓN DE REDES	99
4.2	REDES DE TUBERÍAS CONSIDERANDO FLUJO PERMANENTE	100
4.2.1	RELACIONES CARGA HIDRÁULICA – GASTO	101
4.2.2	ECUACIONES GOBERNANTES DEL FLUJO EN LA RED	103
4.2.3	CONDICIONES DE FRONTERA	104
4.2.4	MÉTODO DE SOLUCIÓN SÁNCHEZ – FUENTES	105
5.	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE CÁLCULO DE REDES	110
5.1	RED CON UN TANQUE	110
5.2	RED CON DOS TANQUES	115
5.3	RED CON UNA BOMBA Y UN TANQUE	118
5.4	DIVISIÓN DE UNA RED	125
5.5	RED REAL	130
6.	CONCLUSIONES	138
	BIBLIOGRAFÍA	140

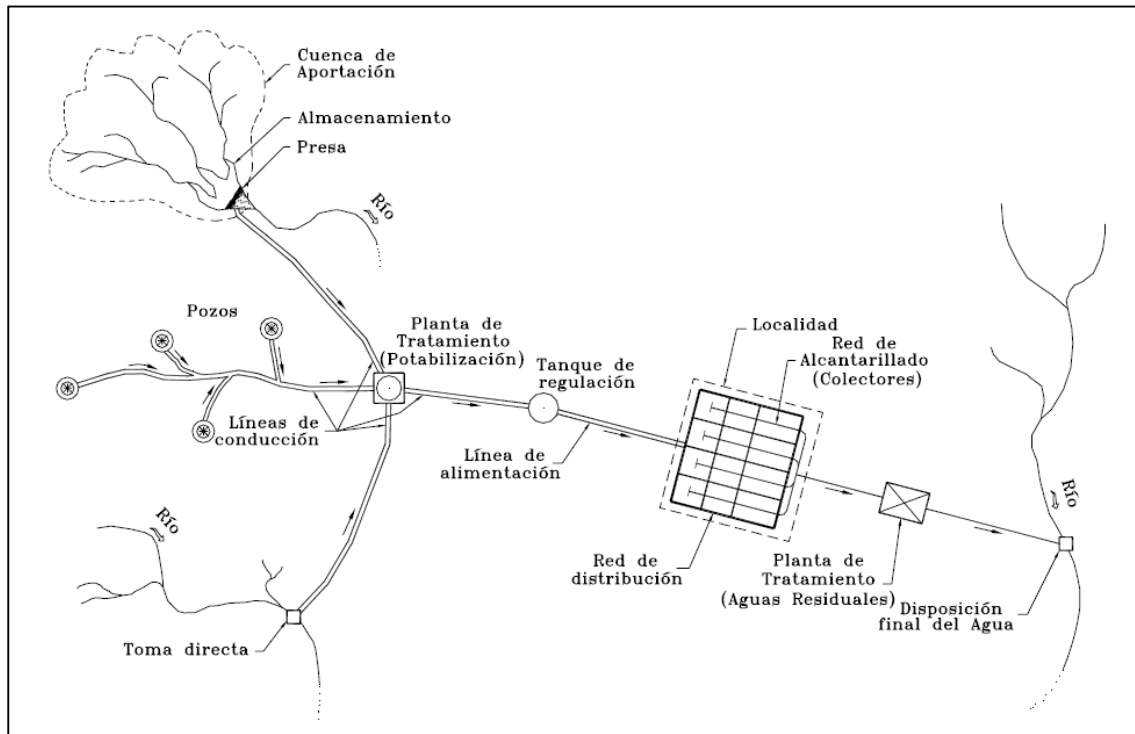
INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso imprescindible para la vida, su uso es diverso y quizá el consumo humano es el más importante; además se dispone también de éste para actividades con fines públicos, industriales y comerciales, irrigación de cultivos, generación de energía eléctrica, la navegación e incluso en la recreación.

A lo largo del tiempo el uso del agua ha evolucionado; antiguas civilizaciones se ubicaron cerca de ríos y lagos para proveerse del vital líquido, pero más tarde los avances técnicos permitieron no sólo transportarlo sino almacenarlo, igualmente extraerlo del subsuelo lo que permitió asentamientos humanos lejos de fuentes de agua superficiales.

Un sistema de abastecimiento de agua se compone de varias instalaciones para lograr proveer a las localidades urbanas y rurales de un volumen suficiente, con calidad específica y a una presión adecuada para su correcta utilización. La captación y almacenamiento consisten en recuperar el agua de fuentes superficiales y subterráneas; su conducción incluye obras civiles como canales, acueductos e instalaciones complementarias de bombeo que permiten llevar el líquido desde la fuente hasta el centro de distribución; la potabilización es el proceso que le da la calidad requerida para finalmente dotar al usuario que la consumirá.

En la siguiente figura se distingue una configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas. Es importante señalar que una vez que el agua ha sido utilizada, debe ser desalojada a través de una red de alcantarillado y conducida a una planta de tratamiento de agua residual, para que posteriormente pueda ser reutilizada o reintegrada a la naturaleza causando el mínimo impacto ambiental.



CONFIGURACIÓN TÍPICA DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA EN LOCALIDADES URBANAS

En función del crecimiento de la población, la demanda de agua potable se amplía, agotando las fuentes de abastecimiento cercanas y obligando a buscar el vital líquido en fuentes cada vez más alejadas de los centros de consumo.

Lo anterior afecta de manera significativa la condición económica y financiera de los organismos operadores de los sistemas de agua potable, reflejándose en la calidad, costo y eficiencia del servicio.

En México muchos de los sistemas de distribución de agua potable no cumplen con los estándares de calidad de servicio, las redes son insuficientes, los niveles de presión no son adecuados, el agua no contabilizada representa un porcentaje importante y los tiempos de consumo no están adecuadamente controlados.

Las fugas constituyen un factor considerable agravante de las pérdidas de agua por su naturaleza y magnitud.

En algunas ciudades de diferentes países, las pérdidas en los sistemas de abastecimiento llegan a ser del orden del 50%, sin embargo, no en todos los sitios se atiende el problema, quizá porque no se presenta insuficiencia en el suministro, y en consecuencia hay desinterés en reducir estos índices; a escala nacional estos porcentajes en promedio suelen ser altos, por ejemplo, en Malasia ha llegado a ser del 40% y en Brasil y Suecia del 25% (Arreguín y Ochoa, 1997); en México las fugas son del orden del 39%.

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

El objetivo del presente es distinguir varias situaciones que se requieren tomar en cuenta para una adecuada obtención de los gastos que fluyen en el interior de las tuberías de una red de agua potable y de las cargas de presión en algunas secciones transversales específicas que funcionan con flujo permanente a presión.

1. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

1.1 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

1.1.1 AGUA SUBTERRÁNEA

El agua se puede obtener de fuentes superficiales o subterráneas. El agua superficial es de lagos, ríos y corrientes; el agua subterránea es conseguida de acuíferos a través de pozos, manantiales y galerías filtrantes.

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

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

El uso de esta fuente depende de factores como: cantidad disponible, calidad, confiabilidad (si requiere almacenamiento, bombeo o ambos), ubicación, aspectos legales y políticos, y costos.

1.1.1.1 POZOS

Existen algunas redes de distribución que incorporan pozos conectados directamente a la red para abastecer un tanque de almacenamiento o regulación. El gasto obtenido de un pozo está pendiente de varios constituyentes, que pueden resultar relevantes en proyectos nuevos o de rehabilitación de redes de distribución. Por tal motivo es imprescindible realizar estudios y pruebas de pozos para evitar problemas de sobreexplotación de acuíferos, contaminación del agua extraída, intrusión salina (cerca de las costas), etc. Un pozo debe estar correctamente ubicado, construido y operado para cumplir con un servicio adecuado. La Norma Oficial Mexicana NOM-003-CNA-1996 señala los requisitos indispensables que se deben cumplir para la construcción de pozos y evitar la contaminación de acuíferos.

Dos aspectos básicos considerables en relación a los pozos son:

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

1.1.1.1.1 CLASIFICACIÓN DE POZOS

La clasificación de pozos puede ser de acuerdo a su comportamiento hidráulico: ordinario (de capa libre), o artesianos. En el pozo ordinario el agua se eleva hasta la altura del material saturado que lo rodea y está sometida solo a la presión atmosférica (acuífero libre). El agua en un pozo artesiano (hecho en un estrato impermeable o poco permeable) se eleva hasta un nivel determinado debido a la presión existente en el acuífero (acuífero confinado). Si la presión es suficiente para lograr que el agua alcance la superficie del terreno, es entonces un pozo artesiano brotante.

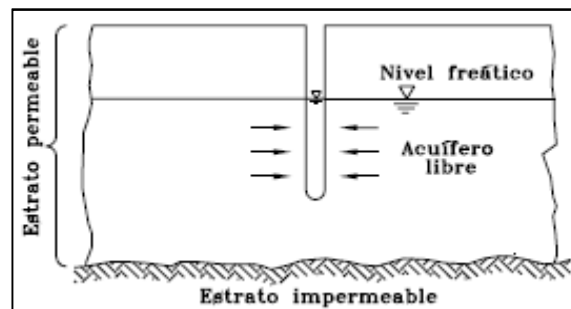


FIGURA 1.1 POZO ORDINARIO

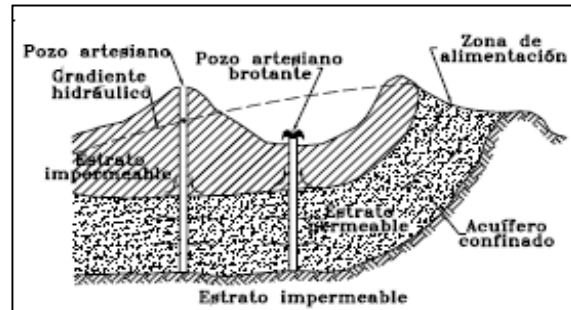


FIGURA 1.2 POZO ARTESIANO

Una clasificación más está en función de su profundidad: poco profundos, cuando tienen hasta 30 m de profundidad y profundos con más de 30 m. También se clasifican por su método de construcción: excavados, entubados y perforados.

1.1.1.1.2 HIDRÁULICA DE POZOS

El flujo del agua subterránea es un caso especial de flujo a través de un medio poroso. Se puede calcular si conocemos 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 únicamente dependen de su posición, se trata de régimen permanente, si además son función del tiempo, el régimen es transitorio. El análisis en régimen transitorio es utilizado para predecir los rendimientos (producción) a largo plazo de los acuíferos.

Para analizar el proceder del flujo en un acuífero se supone que el flujo alrededor del pozo es de acuerdo con la Ley de Darcy:

$$V = KS \tag{1.1}$$

Donde:

- ⇒ V velocidad del flujo subterráneo, en m/día
- ⇒ K coeficiente de permeabilidad o constante de permeabilidad, en m/día.
- ⇒ S pendiente del nivel freático o gradiente hidráulico, adimensional

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 con forma circular (teóricamente, debido a la heterogeneidad del material alrededor del pozo), que se conoce como "cono de abatimiento", debido al flujo radial hacia el pozo.

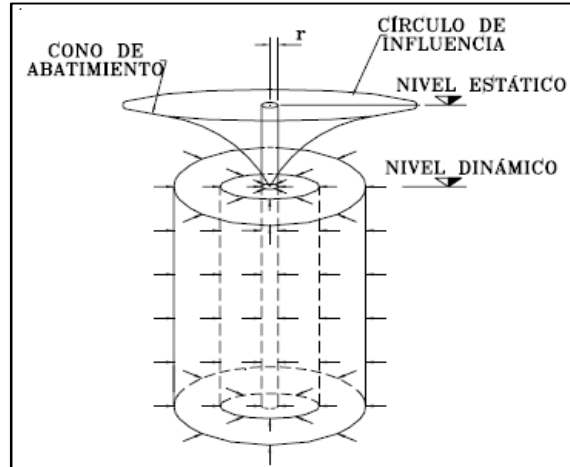


FIGURA 1.3 FLUJO TEÓRICO EN UN CONO DE ABATIMIENTO

En un régimen establecido, el gasto de un pozo ordinario está dado por:

$$Q = \pi K \frac{H^2 - h^2}{\ln(R/r)} \quad (1.2)$$

Donde:

- ⇒ Q gasto extraído del pozo, en m³/s
- ⇒ H altura del nivel freático del agua antes del bombeo, en m
- ⇒ h altura del nivel del agua durante el bombeo, en m
- ⇒ H – h pérdida de carga, en m
- ⇒ R radio de la influencia, en m
- ⇒ r radio del pozo, en m

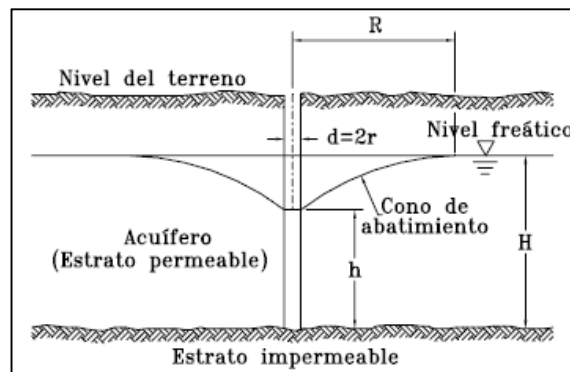


FIGURA 1.4 CONO DE ABATIMIENTO EN UN POZO ORDINARIO

En el caso de un pozo artesiano, el gasto se expresa como:

$$Q = 2\pi K b \frac{H - h}{\ln(R/r)} \quad (1.3)$$

Donde:

⇒ b espesor del acuífero confinado, en m

En este caso se forma un cono de abatimiento piezométrico, es decir, un gradiente de presiones similar al que se presenta en un pozo ordinario.

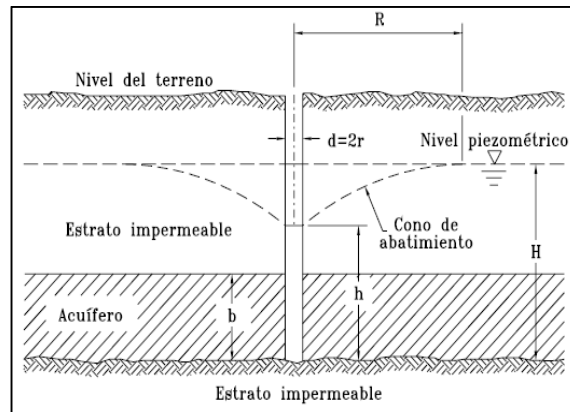


FIGURA 1.5 CONO DE ABATIMIENTO EN UN POZO ARTESIANO

Cuando hay varios pozos cercanos puede presentarse una interferencia entre sus conos de abatimiento, y evidentemente en su producción. Así que es necesario realizar pruebas previas para determinar las condiciones apropiadas de operación de cada ellos.

1.1.2 AGUA SUPERFICIAL

El agua superficial es de fácil disponibilidad, pero tiene la desventaja de tener afectaciones por las variaciones climáticas, turbiedad, materias en suspensión, organismos vivos, oxígeno disuelto, mayores pérdidas por evaporación, entre otras (César, 1991), en ocasiones requiere de un tratamiento difícil.

El agua superficial está disponible en estos medios:

- a) El agua contenida en ríos, lagos y acuíferos libres que no estén confinados. Son típicamente aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual se oxida y remueve el fierro y el manganeso en las aguas crudas.
- b) El agua en una capa acuífera poco profunda, puede ser embalsada por una formación poco permeable o impermeable, y así el agua subterránea brota a la superficie del suelo.
- c) Si existe una falla o fisura en el estrato impermeable superior de un acuífero profundo que conduce agua a presión, es decir, agua artésiana, el agua

puede llegar hasta la superficie del terreno y si el gradiente hidráulico es suficientemente alto, formará un pozo artesiano natural. Las fuentes de este tipo son, en general muy uniformes en un caudal y tienen pocas variaciones estacionales.

- d) Algunas fuentes de gran caudal nacen en cavernas de caliza, su origen puede ser debido a un afloramiento de materia porosa sobre terrenos muy altos, el agua puede escurrir horizontalmente o hacia abajo a través de una fisura que el agua misma haya agrandado por disolución. En este último caso el agua puede ser limpia, pero insuficientemente filtrada para ser segura.

La captación de aguas superficiales, depende de las características hidrológicas de la corriente, las obras de captación pueden clasificarse en los siguientes tipos generales:

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

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

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

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

1.2 CONDUCCIÓN

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

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

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

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

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

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

Las líneas de conducción son constituidas por tramos rectos y curvos para ajustarse a la topografía del sitio de proyecto, por cambios que se presentan en la geometría de la sección y por diversos elementos que ayudan por un lado a controlar el flujo en la tubería y por otro a proteger el funcionamiento de la línea de conducción para que sea eficiente. Entre los dispositivos de control y protección se encuentran juntas flexibles, válvulas de mariposa, válvulas de globo,

válvulas de alivio contra golpe de ariete, desagües, etc., éstos son necesarios si hay equipo de bombeo.

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

1.3 PLANTAS POTABILIZADORAS

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

Dentro de las unidades de la planta de tratamiento hay determinados procesos que garantizan la seguridad del agua para usos generales: doméstico, industrial, comercial y de servicios.

El carácter de tratamiento está en función de la naturaleza del agua; la que, a su vez, está influenciada por su origen y calidad final requerida. El agua de fuentes superficiales demandará seguramente un proceso de tratamiento. El agua subterránea está menos expuesta a la contaminación así que su tratamiento puede ser prescindible.

Potabilización, son las operaciones y procesos físicos y/o químicos que se administran al agua a fin de mejorar su calidad y hacerla apta para uso y consumo humano.

La calidad adecuada es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades, así que se requiere establecer límites permisibles en cuanto a sus características bacteriológicas, físicas, organolépticas, químicas y radiactivas. En la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994 "Salud ambiental, agua para uso y consumo humano" se especifican estos límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.

La planta potabilizadora puede ser diseñada para tratar agua cruda de cualquier tipo de fuente. Dependiendo de la calidad de ésta y de la calidad final, se incluirán uno o más procesos.

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

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

En los sistemas de instalaciones de tratamiento se consigue una sedimentación rápida y la eliminación de partículas coloidales, por medio de la coagulación química seguida de filtración.

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

1.4 TANQUES DE REGULACIÓN

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

Los tanques utilizados en sistemas de distribución de agua potable son además para garantizar la cantidad y la presión disponible en la red y facilitar así un servicio adecuado para los consumidores en toda la zona de interés. En una ciudad, en donde el régimen de consumo es variable, normalmente la demanda de agua desciende durante el lapso comprendido entre las nueve de la noche y las siete de la mañana y aumenta durante el día.

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

En la mayoría de los casos se requiere una estación elevadora para obtener la presión suficiente y lograr que el agua fluya a través de la red de distribución. Son utilizadas bombas para elevar el agua después de ser potabilizada. Las bombas pueden descargar toda o parte del agua en depósitos, que suministran el agua necesaria en emergencias.

Estos depósitos de acuerdo con la construcción pueden ser superficiales o elevados. Los superficiales se emplean si hay terrenos elevados cerca de la zona de servicio.

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

Para ambos tipos de almacenamiento se utilizan válvulas de altitud, que emplean un flotador que determina el nivel al cual deben cerrarse. Además de un rebosadero o drenaje, con igual capacidad que el almacenamiento en donde el agua pueda escapar en caso de una falla de la válvula. Para determinar la eficiencia del funcionamiento de los almacenamientos se debe tener registro del nivel del agua, mediante un observador o con dispositivos especiales.

Los tanques de distribución tienen un volumen específico de almacenamiento de agua, este se compone del volumen para regulación, para almacenar (en caso de falla en la fuente o para emergencias) y uno más para combate contra incendios. Según la función del tanque, puede ser de regulación o almacenamiento (a la que se le da mayor importancia). Lo más frecuente es utilizar el tanque para regular (tanque de regulación), minimizando los volúmenes para almacenamiento y combate contra incendios.

Es conveniente indicar que la línea de conducción se diseña con el gasto máximo diario Q_{md} , y la línea de alimentación y la red de distribución con el gasto máximo horario Q_{mh} en el día de máxima demanda. Así la red y la línea de alimentación conducen más gasto durante las horas de mayor demanda y la línea de conducción un gasto menor, pero el abastecimiento está asegurado con la existencia de un tanque de regulación. Con ésta disposición se tiene una mayor economía en la línea de conducción.

En un sistema de abastecimiento es conveniente 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. (CONAGUA, 2007)

Un tanque de almacenamiento dispone capacidad para:

1. *Regular un abastecimiento constante de la fuente y la demanda variable de la zona de servicio.* Esto permite que las bombas y plantas de tratamiento puedan operar con un gasto constante, elevar su eficiencia y reducir su capacidad. La capacidad de almacenamiento requerida está

en función de las fluctuaciones de la demanda horaria en el día de máxima demanda, también del período de bombeo; y se calcula en forma tabular o gráfica.

2. *Combatir incendios*, que depende del tamaño de la población a la que se da servicio.
3. *Emergencias debidas a la falla de:* la toma, la energía eléctrica, de las instalaciones de conducción y de bombeo. La capacidad depende de la extensión de los daños y el tiempo para la reparación respectiva, así como de la línea de conducción.

La capacidad de almacenamiento se consigue ajustando razonablemente los tres propósitos anteriores. Por ejemplo, puede presentarse un incendio en el día de máxima demanda, así que se considera este evento de dos condiciones para el dimensionamiento del tanque. La capacidad que corresponde a emergencias puede ser muy grande por lo que usualmente no es considerada.

Por otra parte, los tanques de regulación facilitan:

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 de los puntos extremos de los tanques de almacenamiento y estaciones de bombeo,* y mejorar el servicio durante períodos de hora pico.
3. *Regular la carga de las bombas.* Se dispone de tanques de regulación cerca de las estaciones de bombeo para que las cargas sean más uniformes. Esto interviene para la selección, operación y eficiencia de las bombas.

1.4.1 TIPOS DE TANQUES

a) *Tanques superficiales:* Los depósitos que se construyen sobre la superficie de un terreno y también bajo nivel del suelo compensando cortes y rellenos, de hecho se pueden construir aún bajo el nivel del suelo, para evitar el congelamiento del agua en sitios donde se presentan bajas temperaturas (nevadas o heladas por varios días).

Es conveniente ubicarlos cerca de la población, en lomeríos con altura adecuada, para que la diferencia entre el nivel del agua en el estanque 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 y 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 tanque están hechos teniendo solamente respiraderos protegidos por tela o alambre que evita la entrada de roedores y otros animales. Al darle pendiente al techo del tanque y con un mecanismo de drenaje exterior se protege del agua de lluvia. Tiene registros para mantenimiento y limpieza del tanque.

- b) *Tanques elevados*: Si no es posible construir un tanque superficial, porque no hay proximidad entre la zona a servir y un terreno con elevación adecuada se utilizan éstos tanques. El tanque elevado es una estructura que incluye el depósito, la torre (estructura de apoyo) y demás accesorios. Las torres frecuentemente 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. Su ubicación tiene mayor beneficio si está en el centro del área de consumo, pero en zonas grandes es recomendable distribuir varios tanques adecuadamente.
- c) *Columnas reguladoras*: Una columna reguladora es un tanque de forma cilíndrica vertical, que ocupa 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 las edificaciones. Son generalmente construidos de acero o de concreto reforzado con capacidades entre 200 y 16,000 m³.

1.4.2 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE REGULADOR

El tanque de regulación se diseña para que almacene el agua que se acumula durante los intervalos de gasto de salida (conducido a la red) y mantener además ahí un volumen de reserva destinado a satisfacer los requerimientos cuando el gasto de salida es mayor que el de ingreso (horas de mayor demanda). Así que resulta de importancia la determinación de la demanda, la ley de la derivación horaria que la rige y establecer, a partir de esta derivación, la correspondiente derivación dentro del tanque.

Algunas ocasiones, el gasto que ingresa a un tanque no es constante, por ejemplo, cuando es abastecido por bombeos cuya política de operación varía a lo largo del día. Entonces es preciso establecer el valor del gasto de ingreso en forma horaria, e inclusive es recomendable establecer la variación con base en registros del valor del caudal durante varios días, porque pueden existir diferencias de un día a otro que conviene uniformizar 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, por

ejemplo, en algunos casos el tanque es abastecido por manantiales. Para este caso es importante no ignorar estas variaciones y diseñar el tanque para la condición más desfavorable del gasto mínimo de suministro.

Existen dos métodos para calcular el volumen del tanque regulador. El cálculo puede ser directamente con los volúmenes que tendrá el tanque ó con porcentajes del volumen demandado (por hora o por día). El método es analítico y gráfico respectivamente.

El análisis es en intervalos de una hora con las condiciones críticas tanto de demanda como de abastecimiento del tanque.

1.4.2.1 METÓDO ANALÍTICO

Este método determina 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.

Se elabora una tabla de cálculo, se anota en la primer columna el intervalo de tiempo (una hora: 0 - 1, 1 - 2,...). En la segunda columna se anota el gasto de entrada al tanque. En la tercer 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. De acuerdo con el tipo de población se propone una ley de variación horaria de la demanda, 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, que representa el gasto horario de demanda de la población. Una vez conocido éste 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 condición 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 $V_e - V_s$. Tal valor se anota en la séptima

columna. Se distingue 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 representará 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 en la octava columna se inicia 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 proceder 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.

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.

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, que idealmente las 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.

1.4.2.2 METÓDO 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. En lugar de los volúmenes también pueden utilizarse los porcentajes.

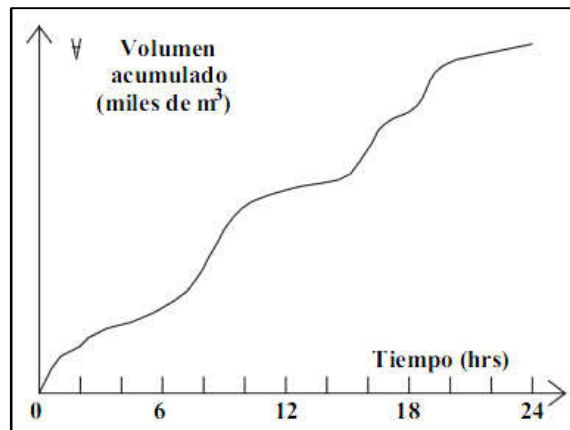


FIGURA 1.6 CURVA MASA

Entre las características de esta curva se encuentran:

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

$$V_2 - V_1 = \text{VOLUMEN ENTRE } t_1 - t_2 \tag{1.4}$$

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

$$Q = \frac{dV}{dt} = \frac{V_2 - V_1}{t_1 - t_2} \tag{1.5}$$

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

Cuando se tienen varias curvas masa debido a que el tanque cuenta con varias entradas o salidas, se suman para obtener las curvas resultantes representativas, 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 curva de 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.

1.5 BOMBAS

La gran mayoría de los sistemas de distribución y líneas de conducción disponen de bombas en sus instalaciones para conducir el agua y mantener presiones requeridas. En abastecimiento de agua se utilizan para elevar el agua desde fuentes superficiales o subterráneas y conducirlas hasta plantas de tratamiento, almacenamientos, o directamente a la red de distribución. También facilitan incrementar la presión para servir áreas de servicio ascendentes (booster).

1.5.1 EMPLEO DE LAS BOMBAS EN EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

La selección de una bomba en un sistema de abastecimiento está en función de que los costos de adquisición, instalación, operación y mantenimiento sean mínimos; no se necesite un control de velocidad variable, y se utilice sólo una bomba en demandas pico si es posible, además de que los procedimientos de control y operación sean sencillos.

Las tuberías de conducción y abastecimiento de agua utilizan casi exclusivamente bombas del tipo rotodinámicas. Este dispositivo tiene un impulsor rotatorio (propulsor) confinado dentro de una cubierta. El impulsor está compuesto por cierto número de vanos (álabes) que fuerzan el 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

orientación de los vanos. La bomba puede ser de una sola etapa o de varias según el número de impulsores contenidos dentro de la misma cubierta.

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

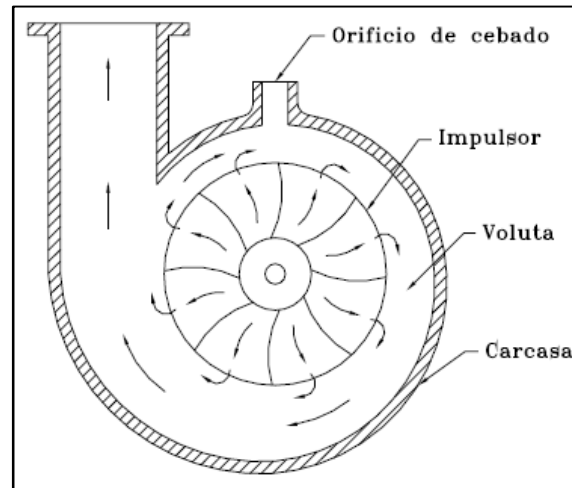


FIGURA 1.7 BOMBA CENTRÍFUGA

1.5.2 CURVAS CARACTERÍSTICAS

La eficiencia de las bombas rotodinámicas es descrita a través de curvas características, aquí la carga H , la 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 de 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 se selecciona con eficiencia 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 tubo de descarga
- (b) Variando la velocidad de la bomba
- (c) Teniendo diferentes combinaciones de bombas.

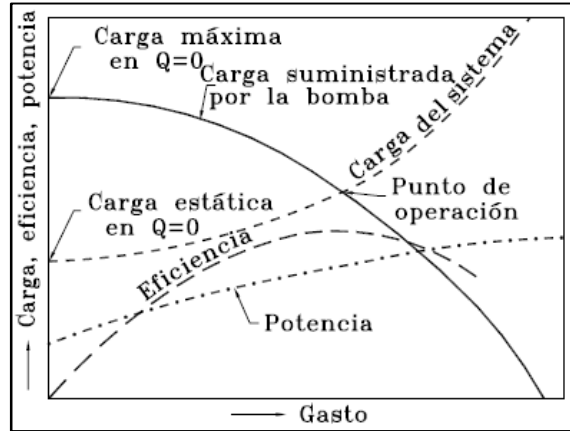


FIGURA 1.8 CURVAS CARACTERÍSTICAS

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

En edificios altos se dispone éste tipo de combinaciones de bombas, el agua es elevada por etapas a los puntos más altos con rebombes en pisos intermedios. Así se reduce la presión en tubos y carcargas 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). Se pueden instalar bombas con diferentes capacidades para que durante su operación se realicen diferentes combinaciones para obtener la máxima eficiencia.

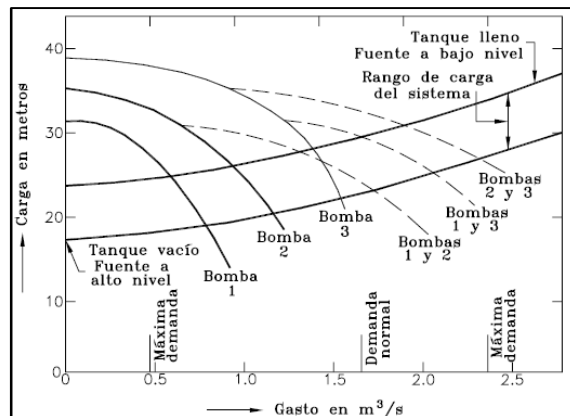


FIGURA 1.9 BOMBAS EN PARALELO

La bomba eleva el agua desde la fuente hasta la línea del eje del impulsor por medio de un vacío parcial, la altura donde 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 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 evitar la cavitación, es recomendable limitar la altura de aspiración hasta un máximo de 6 m.

1.5.3 ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO

Para analizar el funcionamiento hidráulico de una bomba en tuberías se requiere modificar la ecuación de la energía para agregar la energía (expresada como carga de presión, en metros de columna de agua) suministrada por la bomba:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + H_B = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{f1-2} \quad (1.6)$$

Donde:

- ⇒ z_1 y z_2 son las cotas de referencia, en m
- ⇒ P_1 y P_2 son las presiones, en kgf/m^2 ($1 \text{ kgf/m}^2 = 9.81 \times 10^8 \text{ Pa}$)
- ⇒ γ es el peso volumétrico del agua ($1 \text{ kgf/m}^3 = 9.81 \text{ N/m}^3$)
- ⇒ v_1 y v_2 son las velocidades, en m/s
- ⇒ g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)
- ⇒ H_B es la carga suministrada por la bomba, en m
- ⇒ $\sum h_{f1-2}$ son las pérdidas de fricción en el conducto, en 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 se presenta en las curvas características de la bomba. También incluye información relativa a la eficiencia de la bomba y a los requerimientos de energía. A veces contiene además las curvas características de bombas de diferentes tamaños o similares.

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:

$$W = \frac{\gamma Q H_B}{76} \quad (1.7)$$

Donde:

- ⇒ Q es el gasto, en m^3/s
- ⇒ W es la potencia agregada al agua, en HP.

La potencia proporcionada a la flecha de la bomba por el motor difiere de la anterior porque existen pérdidas por fricción, pero se relaciona con la eficiencia de la bomba así:

$$W = \eta W_f \quad (1.8)$$

Donde:

- ⇒ W_f es la potencia aplicada a la flecha de la bomba, en HP

La eficiencia total de las bombas varía entre 70 y 90% y se determina con pruebas de laboratorio bajo diferentes condiciones de operación.

1.5.4 CURVAS DE REQUERIMIENTO DE CARGAS DEL SISTEMA

Es preciso analizar varias condiciones de operación y distinguir las que modifican la carga y gasto (incluyendo la potencia y eficiencia) de la bomba. Un método gráfico es particularmente útil, especialmente si el número de bombas en operación varía y los niveles en los almacenamientos o los requerimientos de presión fluctúan.

Se procede a graficar los resultados de la ecuación de la energía, que incluye la proporcionada por la bomba, para cada una de las condiciones propuestas de operación en una curva GASTO Q – CARGA H_B → “curva de demanda del sistema”. Después, las características del conjunto de bombeo se expresan en términos de una curva GASTO – CARGAS TOTALES del arreglo de bombas, y se traza para cada posible situación de operación → “curvas de abastecimiento de bombas”. Los puntos donde las curvas de demanda y de abastecimiento se intersectan son condiciones de operación para este arreglo particular de bombas.

1.5.5 CONSIDERACIONES DE SUMERGENCIA Y CAVITACIÓN

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

Si la sumergencia no es adecuada, se forman vórtices (torbellinos) que permiten la entrada de aire al tubo de succión. Esto se distingue fácilmente 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 otro lado, los fabricantes proveen datos para determinar la sumergencia en sus modelos de bombas.

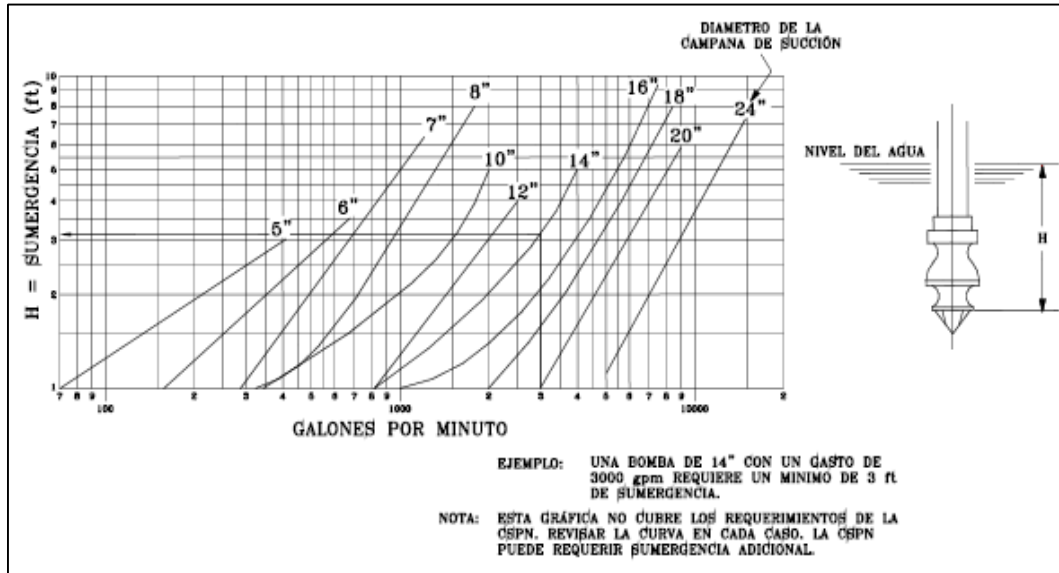


FIGURA 1.10 VALORES DE LA SUMERGENCIA EN BOMBAS TIPO TURBINA (ROTODINÁMICA DE TIPO AXIAL)

La ocurrencia de cavitación es determinada en pruebas de laboratorio. La cavitación se presenta si el gasto y la localización de la bomba facilitan que la presión de ésta caiga hasta la presión de vapor del agua. Así baja la eficiencia, hay posibles problemas de vibración, y si continúa períodos considerables puede darse la falla en los componentes de la bomba.

La información de los fabricantes que puede utilizarse para el diseño de instalaciones de bombeo y evitar la cavitación se detalla de varias formas. La más simple y menos útil es la "carga de succión", corresponde a 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. Pero si se tienen condiciones inusuales no se tiene claro que hacer.

Una expresión fundamental para prevenir el deterioro por cavitación en la eficiencia es la carga de succión positiva neta (CSPN):

$$CSPN = \frac{P_0}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} - z_1 - h_{f1-2} \quad (1.9)$$

Donde:

- ⇒ P_0 es la presión ambiental (atmosférica)
- ⇒ P_v es la presión de vapor del líquido
- ⇒ z_i es la elevación del impulsor sobre el nivel del almacenamiento
- ⇒ h_{f1-2} 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). De esta forma, con éste valor y la ecuación previa se puede calcular el valor de z_i para valores anormales de P_0 y P_v .

Es de importancia señalar que la cavitación y los daños consecuentes pueden ocurrir aún con la CSPN recomendada por el fabricante; porque la cavitación inicia antes 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. Entonces es recomendable asignar valores conservadores de la sumergencia.

1.5.6 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 facilitan predecir cargas, gastos y pares de motores en un rango de velocidades si se utiliza la información básica dada con un solo valor de velocidad.

Las velocidades de 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 (diámetro del impulsor) y N es la velocidad de rotación en revoluciones por minuto (rpm). La similitud cinemática requiere que las relaciones de las siguientes ecuaciones sean constantes:

$$\frac{Q_1}{N_1 D_1^3} = \frac{Q_2}{N_2 D_2^3} \quad (1.10)$$

Existen además ecuaciones de la carga H_B , el par motor T y la potencia W , en función de la velocidad y el tamaño de la bomba:

$$\frac{H_{B1}}{N_1^2 D_1^2} = \frac{H_{B2}}{N_2^2 D_2^2} \quad (1.11)$$

$$\frac{T_1}{N_1^2 D_1^5} = \frac{T_2}{N_2^2 D_2^5} \quad (1.12)$$

$$\frac{W_1}{N_1^3 D_1^5} = \frac{W_2}{N_2^3 D_2^5} \quad (1.13)$$

Estas relaciones permiten 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 depende de los cambios de velocidad y de tamaño con respecto de las condiciones de prueba.

En condiciones de golpe de ariete, los decrementos de gasto y par motor de la bomba se calculan con las ecuaciones previas utilizando $D_1/D_2 = 1.0$ (igual bomba). Las velocidades varían así sucesivamente.

Bajo estas condiciones las leyes de similitud son el mejor estimador del comportamiento de la bomba a cualquier velocidad.

1.5.7 SELECCIÓN DE BOMBAS

En las etapas iniciales de la selección del equipo de bombeo, es útil tener la idea del tipo de bomba, o bien, la configuración del conjunto de bombeo que sea requerido; especialmente cuando se van a instalar varias bombas. Por lo general, se aplica el término de velocidad específica (N_s):

$$N_s = \frac{N\sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}} \quad (1.14)$$

Donde:

- ⇒ N es la velocidad de la bomba, en rpm
- ⇒ Q es el gasto, en gpm ó m^3/s
- ⇒ H es el incremento de carga proporcionado por la bomba, en ft ó m

Esta ecuación es 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 se calculan 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 comúnmente bombas centrífugas (flujo radial); y con valores mayores a 200 (10,000) son frecuentemente bombas de flujo axial (tipo turbina).

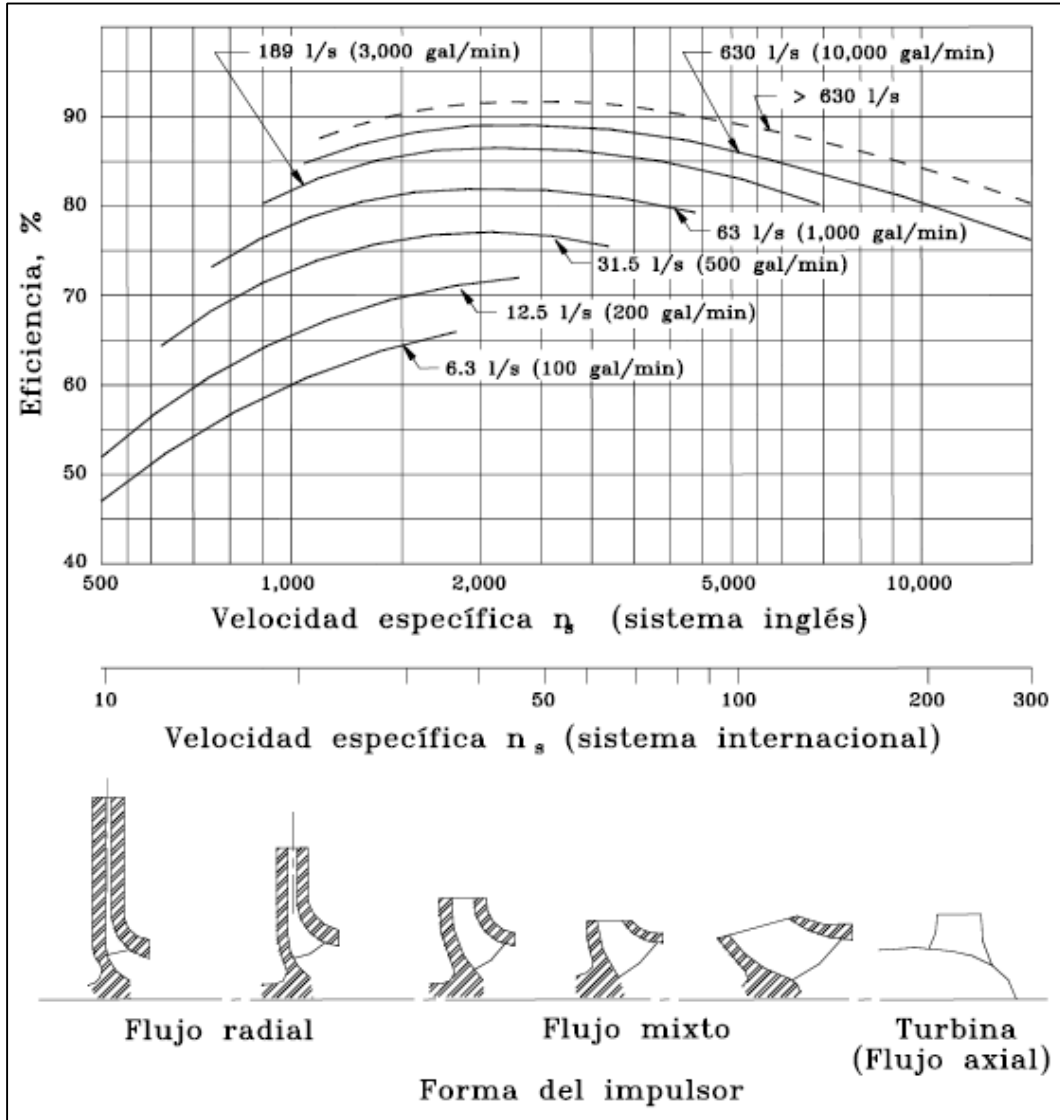


FIGURA 1.11 EFICIENCIA Y TIPO DE IMPULSOR EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD ESPECÍFICA

El valor de velocidad específica es muy útil para establecer una configuración inicial de bombeo. Se calcula la velocidad específica en determinada situación, y después este valor facilita seleccionar el tipo y número de bombas.

1.6 RED DE DISTRIBUCIÓN

Una red de distribución es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de servicio hasta las tomas, o bien a las conexiones especiales como los hidrantes públicos.

La finalidad principal de un sistema de distribución es suministrar el agua con los siguientes requisitos: en cantidad suficiente, con calidad específica y con la presión requerida en toda la zona por abastecer, además de que el costo sea accesible a la economía de los usuarios.

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

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

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

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

1.6.1 TIPOS DE PROYECTOS DE REDES

Las obras que se hacen con atención a las redes de distribución en las ciudades son generalmente para mejorar o ampliar la red existente, aunque también

sucede que sean para ofrecer el servicio a zonas aisladas o nuevas. Así podemos distinguir dos tipos de proyectos de redes: de rehabilitación y nuevos.

Los proyectos de rehabilitación se hacen cuando hay que modificar una parte de la red de distribución para optimizar su funcionamiento hidráulico, y además cuando las condiciones obligan a incrementar la capacidad de la red, 'por ejemplo' cuando hay cambios en el uso de suelo. Mientras que los proyectos nuevos los demandan zonas donde hay que dar servicio por primera vez, y también, ampliaciones tan considerables por su magnitud de proyecto que no pueden catalogarse como una rehabilitación.

1.6.2 FORMAS DE DISTRIBUCIÓN

El agua se suministra a los usuarios en función de las condiciones locales de diversas formas:

a) *Por gravedad:*

El agua se conduce o bombea desde la fuente hasta un tanque elevado y de aquí fluye por gravedad a la población. Así se mantiene una presión suficiente y constante en la red para el servicio a los usuarios.

Es quizá el procedimiento más confiable, siempre que el terreno describe cotas considerablemente altas para la ubicación del tanque se deberá utilizar éste método, asegurando así las presiones requeridas en la red.

La línea de conducción, es decir, la tubería que abastece al tanque, se diseña para el gasto máximo diario Q_{md} y la línea de alimentación que inicia en el tanque y se dirige a la zona de distribución se diseña con el gasto máximo horario Q_{mh} en el día de máxima demanda.

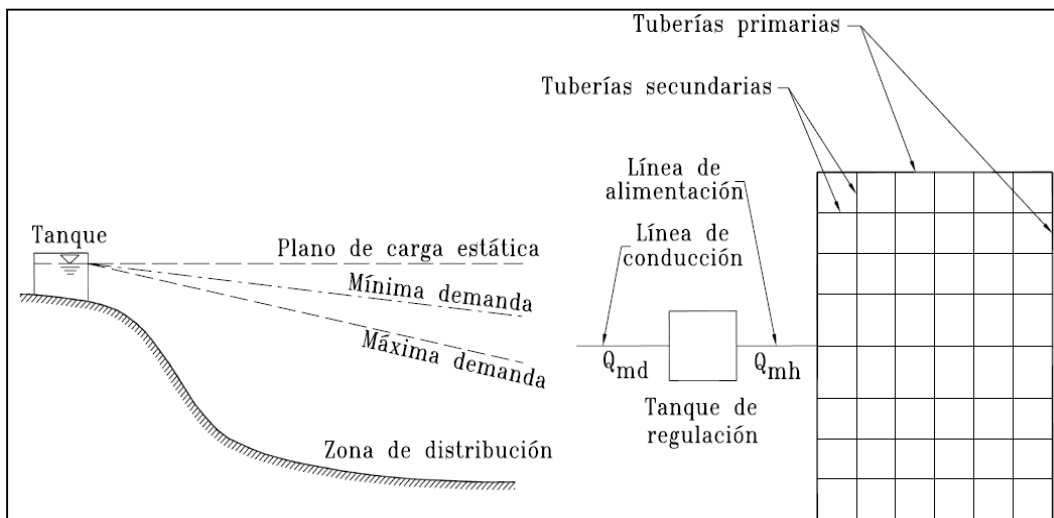


FIGURA 1.12 DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD

b) *Por bombeo:*

Hay dos alternativas de bombeo:

- ⇒ Bombeo directo a la red, sin almacenamiento.

Las bombas proveen directamente a la red. Una gran desventaja del sistema es que una falla en el suministro de energía eléctrica significa la interrupción del servicio, también al variar el consumo en la red, la presión cambia. Entonces se deben considerar varias bombas para suministrar 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.

- ⇒ Bombeo directo a la red, con excedencias en el tanque de regulación. Ésta forma de distribución ubica un tanque 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 en periodos de bajo consumo se almacena en el tanque, y así en los periodos de alto consumo el agua del tanque se envía a la red y complementa el agua distribuida por bombeo.

“La experiencia de operación en México expone que esta forma de distribución no es adecuada. En general, la distribución por bombeo se debe evitar en los proyectos y sólo se podrá utilizar en casos excepcionales, donde se pueda justificar.” (CONAGUA, 2007)

c) *Distribución mixta:*

Se refiere a la forma de distribución donde parte del consumo de la red se abastece por bombeo con excedencias a un tanque de regularización, que a su vez abastece al resto de la red por gravedad. El tanque es conveniente localizarlo en el centro de gravedad de la población.

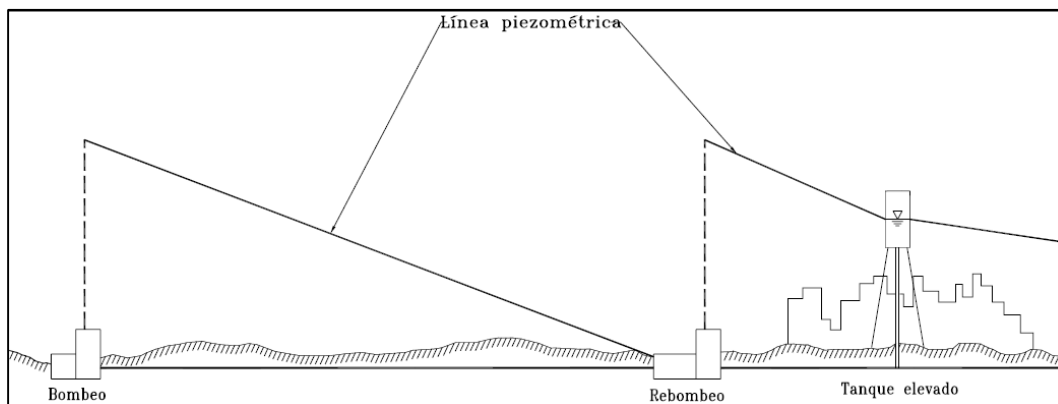


FIGURA 1.13 DISTRIBUCIÓN MIXTA

Esta opción tampoco es recomendable pues considera bombeo directo a la red.

Una modificación útil de éste esquema es que el rebombeo tenga una conexión directa al tanque elevado, sin conexiones o bifurcaciones para evitar el bombeo directo a la red. La regulación se asegura con un tanque superficial de capacidad suficiente en el sitio de rebombeo, del cual se bombea al tanque elevado que puede ser de un volumen pequeño.

2. REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

Toda red de distribución se compone de tuberías, piezas especiales, válvulas, tomas domiciliarias, hidrantes y accesorios que permiten su operación y mantenimiento.

A continuación se presenta una descripción detallada de los elementos de la red, sus tipos, ventajas y desventajas. Sin embargo, seguirá siendo recomendable acudir con el fabricante quien facilitará manuales de instalación, transporte, diseño además de precios y recomendaciones.

2.1 TUBERÍAS

Una tubería es el sistema de unión de dos o más tubos que permite la conducción de un fluido.

Para seleccionar el material hay que considerar las siguientes características: resistencia mecánica, durabilidad, resistencia a la corrosión, capacidad de conducción, economía, facilidad de conexión y reparación, e imprescindiblemente la conservación de la calidad del agua.

La resistencia mecánica de la tubería es la capacidad para soportar cargas externas: estáticas y dinámicas, 'por ejemplo' el relleno de la zanja y el tráfico

respectivamente; y cargas internas (presión hidrostática). Además de la resistencia a los daños durante la instalación.

La resistencia deberá ser mayor que la máxima carga estática que se pueda presentar. La carga estática máxima en un punto de la red es la diferencia de la cota de la tubería y la cota de la carga estática. En los tramos con desniveles poco considerables, la carga estática máxima es el valor mayor correspondiente a uno de los dos extremos.

La durabilidad es una característica en función de la vida útil, hermeticidad de la tubería y las conexiones bajo condiciones de uso.

La resistencia a la corrosión es la capacidad de resistir suelos y aguas agresivos, que provocan reacciones químicas adversas en las paredes internas y externas de la tubería, reduciendo su durabilidad.

La capacidad de conducción depende del coeficiente de rugosidad de la tubería, del material, del periodo de uso y de las condiciones en que se encuentre. Utilizando éste factor se pueden calcular las pérdidas por fricción. Para conservar un buen estado en algunos tipos de tubería se dispone de recubrimientos con cemento y asfalto, en las paredes interiores.

La economía de la tubería se determina con varios elementos. Los costos de adquisición de acuerdo con la disponibilidad de tubos y piezas especiales, su transporte y resistencia en los procedimientos de instalación. Contratiempos en la entrega, dificultad para conseguir material extra, regresar piezas dañadas o defectuosas incrementa el tiempo y ciertamente el costo del proyecto.

Un elemento económico de importancia es el concepto de instalación. Se deben tener en cuenta características físicas de la tubería, su longitud, peso, revestimientos, resistencia mecánica, tipos de unión y flexibilidad. También la topografía del área, niveles freáticos, cruces de vías de comunicación y la cercanía con demás instalaciones como de drenaje y gas natural.

El tipo de unión en tuberías es el sistema de juntas para enlazar los tubos. Éstas permiten cierto grado de deflexión, es decir, curvatura en el tendido de la tubería, y se especifica en los catálogos del fabricante, quien también provee adaptadores en caso de ser necesaria la conexión de tuberías de diferente material.

Durante la construcción se prevé que las tuberías tengan fácil instalación con tomas domiciliarias, válvulas y tubos adicionales, o bien, el remplazo con mayores diámetros para expandir la red y dar servicio a industrias, unidades habitacionales, comercios, etc.

Finalmente, se debe garantizar la calidad del agua, evitar la infiltración de sustancias nocivas que pudieran alterar su potabilidad en las juntas y propiamente en las tuberías.

“En la fabricación de los tubos se han utilizado diversos materiales. Actualmente en México se sitúa con éxito para abastecimiento de agua potable los elaborados de: policloruro de vinilo (PVC) y polietileno de alta densidad (PEAD), fibrocemento (FC) antes denominado asbesto-cemento (AC), hierro fundido, concreto presforzado, y 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.” (CONAGUA, 2007)

2.1.1 TUBERÍAS DE PLÁSTICO

Es cada vez más común el uso de tubos de plástico en redes de distribución. Hay de policloruro de vinilo (PVC) y de polietileno de alta densidad (PEAD).

El PVC se produce en color blanco de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-E-143/1-SCFI-2002, que clasifica dependiendo del sistema de unión en “espiga-campana”, y por su resistencia a la presión como se indica en la tabla 2.1.

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

TABLA 2.1 PRESIÓN MÁXIMA DE TRABAJO EN TUBERÍAS DE PVC

La junta espiga-campana es la conexión de un extremo liso del tubo con el extremo de la campana del siguiente tubo. Se debe disponer un anillo de material elástico que garantice la hermeticidad.

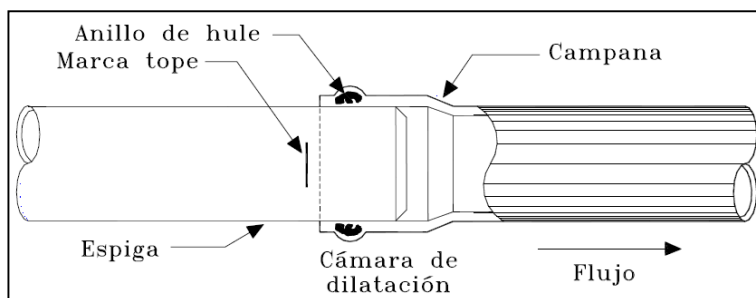


FIGURA 2.1 UNIÓN ESPIGA-CAMPANA EN TUBERÍA DE PVC

Los tubos de PVC se fabrican con diámetros nominales (diámetro exterior del tubo) 50 a 800 mm, y longitud útil de 6 m. Las cinco clases que se indican en la tabla 2.1 varían en el espesor de la pared del tubo respectivamente (NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-E-143-2002, 2002).

Las ventajas de utilizar PVC son:

- ⇒ *Hermeticidad*: Con juntas herméticas en los tubos se impiden filtraciones y fugas. Se recomienda la junta espiga-campana con anillo de hule para que actúe como junta de dilatación.
- ⇒ *Pared interior lisa*: Las pérdidas por fricción no son considerables, así que tiene una alta eficiencia para la conducción de agua.
- ⇒ *Resistencia a la corrosión*: No requiere recubrimientos ni tuberculizaciones (formaciones de óxido), porque el PVC no presentará corrosión química o electroquímica.
- ⇒ *Resistencia química*: Tiene alta resistencia al ataque químico de ácidos, álcalis y soluciones salinas. Los hidrocarburos pueden afectar temporalmente sus propiedades, pero estas se restablecen apenas se evaporan los hidrocarburos. También resiste el ataque de algas, hongos y bacterias porque no hay materia nutriente que favorezca su desarrollo.
- ⇒ *Ligereza*: Muy fácil de transportar, manejar e instalar.
- ⇒ *Flexibilidad*: Permite deflexiones
- ⇒ *Resistencia a la tensión*: Presenta un buen comportamiento en movimientos sísmicos, cargas externas, además de sobrepresiones como las del golpe de ariete.
- ⇒ Mantiene la calidad del agua.

Las desventajas:

- ⇒ *Susceptible a daños durante su manejo*: La resistencia puede ser afectada por raspaduras y golpes durante la excavación o relleno de la zanja. Se recomienda la reparación o remplazo del tubo si sufre una raspadura mayor al 10% del espesor del tubo.
- ⇒ A temperaturas menores a 0°C, reduce su resistencia al impacto.
- ⇒ A temperaturas mayores a los 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) se fabrican de acuerdo con especificaciones de la NOM-E-144-1991, en color negro, cilíndricos sin costura. Estos tubos pueden utilizarse para conducción de agua potable, agua para riego y residuos industriales a presiones y temperaturas variables (NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-E-144-1991, 1991).

Clasificación:

- a) De acuerdo a la densidad de la materia prima:
 - ⇒ *Tipo I*: Tubos de polietileno de baja densidad (0.910 a 0.925 g/cm³) con un esfuerzo de diseño de 2.45 MPa (25 kgf/cm²).
 - ⇒ *Tipo II*: Tubos de polietileno de media densidad (0.926 a 0.940 g/cm³) con un esfuerzo de diseño de 3.13 MPa (32 kgf/cm²).
 - ⇒ *Tipo III*: Tubos de polietileno de alta densidad (mayor o igual a 0.941 g/cm³) con un esfuerzo de diseño de 4.90 MPa (50 kgf/cm²).

En la construcción de redes de agua potable es recomendable disponer de tubos de polietileno de alta densidad.

- b) Por su presión máxima de trabajo. Tabla 2.2.

<i>Clase</i>	<i>Presión máxima de trabajo</i>	
	<i>MPa</i>	<i>kgf/cm²</i>
2.5	0.25	2.5
4	0.39	4
6	0.59	6
8	0.78	8
10	0.98	10

TABLA 2.2 PRESIÓN MÁXIMA DE TRABAJO EN TUBERÍAS DE PE

Los diámetros nominales de los tubos de PE son desde 12 mm hasta 1000 mm. Los espesores de pared del tubo varían en función del tipo (densidad) y la clase (resistencia) del tubo.

El suministro de los tubos de PE se efectúa en rollos para diámetros menores o iguales a 75 mm y en tubos rectos para diámetros mayores. La longitud útil es establecida previamente entre el fabricante y comprador con una tolerancia de $\pm 0,2\%$.

Además de todas las ventajas que tienen los tubos de PVC, los tubos de polietileno distinguen las siguientes:

- ⇒ *Termofusión*: En las conexiones se aplica calor, uniendo las piezas con herramientas específicas pero fáciles de utilizar.

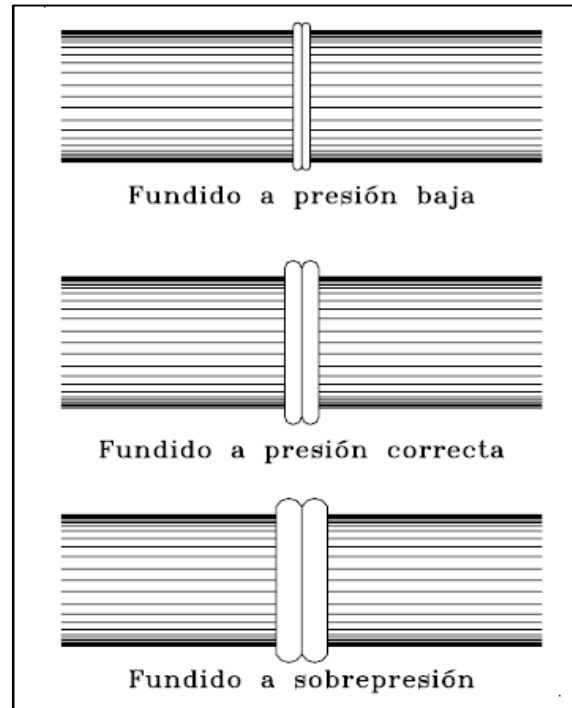


FIGURA 2.2 UNIÓN POR TERMOFUSIÓN

- ⇒ *Economía:* Se reduce la dimensión de excavación de zanjas, así que mejora el costo por éste concepto. La integración de la tubería y sus conexiones, así como la sujeción con adaptadores bridados, elimina la necesidad de atraques.
- ⇒ *Compresibilidad:* No se requiere disponer válvulas para diámetros menores a 100 mm, se procede con la construcción de una caja de operación donde hay una prensa portátil que al ejercer presión en la tubería corta el flujo. Si los diámetros son mayores se utilizan válvulas conectadas a la tubería empleando un adaptador bridado de polietileno.
- ⇒ *Rapidez de instalación:* Solamente requiere una unión en tramos extensos (para tubos que se distribuyen en rollos, con diámetro hasta 75 mm).
- ⇒ *Compatibilidad:* Existen adaptadores especiales para cada tipo de unión (brida, rosca interna, rosca externa, soldadura o compresión) y materiales a los que se une (PVC, fibrocemento, cobre o acero).
- ⇒ *Durabilidad:* Sin mantenimiento, el PE tiene una vida útil de 50 años y 15 años de resistencia a la intemperie.

Por otro lado, la desventaja más prescindible es su costo mayor que tuberías de otros materiales.

2.1.2 TUBERÍAS DE FIBROCEMENTO

Las tuberías de fibrocemento (FC) se fabrican a partir de una mezcla homogénea de cementante hidráulico inorgánico, agua, fibras de amianto con o sin adición

de otras fibras, exenta de sustancias nocivas al agua conforme las especificaciones de la Norma Mexicana NMX-C-012-1994.

Los conductos de fibrocemento tienen longitudes nominales de 4 y 5 metros. Los diámetros nominales en milímetros desde 75 hasta 2000, que corresponden al diámetro interno.

Los coples son tubos cortos que están en los extremos con una configuración semejante a una unión campana. Los tubos son entonces extremos de espiga. Es el tipo de conexión más utilizado con tuberías de fibrocemento, aunque en la conexión con piezas especiales de hierro fundido se utilizan juntas Gibault además de otras juntas mecánicas que permiten la conexión de tuberías de extremos lisos.

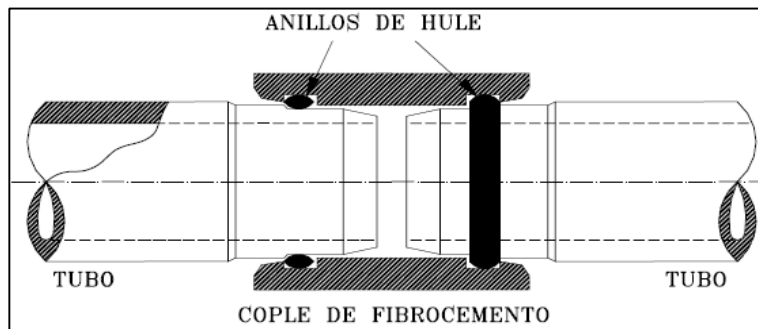


FIGURA 2.3 UNIÓN POR MEDIO DE COPLES DE FIBROCEMENTO

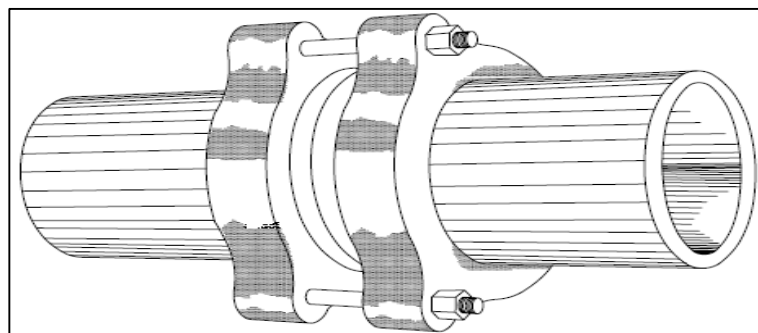


FIGURA 2.5 CORTE DE UNA JUNTA GIBAULT ARMADA

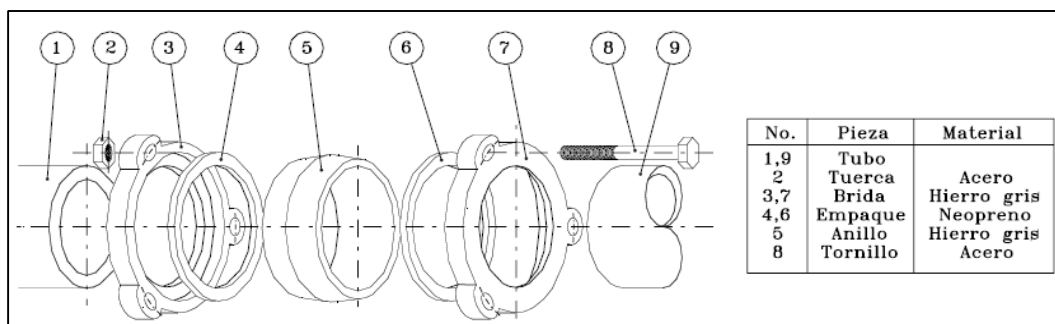


FIGURA 2.4 PIEZAS QUE CONFORMAN UNA JUNTA GIBAULT

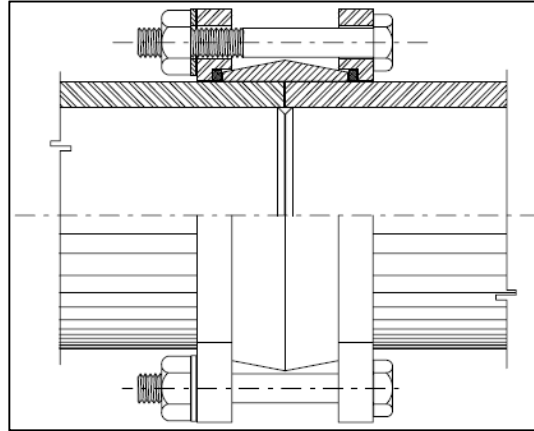


FIGURA 2.6 CORTE DE UNA JUNTA GIBAULT

Cada pedido debe contener coples, anillos de hule y lubricante necesarios para ajustar los tubos correspondientes a la longitud total ordenada.

El fabricante debe suministrar con cada tubo, un anillo de hule además de un cople del mismo diámetro nominal, clase y tipo que la tubería ordenada. Sus dimensiones y tolerancias se deben especificar en los catálogos del fabricante. No se deben usar aceites ni grasas derivados del petróleo. Se pueden emplear productos para uso y consumo humano. En caso de requerirse, el fabricante debe demostrar la no toxicidad del lubricante.

Los tubos de fibrocemento se clasifican en las siguientes clases, de acuerdo a la presión de trabajo:

Clase	Presión interna de trabajo*	
	MPa	kgf/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

TABLA 2.3 PRESIÓN INTERNA DE TRABAJO DE LAS TUBERÍAS DE FC

También los tubos de fibrocemento se clasifican en dos tipos más dependiendo de la 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 del tipo de tubería de fibrocemento está en función de la agresividad del agua (condiciones internas y externas a la tubería), así como la presencia de sulfatos. Los tubos tipo II son más resistentes a éstas características.

Las ventajas que distinguen los tubos de fibrocemento son:

- ⇒ *Ligereza*
- ⇒ *No presenta corrosión electroquímica*
- ⇒ *Resistencia a la tuberculización*
- ⇒ *Alta capacidad de conducción (bajo coeficiente de fricción)*

Entre sus desventajas:

- ⇒ *Fragilidad*: Es preciso un mayor cuidado durante su transporte e instalación, y el procedimiento de conexión a tomas domiciliarias.
- ⇒ *Número de coples*: Se requiere de mayor número de coples de acuerdo con la longitud del tubo.

Es inevitable utilizar mascarillas para evitar inhalar el polvo durante la perforación y cortado.

2.1.3 TUBERÍAS DE HIERRO FUNDIDO

“El hierro fundido (HF) se utiliza para la fabricación de tuberías, piezas especiales y válvulas. En México, debido a los menores costos de otros tipos de tuberías los tubos de éste material no tienen consideración en la construcción de redes de distribución. Sin embargo, aún se utilizan en estaciones de bombeo e instalaciones donde se requiere rigidez, resistencia al impacto y a la corrosión” (CONAGUA, 2007).

Existen dos tipos de hierro fundido: el hierro gris y el hierro dúctil, este último es una mejora al hierro gris, al que mediante un tratamiento especial distingue un metal de mayor dureza y resistencia. Aunque aún se fabrican piezas especiales de hierro gris, están siendo desplazadas por el hierro dúctil. Para mejorar aún más la resistencia se dispone un revestimiento interior, usualmente mortero de cemento (lo que además evita la tuberculización), y en el exterior una capa asfáltica.

Hay variedad de juntas para la unión de tubos de hierro dúctil, las bridas, enchufe-bola y espiga-campana con anillo de hule. Las juntas bridadas tienen dos anillos idénticos hechos del material de la tubería (bridas) y perforados para fijarse con la disposición de tornillos. Se precisan en los extremos de los tubos por unir con algún método como soldado o roscado. La estanqueidad de la junta se garantiza con la colocación de un anillo de sellado entre ambas bridas. Las juntas bridadas son prácticas y fáciles de instalar, no requieren herramientas especiales. Se utilizan en tuberías de hierro fundido y acero. Igualmente, existen adaptadores de este tipo de unión en tuberías plásticas.

Las juntas bridadas son utilizadas en sistemas de tuberías expuestas, 'por ejemplo': plantas de tratamiento, sistemas de bombeo e instalaciones industriales, donde se requiere rigidez, resistencia, facilidad de intercambio de tubos además de la impermeabilidad de la junta.

No es recomendable para tuberías enterradas donde la rigidez de la junta provoca que se acumulen esfuerzos en los tubos y provoquen su ruptura. Estos esfuerzos son producidos por cargas estáticas, dinámicas, movimientos sísmicos y asentamientos de terreno.

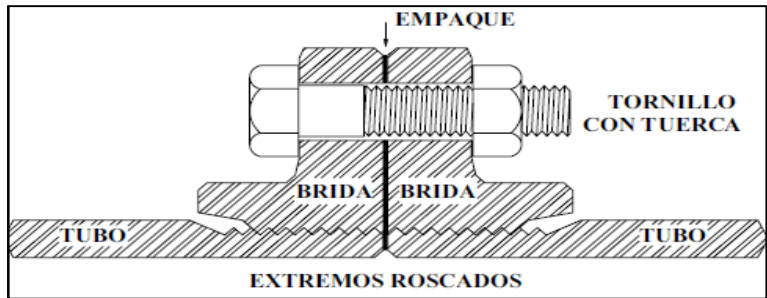


FIGURA 2.5 UNIÓN BRIDADA

La junta mecánica es la unión del tubo con un extremo bridado (brida fija) y en disposición campana otro tubo espiga o liso empleando una contrabrida (brida móvil) y un anillo sellado.

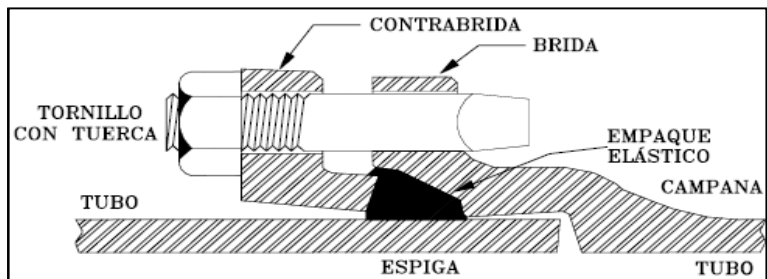


FIGURA 2.6 UNIÓN MECÁNICA

Las juntas enchufe-bola, también llamadas submarinas, se utilizan cuando la tubería necesita soportar deflexiones considerables, como en el tendido de tuberías en un río, aquí se permite situar la tubería en el fondo y ajustarla a la sección transversal.

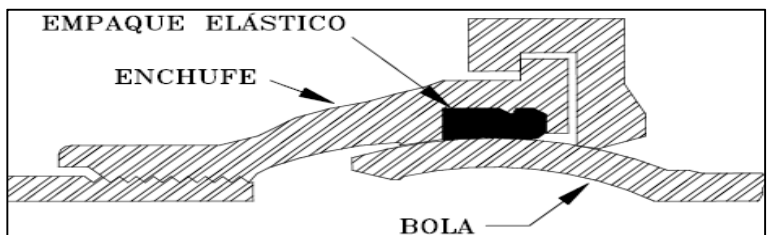


FIGURA 2.7 UNIÓN ENCHUFE-BOLA O SUBMARINA

También y comúnmente son más utilizadas las uniones espiga-campana.

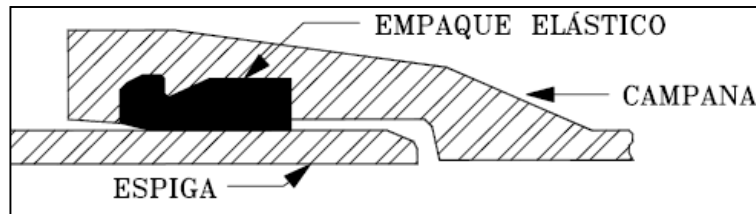


FIGURA 2.8 UNIÓN ESPIGA-CAMPANA

Las ventajas del hierro dúctil:

- ⇒ *Larga vida útil*: En Europa aún se tienen tuberías de hierro gris con más de doscientos años de uso, aunque en general se considera vida útil de 100 años.
- ⇒ *Alta resistencia mecánica*: Tiene suficiente resistencia a impactos y a cargas extraordinarias.
- ⇒ *Alta resistencia a la corrosión*: Es susceptible a la tuberculización únicamente, pero se previene con recubrimientos especiales.
- ⇒ Prácticamente libre de mantenimiento.
- ⇒ El hierro dúctil puede ser soldado de forma económica, así no sucede con el hierro gris.

Por último, sus desventajas:

- ⇒ *Puede sufrir corrosión eléctrica o química si no se protege de suelos ácidos o alcalinos (aguas agresivas).*
- ⇒ *Peso relativamente alto que dificulta el manejo.*
- ⇒ *Los tubos de hierro fundido no se fabrican en México, así que deben importarse (CONAGUA, 2007).*

2.1.4 TUBERÍAS DE CONCRETO

Las tuberías de concreto son más utilizadas en el diseño de líneas de conducción que en redes de distribución, aunque pueden ser utilizadas en las tuberías principales de la red primaria, caso específico de redes de gran tamaño. La tubería de concreto que se dispone para agua potable es la 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, que puede tener o no acero de presfuerzo longitudinal. Una vez que el concreto alcanza su resistencia a la compresión, se le enrolla el acero de presfuerzo en forma helicoidal y finalmente se reviste de concreto.

Las juntas que se utilizan son las de espiga-campana con anillo de hule, autocentrables y con flexibilidad suficiente para mantener la estanquidad bajo

condiciones normales, incluyendo contracción, expansión y asentamientos diferenciales del suelo.

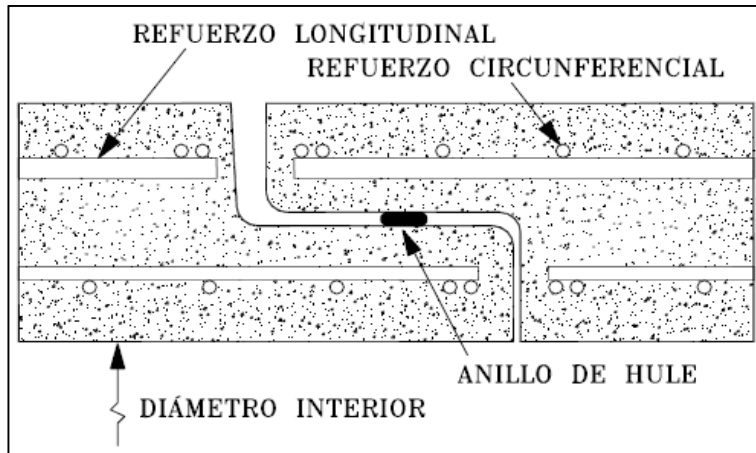


FIGURA 2.9 UNIÓN ESPIGA-CAMPANA EN TUBERÍAS DE CONCRETO SIN CILINDRO DE ACERO

Las especificaciones y métodos de prueba que deben cumplir los tubos de concreto presforzado se establecen en la Norma Mexicana NMX-C-252-1986. Detalla la calidad de los materiales, la longitud útil de cada tubo (de 4 a 8 m), el diámetro interior (de 400 a 5000 mm), así como las principales características para los acabados del tubo.

Los tubos de concreto presforzado con cilindro de acero tienen un núcleo de lámina de acero con anillos soldados en los extremos. El cilindro de acero después de la prueba de presión se dispone al interior de un cilindro de concreto. Una vez que el concreto alcanza su resistencia se somete a presfuerzo transversal y se aplica un revestimiento de mortero o concreto. El detalle de los procedimientos y especificaciones está en la Norma Mexicana NMX-C-253-1986.

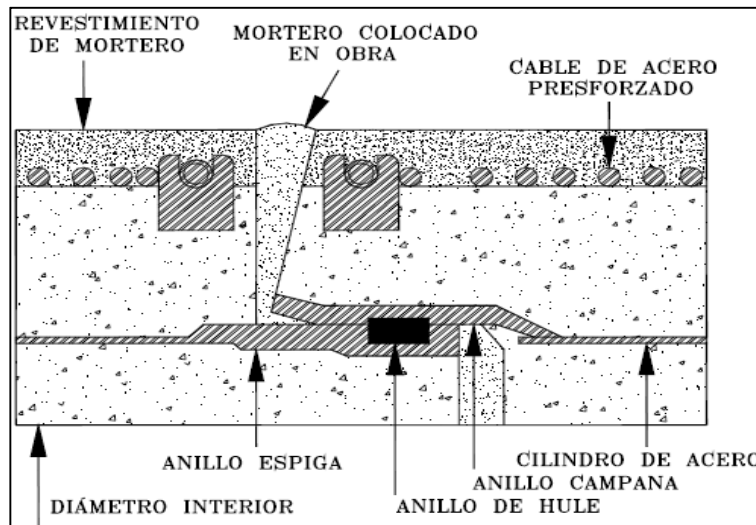


FIGURA 2.10 UNIÓN ESPIGA-CAMPANA EN TUBERÍAS DE CONCRETO CON CILINDRO DE ACERO

El dato respectivo a las dimensiones de la tubería no está especificado en las Normas Mexicanas, pero de acuerdo con los catálogos de fabricantes los diámetros más comunes son 760 y 2500 mm. Aunque la fabricación se puede convenir con el cliente para otros tamaños (diámetro y longitud) en función del peso, la tubería se diseña y fabrica conforme a la presión de trabajo requerida por el cliente y el proyecto.

Las principales ventajas de las tuberías de concreto:

- ⇒ *Alta resistencia mecánica:* Resiste perfectamente cargas muertas, es decir el relleno de la zanja, y también las altas presiones.
- ⇒ *Alta capacidad de conducción.*
- ⇒ *Larga vida útil.*
- ⇒ *Bajo mantenimiento.*

Entre sus desventajas:

- ⇒ *Posible corrosión si se presentan condiciones ácidas o alcalinas.*
- ⇒ *Difícil reparación en caso de sufrir daños.*
- ⇒ *Puede resultar complicado el procedimiento de conexiones, aunque los fabricantes contemplan piezas y medios especiales para las derivaciones.*

2.1.5 TUBERÍAS DE ACERO

Las tuberías de acero se utilizan cuando se tienen altas presiones y se requieren diámetros grandes. La versatilidad del material permite las instalaciones expuestas, y de ser enterradas son protegidas por algún recubrimiento exterior.

En redes de distribución se utilizan tubos de acero de diámetros pequeños de 2 y hasta 6 pulgadas (de 50.4 y hasta 152.4 mm respectivamente), generalmente revestidos con zinc al interior y exterior, es decir, galvanizados, que provee protección contra la corrosión; si no tienen galvanizado, se llaman tubos negros.

Las especificaciones de fabricación están contenidas en las Normas Mexicanas NMX-B-10-1990 y NMX-B-177-1990. Estas dos normas refieren a tubos de acero con o sin costura (longitudinal o helicoidal), negros o galvanizados por inmersión caliente para distintos usos, conducción de agua, vapor, gas o aire. La diferencia es que la primera trata tubos de acero de carbono con diámetros desde 1/8" (3.175 mm) hasta 16" (406.4 mm), mientras que la segunda a los tubos de acero con diámetros desde 1/8" (3.175 mm) hasta 26" (660.4 mm).

Además clasifican a los tubos de acuerdo a su proceso de fabricación:

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

La Norma Mexicana NMX-B-177-1990 a su vez divide en 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.

Hay una Norma Mexicana adicional, la NMX-B-179-1990 "Tubos de acero con o sin costura –series dimensionales" que detalla las dimensiones normales en las cuales pueden fabricarse los tubos. Los clasifica de acuerdo a su espesor en tres tipos: Peso estándar "E", extrafuerte "XE" y doble extrafuerte "XXE". También, considerando el espesor se puede obtener el número de cédula, que representa la relación entre el espesor y el diámetro de la tubería.

El sistema de unión empleado en tuberías de acero puede ser: soldadura, bridas, coples y ranuras (moldeadas o talladas) con junta mecánica.

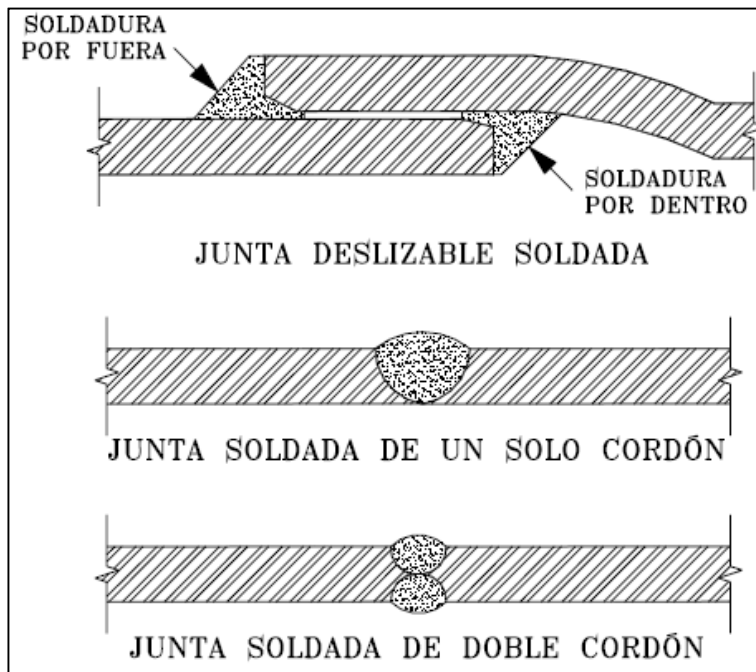


FIGURA 2.11 UNIONES POR SOLDADURA

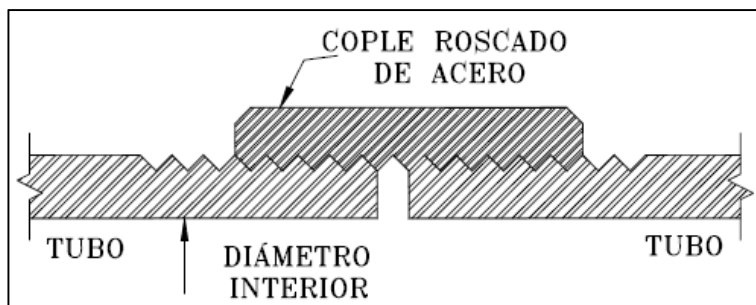


FIGURA 2.12 UNIÓN DE COPLE ROSCADO

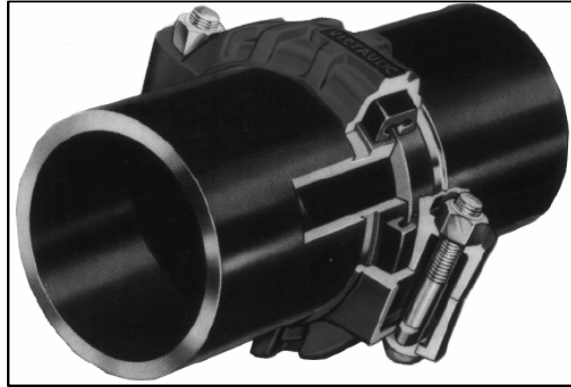


FIGURA 2.13 UNIÓN DE TUBERÍAS RANURADAS CON JUNTA METÁLICA

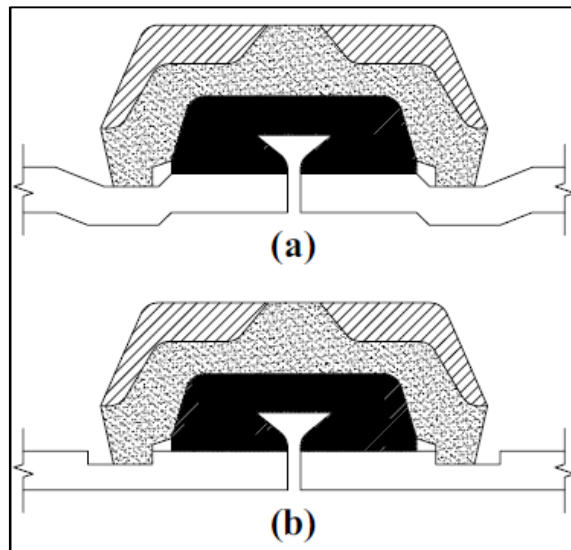


FIGURA 2.14 DETALLES DE UNIÓN DE TUBERÍAS RANURADAS: (A) MOLDEADAS Y (B) TALLADAS

Las ventajas de las tuberías de acero:

- ⇒ *Alta resistencia mecánica:* Resiste cargas de impacto, es decir, puede presentar abolladuras pero no se rompe (dúctil). También resiste altas presiones internas.
- ⇒ *Es más ligera a diferencia de las tuberías de concreto.*
- ⇒ *Fácil transporte e instalación.*

Y desventajas:

- ⇒ *No soporta cargas externas grandes:* Es susceptible al aplastamiento. Así sucede en el caso de vacíos parciales (presiones menores a la atmosférica).
- ⇒ *Al ser metálico presenta corrosión:* Debido a su diferente composición química la corrosión es más severa que en el hierro fundido; entonces el

costo de mantenimiento es alto y se reduce la vida útil, requiere revestimientos internos y externos de prevención. Las fracturas en éste revestimiento se deben reparar de inmediato para prevenir la corrosión acelerada bajo tales condiciones.

2.2 PIEZAS ESPECIALES

Son piezas especiales los accesorios de tubería que permiten definir cambios en la dirección, ramificaciones e intersecciones, además de las conexiones de tuberías de diferentes materiales y diámetros. También la inserción de válvulas y la conexión con estaciones de bombeo y demás instalaciones hidráulicas.

Por lo general, las piezas especiales se producen de: hierro fundido (con bridas, extremos lisos, espiga-campana), fibrocemento, PVC, PEAD, concreto presforzado y acero; también se dispone de los accesorios complementarios para las uniones: juntas mecánicas (Gibault), empaques y tornillos de acero con cabeza y tuerca hexagonal estándar.

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

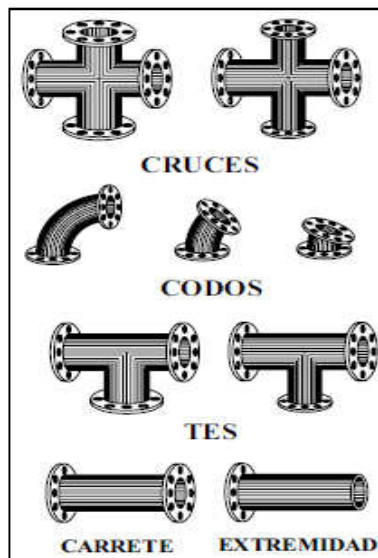


FIGURA 2.15 PIEZAS ESPECIALES DE HIERRO FUNDIDO CON EXTREMOS BRIDADOS

Las piezas de fibrocemento se fabrican de acuerdo al pedido, con diámetros hasta de 6" (150 mm) ya que la resistencia mecánica es baja para diámetros mayores. Los fabricantes de tuberías ofrecen entre sus líneas productos los adaptadores para tuberías de diversos materiales, sistemas de unión, inclusive tubos lisos para ser unidos con juntas mecánicas.

MATERIAL Y DIÁMETROS USUALES	SISTEMA DE UNIÓN	PIEZAS ESPECIALES	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Poli (cloruro de vinilo) (PVC) (50 a 630 mm)	- Acoplamiento espigocampana con anillo de hule.	- Se fabrican de PVC. - Pueden usarse piezas de hierro fundido en los cruces, con adaptadores bridados de PVC.	- Bajo coeficiente de rugosidad. - 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 eir plantilla. - No presenta corrosión. - En diámetros menores a 100 mm no se requieren válvulas de sectionamiento. - Mantenimiento nulo.	- La presión de trabajo espedificada puede disminuirse al aumentar la temperatura exterior e intenso. - Se deteriora si se expone a la intemperie por períodos prolongados.
Fibrocemento (FC), amies (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 agitarse o romperse durante las maniobras de transporte, manejo, almacenamiento e instalación.
Hierro fundido (HF) (100 a 1,500 mm)	- Acoplamiento espigocampana con anillo de hule. - Extremos bridados. - Junta mecánica - Junta Gibault.	- Se fabrican de hierro fundido con extremos lisos, campana, campana para junta mecánica, y bridades.	- Largo vida útil. - Alta resistencia a impactos durante el transporte, manejo e instalación. - Alta resistencia a la corrosión, pero susceptible a la intemperización - Alta resistencia al espaldamiento o fractura por cargas externas. - Puede ser cortado o perforado en la obra. - Mantenimiento casi nulo.	- Susceptible a la corrosión eléctrica u 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 repararse, lo cual implica mayor costo.
Concreto reforzado (760 a 7,750 mm)	- Acoplamiento espigocampana con anillo de hule. - Uniones bridadas. - Soldadura. - Extremos bridados. - Juntas mecánicas para extremos lisos o ranurados.	- Piezas de alma de acero recubierta de concreto, con extremos espigocampana, extremos lisos o bridadas.	- Alta capacidad de conducción. - Alta resistencia mecánica a presiones internas y cargas externas. - Largo vida útil. - Bajo mantenimiento. - 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.	- 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"))	- Uniones bridadas. - Soldadura. - Extremos bridados. - Juntas mecánicas para extremos lisos o ranurados.	- En general, se fabrican de liamos 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 ablastamiento. - Requiere mantenimiento periódico.

Tabla 2.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN TUBERÍAS PARA CONDUCIR AGUA POTABLE

2.3 VÁLVULAS

Las válvulas son dispositivos mecánicos que se utilizan para detener, iniciar y controlar las características del flujo en conductos a presión. Pueden ser accionadas manualmente y también con medios automáticos y semiautomáticos; los hay eléctricos, hidráulicos o neumáticos, que comúnmente se utilizan en plantas de tratamiento y en otras instalaciones donde las válvulas se operan con frecuencia. Para el caso de redes de distribución las válvulas se operan manualmente, con ayuda de palancas, volantes y engranes, porque sus cierres y aperturas son esporádicos.

Además las válvulas permiten el aislamiento de tramos específicos de tubería para permitir trabajos de reparación, mantenimiento, o simplemente para evitar el flujo y quizá cambiarlo de dirección. Las válvulas facilitan el drenar o vaciar una línea, regular el gasto y los niveles en los tanques de almacenamiento, evitar o disminuir los efectos del golpe de ariete (cambios de presión que pueden dañar la tubería), la salida o entrada de aire y evitar contraflujos.

Las válvulas se clasifican de acuerdo con su función:

- 1) *Aislamiento o seccionamiento*: De compuerta, de mariposa, de asiento (cilíndrica, cónica o esférica).
- 2) *Control*: De altitud, de admisión y expulsión de aire, controladoras de presión, de globo, de retención (check), de vaciado (desagüe). Las válvulas de asiento también pueden realizar ésta funciones.

Las válvulas modernas tienen un excelente diseño hidrodinámico que disminuye las pérdidas de carga y cavitación. Una característica es su cuerpo básico que facilita agregar aditamentos necesarios para controlar y regular el flujo o la presión. Existen también válvulas de admisión y expulsión de aire que no presentan corrosión y son muy ligeras.

En redes de distribución las válvulas de compuerta son las más dispuestas para aislar tramos de tubería, no importa si es para revisión o reparación, por su bajo costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están completamente abiertas.

2.3.1 VÁLVULAS DE COMPUERTA

Estas válvulas funcionan con una placa que tiene un movimiento en forma vertical al flujo. El tipo de válvula más empleado es el de vástago saliente. La ventaja es que el operador puede saber con facilidad si la válvula está abierta o cerrada. Es preciso señalar que la válvula está instalada en caso de requerir un cierre o apertura total, y no se recomienda utilizarla para regular el gasto porque provoca muchas pérdidas y puede presentarse cavitación.

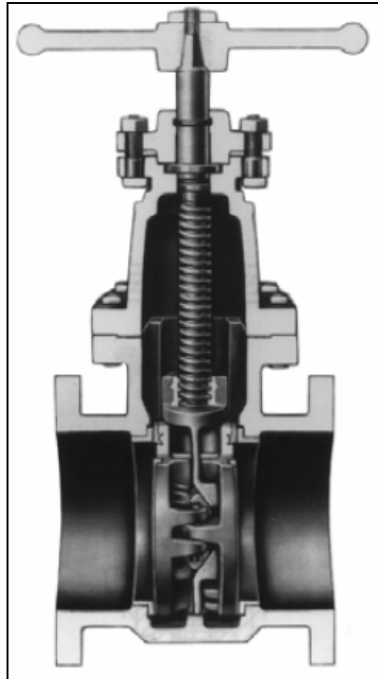


FIGURA 2.16 VÁLVULA DE COMPUERTA

En válvulas de compuerta con diámetros mayores a 16" (400 mm) se recomienda el uso de una válvula de paso (bypass), que permite igualar las presiones en ambos lados de la válvula lo que facilita las maniobras para abrir o cerrar.

<i>Diámetro de la válvula</i>	<i>Diámetro de la válvula de paso</i>
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")

TABLA 2.5 TAMAÑOS RECOMENDADOS PARA VÁLVULAS DE PASO

2.3.2 VÁLVULAS DE MARIPOSA

Estas válvulas tienen una flecha que acciona un disco al centro de dispositivo y lo hace girar. Se identifican por su cuerpo sumamente corto. El diseño hidrodinámico de la válvula permite utilizarla para regular el gasto en condiciones de gasto y presiones bajas; 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.



FIGURA 2.17 VÁLVULA DE MARIPOSA

2.3.3 VÁLVULAS DE ASIENTO

Para este tipo de válvulas el elemento móvil es un cilindro, cono o esfera, en lugar de un disco, que posee una perforación con igual dimensión a la tubería, así que requiere un giro de 90° para pasar de apertura total a cierre y viceversa. Se utilizan para regular el gasto en los sistemas de distribución.

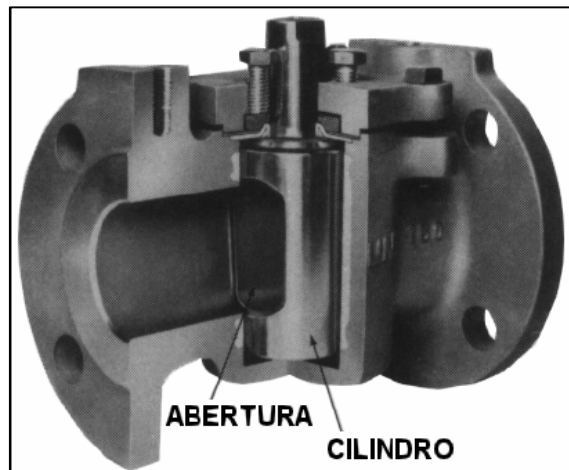


FIGURA 2.18 VÁLVULA DE ASIENTO

2.3.4 VÁLVULAS DE ALTITUD

Las válvulas de altitud se utilizan para controlar el nivel del agua de un tanque en sistemas de distribución con excedencias a tanques. Existen dos tipos generales: de una sola acción y doble acción.

También se denominan de un solo sentido o de dos sentidos de flujo. La primer válvula permite el llenado del tanque hasta determinado nivel. 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 de 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. La diferencia es el mecanismo de control y no la válvula en sí.

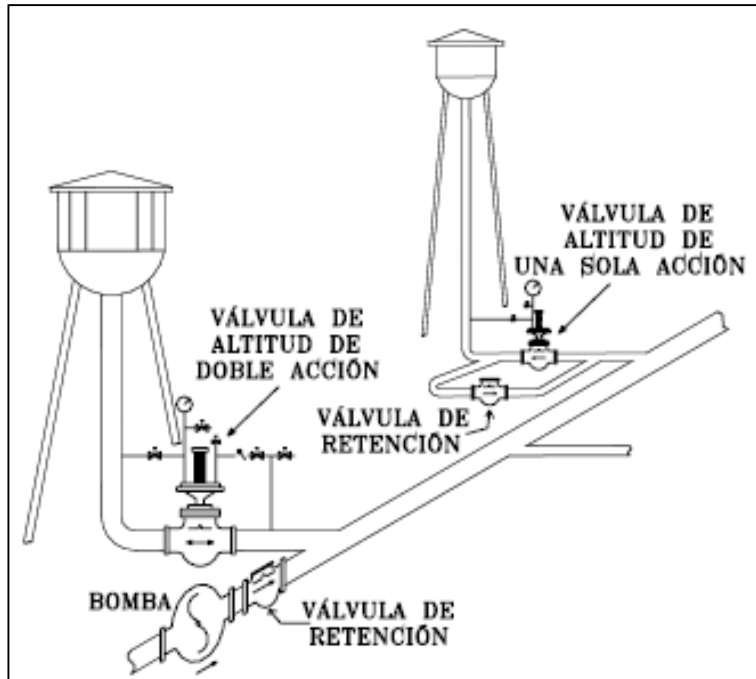


FIGURA 2.19 VÁLVULAS DE ALTITUD EN TANQUES ELEVADOS

Igualmente son válvulas de altitud las que están provistas de un flotador y abren para llenar un depósito hasta el nivel máximo, después modulan la apertura para continuar con el nivel del agua constante en el depósito ajustando el suministro a la demanda.

2.3.5 VÁLVULAS DE ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE

Estas válvulas se instalan con el objetivo de admitir la entrada, o bien, la salida de aire de la línea. Generalmente se requiere para las operaciones de llenado o vaciado, además pueden emplearse en tramos largos de tubería, y en puntos altos donde se acumula el aire que bloquea la circulación del agua o reduce la capacidad de conducción. También evitan la formación de vacíos parciales en la línea durante su vaciado, que pudiera provocar el colapso o aplastamiento de la tubería. Son mayormente empleadas en líneas de conducción y de alimentación porque se colocan en los puntos altos.

Estas válvulas poseen orificios de diámetro pequeño para la conexión con la atmósfera. La apertura del orificio a la atmósfera se produce a través de un

dispositivo activado por un flotador. El dispositivo mantiene el orificio cerrado cuando no hay aire en el depósito de la válvula y lo abre cuando se acumula aire o se genera un vacío.

Lo recomendable es disponerlas en líneas de conducción, especialmente en los cambios de pendiente y en tramos largos donde hay pendientes pronunciadas (ascendentes o descendentes). En las redes de distribución resultan necesarias únicamente en tuberías de gran diámetro de la red primaria.

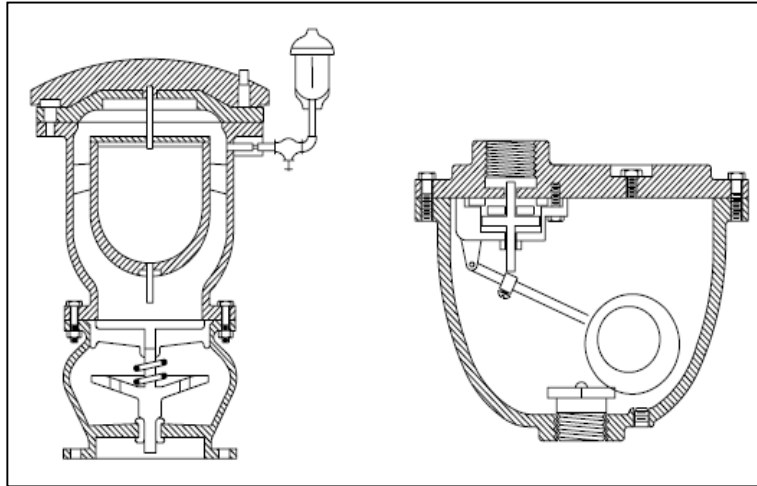


FIGURA 2.20 VÁLVULAS DE ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE

2.3.6 VÁLVULAS CONTROLADORAS DE PRESIÓN

Existe gran variedad de válvulas controladoras de presión. Se tienen válvulas: reductoras de presión, sostenedoras de presión, aliviadoras de presión (según su colocación), anticipadoras de onda, y para el control de bombas. Algunas funciones pueden estar juntas y además incluir la función de válvula de retención (unidireccional).

La válvula reductora de presión sujeta la presión de aguas arriba a una presión aguas abajo, independientemente de los cambios en la presión y/o gasto. Usualmente se utiliza para abastecer a zonas bajas de servicio. La válvula sostenedora de presión conserva una presión aguas abajo y cierra gradualmente si la presión aguas arriba desciende de una predeterminada. Las dos válvulas pueden combinarse añadiendo la característica de ser unidireccional (de retención).

Una caja rompedora de presión sustituye a la válvula reductora de presión. Es un depósito donde descargará la tubería mediante una válvula de flotador o de altitud. Esto permite fijar un nuevo nivel aguas abajo reduciendo la presión original a la atmosférica.

Una ventaja de las válvulas reductoras de presión es que se ajustan a las condiciones de la tubería sin importar lo variable que pueda ser; característica que las hace más indicadas para instalarse en las tuberías dentro de la red de distribución, donde las presiones varían con la demanda. Ciertamente necesitan menos espacio que una caja rompedora y se evita el contacto directo del agua con la atmósfera, esto último reduce el riesgo de contaminación del agua potable. Sin embargo las válvulas reductoras de presión tienen mecanismos más complejos que requieren de un mejor mantenimiento y de una calibración periódica. Las cajas rompedoras de presión son más sencillas y con menores necesidades de mantenimiento. La decisión para elegir una válvula reductora de presión o una caja rompedora de presión está en función de un análisis económico y de operación.

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

Las válvulas anticipadoras de onda protegen las instalaciones de bombeo de la onda de presión producida por el paro de bombas o falla en el suministro de energía eléctrica. Se abren inmediatamente al inicio de la onda de presión negativa y vierten a la atmósfera el exceso de presión que provoca la onda de presión positiva. Igualmente hay una válvula de seguridad diferencial, que mantiene una presión diferencial entre dos puntos, 'por ejemplo': se dispone para mantener el caudal constante de una bomba.

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

2.3.7 VÁVULAS DE GLOBO

Se constituyen de un disco horizontal que se accione a través de un vástago que abre o cierra un orificio por donde se conduce el agua. El mecanismo está dentro de una caja de hierro fundido con extremos de brida para diámetros grandes y con rosca para los pequeños. Tienen gran volumen y presentan alta resistencia al paso del agua. Se disponen generalmente en tuberías de diámetros pequeños (domiciliarias). También se utilizan para llenar o vaciar tuberías.

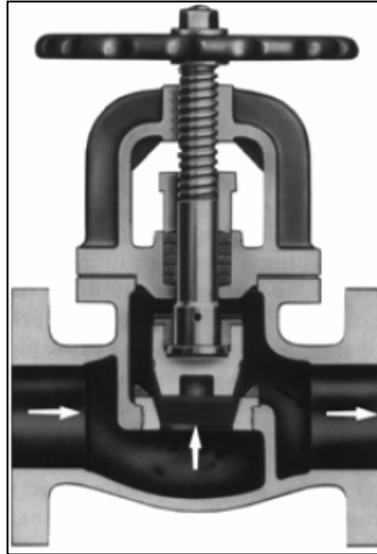


FIGURA 2.21 VÁLVULA DE GLOBO COMÚN

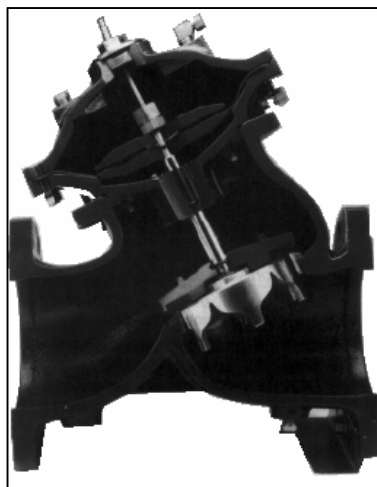


FIGURA 2.22 VÁLVULA DE GLOBO CON DISPOSITIVO CONTROLADOR DE FLUJO

2.3.8 VÁLVULAS DE RETENCIÓN

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



FIGURA 2.23 VÁLVULA DE RETENCIÓN (A) DOBLE PUERTA (DÚO CHECK)

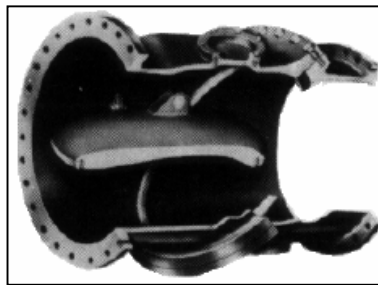


FIGURA 2.24 VÁLVULA DE RETENCIÓN (B) DISCO INCLINANTE (ROTO-CHECK)

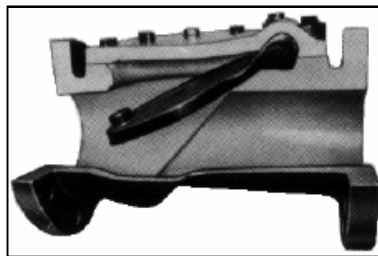


FIGURA 2.25 VÁLVULA DE RETENCIÓN (C) DISCO DE HULE (CHECK SILENCIOSA)

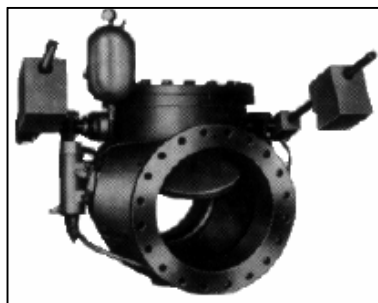


FIGURA 2.26 VÁLVULA DE RETENCIÓN (D) OSCILANTE

Aunque existe más variedad de válvulas de control de presión, las de retención son las más sencillas, pero pueden generar golpe de ariete que daña 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.

2.4 TOMAS DOMICILIARIAS

La función de la toma domiciliaria es proveer el agua de la red de distribución y conducirla a la instalación hidráulica intradomiciliaria. Se divide en dos partes: ramal y cuadro. El ramal es la conexión que va desde el acoplamiento a la red de distribución hasta el codo inferior del cuadro. El cuadro es el conjunto de tubos que forman una figura rectangular donde se sitúa un medidor para una cómoda lectura. El cuadro está normalmente en el interior del domicilio del usuario.

Los diámetros habituales de tomas domiciliarias pueden ser de 13 a 19 mm. Existe gran cantidad de piezas de diferentes materiales para articular la red de distribución con las tuberías intradomiciliarias.

Las tomas domiciliarias se pueden clasificar en metálicas y combinadas. En las primeras, la tubería del ramal y el 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. También se emplea polietileno de alta densidad (PEAD) en el ramal y cobre (rígido) o hierro galvanizado en el cuadro.

2.5 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 son llaves comunes que se disponen en pedestales de concreto o mampostería, los emplean varias familias dependiendo de la cercanía con el hidrante. Se sitúan comúnmente a distancias menores de 200 m, pero pueden estar incluso a distancias de 500 m en lugares no densamente poblados.

Los hidrantes públicos pueden ser simples o múltiples, es decir, con una sola llave o con varias, en algunos casos tienen un pequeño almacenamiento. Es preferible que el hidrante simple lo utilicen no más de 70 personas, y el hidrante múltiple puede dar servicio de 250 hasta 300 personas.

Los hidrantes contra incendio son tomas especiales distribuidas en las calles con distancias relativamente cortas, de fácil acceso para conectar las mangueras y combatir el fuego. Estos son muy poco utilizados en México; la práctica común es usar válvulas de desfogue dentro de los registros de las válvulas de seccionamiento, y permitir que el cuerpo de bomberos pueda extraer agua durante el combate del incendio. En las construcciones importantes recientes ya se instalan hidrantes contra incendio al frente del predio, y forman parte del proyecto hidráulico de la edificación. (Reglamento DF)

2.6 ZONAS DE PRESIÓN

La presión o carga hidráulica que se presenta en un punto de la tubería se describe con la diferencia entre la cota piezométrica en este punto y la cota del centro de la tubería. Es común que en redes de distribución se limiten las presiones al nivel de calle en vez del centro del tubo llamándose así, presiones o libres y se calculan para los cruceros en las tuberías.

Las condiciones topográficas de la localidad y la necesidad del servicio definen el régimen de presiones de una red de distribución.

Las necesidades del servicio precisan seleccionar una presión mínima capaz de atender dos requerimientos: los de las edificaciones y la provisión contra incendio. Esta presión debe verificarse de tal forma que en cada punto de la red haya una presión por lo menos igual en la hora de máxima demanda para garantizar suministro mínimo.

Las presiones muy altas en la red requerirán de elementos (tuberías y accesorios) más resistentes y ciertamente más costosos, además de que incrementarán las fugas (en caso de existir); entonces en ningún punto la red deberá exceder una presión máxima permisible. Esta se presentará cuando haya poca demanda y la red continúe trabajando a presión.

Por otro lado, es imprescindible definir éstas condiciones considerando la topografía del lugar; así en los puntos más elevados, la presión disponible en las horas de máximo consumo no debe ser inferior a la presión mínima, mientras que en los puntos más bajos, la presión no deberá ser superior a la presión máxima.

Las zonas de presión son divisiones realizadas en la red de distribución derivadas de la topografía, la extensión o las políticas de operación de la localidad.

La zonificación (división en zonas de presión) es aconsejable cuando se superan las presiones admisibles en la red de distribución, es decir, cuando la topografía de la localidad es muy irregular o bien la localidad es muy grande sucede que al cumplir con la presión mínima requerida en una parte de la red se excede la presión máxima permisible en otra.

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

La zonificación también depende de las políticas de operación debido a los límites territoriales, un mejor control del abastecimiento y su distribución, así como de la operación y mantenimiento de la red.

Son posibles tres esquemas de suministro a las zonas de presión:

- a) *Suministro en serie*: Al dividir una red en zonas de presión, no significa que cada una tenga su fuente de abastecimiento. La zona de presión que toma el agua deberá suministrar a las demás descargando directamente en tanques, cajas rompedoras o válvulas reductoras de presión, en un terreno descendente; o por rebombeos en un terreno ascendente. Es útil que en cada zona se disponga de un tanque de regulación.
- b) *Suministro en paralelo*: Cada zona de presión se abastece de líneas de conducción independientes, considerando que cada zona tiene su tanque de regulación.
- c) *Suministro combinado*: Se utiliza éste esquema cuando la red de distribución se abastece de varias fuentes. Cada una lo hace a una parte de la red y éstas se unen entre sí en paralelo o en serie.

2.6.1 DIVISIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN

Para facilitar el cálculo hidráulico de una red de distribución, es conveniente dividirla en dos partes: red primaria, que rige el funcionamiento de la red, y red secundaria o de “relleno”.

La red primaria permite transportar el agua a través de líneas troncales o principales, y proveer a la red secundaria. El diámetro mínimo de las tuberías correspondientes a esta red es de 100 mm, aunque pueden ser incluso de 75 mm en colonias urbanas populares y de hasta 50 mm en zonas rurales; en zonas metropolitanas es aceptable a partir de 500 mm.

La red secundaria canaliza el agua a las tomas domiciliarias. Existen tres tipos de red secundaria:

- a) *Red secundaria convencional*: Las tuberías de este tipo de red se conectan directamente con la red primaria y funcionan como red cerrada. Generalmente se disponen válvulas en las conexiones con la red primaria y en los cruces de la secundaria.

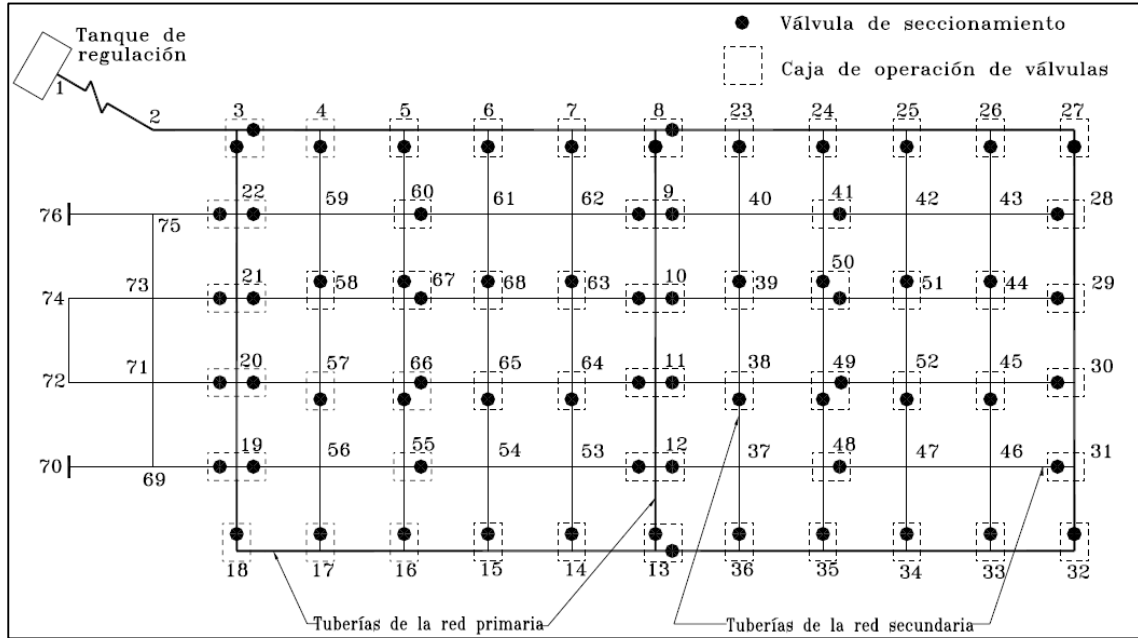


FIGURA 2.27 RED SECUNDARIA CONVENCIONAL

b) *Red secundaria en dos planos*: Aquí las tuberías se unen a la red primaria en dos puntos opuestos cuando están al interior de un circuito, y también en un solo punto si se trata de una red abierta. La longitud de estos conductos varía entre 400 y 600 m, de acuerdo con el tamaño de la zona en la que se presta el servicio. A diferencia de la red secundaria convencional, las tuberías que se cruzan no necesariamente tienen conexión.

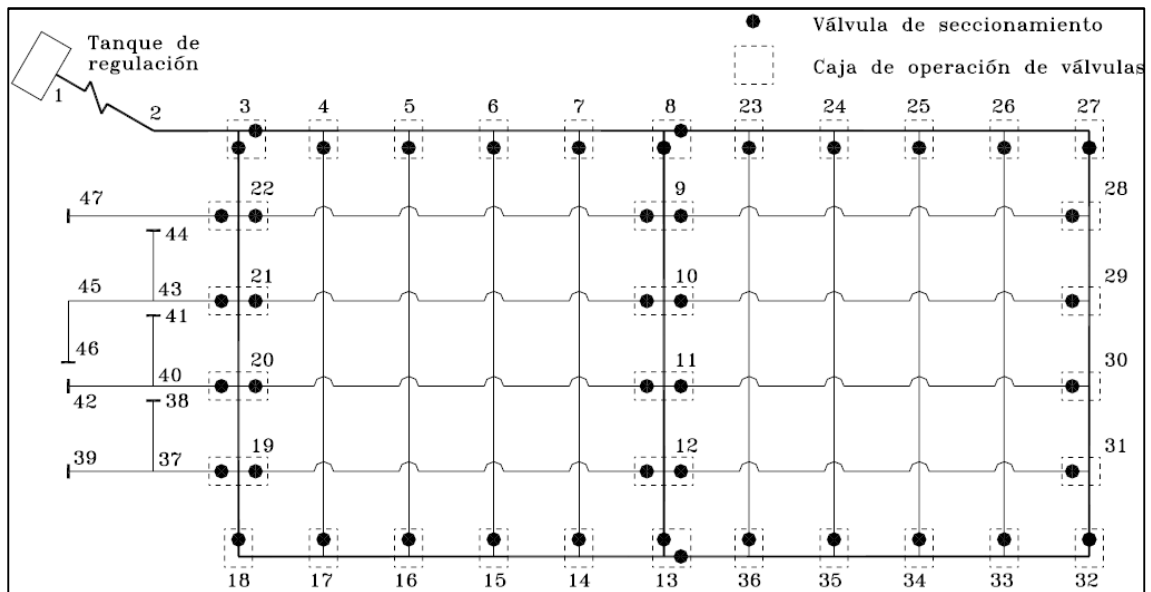


FIGURA 2.28 RED SECUNDARIA EN DOS PLANOS

c) *Red secundaria en bloques*: Como el nombre lo indica, en este caso las tuberías de la red secundaria forman bloques que se unen con la red primaria en dos puntos únicamente, y así la red primaria no recibe conexiones a tomas domiciliarias. La longitud total de las tuberías secundarias de un bloque son de 2,000 a 5,000 m. La red secundaria puede ser de tipo convencional o en dos planos dentro del bloque.

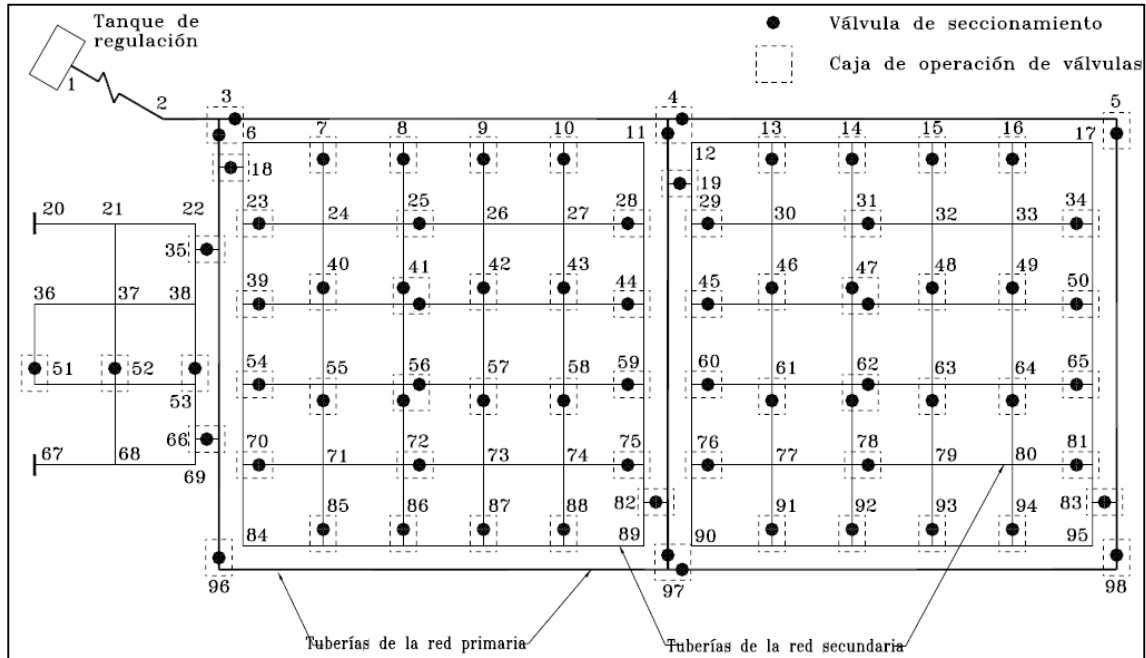


FIGURA 2.29 RED SECUNDARIA CONVENCIONAL EN BLOQUES

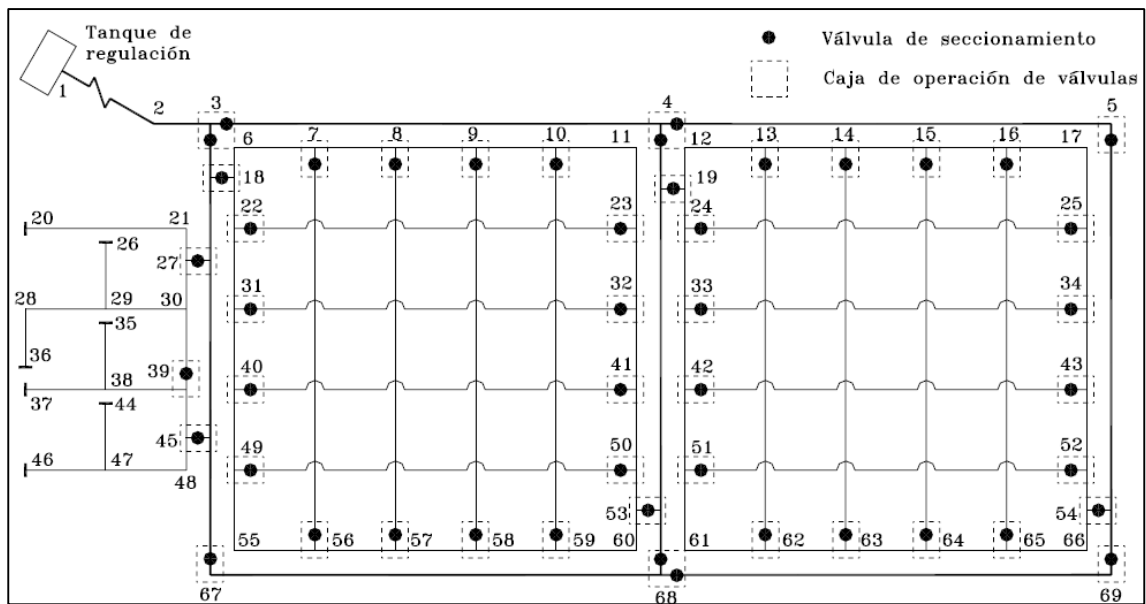


FIGURA 2.30 RED SECUNDARIA EN BLOQUES Y EN DOS PLANOS

El tipo de red secundaria usualmente recomendado es el de bloques y en dos planos dentro del bloque porque se distinguen las siguientes ventajas:

a) *De proyecto:*

- ⇒ El cálculo de revisión de red es más sencillo
- ⇒ La distribución de las demandas para el cálculo de la red primaria se simplifica, ya que el suministro de agua de los bloques se concentra en dos puntos de cada bloque.
- ⇒ 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 reducir el número de cruceros por diseñar, en comparación con una red convencional.

b) *De construcción:*

- ⇒ La instalación de las tuberías secundarias es más rápida, debido a que no hay cruceros ni cajas de válvulas en la red secundaria.
- ⇒ Se facilitan las pruebas de presión hidrostática.

c) *De operación, mantenimiento y control de fugas:*

- ⇒ Menor número de válvulas para operar y mantener.
- ⇒ Los trabajos de corrección de fugas y las conexiones de nuevas tomas se facilitan debido a que la tubería secundaria se abastece en uno o dos puntos.
- ⇒ Un establecimiento natural de zonas de presión.
- ⇒ Mediciones en el consumo de la red más cómodas. Estas mediciones se utilizan para la ejecución de estudios de fugas no visibles.
- ⇒ La posibilidad de remplazar o rehabilitar redes primarias afectando un menor número de usuarios.

d) *De costos de inversión:*

- ⇒ Economía en la disposición de piezas especiales, pues es menor el número de válvulas de seccionamiento.
- ⇒ El número de cajas de operación se disminuye y se logra mayor economía por este concepto.

3. ASPECTOS HIDRÁULICOS DE REDES DE TUBERÍA DE AGUA POTABLE

3.1 RESISTENCIA AL FLUJO EN TUBERÍAS

El movimiento de agua en cualquier conducto siempre se produce con cierta transformación de energía, causada por la resistencia que se presenta en oposición al movimiento. Tal resistencia se debe principalmente a dos efectos: (1) la fricción entre sí de los filamentos líquidos con las paredes de los conductos; (2) al choque entre las partículas fluidas que se mezclan debido al cruce de las líneas de corriente.

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

En una línea de conducción o en un sistema de redes de distribución, es necesario conocer la carga de presión total requerida, lo que determina los factores de fricción para las pérdidas de carga. El determinar con una buena aproximación las pérdidas de energía que se generan en un conducto, facilita optimizar su diseño y garantizar un funcionamiento eficiente del sistema.

Si se trata de conductos a presión, el mal cálculo de la carga dinámica requerida implicaría un monto de inversión innecesario, porque esta característica da función directamente del tamaño de las tuberías y la potencia de los equipos de bombeo.

3.1.1 PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

El término de pérdidas de energía por fricción explica la energía disipada por el esfuerzo de cortante, es decir, la fuerza de resistencia que se opone al movimiento del flujo.

Desde el punto de vista de pérdida, existe un valor medio característico que es equivalente a la rugosidad uniformemente distribuida en las tuberías; la rugosidad de los tubos comerciales no es homogénea. Para precisar el valor intervienen además factores como el tipo de remachado en los tubos de acero, la frecuencia y el alineamiento de las juntas en tubos de concreto y asbesto-cemento, el efecto de incrustaciones y acumulamientos de material en tubos particularmente metálicos (por la acción corrosiva del agua a través del tiempo).

Para calcular las pérdidas de energía debidas al esfuerzo cortante producido en las paredes de las tuberías, se tiene una extensa diversidad de expresiones, de las que por su practicidad la de Darcy-Weisbach es mundialmente utilizada en la ingeniería hidráulica y sanitaria.

Para flujo permanente, en un tubo de diámetro constante, la línea de cargas piezométricas es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento. En 1850, Darcy y Weisbach presentan la siguiente expresión que calcula la pérdida por fricción en un tubo:

$$h_f = f \frac{L v^2}{D 2g} \quad (3.1)$$

Esta fórmula empírica considera un factor de fricción adimensional f . La ventaja de la adimensionalidad se mantiene al expresar este coeficiente en función de la rugosidad ϵ y del número de Reynolds R .

$$f = f(\epsilon, R)$$

La ecuación de Swamee y Jain permite calcular este factor fricción f , con un grado de precisión aceptable.

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{5.75}{R^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (3.2)$$

Es aplicable tanto a tuberías lisas, en transición y a rugosas. Tiene buen comportamiento para cualquier tamaño de tubería dentro de un intervalo práctico de velocidad media de 0.40 m/s a 4.5 m/s, con un error máximo de $\pm 0.63\%$.

Dependiendo del valor de ϵ seleccionado (de acuerdo con el material de que está constituido el tubo), será la precisión del coeficiente de fricción f obtenido.

El número de Reynolds permite caracterizar la naturaleza del flujo, es decir, si se trata de laminar o turbulento.

<i>Número de Reynolds</i>	<i>Tipo de Flujo</i>
R < 2,000	Laminar
2,000 < R < 4,000	Transición
R > 4,000	Turbulento

TABLA 3.1 CLASIFICACIÓN DE FLUJOS

En el caso de una tubería a presión, el número de Reynolds queda definido:

$$R = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza viscosa}} = \frac{vD}{\nu} \tag{3.3}$$

Donde:

- ⇒ v velocidad media del flujo, en m/s
- ⇒ D diámetro de la tubería, en m
- ⇒ ν viscosidad cinemática del agua en m^2/s

A continuación se presentan valores de rugosidad efectiva ϵ en tubos comerciales.

TABLA 3.2 RUGOSIDAD ABSOLUTA EN TUBOS COMERCIALES

<i>Características</i>	ϵ [mm]
Tubos de acero soldado de calidad normal	
<i>Nuevo</i>	0.05 a 0.10
<i>Limpiado después de mucho uso</i>	0.15 a 0.20
<i>Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones</i>	0.4
<i>Con muchas incrustaciones</i>	3.0
<i>Con remaches transversales, en buen estado</i>	0.1

<i>Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta, o bien laqueado interiormente</i>	0.3 a 0.4
<i>Con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla, sin incrustaciones</i>	0.6 a 0.7
<i>Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones, con circulación de agua turbia</i>	1.0
<i>Acero soldado, con doble hilera transversal de pernos, agua turbia,, tuberías remachadas con doble costura longitudinal de remaches y transversal sencilla, interior asfaltado o laqueado</i>	1.2 a 1.3
<i>Acero, soldado con costura doble de remaches transversales, muy oxidado. Acero remachado, de cuatro a seis fila longitudinales de remaches, con mucho tiempo de servicio</i>	2.0
Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales	
<i>a) Espesor de lámina < 5 mm</i>	0.65
<i>b) Espesor de lámina de 5 a 12 mm</i>	1.95
<i>c) Espesor de lámina > 12 mm, o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cobrejuntas</i>	3.0
<i>d) Espesor de lámina > 12 mm con cobrejuntas</i>	5.5
<i>Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cobrejuntas interiores</i>	4.0
<i>Asbesto-Cemento nuevo</i>	0.025
<i>Asbesto-Cemento, con protección interior de asfalto</i>	0.0015
<i>Concreto centrifugado, nuevo</i>	0.16
<i>Concreto centrifugado, con protección bituminosa</i>	0.0015 a 0.125
<i>Concreto en galerías, colado con cimbra normal de madera</i>	1.0 a 2.0
<i>Concreto en galerías, colado con cimbra rugosa de madera</i>	10
<i>Concreto armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano</i>	0.01
<i>Concreto de acabado liso</i>	0.025
<i>Conductos de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio</i>	0.2 a 0.3
<i>Concreto alisado interiormente con cemento</i>	0.25
<i>Galerías con acabado interior de cemento</i>	1.5 a 1.6
<i>Concreto con acabado normal</i>	1.0 a 3.0

<i>Concreto con acabado rugoso</i>	10
<i>Cemento liso</i>	0.3 a 0.8
<i>Cemento no pulido</i>	1.0 a 2.0
<i>Concreto presforzado Freyssinet</i>	0.04
<i>Concreto presforzado Bona y Socoman</i>	0.25
<i>Mampostería de piedra, bien junteada</i>	1.2 a 2.5
<i>Mampostería de piedra rugosa, sin juntear</i>	8.0 a 15.0
<i>Mampostería de piedra, mal acabada</i>	1.5 a 3.0

También se puede precisar el factor de fricción f utilizando el Diagrama de Moody (figura 3.1); que es la representación gráfica en escala doblemente logarítmica de éste factor en función del número de Reynolds R y la rugosidad relativa ϵ de la tubería.

Finalmente, la relación entre la pérdida de energía y la longitud del tubo en que ésta se presenta (pendiente de fricción):

$$S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{f v^2}{D 2g} \quad (3.4)$$

3.1.1 PÉRDIDAS LOCALES

Cuando el agua fluye en una tubería de diámetro constante y existe un cambio de dirección, una ampliación, reducción, bifurcación u obstrucción, se produce una pérdida de energía, denominada pérdida local, y está en función de las características de la perturbación.

La pérdida total de carga se ajusta a la pérdida de energía distribuida a lo largo de los tramos de tubería recta más las pérdidas locales en válvulas, conexiones y accesorios. Estas pérdidas locales pueden constituir la mayor parte de la resistencia total al flujo en sistemas de tuberías en plantas de tratamiento y estaciones de bombeo. En redes de distribución es de mayor magnitud la pérdida en tramos rectos de tubería y generalmente se ignoran las pérdidas locales. Una mala alineación de las juntas de la tubería o proyecciones internas asociadas con la soldadura o sellado de las juntas contribuyen significativamente a la resistencia al flujo.

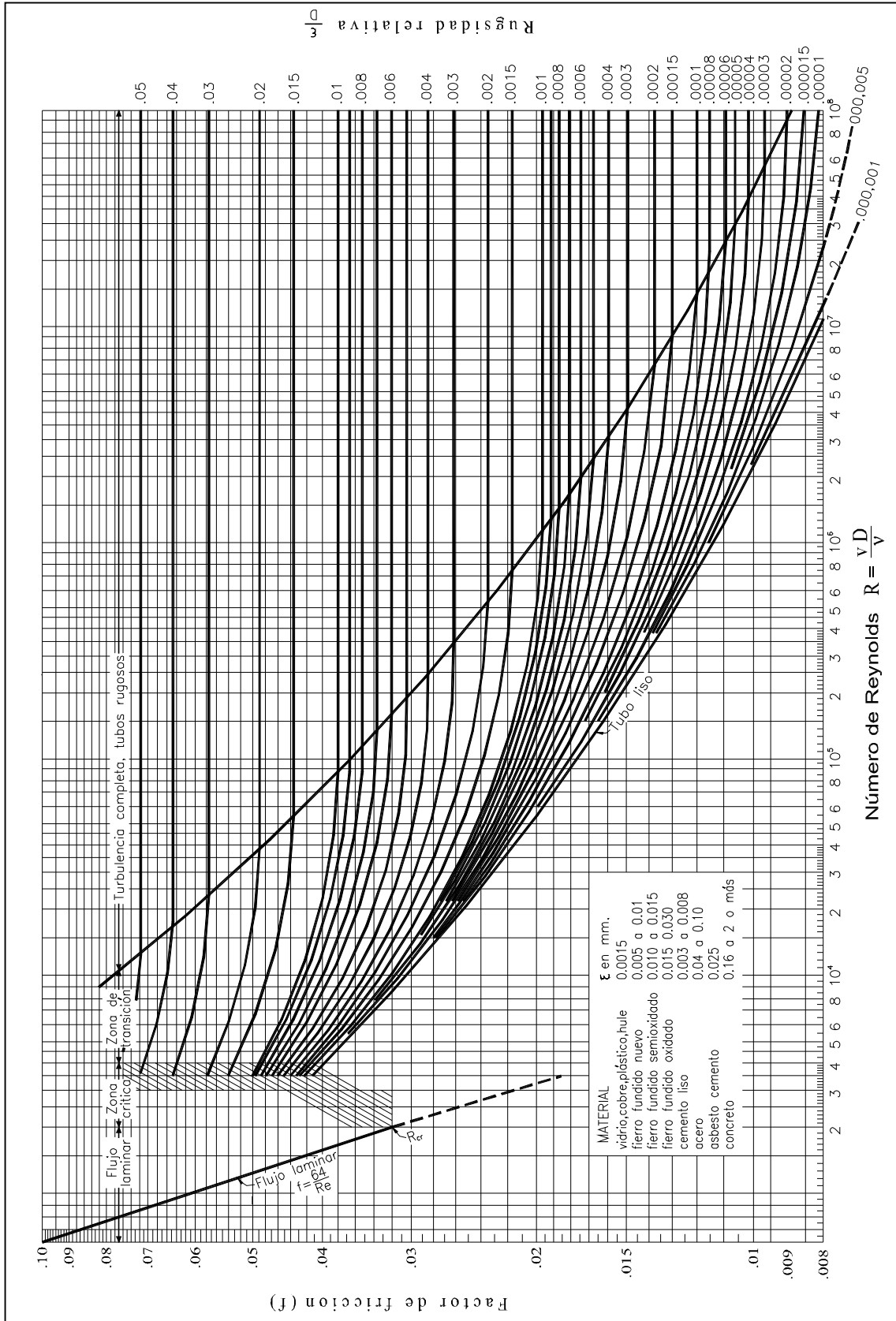


FIGURA 3.1 DIAGRAMA DE MOODY

Las pérdidas de carga en conexiones son convenientemente expresadas en términos de la longitud equivalente de tubo recto o en términos de la carga de velocidad $v^2/2g$. De esta última forma se expresa como:

$$h_f = K \frac{v^2}{2g} \tag{3.5}$$

Donde:

- ⇒ h_f es la pérdida de carga, en m
- ⇒ v es la velocidad media del flujo en la tubería, en m/s
- ⇒ K es un coeficiente numérico.

La pérdida total de carga para n tubos de longitud L (m) y diámetro D (m), se expresa entonces:

$$h_f = \sum K \frac{v^2}{2g} + f \frac{L v^2}{D 2g} \tag{3.6}$$

3.1.2.1 PÉRDIDA DE CARGA EN VÁLVULAS

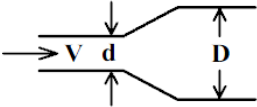
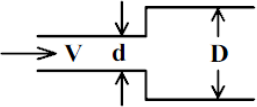
Se dispone de gran variedad de válvulas en los sistemas de distribución de agua. La pérdida de carga en el flujo a través de estos dispositivos depende de la posición operacional del elemento que regula el flujo, la cual puede variar de totalmente abierta a completamente cerrada. La pérdida de carga en estos accesorios depende del diseño del dispositivo, que puede variar de acuerdo con el fabricante. Los valores típicos de K para válvulas de compuerta, de mariposa y de altitud, en su rango completo de operación (totalmente abierta a completamente cerrada) están a continuación:

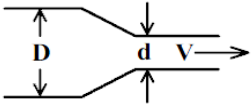
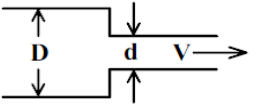
% Abertura	Mariposa	Compuerta	Altitud
100	0.3	0.1	4.2
90	0.5	0.2	4.8
80	0.9	0.4	5.5
70	2.5	0.8	6.6
60	6.3	1.7	8.5
50	14.5	3.3	11.8
40	32.6	5.8	19.0
30	80.0	10.0	41.0
20	220.0	23.0	171.0
10	1000.0	80.0	2500.0
0	(Cerrado,	flujo	nulo)

TABLA 3.3 VALORES DE K TÍPICOS PARA VÁLVULAS

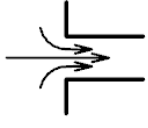
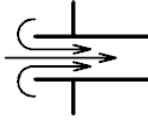

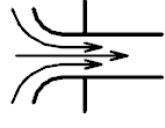

3.1.2.2 PÉRDIDA DE CARGA EN CONEXIONES

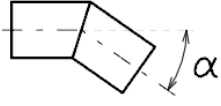
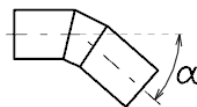
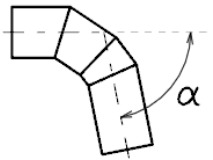
La designación de conexiones incluye pequeños tramos de tubería con cambio de diámetro (ampliaciones o reducciones), entradas en depósitos, codos y uniones Te. Los valores recomendados para estas conexiones se presentan en la siguiente tabla:

Conexiones: Flujo en ampliaciones											
<i>Ampliación gradual</i>					<i>Ampliación súbita</i>						
											
<i>d/D</i>	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	<i>d/D</i>	0.2	0.35	0.5	0.65	0.8
<i>K</i>	0.75	0.50	0.25	0.10	0	<i>K</i>	1.0	0.8	0.6	0.35	0.15

Conexiones: Flujo en reducciones										
<i>Reducción gradual</i>					<i>Reducción súbita</i>					
										
<i>d/D</i>	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	<i>d/D</i>	0.5	0.6	0.7	0.8
<i>K</i>	0.2	0.17	0.1	0.05	0	<i>K</i>	0.5	0.45	0.35	0.2

Conexiones curvas y codos		
Curvas y codos	Rango de diámetro	<i>K</i>
Hierro fundido:		
Codos a 90°	50 - 1,200 mm	0.40
Codos a 45°	50 - 1,200 mm	0.20
Codos de acero soldado:		
A 90° de radio corto	50 - 400 mm	0.40
A 45° de radio corto	50 - 400 mm	0.20
A 90° de radio largo	50 - 400 mm	0.35
A 45° de radio largo	50 - 400 mm	0.17
Codos de PVC:		
Codo a 90°	½" - 8"	1.25
Codo a 45°	½" - 8"	0.50
Codo a 90° de radio largo	½" - 4"	0.45
Codo a 90° de radio largo	150 - 600 mm	0.30
Codo a 45° de radio largo	½" - 4"	0.25
Codo a 45° de radio largo	150 - 600 mm	0.15
Codo a 22.5° de radio largo	150 - 600 mm	0.10
Codo a 11.25° de radio largo	150 - 600 mm	0.05
Acero roscado:		
Codo a 90°	½" - 6"	1.25
Codo a 45°	½" - 6"	0.50

Pérdidas por entrada		
		
<p>Orillas afiladas ($K=0.5$)</p>	<p>Tubo proyectado hacia adentro ($K=0.8$)</p>	<p>Orilla ligeramente redondeada ($K=0.25$)</p>
		
<p>Campana proyectada hacia adentro ($K=0.2$)</p>	<p>Orilla completamente redondeada ($K=0.1$)</p>	

Curvas compuestas con tramos rectos		α	K
<p>Tipo 1</p> 		90°	1.20
		80°	1.00
		70°	0.80
		60°	0.60
		50°	0.40
		40°	0.30
		30°	0.15
		20°	0.10
<p>Tipo 2</p> 		60°	0.25
		45°	0.20
		30°	0.15
<p>Tipo 3</p> 		90°	0.30
		75°	0.25
		60°	0.20

Tees con uniones angulosas											
Combinación de gastos					Separación de gastos						
<i>Radio de diámetros (Ramal/Principal)</i>					<i>Radio de diámetros (Ramal/Principal)</i>						
<i>Radio de gastos (q/Q)</i>					<i>Radio de gastos (q/Q)</i>						
<i>Pérdidas en la línea</i>					<i>Pérdidas en la línea</i>						
0	0.1	0.1	0.1	0	0.1	0.1	0.1	0	0.1	0.1	0.1
0.25	0.4	0.4	0.4	0.25	0	0	0	0.25	0	0	0
0.50	0.7	0.6	0.5	0.50	0	0	0	0.50	0	0	0
0.75	1.0	0.8	0.6	0.75	0.2	0.2	0.2	0.75	0.2	0.2	0.2
<i>Pérdidas de ramal a principal</i>					<i>Pérdidas de principal a ramal</i>						
0.25	0.7	0	-0.2	0.25	2.2	1.0	0.9	0.25	2.2	1.0	0.9
0.50	3.5	0.9	0.5	0.50	6.5	1.3	0.9	0.50	6.5	1.3	0.9
0.75	7.0	2.0	0.9	0.75	11.0	1.7	1.1	0.75	11.0	1.7	1.1
1.00	11.0	3.0	1.2	1.00	14.0	2.3	1.3	1.00	14.0	2.3	1.3
Combinación de gastos iguales					División exacta de gastos						
Radio de diámetros = 1 (Ramal/Principal)					Radio de diámetros = 1 (Ramal/Principal)						
<i>K=0.7</i>					<i>K=1.2</i>						

Tees con uniones redondeadas							
Combinación de gastos				Separación de gastos			
Radio de diámetros (Ramal/Principal)				Radio de diámetros (Ramal/Principal)			
Radio de gastos (q/Q)	0.5	0.75	1.0	Radio de gastos (q/Q)	0.5	0.75	1.0
Pérdidas en la línea				Pérdidas en la línea			
0	0.1	0.1	0.1	0	0.1	0.1	0.1
0.25	0.3	0.3	0.3	0.25	0	0	0
0.50	0.4	0.3	0.3	0.50	0	0	0
0.75	0.2	0.1	0.1	0.75	0.2	0.2	0.2
Pérdidas de ramal a principal				Pérdidas de principal a ramal			
0.25	0.7	0	-0.2	0.25	1.5	0.8	0.4
0.50	1.4	0.4	0.2	0.50	2.8	0.8	0.6
0.75	3.5	0.7	0.4	0.75	3.9	0.8	0.6
1.00	8.3	2.0	0.7	1.00	4.9	1.0	0.7
Combinación de gastos iguales				División exacta de gastos			
Radio de diámetros = 1 (Ramal/Principal)				Radio de diámetros = 1 (Ramal/Principal)			
$K=0.4$				$K=1.8$			

TABLA 3.4 VALORES DE K TÍPICOS PARA CONEXIONES

3.1.2.3 MÉTODO DE LA LONGITUD EQUIVALENTE

Una forma más de calcular la pérdida en conexiones es básicamente igualar la pérdida de carga que provoca la conexión a la que produce un tramo recto de

tubería del mismo diámetro, llamándose a la longitud del tramo como “longitud equivalente”.

En la siguiente figura se determinan las longitudes equivalentes para diferentes válvulas y conexiones.

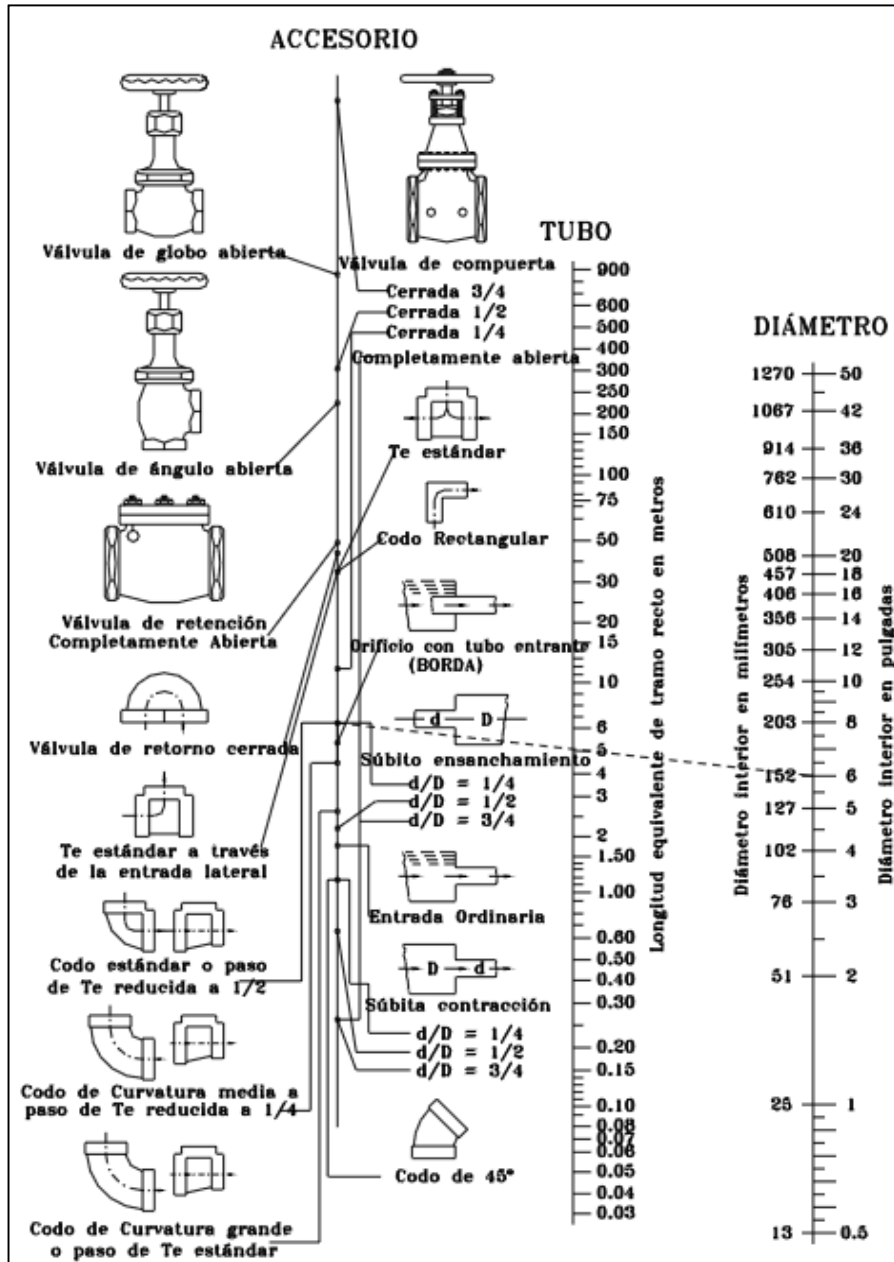


FIGURA 3.2 PÉRDIDA POR FRICCIÓN EN VÁLVULAS Y CONEXIONES

Procedimiento: Únase 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 de igual diámetro que genera una misma pérdida de fricción.

Ejemplo: La línea punteada indica 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 5 metros de longitud.

Nota: Las pérdidas de fricción en válvulas de retención varían en función del fabricante, consúltelo para valores exactos.

El cambio brusco de dirección del flujo por disposición de accesorios causa pérdidas de presión. Es práctica común expresar esta pérdida en términos de un equivalente de longitud del tramo recto de tubería de igual diámetro. La tabla siguiente contiene las pérdidas de carga para las piezas más usuales expresadas en metros de tramo recto de tubería del diámetro correspondiente. Además de las válvulas indicadas en la tabla hay muchos otros tipos, algunos de los cuales están al final de la tabla.

		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
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
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

	Válvula	1	2	3	4	5
	<i>f</i>		3.9	3.4	2.7	2.5

TABLA 3.5 PÉRDIDA DE CARGA EN CONEXIONES Y VÁLVULAS

Por último, las ecuaciones para determinar las pérdidas de carga por fricción y pérdidas locales, respectivamente, tienen una analogía formal, es decir, están en función de la energía cinética. Así, por facilidad de cálculo, las singularidades son expresadas en términos de longitudes equivalentes en tuberías que presentan igual pérdida de carga que la generada por el accesorio.

De acuerdo con la siguiente igualdad de ecuaciones de pérdida por fricción y pérdida localizada:

$$K \frac{V^2}{2g} = f \frac{L_e}{D} \frac{V^2}{2g} \tag{3.7}$$

Donde:

⇒ L_e es la longitud equivalente





Se puede fácilmente obtener una expresión para determinar la longitud equivalente:

$$\frac{L_e}{D} = \frac{K}{f} \tag{3.8}$$

El método de la longitud equivalente únicamente consiste en sustituir, para efectos de cálculo, cada accesorio de la instalación por específica longitud de tubería con igual diámetro, y que representará la equivalencia de pérdida de carga producida por el accesorio.

La ecuación anterior precisa que la longitud equivalente está en función del factor de fricción f , y éste no es fijo para una determinada pérdida y diámetro, porque utiliza el número de Reynolds y la rugosidad del conducto.

Para cada accesorio el valor de K se puede calcular, a continuación se presenta una tabla con longitudes equivalentes para varios accesorios, de acero galvanizado y hierro fundido, dispuestos en instalaciones hidráulicas.

Accesorio	Ecuación	Figura
Codo de 90° (radio largo)	$L_e = 0.068 + 20.96 D$	
Codo de 90° (radio medio)	$L_e = 0.114 + 26.56 D$	
Codo de 90° (radio corto)	$L_e = 0.189 + 30.53 D$	
Codo de 45°	$L_e = 0.013 + 15.14 D$	


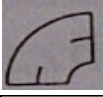
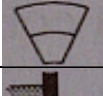
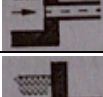
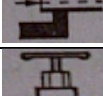


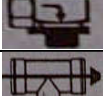
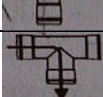
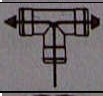

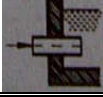

Curva de 90° (radio largo) R/D=1.5	$L_e = 0.036 + 12.15 D$	
Curva de 90° (radio corto) R/D=1	$L_e = 0.115 + 15.53 D$	
Curva de 45°	$L_e = 0.045 + 7.08 D$	
Salida normal con orillas afiladas	$L_e = -0.230 + 18.63 D$	
Salida con tubo proyectado hacia adentro	$L_e = -0.050 + 30.98 D$	
Válvula de compuerta abierta	$L_e = 0.010 + 6.89 D$	
Válvula de globo abierta	$L_e = 0.010 + 340.27 D$	
Válvula de mariposa abierta	$L_e = 0.050 + 170.69 D$	
Te de 90° pase directo	$L_e = 0.054 + 20.90 D$	
Te de 90° salida lateral	$L_e = 0.396 + 62.32 D$	
Te de 90° salida bilateral	$L_e = 0.396 + 62.32 D$	
Válvula de reducción	$L_e = 0.056 + 255.48 D$	
Entrada con tubo proyectado hacia adentro	$L_e = -0.050 + 30.98 D$	

TABLA 3.6 VALORES DE K PARA ACCESORIOS DE ACERO GALVANIZADO Y HIERRO FUNDIDO

3.1.2.4 PÉRDIDA DE CARGA EN TOMAS DOMICILIARIAS

En atención a las cargas de presión bajas que pueden presentarse en las redes de distribución de agua potable, sobre todo durante la hora de máxima demanda, es importante considerar las pérdidas de presión que ocurren en las tomas domiciliarias. La carga de presión en la entrada de los domicilios para que se entregue el agua potable en la cantidad solicitada con una presión adecuada.

Para tomar en cuenta las pérdidas de energía locales de las tomas domiciliarias se requiere conocer con una buena aproximación los coeficientes de pérdida de carga local de sus diferentes accesorios.

En este trabajo se incluyen las estimaciones obtenidas en un laboratorio de hidráulica de los coeficientes de pérdida local para los principales accesorios empleados en las tomas domiciliarias. Se reportan los resultados obtenidos para el codo de 90°, la Te con llave de manguera, el medidor y la válvula de globo (completa y parcialmente abierta). Los accesorios estudiados tienen diámetros de 13, 19 y 25 mm, y el material en todos los casos fue el cobre.

El dispositivo físico que se utilizó, permite estimar los valores del parámetro K en diversos accesorios y para diferentes condiciones hidráulicas de funcionamiento; consta de un sistema de tuberías en donde es posible conectar los diferentes elementos a estudiar.

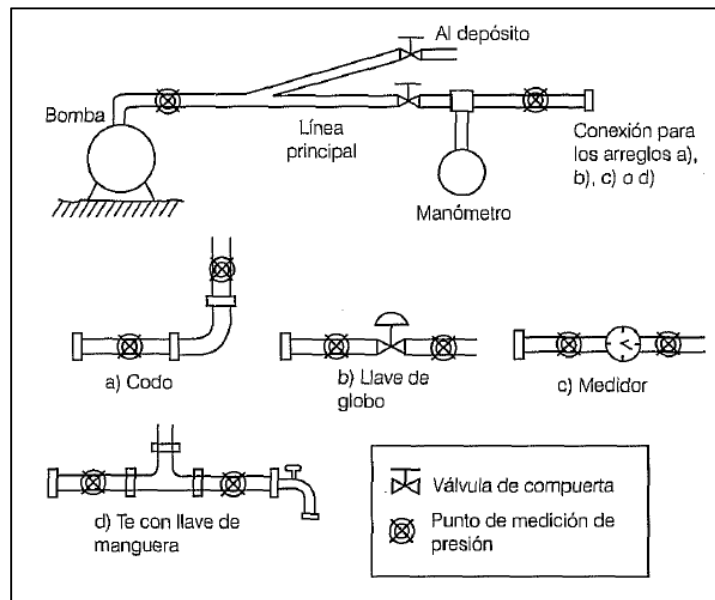


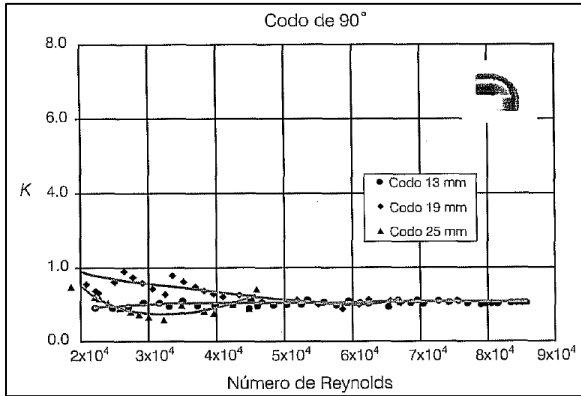
FIGURA 3.3 DIAGRAMA DEL DISPOSITIVO FÍSICO

La tubería principal se bifurca en dos ramales, cada uno equipado con una válvula de compuerta, que ayuda a controlar el gasto y la presión durante el ensayo; al final de la línea principal (punto de conexión de a, b, c o d) se conectaron a su vez los diferentes accesorios. Las presiones (antes y después del accesorio) en la tubería se midieron con una celda de presión absoluta, por lo que también se instalaron adaptadores para conectar ésta.

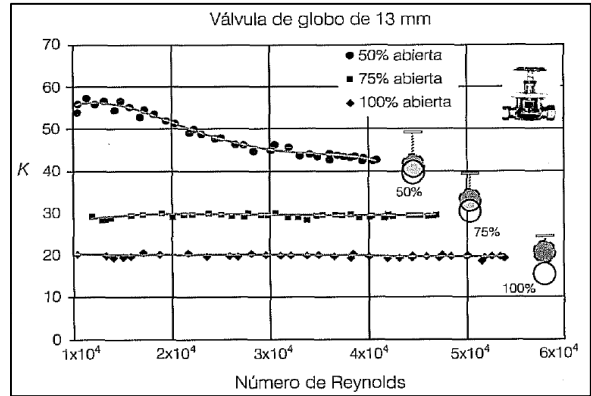
El segundo ramal desvía el gasto excedente del necesario para el ensayo; las descargas de agua son conducidas a un depósito, el cual alimenta al equipo de bombeo encargado de suministrar la carga de presión al sistema; de esta forma también se recircula el agua utilizada para las pruebas.

Una vez obtenidos los datos en laboratorio, con la ecuación de continuidad y los gastos medidos se determinaron las velocidades; también se conocía la pérdida de energía (h_m), de tal forma que con esta ecuación se determinó el coeficiente K para cada ensayo.

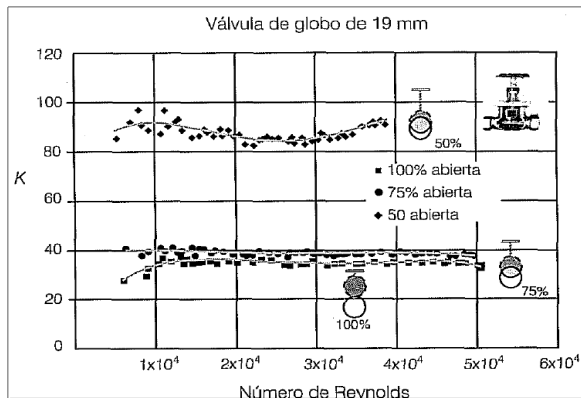
Los resultados se presentan en gráficas (figuras donde cada punto representa un ensayo experimental); es importante precisar que con los instrumentos de medición se consiguen variaciones pequeñas de gasto entre un punto y otro.



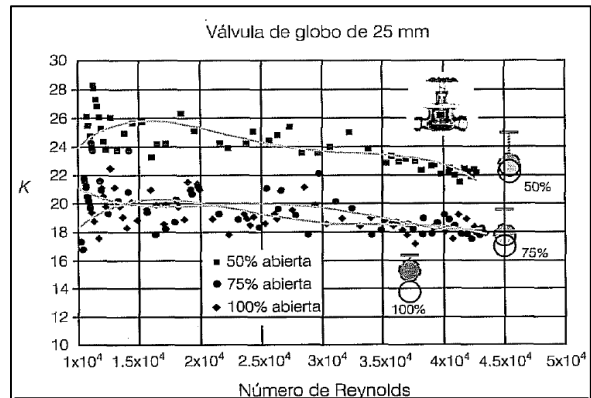
Coeficiente K para el codo de 90°



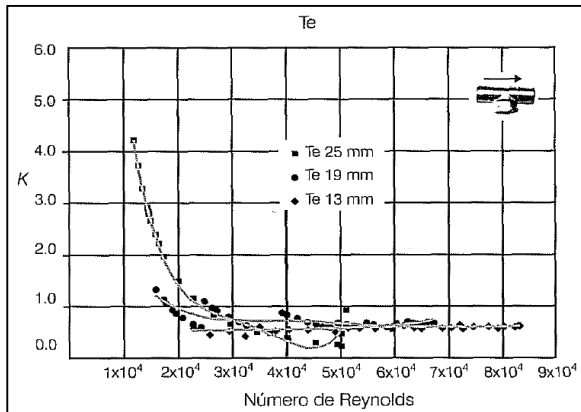
Coeficiente K para la válvula de globo de 13 mm



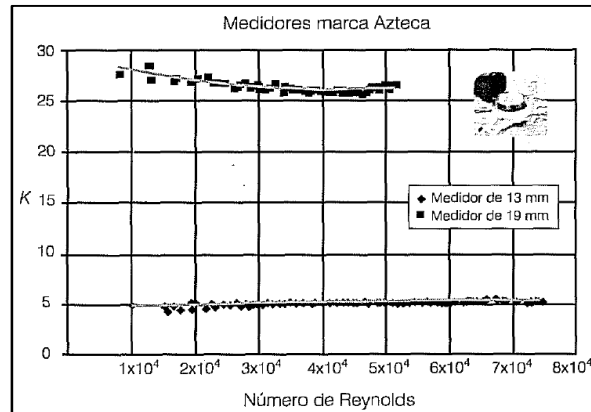
Coeficiente K para la válvula de globo de 19 mm



Coeficiente K para la válvula de globo de 25 mm



Coeficiente K para la Te (paso directo)



Coeficiente K para los medidores marca "Azteca"

FIGURA 3.4 VALORES DE K PARA ACCESORIOS DE COBRE

En el eje de las abscisas de las gráficas se aprecia el número de Reynolds; se prefirió presentar los resultados en función de este parámetro porque están implícitas condiciones hidráulicas y geométricas; en el eje de las ordenadas se observa el coeficiente K para las diferentes condiciones.

Es importante destacar que por las bajas cargas de presión en algunos sectores de las redes de distribución de agua potable es necesario considerar con una buena aproximación las pérdidas de energía totales que se tienen en las tomas domiciliarias y facilitar una revisión adecuada de la red de tuberías.

Una mejor estimación de las pérdidas locales en las tomas domiciliarias permitirá que la simulación del funcionamiento de las redes de tuberías se apegue a las condiciones reales y con base en estos resultados se determinen las opciones más eficaces para asegurar que se cumplan las demandas del sistema de distribución.

3.2 GASTOS EXTERIORES

La demanda de agua en un sistema de abastecimiento de agua potable está integrada por la suma del consumo total de los usuarios más las pérdidas físicas de caudal que se presentan en los distintos componentes del mismo, las cuales se identifican como fugas.

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

- ⇒ **Cantidad de agua disponible;** la dificultad para contar con el agua de las fuentes de abastecimiento limita en ocasiones la cantidad que se distribuye. Si son abundantes los abastecimientos subterráneos dentro de las comunidades y también si son fácilmente accesibles otras fuentes de agua. Es preferente que los consumidores fuertes tengan suministros propios para sus usos especiales.
- ⇒ **Tamaño de la población;** a medida que una población crece, aumentan sus necesidades de agua, destinada principalmente a usos públicos e industriales.
- ⇒ **Requerimientos de la población;** el consumo per-cápita dependerá de la actividad básica y costumbres de la población, así como de las características de dicha actividad.
- ⇒ **Clima;** los climas extremos son los que más influencia tienen en el consumo de agua, ya que en general, elevan éste cuando el clima es

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

- ⇒ **Nivel económico;** los niveles elevados de vida significan un consumo alto de agua prácticamente para todas las actividades, para la cocina, cuartos de baño y lavandería, riego de prados y jardines, lavado de automóviles y calefacción unitaria o central. A medida que el nivel económico de una población mejora, aumentan las exigencias en el consumo de agua.
- ⇒ **Existencia de alcantarillado;** cuando una población cuenta con redes de alcantarillado a través de las cuales los materiales de desecho se eliminan fácilmente, el consumo de agua es más elevado que en poblaciones donde no se cuenta con tal servicio.
- ⇒ **Clase de abastecimiento;** el consumo en poblaciones que cuentan con un sistema público de abastecimiento de agua, es mayor que en aquellas que tienen sólo un sistema rudimentario.
- ⇒ **Calidad del agua;** el consumo de agua aumenta cuando su calidad es mejor debido a que se diversifican sus usos.
- ⇒ **Presión en la red;** la presión en la red afecta el consumo a través de las fugas o pérdidas de agua, una presión excesiva aumenta la cantidad de agua que se pierde, debido a las fugas de agua en las tuberías, juntas y piezas defectuosas.
- ⇒ **Control de consumo;** cuanto menos cuesta el agua, mayor es ordinariamente su consumo, particularmente para fines industriales. El uso de medidores y costo del agua origina una disminución en su consumo, ya que el usuario tiene que pagar según el volumen empleado.

3.2.1 GASTO DE DEMANDA

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

Se considera para fines de proyecto, en primer lugar la aplicación de datos experimentales que se alcancen en la población en cuestión, es decir, de los registros de consumo con que cuente el usuario o el organismo operador; toda

esta información se utiliza para calcular un promedio de la dotación diaria por habitante en la zona de interés, también se requiere conocer el número de habitantes por registro.

Otra forma de estimar la dotación de agua potable, es que se adapten los valores de otras comunidades en condiciones similares, aunque a falta de éstos, se acatan normas de dotación media en función del número de habitantes y el clima. En la siguiente tabla se indican los valores aplicables a las poblaciones del país, expresada en litros por habitante por día (l/hab/d).

<i>Número de habitantes</i>	<i>Clima</i>		
	<i>Cálido</i>	<i>Templado</i>	<i>Frío</i>
2,500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor de 150,000	350	300	250

TABLA 3.7 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE (L/HAB/D)

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

$$V_{ma} = \frac{D_t P 365}{1000} \quad (3.9)$$

Donde:

- ⇒ V_{ma} es el consumo medio anual, en m^3
- ⇒ D_t es la dotación, en l/hab/d
- ⇒ P es el número de habitantes.

El consumo medio diario anual (V_{ma}), en m^3 , es por consiguiente

$$V_{ma} = \frac{D_t P}{1000} \quad (3.10)$$

Y el gasto medio anual (q_m), o gasto promedio en el día en litros por segundo es

$$q_m = \frac{D_t P}{86,400} \quad (3.11)$$

Donde 86,400 son los segundos que tiene un día.

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

Como ya se explicó, las condiciones climáticas y también los días laborales, tienden a causar amplias variaciones en el consumo de agua. Durante la semana, el lunes se producirá el mayor consumo y el domingo el más bajo. En algunos meses se observará un promedio diario de consumo más alto que el

promedio anual. Especialmente en tiempo caluroso producirá una semana de máximo consumo y ciertos días superarán a otros en cuanto a su demanda. También se producen puntas de demanda durante el día. Habrá una punta por la mañana al empezar la actividad del día y un mínimo hacia las cuatro de la madrugada. Por lo que existirá un gasto máximo de máximos (q_{mm}) que se presentará el día del año con máxima demanda.

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

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

$$Q_{md} = q_m \text{ CVD} \quad (3.12)$$

Donde:

- ⇒ Q_{md} es el gasto máximo diario, en l/s
- ⇒ q_m es el gasto medio diario anual, en l/s
- ⇒ CVD es el coeficiente de variación diaria.

El gasto máximo horario será probablemente de alrededor del 150% del promedio aquel día y puede llegar hasta 200%

$$Q_{mh} = q_m \text{ CVD CVH} \quad (3.13)$$

Donde:

- ⇒ Q_{mh} es el gasto máximo horario, en l/s
- ⇒ CVD es el coeficiente de variación horaria.

Para obtener los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria adecuados, se debe hacer un estudio de demanda de la localidad, sin embargo, si no se puede llevar a cabo; es posible considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medidos que se tienen del estudio "Actualización de dotaciones del país", realizado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. En donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un período representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima. Del análisis de la información de este trabajo, se identificó que no había una diferencia significativa entre el tipo de usuario, clima y estaciones del año, por lo que se pueden utilizar valores promedio, que se dan a continuación:

$$\begin{aligned} \text{CVD} &= 1.4 \\ \text{CVH} &= 1.55 \end{aligned}$$

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable se indican en la tabla 3.8.

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

Frecuentemente la población estimada es inexacta, independientemente del método de cálculo que sea utilizado, porque los límites del abastecimiento de agua no coinciden con los límites de los censos de población, además de que los censos no están actualizados, y puede ser difícil estimar el número de emigrantes o visitantes temporales de la población.

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

$$D_d = 0.36 Q_{\text{máx}} H \tag{3.14}$$

Donde:

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

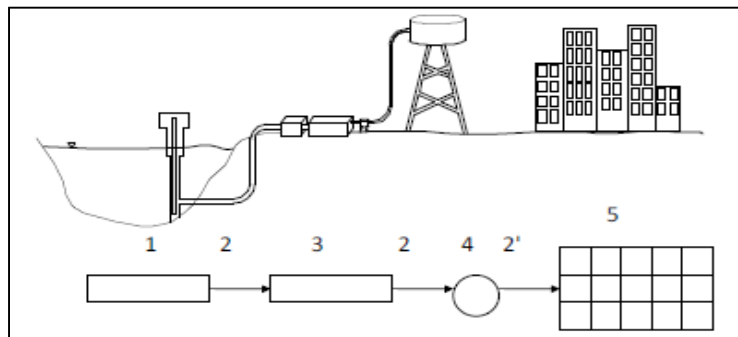


FIGURA 3.5 COMPONENTES DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

Componente	Gasto de diseño
1 Fuente y obra de captación	Q_{md}
2 Línea de conducción	Q_{md}
2' Línea de alimentación	Q_{mh}
3 Planta potabilizadora	$Q_{\text{md}} / Q_{\text{md}}$ en función del proceso
4 Tanque de regulación	Q_{md}
5 Red de distribución	Q_{mh}

TABLA 3.8 GASTOS DE ACUERDO CON EL COMPONENTE DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

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

$$Q_{md} = q_m k_1 \tag{3.15}$$

En donde a k_1 , se le asigna un valor de acuerdo al tipo de clima

<i>Tipo de clima</i>	<i>k₁</i>
<i>Clima uniforme</i>	1.20
<i>Clima variable</i>	1.35
<i>Clima extremoso</i>	1.50
<i>Clima seco</i>	1.80
<i>Clima muy extremoso</i>	1.75

TABLA 3.9 VALORES DE K₁ DE ACUERDO AL CLIMA

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

$$Q_{mh} = Q_{md} k_2 \tag{3.16}$$

Donde $1.4 < k_2 < 1.8$

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

$$Q_E = \frac{Q_{mh}}{\text{longitud total de la red}} \tag{3.17}$$

3.2.2 GASTO DE FUGA

La evaluación de fugas en la red de distribución se realiza mediante el estudio de las pérdidas que ocurren en sectores de la red denominados distritos hidrométricos (DH); éstos se eligen de modo tal que sean representativos de todo el sistema.

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

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

Para identificar zonas de la red que pueden funcionar como distritos hidrométricos se debe proceder de la forma siguiente: sobre los planos de la red de distribución se busca una extensión de red con una longitud mínima de 3 km y donde haya cuando menos 350 tomas domiciliarias activas, la antigüedad y características de las instalaciones de la red deben representar a una de las zonas existentes en la localidad, en lo que se refiere a la presión media de operación y de fugas anuales por kilómetro de red, con el fin de que figuren las condiciones de una extensión de la red con las mismas características. Es muy importante verificar que el área de la red seleccionada pertenezca a una sola zona de presión.

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

$$K_0 = \frac{Z_c^2}{Kd^2} \left[\sum_{i=1}^m K_i P_i (100 - P_i) \right] \quad (3.18)$$

Donde:

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

⇒ P_i es la proporción anual de fugas respecto al total en toda la red, para el i -ésimo estrato de muestreo, en %.

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

En consecuencia, en lugar de caracterizar a la red por su número de tramos, sería recomendable considerar como factores de muestreo, el número de uniones e inserciones en la red, o bien, la frecuencia de ocurrencia de fugas, este último expresado por el número anual de fugas por kilómetro de red, y una presión media del servicio; de esta forma, lo que resultaría serían zonas de muestreo con un rango bien definido de características que son representativas de la red, facilitando así la delimitación y extensión de los distritos hidrométricos.

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

El siguiente paso consiste en revisar que el caudal en la tubería de abastecimiento sea suficiente para satisfacer la demanda promedio en esa zona.

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

verificar que la presión, en los puntos seleccionados dentro del DH, se reduce a cero después de unos minutos y en función de la extensión de la red; en el exterior, la presión se debe mantener sin variación apreciable.

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

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

Posteriormente a lo anterior se realiza una selección aleatoria de una muestra representativa de usuarios domésticos, para determinar el consumo promedio por toma de este tipo de usuarios dentro del DH; para esto, se requiere verificar previamente que los usuarios tengan instalado, en la toma, un medidor de consumo bien calibrado, con esto se asegura que el consumo esté correctamente medido.

$$n = \frac{Z_c^2 \sigma_c^2}{d_c^2} \tag{3.19}$$

Donde:

- ⇒ n es el tamaño de la muestra o número de tomas a las que se les debe medir el consumo.
- ⇒ Z_c es el área bajo la curva de probabilidades con distribución normal, asociada a un nivel de confianza seleccionado (para un nivel de confianza de 95%, $Z_c = 1.96$).
- ⇒ d_c es el error admisible en la estimación del consumo, en $m^3/toma/mes$.
- ⇒ σ_c es la desviación estándar del consumo medio de cada toma con medidor, en $m^3/toma/mes$.

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

$$C_T = C_{DT} + C_M + V_P \quad (3.20)$$

Donde:

- ⇒ C_T es el volumen total suministrado al distrito hidrométrico, en $m^3/día$.
- ⇒ C_{DT} es el consumo total domiciliario promedio diario en el DH, en $m^3/día$.

$$C_{DT} = \frac{\sum_{i=1}^{30} C_i}{30} N_t \quad (3.21)$$

- ⇒ C_i es el consumo promedio medido a la i -ésima toma de la muestra, en $m^3/toma/día$.
- ⇒ C_M es el consumo medido a todos los grandes consumidores ($\geq 500 m^3/toma/día$) dentro del DH, en $m^3/día$.
- ⇒ N_t es el número total de tomas domiciliarias instaladas dentro del DH.
- ⇒ V_P es el volumen total de pérdidas dentro del DH, en $m^3/día$.

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

$$V_R = V_P + V_{Ft} \quad (3.22)$$

Donde:

- ⇒ V_R es el volumen de pérdidas en la red del distrito hidrométrico, en $m^3/día$.
- ⇒ V_{Ft} es el volumen de agua perdida por fugas en tomas domiciliarias, en $m^3/día$.

$$V_{Ft} = F_{td} N_{tDH} q_{FtDH} C_s \quad (3.23)$$

- ⇒ F_{td} es el porcentaje de tomas con fuga de acuerdo con el estrato que le corresponde de la muestra analizada para este fin; dividido entre 100.
- ⇒ N_{tDH} es el número total de tomas abastecidas por la red del DH.
- ⇒ q_{FtDH} es el gasto promedio de fuga en tomas domiciliarias obtenido de la muestra, en $m^3/día/toma$ con fuga.
- ⇒ C_s es el factor de continuidad del servicio.

El volumen de pérdidas en la red comprende también las pérdidas por usuarios no registrados (consumo clandestino), P_{cland} ; sin embargo como este volumen solo se puede determinar si se identifican las conexiones no autorizadas, se consideran como parte de las pérdidas en la red. Los caudales más comunes de fugas en la red varían desde 0.25 hasta 10 litros/s/fuga. En la figura 3.6 se muestra la

ubicación y porcentajes de fugas que se han presentado en elementos de la red de distribución en el país.

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

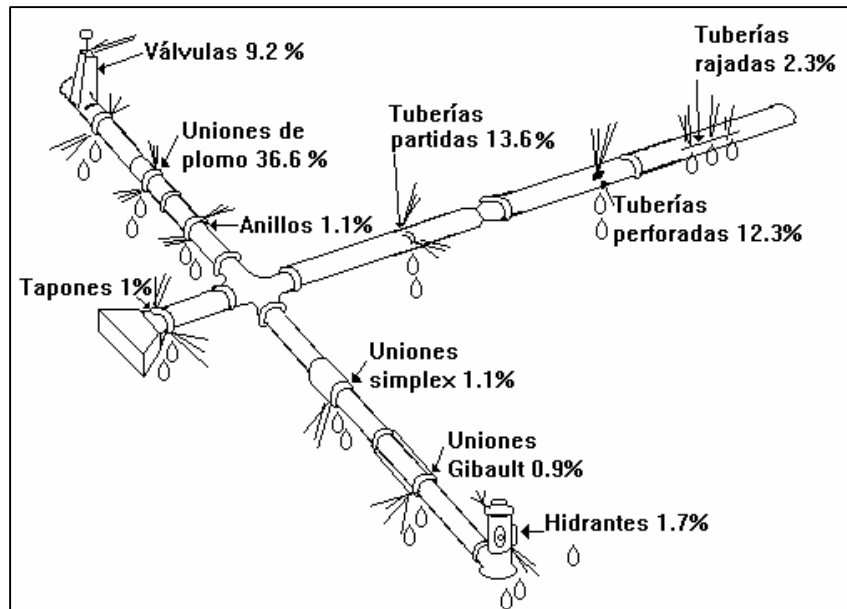


FIGURA 3.6 UBICACIÓN Y FRECUENCIA DE FUGAS EN REDES DE DISTRIBUCIÓN

4. EL CÁLCULO DE REDES DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE

4.1 REVISIÓN, DISEÑO Y OPERACIÓN DE REDES DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE

La revisión y diseño de redes de tuberías utilizadas para suministro de agua está en función de 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 esto 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 precisa 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 para que el agua llegue a los domicilios y menor a una máxima 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 es conveniente seleccionar 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 de acuerdo a criterios de carácter no hidráulico.

El diseño, construcción y operación (durante la vida útil) de un proyecto de ingeniería son períodos críticos para el éxito del proyecto. Un buen diseño de una red de distribución no garantiza el buen funcionamiento hidráulico de ésta.

En la práctica, durante la construcción de la red de distribución, se seleccionan e instalan los diferentes elementos de la red siguiendo procedimientos de construcción e instalación recomendados por fabricantes y apoyados 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.

Normalmente, los criterios de selección de materiales y procedimientos constructivos se adaptan a condiciones regionales, es decir, la disponibilidad (en cantidad y calidad) de piezas, economía, procedimientos constructivos, tipos de suelo, etc. Dos factores considerables durante la selección de los elementos, son la durabilidad y la eficiencia. Los materiales duraderos son usualmente costosos, pero deberán compararse con otros no tan duraderos (ni tan costosos), considerando además el costo de instalación y los costos a futuro en función de la operación, reparación y posible sustitución. La utilización de buenos materiales sin un buen procedimiento constructivo dará lugar a fallas, lo que también sucederá si se procede correctamente con materiales inadecuados

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. El uso de piezas y tuberías que funcionan bien durante pocos años y en condiciones ideales, dan lugar a fallas poco visibles, y que 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.

La operación de la red de distribución, son las actividades que se realizan para facilitar 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 mantiene 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 elementos y de las proyecciones a futuro de la demanda. Sin embargo, las condiciones para las que 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. Las actividades operativas: recopilación de información, diagnóstico de operación y solución de problemas del sistema, son ventajosas para condiciones no previstas.

4.1.1 REHABILITACIÓN DE REDES

La necesidad de rehabilitar una red se presenta si 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 consiste, 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, aquí se describen sólo 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 un efecto tipo a 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, justificados, se recurre a esta variante, con preferencia de suministro a una zona mediante con un solo tanque.
4. Elevación de la presión general en la red en función de la construcción de uno o varios tanques elevados.

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 es la construcción de un tanque conectado con el tanque existente y ubicarlo en el lugar que geográficamente e hidráulicamente más convenga.

Entonces, el refuerzo de la red existente puede tener lugar en otras líneas secundarias que, arrancando de este depósito complementario, modifique 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 un tanque elevado, que dé la presión requerida. Dentro de la opción hay dos variantes: conectar sencillamente la red al nuevo tanque o dividir en zonas la población. Si no hay peligro de cargas estáticas excesivas se recurre a la primera: conexión total directa. En caso de existir cargas excesivas (ciudades con topografía accidentada), conviene establecer la división en zonas de presión.

4.2 REDES DE TUBERÍAS CONSIDERANDO FLUJO PERMANENTE

El funcionamiento de una red de distribución de agua potable considerando flujo permanente, depende de los siguientes factores:

LAS RELACIONES CARGA HIDRÁULICA – GASTO EN CADA TUBERÍA.

LAS ECUACIONES GOBERNANTES DEL FLUJO EN LA RED.

LAS CONDICIONES DE FRONTERA DEL SISTEMA DE TUBERÍAS.

Para iniciar el análisis, es conveniente en primer lugar esquematizar los elementos de la red en un diagrama. En éste, se dibuja el trazo de la red de tuberías y se indica el diámetro, la longitud y el material de cada tramo de tubería que se encuentra entre dos nudos.

Para fines de análisis, un nudo es la unión de dos o más tuberías, ya sea de diferente diámetro o material (para poder incluir el efecto del cambio de la rugosidad interna de la tubería), el extremo de una tubería que no se conecta con alguna otra (en el caso de redes abiertas), los puntos de alimentación y de extracción de agua en la red, y en general cualquier punto de la red de tuberías donde interese calcular tanto el gasto que circula por tubería así como la presión disponible.

Es importante resaltar que a pesar de que las demandas de agua se ubican a intervalos irregulares a lo largo de cada tubería, para el análisis se les concentra en los puntos extremos de cada tramo de ésta, es decir, en los nudos. Las demandas nodales o puntales se determinan de acuerdo a diversos criterios entre

los que figuran: el área que sirven, la densidad de la población, el consumo per cápita, el consumo según el tipo de usuario, etc.

El análisis del funcionamiento de una red de distribución de agua involucra la determinación de ciertos parámetros desconocidos, los cuales se determinan con base en parámetros conocidos y condiciones de frontera. Por ejemplo, si se conocen los niveles piezométricos de las fuentes de abastecimiento de la red (niveles de superficie libre en el caso de los tanques o presión suministrada a la red por bombas ubicadas en los pozos), los niveles de terreno en cada nudo y los gastos máximos horarios en los nudos de demanda, pueden establecerse una serie de ecuaciones que permiten calcular los gastos que circulan en cada tubería, así como la presión disponible en cada nudo de la red (expresada como carga hidráulica en metros de columna de agua, mca o simplemente en metros, m). Para esto, se numeran los nudos y las tuberías. De esta forma, la red puede ser codificada para ser analizada por computadora, pues solo en el caso de redes abiertas o de pocos tubos, es sencillo y poco laborioso el realizar el cálculo de forma manual.

4.2.1 RELACIONES CARGA HIDRÁULICA – GASTO

El análisis estático se basa en los principios de conservación de la materia y de la energía, los cuales, en Mecánica de Fluidos se expresan mediante las ecuaciones de continuidad y de energía.

La ecuación de continuidad se aplica considerando que se tiene una densidad constante del agua, por lo que

$$A_1 v_1 = A_2 v_2 \tag{4.1}$$

La ecuación anterior indica que si la sección transversal de la tubería no cambia, la velocidad media del flujo se mantiene constante. Además, según la definición del gasto

$$Q = Av \tag{4.2}$$

Donde:

- ⇒ Q es el gasto
- ⇒ A es el área transversal del conducto
- ⇒ v es la velocidad media del flujo

También puede observarse de la ecuación de continuidad que el gasto que circula por la tubería en la sección 1 es igual al que circula en la sección 2 aunque la tubería cambie su sección transversal.

Por otra parte, la ecuación de la energía, se puede escribir como:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (4.3)$$

Al considerar que $\gamma = \rho g$ la ecuación anterior puede simplificarse para aplicarla al análisis de redes de tuberías con carga hidráulica h de acuerdo con la siguiente expresión

$$h = z + \frac{p}{\gamma} \quad (4.4)$$

Donde:

- ⇒ h es la suma de la carga de posición z (m) más la carga de presión p/γ (m), y representa la carga hidráulica disponible (m).

Por otra parte, se considera que la sección transversal de la tubería no cambia en el trayecto comprendido entre las secciones 1 y 2, por lo que la carga de velocidad es la misma en ambos puntos; así

$$\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} \quad (4.5)$$

La ecuación de la energía puede escribirse como:

$$h_f = h_1 - h_2 \quad (4.6)$$

La pérdida de carga en una tubería puede expresarse de acuerdo a los conceptos del tema 3.1.1

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (4.7)$$

Otras formas de expresar la pérdida de carga en un tubo P entre los nudos i y j , es en función del gasto de acuerdo con la expresión

$$h_{f_{i,j}} = h_{f_p} = h_i - h_j = r_{i-j} Q_{i,j}^m = r_j Q_p^m \quad (4.8)$$

Donde:

- ⇒ r es un coeficiente de resistencia del tramo de tubería en cuestión
- ⇒ m es un exponente que depende de la fórmula empleada para calcular la pérdida de carga.

En nuestro caso, considerando un conducto de sección circular, el área de la sección transversal es

$$A = \frac{\pi D^4}{4} \quad (4.9)$$

Las ecuaciones de gasto y carga en la ecuación de pérdida en una tubería

$$h_f = \frac{8}{g\pi^2} f \frac{L}{D^5} Q^2 \quad (4.10)$$

De esta forma, puede apreciarse que

$$r = \frac{8}{g\pi^2} f \frac{L}{D^5} \quad (4.11)$$

Entonces

$$m = 2$$

Es importante observar que el coeficiente de resistencia r depende de ciertas características de la tubería y del fluido transportado, pues entre éstas se encuentran la longitud, el diámetro y el material de la tubería; además de la viscosidad cinemática y la velocidad del fluido transportado.

4.2.2 ECUACIONES GOBERNANTES DEL FLUJO EN LA RED

En una red de dispuesta por P tuberías con un total de N nudos; el número de parámetros desconocidos es igual al número de tuberías entre nudos.

En el caso de una red cerrada se pueden establecer dos tipos de ecuaciones que permiten formar un sistema de ecuaciones simultáneas:

1. *Ecuaciones de continuidad en los nudos:* Se refieren a que la suma algebraica de los gastos que parten o son conducidos a un nudo cualquiera de la red vale cero. Lo anterior se puede expresar como:

$$\sum_{p=1}^j Q_p + q_j = 0 \quad (4.12)$$

Donde:

- ⇒ Q_p representa a los gastos conducidos por el tubo P al nudo j de la red.
- ⇒ q_j es el gasto que se extrae o ingresa a la red en el nudo j .

En éste documento se considera con signo positivo a los gastos que arriban o ingresan al nudo j y con signo negativo a los gastos que parten o se extraen del nudo j .

La ecuación anterior se cumple en todos los nudos de la red, y pueden establecerse un total de N-1 ecuaciones independientes para formar el sistema de ecuaciones simultáneas, donde 1 es el número de nudos con carga conocida.

2. *Ecuaciones de pérdida de carga en los circuitos:* Un circuito es definido como un polígono cerrado de tuberías, donde el agua que parte por un tramo particular de tubería, puede regresar al punto de origen por otro tramo. Las ecuaciones de pérdida en los circuitos se refieren a que la suma algebraica de las pérdidas de carga a lo largo de las tuberías que forman un circuito es nula para todos los circuitos de red:

$$\sum_k h_{f_p} = 0 \tag{4.13}$$

Para todos los circuitos k.

La convención de los signos se relaciona con el sentido de giro de las manecillas del reloj, tomándose como positivo si es en el mismo sentido y negativo en caso contrario.

El número máximo de ecuaciones independientes de este tipo que se pueden formar es igual a P-(N-1). Por tanto, el número total de ecuaciones simultáneas que se pueden formar es igual al número de tubos P de la red.

En el caso de las redes abiertas solo se aplican las ecuaciones de continuidad en los nudos, y se pueden determinar las presiones disponibles en los nudos, porque se conocen los gastos que circulan por las tuberías. En aquellos casos en que se tengan redes combinadas, es posible simplificar los tramos abiertos y considerarlos como demandas puntuales.

Se aprecia que el sistema de ecuaciones, formado por los conjuntos de ecuaciones de continuidad en los nudos y de pérdida de carga en los circuitos, está representado en términos de gastos y cargas hidráulicas como variables desconocidas; así que para resolver el sistema en su conjunto es necesario plantear ya sea las ecuaciones de continuidad en los nudos en función de las cargas o las ecuaciones de pérdida de carga en los circuitos en función de los gastos. De esta forma se tiene un sistema de ecuaciones simultáneas que es posible resolver con el método presentado más adelante.

4.2.3 CONDICIONES DE FRONTERA

Una condición de frontera es una restricción al funcionamiento del sistema de tuberías. Las condiciones de frontera incluyen los gastos de ingreso y de demandas a la red, los nudos de carga conocida (tanques de almacenamiento), y dispositivos que se colocan en la red tanto para abastecerla como para controlar el flujo del agua en la red. En el primer caso, las instalaciones para

abastecimiento, tanques y bombas, pueden a su vez alimentarse de pozos o incluso de otros almacenamientos. En el segundo caso, se encuentran varios tipos de válvulas, tales como las de compuerta, de no retorno, reductoras de presión, etc.

Las condiciones de frontera deben ser suficientes para definir el patrón de flujo y la distribución de presiones en la red. Dos conjuntos típicos de condiciones de frontera son:

- 1) La magnitud de los gastos de ingreso y de demanda son conocidos, además se conoce la carga hidráulica disponible por lo menos en un nudo. Por ejemplo, en un tanque de almacenamiento.
- 2) La magnitud de las presiones en los nudos de abastecimiento es conocida, así como la magnitud de los gastos de demanda.

4.2.4 MÉTODO DE SOLUCIÓN SÁNCHEZ – FUENTES

Este método es un procedimiento iterativo desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM; ha sido aplicado con éxito a redes de hasta 5000 tubos, tal es el caso de la red de la Ciudad de México. Tiene como principales ventajas la convergencia rápida hacia la solución de la red, el no requerir una inicialización de los valores de los gastos en cada tubo de acuerdo con las ecuaciones de continuidad de los nudos y la realización de un menor número de operaciones que se traduce en menor tiempo de cálculo.

Para determinar la solución de la red, el procedimiento parte de ciertos gastos, los cuales pueden ser asignados arbitrariamente pero coherentes, incluso iguales entres sí tal como en la teoría lineal. Con estos gastos y las características de las tuberías se forma el sistema de ecuaciones gobernantes del flujo en la red en función de los gastos (ecuaciones Q), pero expresado en términos de cargas hidráulicas en cada nudo y de las condiciones de frontera. Al resolver el sistema se determinan nuevas cargas hidráulicas en cada nudo, con las cuales es posible calcular nuevos gastos en los tubos mediante una ecuación de recurrencia basada en el Método de Newton-Raphson. El procedimiento se repite hasta cumplir con cierta tolerancia entre los gastos de una iteración a otra.

Para definir la ecuación de recurrencia se considera serie de Taylor:

$$f(x + \Delta x) = f(x) + f'(x)\Delta x + \frac{1}{2!}f''(x)(\Delta x)^2 + \dots + \frac{1}{n!}f^n(x)(\Delta x)^n \quad (4.14)$$

Si en lugar de $f(x)$, se utiliza una función $f(Q)$ se tiene

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q) + f'(Q)\Delta Q + \frac{1}{2!}f''(Q)(\Delta Q)^2 + \dots + \frac{1}{n!}f^n(Q)(\Delta Q)^n \quad (4.15)$$

Considerando hasta la primera derivada

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q) + f'(Q)\Delta Q \quad (4.16)$$

Por otra parte, si de acuerdo a la ecuación de recurrencia, la pérdida de carga entre los nudos i y j se toma como

$$h_i - h_f = f(Q) = r_p Q_p |Q_p| \quad (4.17)$$

En esta última expresión se considero la ecuación de Darcy-Weisbach, y se incluyó el valor absoluto para poder definir el sentido del flujo en el tubo P. Al obtener la primera derivada se obtiene

$$f'(Q) = 2r_p |Q_p| \quad (4.18)$$

Finalmente, la ecuación de recurrencia se obtiene al considerar que $Q = Q^k$ representa una condición conocida en la iteración k (nótese que no se eleva el gasto Q a la potencia k). De esta forma $Q^{k+1} = Q^k + \Delta Q$. Así, con las ecuaciones de pérdida de carga y Darcy-Weisbach, pueden escribirse las siguientes ecuaciones

$$h_i^k - h_f^k = f(Q^k) = r_p^k Q_p^k |Q_p^k| \quad (4.19)$$

$$f'(Q^k) = 2r_p^k |Q_p^k| \quad (4.20)$$

$$f(Q^k + \Delta Q) = f(Q^{k+1}) = h_i^{k+1} - h_f^{k+1} \quad (4.21)$$

Sustituyendo las expresiones anteriores en la ecuación de recurrencia hasta la primera derivada

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q) + f'(Q)\Delta Q \quad (4.22)$$

$$h_i^{k+1} - h_f^{k+1} = r_p^k Q_p^k |Q_p^k| + 2r_p^k |Q_p^k| (Q_p^{k+1} - Q_p^k) \quad (4.23)$$

Despejando a Q^{k+1} :

$$Q_p^{k+1} = \frac{h_i^{k+1} - h_f^{k+1}}{2r_p^k |Q_p^k|} + \frac{Q_p^k}{2} \quad (4.24)$$

Si se considera

$$\alpha_p^k = \frac{1}{2r_p^k |Q_p^k|} \quad (4.25)$$

Se obtiene finalmente la expresión fundamental del método:

$$Q_p^{k+1} = \alpha_p^k (h_i^{k+1} - h_f^{k+1}) + \frac{1}{2} Q_p^k \quad (4.26)$$

Se aprecia que para formar el sistema de ecuaciones Q deberán calcularse los coeficientes α^k de cada tubería y sustituir cada gasto según la expresión anterior en el sistema de ecuaciones. En el sistema lineal resultante, pueden reducirse términos hasta tener un sistema cuya forma general es

$$A \{h^{k+1}\} = B \quad (4.27)$$

Donde:

- ⇒ A es la matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones (depende del cálculo de α^k para cada tubería).
- ⇒ h^{k+1} es el vector de incógnitas, es decir, las cargas hidráulicas de los tubos para la siguiente iteración.
- ⇒ B es un vector columna de términos independientes, que depende del gasto suministrado o demandado en el nudo al que se refiera la ecuación del renglón, y en algunos casos, del coeficiente α^k y de la carga h en los nudos de carga conocida (tanques).

La formación y solución de éste sistema de ecuaciones es sencilla si se considera que:

- a) La matriz de coeficientes posee varios elementos nulos; además es simétrica, por lo que puede calcularse en cada renglón el coeficiente de la diagonal principal y los que están después de éste de acuerdo a siguiente la secuencia $a_{i,i}, a_{i,i+1}, \dots, a_{i,n}$.
- b) 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 los de nudos ligados a él con una tubería excepto cuando, se conoce el nivel piezométrico del nudo ligado a n.
- c) En la diagonal, los coeficientes α^k de los tubos que llegan al nudo n aparecen anteceditos con signo menos.
- d) 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 multiplicado por dicho nivel.

Para dar mayor rapidez a este método es conveniente emplear un procedimiento eficaz para resolver el sistema de ecuaciones lineales, ya que debe hacerse varias veces. Dadas las características de la matriz de coeficientes, es útil un

procedimiento iterativo, ya que la solución se obtiene en unos cuantos pasos de cálculo y requiere poco trabajo computacional.

Con el fin de detallar la aplicación del Método de Sánchez - Fuentes, se elaboró el siguiente diagrama de flujo, con el cual se puede estructurar un programa de computadora para resolver redes de distribución considerando flujo permanente.

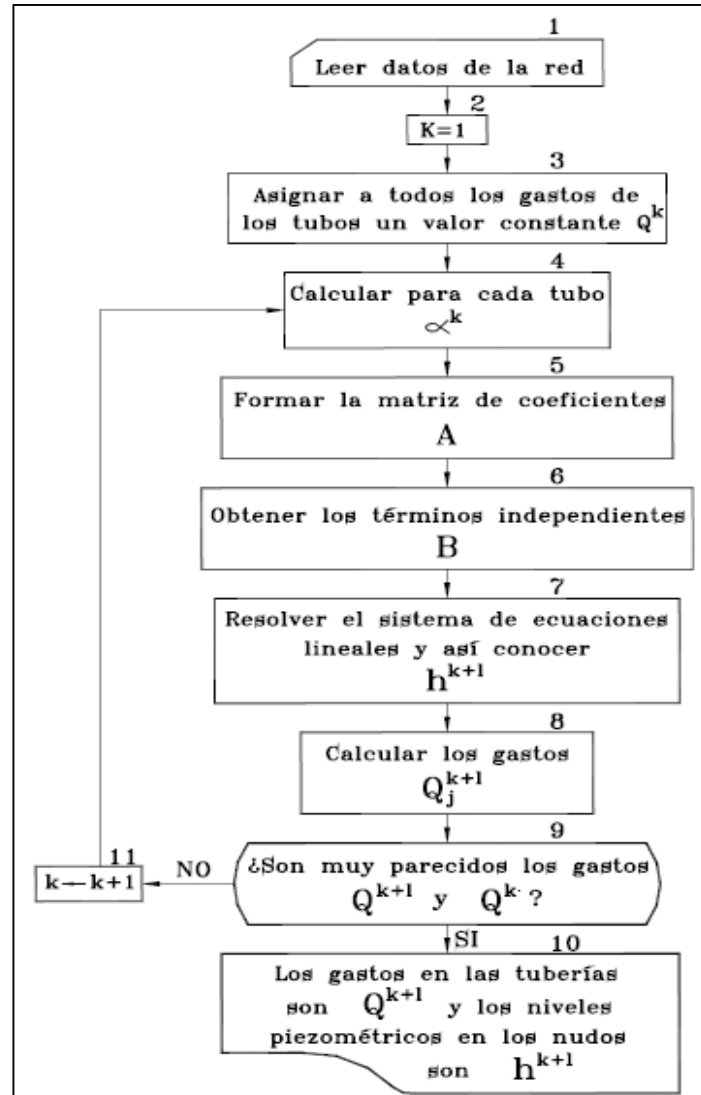


FIGURA 4.1 DIAGRAMA DE FLUJO DEL MÉTODO SÁNCHEZ - FUENTES

Este método de solución puede considerar las condiciones de frontera en la red, siempre y cuando también se consideren sus efectos en las ecuaciones correspondientes. Por ejemplo, los gastos y las cargas suministradas por tanques y bombas deberán incluirse en las ecuaciones de continuidad en los nudos de pérdida de carga en los circuitos respectivamente.

El incremento de carga específico de una bomba puede determinarse a partir de la curva característica carga-gasto de la ésta. El Método de Sánchez - Fuentes ajusta la curva característica de la bomba con un polinomio de la forma

$$Q_b = a_0 + a_1 h_b + a_2 h_b^2 \quad (4.28)$$

Donde:

- ⇒ a_0, a_1 y a_2 son coeficientes constantes
- ⇒ h_b es la carga suministrada por la bomba
- ⇒ Q_b es el gasto correspondiente a dicha carga

Aplicando la expresión que define la serie de Taylor hasta la primera derivada se tiene:

$$f(h_b + \Delta h_b) = f(h_b) + f'(h_b)\Delta h_b \quad (4.29)$$

Considerando que para las iteraciones k y $k+1$

$$Q_b^{k+1} = f(h_b^k + \Delta h_b^k) \quad (4.30)$$

$$Q_b^k = f(h_b^k) = a_0 + a_1 h_b^k + a_2 (h_b^k)^2 \quad (4.31)$$

$$f'(h_b^k) = a_1 + 2a_2 h_b^k \quad (4.32)$$

$$\Delta h_b^k = h_b^{k+1} - h_b^k \quad (4.33)$$

Al sustituir estas expresiones en la ecuación (4.29), se puede escribir como

$$Q_b^{k+1} = Q_b^k + (a_1 + 2a_2 h_b^k)(h_b^{k+1} - h_b^k) \quad (4.34)$$

Y simplificando finalmente

$$Q_b^{k+1} = \delta^k + \beta^k h_b^{k+1} \quad (4.35)$$

Donde:

$$\beta^k = a_1 + 2a_2 h_b^k \quad (4.36)$$

$$\delta^k = Q_b^k - \beta^k h_b^k \quad (4.37)$$

Al formar el sistema de ecuaciones (4.27), el coeficiente δ^k quedaría ubicado en el vector B de términos independientes con signo negativo y β^k se agregaría a los coeficientes α^k del nudo donde abastece la bomba con signo positivo.

5. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE CÁLCULO DE REDES

A continuación se explica el procedimiento de cálculo para algunos ejemplos de redes de abastecimiento de agua potable utilizando el Método Sánchez – Fuentes, precisando de incógnita el gasto, pues este esquema es el más común en la práctica.

5.1 RED CON UN TANQUE

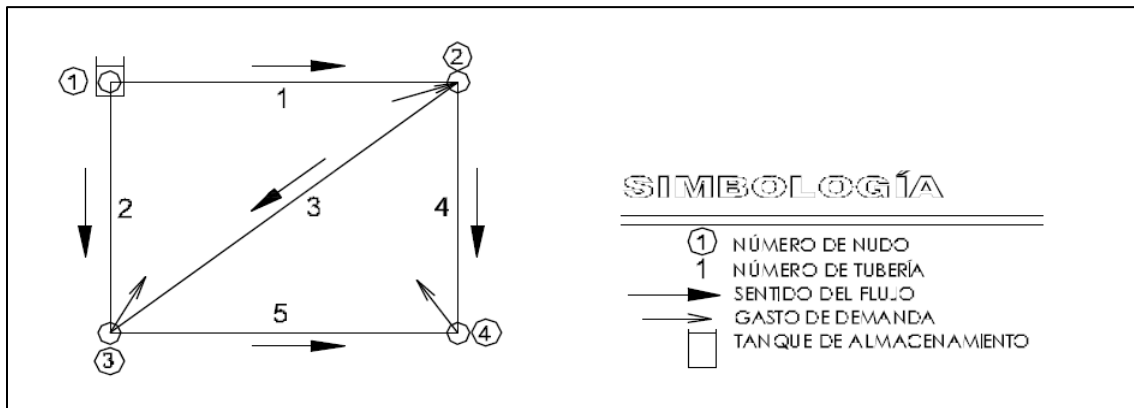


FIGURA 5.1 ESQUEMA DE RED CON UN TANQUE

La siguiente tabla contiene los datos correspondientes a la red de la figura (5.1)

TUBERÍA	NODO		LONGITUD m	DIÁMETRO m	COEFICIENTE DE FRICCIÓN <i>f</i>	NODO q m³/s	
	INICIAL	FINAL					
1	1	2	609,60	0,1524	0,022		
2	1	3	457,20	0,1524	0,022	1	0,0000
3	2	3	762,00	0,1524	0,022	2	0,0283
4	2	4	457,20	0,1524	0,022	3	0,0142
5	3	4	609,60	0,1524	0,022	4	0,0142

Para la solución de la red es necesario precisar el sistema de ecuaciones simultáneas.

$$-Q_1 - Q_2 = q_1 \quad (5.1)$$

$$Q_1 - Q_3 - Q_4 = -q_2 \quad (5.2)$$

$$Q_2 + Q_3 - Q_5 = q_3 \quad (5.3)$$

$$Q_5 + Q_4 = q_4 \quad (5.4)$$

Después con la ecuación (4.26) se expresa el sistema de ecuaciones en función de las cargas hidráulicas en los nudos. Uno de los nudos tiene carga conocida y los tres restantes son incógnitas.

$$-\left[\alpha_1(h_1 - h_2) + \frac{Q_1}{2} \right] - \left[\alpha_2(h_1 - h_3) + \frac{Q_2}{2} \right] = q_1 \quad (5.5)$$

$$\left[\alpha_1(h_1 - h_2) + \frac{Q_1}{2} \right] - \left[\alpha_3(h_2 - h_3) + \frac{Q_3}{2} \right] - \left[\alpha_4(h_2 - h_4) + \frac{Q_4}{2} \right] = -q_2 \quad (5.6)$$

$$\left[\alpha_2(h_1 - h_3) + \frac{Q_2}{2} \right] + \left[\alpha_3(h_2 - h_3) + \frac{Q_3}{2} \right] - \left[\alpha_5(h_3 - h_5) + \frac{Q_5}{2} \right] = q_3 \quad (5.7)$$

$$\left[\alpha_5(h_3 - h_4) + \frac{Q_5}{2} \right] + \left[\alpha_4(h_2 - h_4) + \frac{Q_4}{2} \right] = q_4 \quad (5.8)$$

El sistema anterior se puede escribir de forma matricial

$$\begin{bmatrix} -\alpha_1-\alpha_2 & \alpha_1 & \alpha_2 & 0,0000 \\ \alpha_1 & -\alpha_1-\alpha_3-\alpha_4 & \alpha_3 & \alpha_4 \\ \alpha_2 & \alpha_3 & -\alpha_2-\alpha_3-\alpha_5 & \alpha_5 \\ 0,0000 & \alpha_4 & \alpha_5 & -\alpha_5-\alpha_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} h_1 \\ h_2 \\ h_3 \\ h_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} q_1/2 \\ -q_2/2 \\ q_3/2 \\ q_4/2 \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

Y también se puede reducir utilizando únicamente los nudos en los que la carga no es conocida.

$$\begin{bmatrix} -\alpha_1-\alpha_3-\alpha_4 & \alpha_3 & \alpha_4 \\ \alpha_3 & -\alpha_2-\alpha_3-\alpha_5 & \alpha_5 \\ \alpha_4 & \alpha_5 & -\alpha_5-\alpha_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} h_2 \\ h_3 \\ h_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -q_2/2 + \alpha_1 h_1 \\ q_3/2 + \alpha_2 h_1 \\ q_4/2 \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

Para continuar resolviendo la red con el Método Sánchez – Fuentes es necesario suponer valores iniciales de gasto en cada tubo que faciliten calcular los coeficientes de la matriz de acuerdo con la siguiente expresión

$$\alpha = \frac{1}{2C|Q^k|} \quad (5.11)$$

De la ecuación de Darcy – Weisbach se tiene

$$h_f = f \frac{L v^2}{D 2g} = f \frac{L v^2 A_2}{D 2g A_2} = f \frac{L Q^2}{D 2g A_2} \quad (5.12)$$

Y si además se utiliza el sistema internacional de unidades

$$h_f = 0.0826 \frac{f L Q^2}{D^5} \quad (5.13)$$

Finalmente se puede expresar la pérdida de carga de la siguiente forma

$$h_f = C Q^2 \quad (5.14)$$

Donde C está dada

$$C = 0.0826 \frac{f L}{D^5} \quad (5.15)$$

Ya teniendo los valores para coeficientes y términos independientes del sistema lineal resultante, se calculan las cargas hidráulicas propias de la primera iteración, y con estos valores se calculan los nuevos gastos.

La sistemática se continúa hasta tener la solución. Las trece iteraciones que requirió este primer ejemplo están a continuación; éstas se realizaron utilizando una hoja de cálculo en Excel.

C	1 / 2C	Q ^K M3/S	α
13474,82	3,71E-05	0,001	0,03711
10106,11	4,95E-05	0,001	0,04948
16843,52	2,97E-05	0,001	0,02969
10106,11	4,95E-05	0,001	0,04948
13474,82	3,71E-05	0,001	0,03711

-0,0866	0,0371	0,0495	0,0000
0,0371	-0,1163	0,0297	0,0495
0,0495	0,0297	-0,1163	0,0371
0,0000	0,0495	0,0371	-0,0866

h ₁
h ₂
h ₃
h ₄

=

0,0000
-0,0142
0,0071
0,0071

-0,0866	0,0371	0,0495	0,0000
0,0371	-0,1163	0,0297	0,0495
0,0495	0,0297	-0,1163	0,0371
0,0000	0,0495	0,0371	-0,0866

h ₁
h ₂
h ₃
h ₄

=

0,0000
-0,0142
0,0071
0,0071

h ₁	=	64,00	m
----------------	---	-------	---

El tanque está en el nodo 1 así que la carga ahí es un dato que simplifica la matriz de ecuaciones, resultando

-0,1163	0,0297	0,0495
0,0297	-0,1163	0,0371
0,0495	0,0371	-0,0866

h ₂
h ₃
h ₄

=

-2,3890
-3,1593
0,0071

ITERACIÓN 1	Q ^{K+1}	-2,45	3,50	4,66	7,53	0,57	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,08	63,94	63,94		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							16,59	[l/s]

ITERACIÓN 2	Q ^{K+1}	-6,23	6,81	6,72	8,53	2,62	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,33	63,64	63,64		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							12,18	[l/s]

ITERACIÓN 3	Q ^{K+1}	-6,45	6,79	7,89	10,55	2,13	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,56	63,53	63,53		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							3,93	[l/s]

ITERACIÓN 4	Q ^{K+1}	-7,02	7,24	8,41	11,17	2,27	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,66	63,47	63,47		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							2,30	[l/s]

ITERACIÓN 5	Q ^{K+1}	-7,26	7,42	8,67	11,51	2,31	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,71	63,44	63,44		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							1,07	[l/s]

ITERACIÓN 6	Q ^{K+1}	-7,39	7,52	8,81	11,68	2,33	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,73	63,43	63,43		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							0,54	[l/s]

ITERACIÓN 7	Q ^{K+1}	-7,45	7,56	8,87	11,77	2,34	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,75	63,42	63,42		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							0,27	[l/s]

ITERACIÓN 8	Q ^{K+1}	-7,48	7,59	8,90	11,81	2,34	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,75	63,42	63,42		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							0,14	[l/s]

ITERACIÓN 9	Q ^{K+1}	-7,49	7,60	8,92	11,83	2,35	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,76	63,42	63,42		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							0,07	[l/s]

ITERACIÓN 10	Q ^{K+1}	-7,50	7,60	8,93	11,84	2,35	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,76	63,42	63,42		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							0,03	[l/s]

ITERACIÓN 11	Q ^{K+1}	-7,51	7,61	8,93	11,85	2,35	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,76	63,42	63,42		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							0,02	[l/s]

ITERACIÓN 12	Q ^{K+1}	-7,51	7,61	8,94	11,85	2,35	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,76	63,41	63,41		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							0,01	[l/s]

ITERACIÓN 13	Q ^{K+1}	-7,51	7,61	8,94	11,85	2,35	[l/s]	
	h ^K	64,00	64,76	63,41	63,41		[m]	
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1}							0,00	[l/s]

La precisión de la diferencia de los gastos está en centésimas, así que el resultado correspondiente a la iteración 13 es aceptable. Es importante explicar que el signo negativo del gasto de la tubería 1 indica que el flujo es en el otro sentido.

5.2 RED CON DOS TANQUES

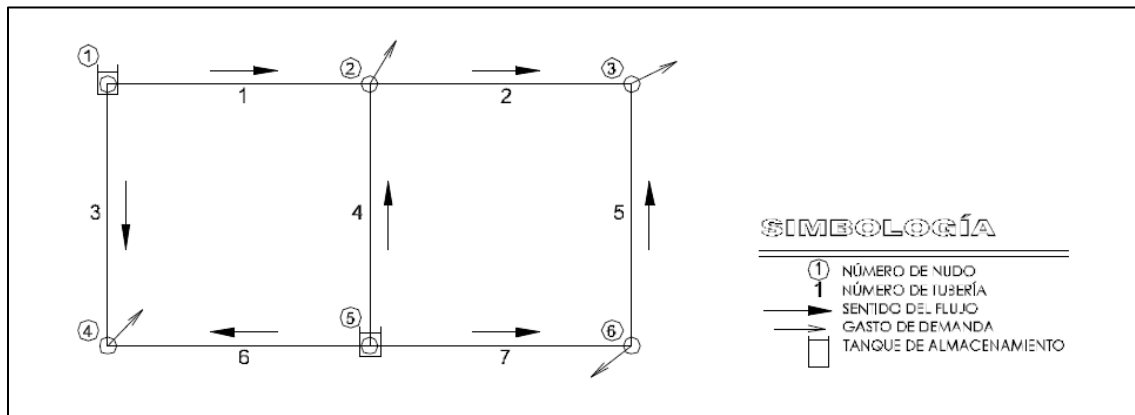


FIGURA 5.2 ESQUEMA DE RED CON DOS TANQUES

El primer paso para resolver la red es plantear el sistema de ecuaciones simultáneas en aquellos nodos donde no se conoce la carga (suponiendo los sentidos de flujo en la tubería de acuerdo a lo indicado en la figura 5.2). Así se tienen cuatro ecuaciones con siete incógnitas.

$$Q_1 - Q_2 + Q_4 = q_2 \tag{5.16}$$

$$Q_2 + Q_5 = q_3 \tag{5.17}$$

$$Q_3 + Q_6 = q_4 \quad (5.18)$$

$$Q_7 - Q_5 = q_6 \quad (5.19)$$

En el siguiente sistema se utiliza la ecuación (4.26) para tener un sistema de ecuaciones simultáneas expresado en función de las cargas hidráulicas en los nudos. De esta forma, el sistema de ecuaciones continúa siendo lineal, pero ahora existen cuatro incógnitas, pues dos de los nudos poseen carga conocida (h_1 y h_5):

$$\left[\alpha_1(h_1 - h_2) + \frac{Q_1}{2} \right] - \left[\alpha_2(h_2 - h_3) + \frac{Q_2}{2} \right] + \left[\alpha_4(h_5 - h_2) + \frac{Q_4}{2} \right] = q_2 \quad (5.20)$$

$$\left[\alpha_2(h_2 - h_3) + \frac{Q_2}{2} \right] + \left[\alpha_5(h_6 - h_3) + \frac{Q_5}{2} \right] = q_3 \quad (5.21)$$

$$\left[\alpha_3(h_1 - h_4) + \frac{Q_3}{2} \right] + \left[\alpha_6(h_5 - h_4) + \frac{Q_6}{2} \right] = q_4 \quad (5.22)$$

$$\left[\alpha_7(h_5 - h_2) + \frac{Q_7}{2} \right] - \left[\alpha_5(h_6 - h_3) + \frac{Q_5}{2} \right] = q_6 \quad (5.23)$$

El sistema anterior de forma matricial

$$\begin{bmatrix} -\alpha_1-\alpha_2-\alpha_4 & -\alpha_2 & 0,0000 & 0,0000 \\ \alpha_2 & -\alpha_2-\alpha_5 & 0,0000 & \alpha_5 \\ 0,0000 & 0,0000 & -\alpha_3-\alpha_6 & 0,0000 \\ 0,0000 & 0,0000 & \alpha_5 & -\alpha_5-\alpha_7 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} h_2 \\ h_3 \\ h_4 \\ h_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} q_2/2 - \alpha_1(h_1) - \alpha_4(h_5) \\ q_3/2 \\ q_4/2 - \alpha_3(h_1) - \alpha_6(h_5) \\ q_6/2 - \alpha_7(h_5) \end{bmatrix} \quad (5.24)$$

De acuerdo con el Método Sánchez – Fuentes, se suponen valores iniciales del gasto en cada tubo y así se calculan los coeficientes de la matriz (5.9). Después se obtienen las cargas hidráulicas correspondientes a la primera iteración, y con estos valores se calculan los nuevos gastos.

Así se repite el procedimiento hasta tener la solución en sólo cuatro iteraciones. A continuación se presentan los datos de la red y los resultados a cada iteración.

NODO	q M3/S
2	0,2500
3	0,3500
4	0,3000
6	0,4500

TUBERÍA	NODO		COEFICIENTE DE RESISTENCIA <i>r</i>
	INICIAL	FINAL	
1	1	2	200
2	2	3	300
3	1	4	300
4	5	2	500
5	6	3	350
6	5	4	450
7	5	6	400

Q^k M ³ /S	α
0,200	0,01250
0,200	0,00833
0,150	0,01111
0,250	0,00400
0,150	0,00952
0,150	0,00741
0,600	0,00208

-0,0248	0,0083	0,0000	0,0000	h_2	-1,5050
0,0083	-0,0179	0,0000	0,0095	h_3	0,1750
0,0000	0,0000	-0,0185	0,0000	h_4	-1,6648
0,0000	0,0095	0,0000	-0,0116	h_6	0,0271

$$h_1 = 100,00 \text{ m}$$

$$h_5 = 95,00 \text{ m}$$

ITERACIÓN	Q^{k+1}	414,27	369,83	187,22	205,57	-19,83	112,78	430,17	[l/s]
1	h^k	100,00	74,86	42,48	89,90	95,00	32,52		[m]

Diferencia de gastos Q^k y Q^{k+1} 842,65 [l/s]

ITERACIÓN 2	Q^{K+1}	398,11	380,52	188,19	232,41	-30,52	111,81	419,48	[l/s]
	h^K	100,00	68,35	24,95	89,38	95,00	24,66		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1}									77,01 [l/s]

ITERACIÓN 3	Q^{K+1}	398,72	380,22	188,19	231,50	-30,22	111,81	419,78	[l/s]
	h^K	100,00	68,20	24,83	89,37	95,00	24,51		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1}									2,43 [l/s]

ITERACIÓN 4	Q^{K+1}	398,72	380,22	188,19	231,50	-30,22	111,81	419,78	[l/s]
	h^K	100,00	68,20	24,83	89,37	95,00	24,51		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1}									0,00 [l/s]

5.3 RED CON UNA BOMBA Y UN TANQUE

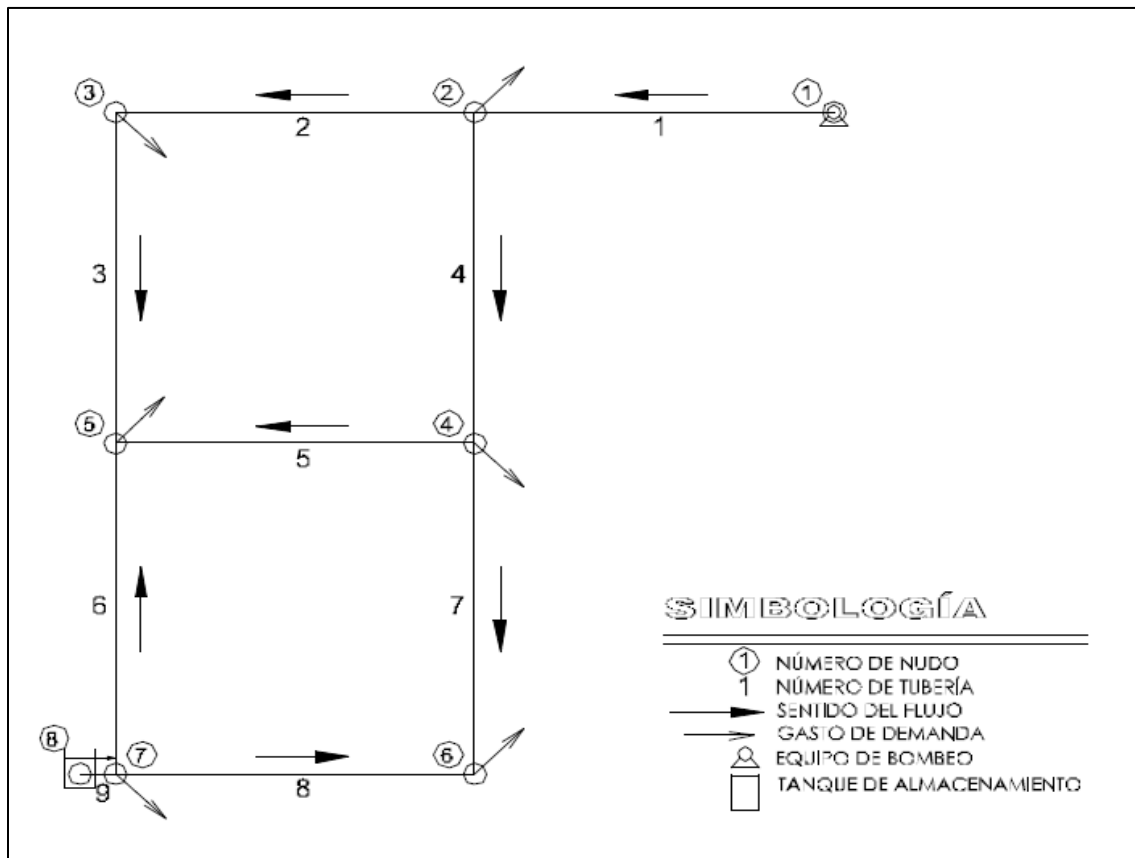


FIGURA 5.3 ESQUEMA DE RED CON UNA BOMBA Y UN TANQUE

Los datos correspondientes a la red de la figura 5.3 son los siguientes

TUBERÍA	NODO		LONGITUD m	DIÁMETRO m	COEFICIENTE DE FRICCIÓN <i>f</i>
	INICIAL	FINAL			
1	1	2	1000	0,254	0,018
2	2	3	1000	0,2032	0,02
3	3	5	1000	0,1016	0,023
4	2	4	1000	0,2540	0,019
5	4	5	1000	0,1016	0,023
6	7	5	1000	0,2032	0,019
7	4	6	1000	0,1016	0,024
8	7	6	1000	0,3556	0,018
9	8	7	100	0,3556	0,018

NODO	Q m³/s
1	0,0000
2	0,0278
3	0,0277
4	0,0333
5	0,0750
6	0,0917
7	0,0556
8	0,0000

La red incluye una bomba en el nodo 1 conectada directamente a la red, así que es importante tener también de dato la curva característica de ésta.

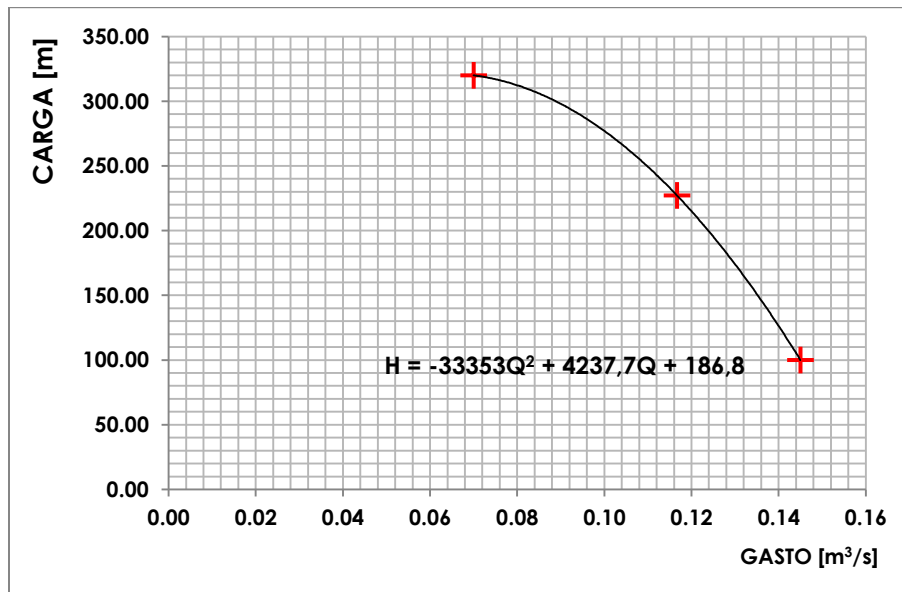


FIGURA 5.4 CURVA CARACTERÍSTICA DE LA BOMBA DEL NODO 1 EN FUNCIÓN DEL GASTO

Para que el Método Sánchez – Fuentes pueda incluir esta condición de frontera, es preciso ajustar la curva característica de la figura 5.3 a un polinomio de segundo grado en función de la carga.

$$Q_b = a_0 + a_1 h_b + a_2 h_b^2 \tag{5.25}$$

Entonces se procede a trazar la curva característica que facilite las características requeridas.

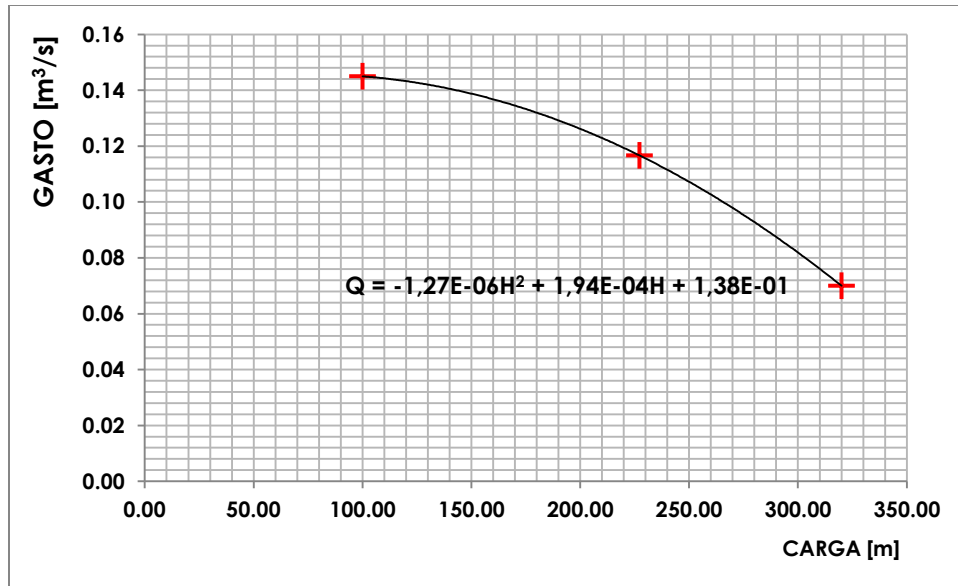


FIGURA 5.5 CURVA CARACTERÍSTICA DE LA BOMBA DEL NODO 1 EN FUNCIÓN DE LA CARGA

Utilizando los coeficientes constantes a_1 , a_2 y a_3 se calculan las siguientes expresiones (4.36 y 4.37):

$$\beta^k = a_1 + 2a_2h_b^k \quad (5.26)$$

$$\delta^k = Q_b^k - \beta^k h_b^k \quad (5.27)$$

Al formar el sistema de ecuaciones (4.27), δ^k quedaría ubicado en el vector B de términos independientes con signo negativo y β^k se agregaría a los coeficientes α^k del nudo donde abastece la bomba con signo positivo.

Después de identificar los datos respectivos de la bomba, se puede iniciar el planteamiento de las ecuaciones simultáneas en todos los nodos donde la carga no es conocida. Es importante tener claro que la carga de la bomba es incógnita aunque para el cálculo de β^k se tendrá que proponer un valor inicial de h^k que permita el cálculo de la primer iteración, posteriormente este valor se sustituirá con el resultado de este nudo. Así se tienen siete ecuaciones con nueve incógnitas.

$$-Q_1 = -Q_B \quad (5.28)$$

$$Q_1 - Q_2 - Q_4 = 0.0278 \quad (5.29)$$

$$Q_2 - Q_3 = 0.0278 \quad (5.30)$$

$$Q_4 - Q_5 - Q_7 = 0.0333 \quad (5.31)$$

$$Q_3 + Q_5 + Q_6 = 0.0075 \quad (5.32)$$

$$Q_7 + Q_8 = 0.0917 \quad (5.33)$$

$$-Q_6 - Q_8 + Q_9 = 0.0556 \quad (5.34)$$

Después se utiliza ecuación (4.6) para tener un sistema expresado en función de las cargas hidráulicas en los nodos; el nodo 1 deberá considerar la ecuación (4.35) que calcula el valor del gasto que proporciona la bomba.

$$-\left[\alpha_1(h_b - h_2) + \frac{Q_1}{2}\right] = Q_B \quad (5.35)$$

$$\left[\alpha_1(h_b - h_2) + \frac{Q_1}{2}\right] - \left[\alpha_2(h_2 - h_3) + \frac{Q_2}{2}\right] - \left[\alpha_4(h_2 - h_4) + \frac{Q_4}{2}\right] = 0.0278 \quad (5.36)$$

$$\left[\alpha_2(h_2 - h_3) + \frac{Q_2}{2}\right] - \left[\alpha_3(h_3 - h_5) + \frac{Q_3}{2}\right] = 0.0278 \quad (5.37)$$

$$\left[\alpha_4(h_2 - h_4) + \frac{Q_4}{2}\right] - \left[\alpha_5(h_4 - h_5) + \frac{Q_5}{2}\right] - \left[\alpha_7(h_4 - h_6) + \frac{Q_7}{2}\right] = 0.0333 \quad (5.38)$$

$$\left[\alpha_3(h_3 - h_5) + \frac{Q_3}{2}\right] + \left[\alpha_5(h_4 - h_5) + \frac{Q_5}{2}\right] + \left[\alpha_6(h_7 - h_5) + \frac{Q_6}{2}\right] = 0.0075 \quad (5.39)$$

$$\left[\alpha_7(h_4 - h_6) + \frac{Q_7}{2}\right] + \left[\alpha_8(h_7 - h_6) + \frac{Q_8}{2}\right] = 0.0917 \quad (5.40)$$

$$-\left[\alpha_6(h_7 - h_5) + \frac{Q_6}{2}\right] - \left[\alpha_8(h_7 - h_6) + \frac{Q_8}{2}\right] + \left[\alpha_9(h_8 - h_7) + \frac{Q_9}{2}\right] = 0.0556 \quad (5.41)$$

Antes de escribir la matriz del sistema anterior es conveniente distinguir claramente el acomodo de las variables del nodo 1 (donde está la bomba que alimenta el sistema).

De acuerdo con la ecuación

$$Q_b^{k+1} = \delta^k + \beta^k h_b^{k+1} \quad (5.42)$$

Entonces

$$-\left[\alpha_1^k(h_b^{k+1} - h_2^{k+1}) + \frac{Q_1}{2}\right] = -Q_B = -[\delta^k + \beta^k h_b^{k+1}] \quad (5.43)$$

Finalmente

$$[(-\alpha_1^k + \beta^k)(h_b^{k+1})] + [(\alpha_1^k)(h_2^{k+1})] = \frac{Q_1}{2} - \delta^k \quad (5.44)$$

$$\begin{bmatrix} -\alpha_1 + \beta & \alpha_1 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ \alpha_1 & -\alpha_1 - \alpha_2 - \alpha_4 & \alpha_2 & \alpha_4 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & \alpha_2 & -\alpha_2 - \alpha_3 & 0,00 & \alpha_3 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & \alpha_4 & 0,00 & -\alpha_4 - \alpha_5 - \alpha_7 & \alpha_5 & \alpha_7 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & \alpha_3 & \alpha_5 & -\alpha_3 - \alpha_5 - \alpha_6 & 0,00 & \alpha_6 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & \alpha_7 & 0,00 & -\alpha_7 - \alpha_8 & \alpha_8 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & \alpha_6 & \alpha_8 & -\alpha_6 - \alpha_8 - \alpha_9 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} h_8 \\ h_2 \\ h_3 \\ h_4 \\ h_5 \\ h_6 \\ h_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_1/2 - \delta^k \\ q_2/2 \\ q_3/2 \\ q_4/2 \\ q_5/2 \\ q_6/2 \\ q_7/2 - \alpha_9(h_8) \end{bmatrix}$$

Además utilizar los resultados Q^{k+1} , de la primera iteración, para continuar con el siguiente cálculo, también se copia el resultado de h^{k+1} del nodo 1, es decir, la carga de la bomba, para calcular el nuevo valor de δ^k y β^k .

A continuación se presentan los datos de la red y los resultados de las diecisiete iteraciones que requirió este ejemplo en función de las condiciones iniciales.

C	1 / 2C	Q ^k M3/S	α
1406,32	3,56E-04	0,100	0,0036
4768,61	1,05E-04	0,100	0,0010
175484,73	2,85E-06	0,100	0,0000
1484,45	3,37E-04	0,100	0,0034
175484,73	2,85E-06	0,100	0,0000
4530,18	1,10E-04	0,100	0,0011
183114,51	2,73E-06	0,100	0,0000
261,48	1,91E-03	0,100	0,0191
26,15	1,91E-02	0,100	0,1912

α ₀	0,1380
α ₁	0,0002
α ₂	-1,3E-06

β ^k	-0,0003
δ ^k	0,1888

h ^k	200,00
Q ^k	0,126

h_9	=	197,70	m
-------	---	--------	---

-0,0039	0,0036	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	h_B	=	-0,139	
0,0036	-0,0080	0,0010	0,0034	0,0000	0,0000	0,0000			h_2	0,014
0,0000	0,0010	-0,0011	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000			h_3	0,014
0,0000	0,0034	0,0000	-0,0034	0,0000	0,0000	0,0000			h_4	0,017
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0012	0,0000	0,0011			h_5	0,038
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0191	0,0191			h_6	0,046
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0011	0,0191	-0,2114			h_7	-37,776

ITERACIÓN 1	Q^{K+1}	101,07	66,17	52,33	71,01	52,60	82,57	51,75	94,09	154,44	[l/s]
	h^K	279,39	265,02	249,60	258,78	167,65	194,85	197,15	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1} 284,99 [l/s]											

ITERACIÓN 2	Q^{K+1}	103,92	50,12	29,36	57,97	29,80	72,10	28,18	90,57	179,34	[l/s]
	h^K	258,33	243,16	232,41	238,42	173,83	194,73	196,88	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1} 140,18 [l/s]											

ITERACIÓN 3	Q^{K+1}	108,40	43,19	18,97	53,40	19,55	64,61	17,19	88,02	188,75	[l/s]
	h^K	247,44	230,95	222,28	226,74	178,11	194,75	196,77	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1} 67,05 [l/s]											

ITERACIÓN 4	Q^{K+1}	112,17	40,29	14,34	52,09	15,02	59,70	12,07	86,37	191,91	[l/s]
	h^K	238,40	220,72	213,02	216,70	180,70	194,79	196,74	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1} 31,98 [l/s]											

ITERACIÓN 5	Q^{K+1}	114,38	38,97	12,16	51,63	12,89	56,98	9,57	85,49	193,17	[l/s]
	h^K	232,78	214,38	207,15	210,43	182,05	194,81	196,72	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1} 15,67 [l/s]											

ITERACIÓN 6	Q^{K+1}	115,51	38,33	11,08	51,40	11,85	55,59	8,30	85,06	193,78	[l/s]
	h^K	229,84	211,08	204,08	207,16	182,73	194,83	196,72	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1} 7,81 [l/s]											

ITERACIÓN 7	Q^{K+1}	116,07	38,01	10,55	51,28	11,32	54,89	7,67	84,85	194,08	[l/s]
	h^K	228,37	209,43	202,54	205,52	183,07	194,83	196,72	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1} 3,91 [l/s]											

ITERACIÓN 8	Q ^{K+1}	116,35	37,85	10,28	51,22	11,06	54,54	7,35	84,74	194,23	[l/s]
	h ^K	227,64	208,60	201,77	204,71	183,24	194,84	196,71	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1} 1,95											[l/s]

ITERACIÓN 9	Q ^{K+1}	116,49	37,77	10,15	51,19	10,93	54,36	7,19	84,69	194,31	[l/s]
	h ^K	227,27	208,19	201,38	204,30	183,33	194,84	196,71	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1} 0,98											[l/s]

ITERACIÓN 10	Q ^{K+1}	116,56	37,73	10,08	51,18	10,87	54,27	7,11	84,67	194,35	[l/s]
	h ^K	227,09	207,98	201,19	204,09	183,37	194,84	196,71	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1} 0,49											[l/s]

ITERACIÓN 11	Q ^{K+1}	116,60	37,71	10,04	51,17	10,83	54,23	7,07	84,65	194,37	[l/s]
	h ^K	227,00	207,88	201,09	203,99	183,39	194,84	196,71	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1} 0,24											[l/s]

ITERACIÓN 12	Q ^{K+1}	116,62	37,70	10,03	51,17	10,82	54,21	7,05	84,65	194,38	[l/s]
	h ^K	226,95	207,82	201,05	203,94	183,40	194,84	196,71	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1} 0,12											[l/s]

ITERACIÓN 13	Q ^{K+1}	116,62	37,70	10,02	51,16	10,81	54,20	7,04	84,64	194,38	[l/s]
	h ^K	226,93	207,80	201,02	203,91	183,41	194,84	196,71	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1} 0,06											[l/s]

ITERACIÓN 14	Q ^{K+1}	116,63	37,69	10,02	51,16	10,81	54,19	7,03	84,64	194,38	[l/s]
	h ^K	226,91	207,79	201,01	203,90	183,41	194,84	196,71	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1} 0,03											[l/s]

ITERACIÓN 15	Q ^{K+1}	116,63	37,69	10,01	51,16	10,80	54,19	7,03	84,64	194,39	[l/s]
	h ^K	226,91	207,78	201,00	203,89	183,41	194,84	196,71	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1} 0,02											[l/s]

ITERACIÓN 16	Q ^{K+1}	116,63	37,69	10,01	51,16	10,80	54,19	7,03	84,64	194,39	[l/s]
	h ^K	226,91	207,78	201,00	203,89	183,41	194,84	196,71	197,70		[m]
Diferencia de gastos Q ^K y Q ^{K+1} 0,01											[l/s]

ITERACIÓN 17	Q ^{K+1}	116,63	37,69	10,01	51,16	10,80	54,19	7,03	84,64	194,39	[l/s]
	h ^K	226,90	207,77	201,00	203,89	183,41	194,84	196,71	197,70		[m]

Diferencia de gastos Q^K y Q^{K+1} 0,00 [l/s]

5.4 DIVISIÓN DE UNA RED

Este ejemplo de red tiene 21 tuberías con 16 nodos y dos tanques. La solución requerirá de un programa de cómputo que facilite el cálculo, éste se desarrolló en el Instituto de Ingeniería, UNAM y utiliza el Método de Sánchez – Fuentes.

En la figura 5.5 está el trazo de la red, los nodos con tanque y gasto de demanda, igualmente que las figuras anteriores distingue el sentido del flujo en las tuberías.

Para poder utilizar el programa se tienen que incluir los datos en un archivo de bloc de notas con la extensión *.txt*. A continuación se indica este formato.

"DIVISIÓN DE UNA RED"	→ Título del documento.		
21	→ Número total de tuberías.	0	→ Número total de bombas
2,1,2,200.00,0.0635,0.15 3,2,3,300.00,0.0508,0.15 . . . 1,15,1,100.00,0.1524,0.15 21,16,14,100.00,0.0762,0.15	→ Características de las tuberías. NÚMERO DE TUBERÍA, NODO INICIAL, NODO FINAL, LONGITUD EN METROS, DIÁMETRO EN METROS, RUGOSIDAD RELATIVA EN MILÍMETROS <i>Es importante indicar que las últimas tuberías siempre serán las que conducen directamente al tanque.</i>	0	→ Número total de fugas
2	→ Número total de tanques.	16	→ Número total de nodos
15,82.50 16,80.50	→ Características de los tanques. NÚMERO DE NODO DONDE ESTÁ EL TANQUE, NIVEL PIEZOMÉTRICO DEL TANQUE EN METROS	1,44.00 . . . 16,72.00	→ Características de los nodos: NÚMERO DE NODO, ELEVACIÓN DEL TERRENO EN METROS
		1,0.0000451 . . . 16,0.0000000	NÚMERO DE NODO, GASTO DE DEMANDA EN M3/S.

Después de tener los datos con este acomodo específico, únicamente se inicia el programa de cómputo utilizando *QuickBasic*; los resultados los presentará en un archivo también de bloc de notas pero con la extensión *.res*.

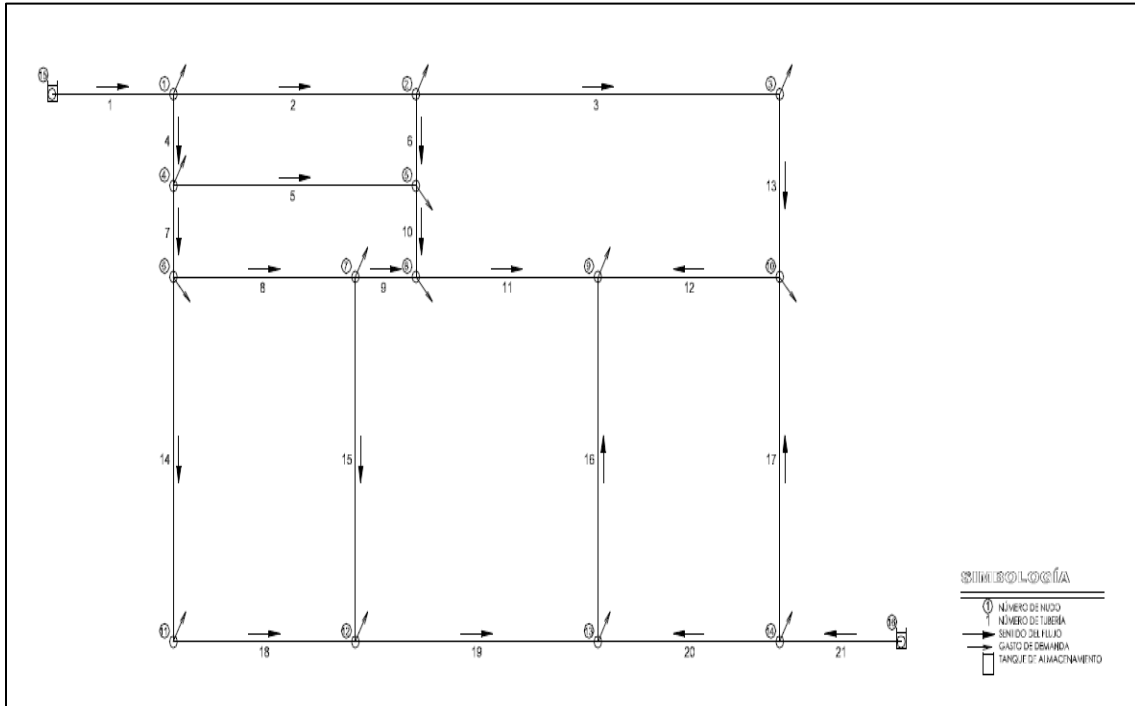


FIGURA 5.6 ESQUEMA DE RED CON DOS TANQUES

La división de una red es útil para reducir el valor correspondiente a las pérdidas por fricción y resulte un mejor funcionamiento hidráulico. Para este ejemplo primero se presentarán los resultados de la red sin división, y después la propuesta de división de red sin incluir las tuberías 3, 11 y 19.

Características de la red, figura 5.6.

"DIVISIÓN DE UNA RED"					
21					16
2,1,2	,200.00	,0.0635	,0.15		1,44.00
3,2,3	,300.00	,0.0508	,0.15		2,43.00
4,1,4	,50.00	,0.1016	,0.15		3,39.00
5,4,5	,200.00	,0.0508	,0.15		4,46.00
6,2,5	,50.00	,0.0508	,0.15		5,49.00
7,4,6	,50.00	,0.0762	,0.15		6,54.00
8,6,7	,150.00	,0.0635	,0.15		7,61.00
9,7,8	,50.00	,0.0508	,0.15		8,62.00
10,5,8	,50.00	,0.0508	,0.15		9,57.00
11,8,9	,150.00	,0.0508	,0.15		10,46.00
12,10,9	,150.00	,0.0508	,0.15		11,43.00
13,3,10	,100.00	,0.0508	,0.15		12,44.00
14,6,11	,200.00	,0.0508	,0.15		13,46.00
15,7,12	,200.00	,0.0508	,0.15		14,42.00
16,13,9	,200.00	,0.0508	,0.15		15,80.00
17,14,10	,200.00	,0.0508	,0.15		16,72.00
18,11,12	,150.00	,0.0508	,0.15		1,0.0000451
19,12,13	,200.00	,0.0508	,0.15		2,0.0001128
20,14,13	,150.00	,0.0635	,0.15		3,0.0001353
1,15,1	,100.00	,0.1524	,0.15		4,0.0000902
21,16,14	,100.00	,0.0762	,0.15		5,0.0001917
2					6,0.0001394
15,82.50					7,0.0001958
16,80.50					8,0.0001462
0					9,0.0003464
0					10,0.0001732
0					11,0.0001056
					12,0.0002314
					13,0.0002314
					14,0.0001056
					15,0.0000000
					16,0.0000000

Resultados de la red, figura 5.6.

Tubo No.	Gasto (lps)	sale del nudo	Hf (m)	Nudo No.	Nivel piez. (m)	Carga sobre el terreno(m)	Gasto de demanda(l/s)
2	0.97	1	0.469	1	82.47	38.47	0.05
3	0.59	2	0.854	2	82.00	39.00	0.11
4	2.33	1	0.057	3	81.15	42.15	0.14
5	0.52	4	0.447	4	82.41	36.41	0.09
6	0.27	2	0.034	5	81.97	32.97	0.19
7	1.72	4	0.135	6	82.28	28.28	0.14
8	1.03	6	0.392	7	81.89	20.89	0.20
9	0.38	7	0.064	8	81.82	19.82	0.15
10	0.60	5	0.144	9	81.02	24.02	0.35
11	0.83	8	0.806	10	80.97	34.97	0.17
12	0.17	9	0.046	11	81.79	38.79	0.11
13	0.46	3	0.177	12	81.54	37.54	0.23
14	0.55	6	0.492	13	80.83	34.83	0.23
15	0.45	7	0.350	14	80.62	38.62	0.11
16	0.32	9	0.182	16	80.50	8.50	0.00
17	0.46	10	0.352	15	82.50	2.50	0.00
18	0.44	11	0.249				
19	0.66	12	0.702				
20	0.75	13	0.216				
1	3.35	15	0.030				
21	1.10	14	0.118				

La suma de los gastos que aportan los tanques es 2.25 (0)

2	Q=	1.0	V=	0.308	RE=	19.54E3	F=	0.0309
3	Q=	0.6	V=	0.292	RE=	14.84E3	F=	0.0332
4	Q=	2.3	V=	0.287	RE=	29.18E3	F=	0.0274
5	Q=	0.5	V=	0.256	RE=	13.01E3	F=	0.0340
6	Q=	0.3	V=	0.133	RE=	6.76E3	F=	0.0386
7	Q=	1.7	V=	0.377	RE=	28.72E3	F=	0.0285
8	Q=	1.0	V=	0.326	RE=	20.70E3	F=	0.0306
9	Q=	0.4	V=	0.189	RE=	9.61E3	F=	0.0359
10	Q=	0.6	V=	0.295	RE=	14.96E3	F=	0.0332
11	Q=	0.8	V=	0.412	RE=	20.90E3	F=	0.0316
12	Q=	-0.2	V=	0.085	RE=	4.30E3	F=	0.0430
13	Q=	0.5	V=	0.225	RE=	11.45E3	F=	0.0347
14	Q=	0.5	V=	0.270	RE=	13.71E3	F=	0.0337
15	Q=	0.5	V=	0.224	RE=	11.37E3	F=	0.0348
16	Q=	-0.3	V=	0.156	RE=	7.92E3	F=	0.0373
17	Q=	-0.5	V=	0.225	RE=	11.41E3	F=	0.0348
18	Q=	0.4	V=	0.218	RE=	11.06E3	F=	0.0350
19	Q=	0.7	V=	0.328	RE=	16.63E3	F=	0.0327
20	Q=	-0.7	V=	0.236	RE=	15.00E3	F=	0.0322
1	Q=	3.3	V=	0.184	RE=	27.97E3	F=	0.0264
21	Q=	-1.1	V=	0.241	RE=	18.34E3	F=	0.0305

A continuación en las figuras 5.7 y 5.8 están los esquemas de red para cada tanque de acuerdo con la propuesta de división.

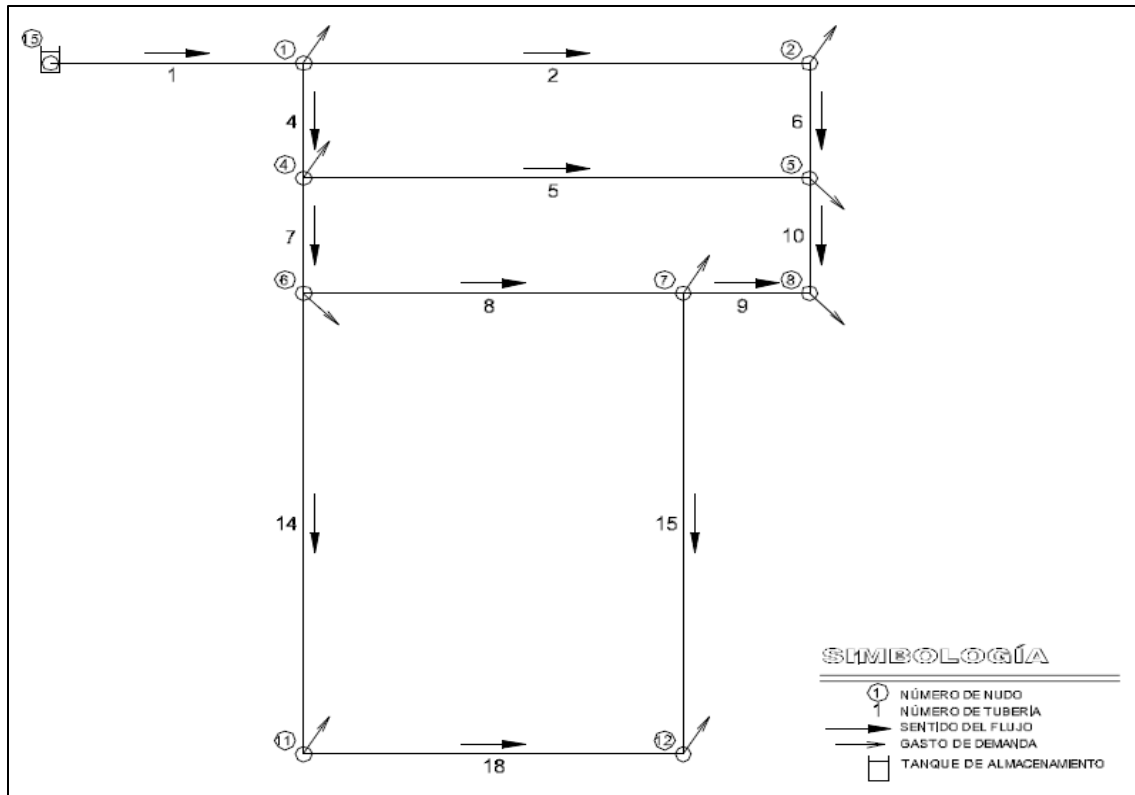


FIGURA 5.7 ESQUEMA DE DIVISIÓN DE RED CON TANQUE EN EL NODO 15

Características de la red, figura 5.7.

"DIVISIÓN DE UNA RED OP. ITI"	
10	1,44.00
12	2,43.00
2,1,2	200.00,0.0635,0.15
6,2,5	50.00,0.0508,0.15
10,5,8	50.00,0.0508,0.15
4,1,4	50.00,0.1016,0.15
5,4,5	200.00,0.0508,0.15
7,4,6	50.00,0.0762,0.15
8,6,7	150.00,0.0635,0.15
9,7,8	50.00,0.0508,0.15
14,6,11	200.00,0.0508,0.15
15,7,12	200.00,0.0508,0.15
18,11,12	150.00,0.0508,0.15
1,15,1	100.00,0.1524,0.15
1	15,82.50
0	0
n	0

Resultados de la red, figura 5.7.

Tubo No.	Gasto (lps)	Sale del nudo	Hf (m)	Nudo No.	Nivel piez.(m)	Carga sobre el terreno(m)	Gasto de demanda(1/s)
2	0.29	1	0.053	1	82.49	38.49	0.05
6	0.18	2	0.017	2	82.44	39.44	0.11
10	0.16	5	0.013	5	82.42	33.42	0.19
4	0.92	1	0.010	8	82.41	20.41	0.15
5	0.17	4	0.060	4	82.48	36.48	0.09
7	0.66	4	0.024	6	82.46	28.46	0.14
8	0.33	6	0.049	7	82.41	21.41	0.20
9	0.01	8	0.000	11	82.38	39.38	0.11
14	0.20	6	0.078	12	82.37	38.37	0.23
15	0.14	7	0.044	15	82.50	2.50	0.00
18	0.09	11	0.015				
1	1.26	15	0.005				

La suma de los gastos que aportan los tanques es 1.26 (0)

2	Q= 0.3	V= 0.092	RE= 5.85E3	F= 0.0392
6	Q= 0.2	V= 0.088	RE= 4.49E3	F= 0.0425
10	Q= 0.2	V= 0.077	RE= 3.89E3	F= 0.0442
4	Q= 0.9	V= 0.114	RE= 11.54E3	F= 0.0324
5	Q= 0.2	V= 0.083	RE= 4.21E3	F= 0.0433
7	Q= 0.7	V= 0.145	RE= 11.08E3	F= 0.0335
8	Q= 0.3	V= 0.104	RE= 6.57E3	F= 0.0381
9	Q= -0.0	V= 0.004	RE= 0.22E3	F= 0.1409
14	Q= 0.2	V= 0.097	RE= 4.91E3	F= 0.0416
15	Q= 0.1	V= 0.070	RE= 3.54E3	F= 0.0453
18	Q= 0.1	V= 0.044	RE= 2.26E3	F= 0.0517
1	Q= 1.3	V= 0.069	RE= 10.52E3	F= 0.0323

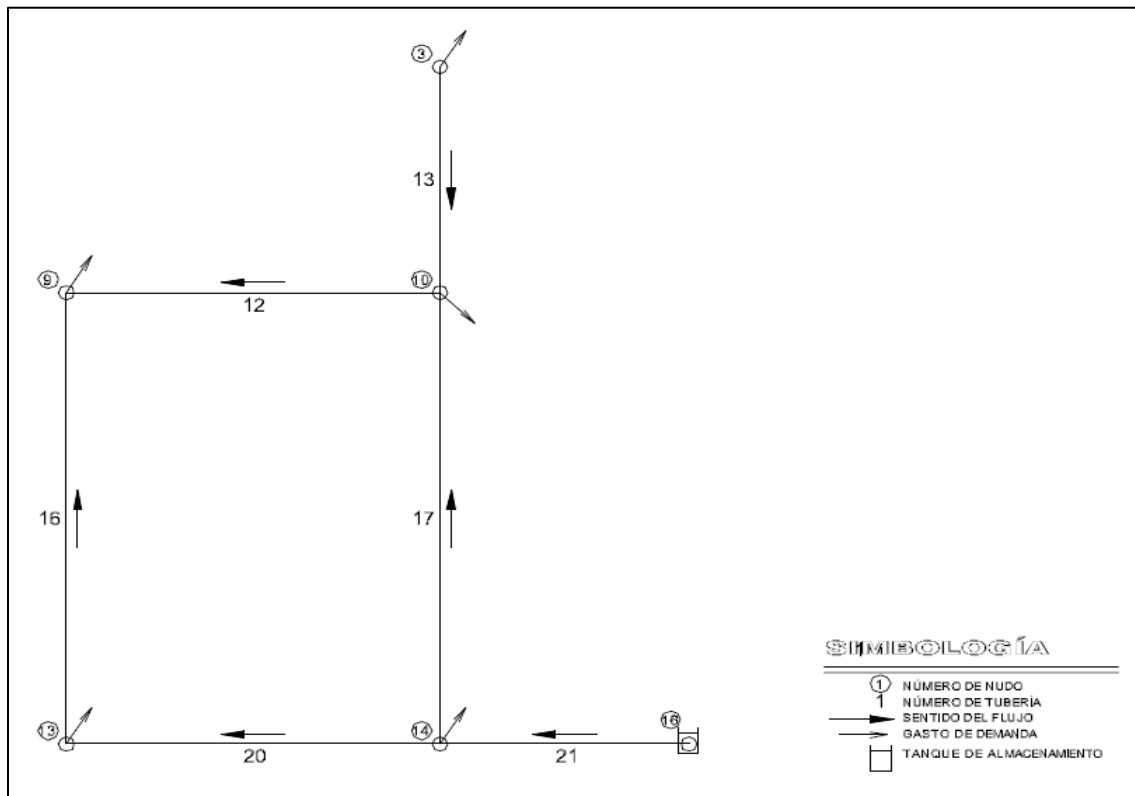


FIGURA 5.8 ESQUEMA DE DIVISIÓN DE RED CON TANQUE EN EL NODO 16

Características de la red, figura 5.8.

"DIVISIÓN DE UNA RED OP. ITII"	
6	6
12,10,9,150.00,0.0508,0.15	3,39.00
13,3,10,100.00,0.0508,0.15	9,57.00
16,13,9,200.00,0.0508,0.15	10,46.00
17,14,10,200.00,0.0508,0.15	13,46.00
20,14,13,150.00,0.0635,0.15	14,42.00
21,16,14,100.00,0.0762,0.15	16,72.00
1	3,0.0001353
16,80.50	9,0.0003464
0	10,0.0001732
0	13,0.0002314
	14,0.0001056
	16,0.0000000

Resultados de la red, figura 5.8.

Tubo No.	Gasto (lps)	sale del nudo	Hf (m)	Nudo No.	Nivel piez. (m)	Carga sobre el terreno(m)	Gasto de demanda(l/s)
12	0.07	10	0.009	10	80.15	34.15	0.17
13	0.14	10	0.020	9	80.15	23.15	0.35
16	0.28	13	0.147	3	80.13	41.13	0.14
17	0.37	14	0.247	13	80.29	34.29	0.23
20	0.51	14	0.109	14	80.40	38.40	0.11
21	0.99	16	0.098	16	80.50	8.50	0.00

La suma de los gastos que aportan los tanques es 0.99 (0)

12	Q=	0.1	V=	0.033	RE=	1.65E3	F=	0.0572
13	Q=	-0.1	V=	0.067	RE=	3.39E3	F=	0.0458
16	Q=	0.3	V=	0.138	RE=	7.03E3	F=	0.0383
17	Q=	0.4	V=	0.185	RE=	9.38E3	F=	0.0361
20	Q=	0.5	V=	0.162	RE=	10.26E3	F=	0.0346
21	Q=	1.0	V=	0.218	RE=	16.57E3	F=	0.0310

De la comparación de resultados respectivos a la pérdida de fricción se verifica que los valores reducen considerablemente utilizando la opción de división de red. Por último es importante precisar que las cargas sobre el terreno son aceptables.

5.5 RED REAL

Finalmente este ejemplo presenta el trazo de una red real correspondiente al Estado de Colima. La red tiene 99 tuberías, 96 nodos y 3 tanques. La rugosidad efectiva de las tuberías de la red es de 0,10 mm, es decir, se trata una red con tuberías en buen estado.

A continuación se presentan los datos que se requieren para iniciar la programación.

"Red Agua Potable Colima"

99	
112,160,205,435.00,0.1532,0.10	226,409,243,10.00,0.2032,0.10
113,205,206,170.00,0.1524,0.10	227,182,199,780.00,0.1016,0.10
114,206,243,70.00,0.1524,0.10	228,199,200,430.00,0.1016,0.10
135,154,282,306.00,0.3048,0.10	229,182,200,1060.00,0.1524,0.10
136,151,152,500.00,0.1524,0.10	230,184,197,115.00,0.2032,0.10
165,207,158,15.00,0.1524,0.10	231,197,231,890.00,0.2032,0.10
166,158,157,400.00,0.1524,0.10	232,231,198,725.00,0.2032,0.10
167,229,156,210.00,0.1016,0.10	233,171,173,145.00,0.2540,0.10
168,104,156,290.00,0.1524,0.10	234,173,175,105.00,0.2540,0.10
181,309,161,15.00,0.1524,0.10	235,175,276,370.00,0.2540,0.10
182,161,163,700.00,0.1524,0.10	236,201,182,55.00,0.1524,0.10
183,163,164,305.00,0.1524,0.10	237,190,284,170.00,0.2032,0.10
184,163,165,300.00,0.1016,0.10	238,191,285,155.00,0.2032,0.10
185,164,277,795.00,0.1524,0.10	239,185,189,380.00,0.2540,0.10
186,161,162,60.00,0.1016,0.10	240,189,190,775.00,0.2540,0.10
188,166,167,185.00,0.1016,0.10	241,190,191,20.00,0.2540,0.10
189,310,162,25.00,0.2032,0.10	242,191,192,160.00,0.2540,0.10
190,162,166,515.00,0.2032,0.10	243,192,193,315.00,0.2540,0.10
191,166,168,55.00,0.2032,0.10	244,193,194,550.00,0.1524,0.10
192,168,169,220.00,0.2032,0.10	246,218,399,180.00,0.3048,0.10
193,169,230,1572.00,0.2032,0.10	247,399,171,590.00,0.3048,0.10
194,230,278,380.00,0.2032,0.10	248,171,172,45.00,0.3048,0.10
195,104,107,550.00,0.1524,0.10	249,172,174,125.00,0.3048,0.10
196,107,109,520.00,0.1524,0.10	250,174,236,820.00,0.3048,0.10
197,109,154,280.00,0.1524,0.10	251,236,181,70.00,0.3048,0.10
198,155,148,570.00,0.1524,0.10	252,181,183,115.00,0.3048,0.10
200,154,155,5.00,0.1524,0.10	253,183,184,420.00,0.3048,0.10
201,238,213,395.00,0.1524,0.10	254,184,185,270.00,0.3048,0.10
202,213,280,375.00,0.2032,0.10	255,185,186,155.00,0.3048,0.10
203,280,158,135.00,0.2032,0.10	256,186,187,635.00,0.2032,0.10
206,207,208,245.00,0.3556,0.10	257,187,188,315.00,0.2032,0.10
207,208,209,130.00,0.3556,0.10	258,403,236,20.00,0.2032,0.10
208,209,283,286.00,0.2032,0.10	327,274,176,420.00,0.2032,0.10
209,210,211,560.00,0.1524,0.10	328,275,179,551.00,0.1524,0.10
210,211,153,145.00,0.1524,0.10	329,276,201,413.00,0.2540,0.10
211,209,212,620.00,0.1524,0.10	330,277,160,430.00,0.1524,0.10
212,212,211,155.00,0.0762,0.10	331,278,104,272.00,0.2032,0.10
213,218,170,885.00,0.1016,0.10	332,279,207,411.00,0.3556,0.10
214,392,175,585.00,0.1524,0.10	333,281,203,420.00,0.1524,0.10
215,172,274,265.00,0.2032,0.10	334,282,151,230.00,0.3048,0.10
216,176,177,715.00,0.1524,0.10	335,283,210,175.00,0.2032,0.10
217,176,178,470.00,0.1524,0.10	336,284,196,705.00,0.2032,0.10
218,178,275,260.00,0.1524,0.10	337,285,195,477.00,0.2032,0.10
219,179,180,275.00,0.1016,0.10	340,420,309,170.00,0.2032,0.10
220,398,178,15.00,0.1524,0.10	341,420,310,150.00,0.2032,0.10
221,398,232,50.00,0.1524,0.10	245,420,218,360.00,0.3048,0.10
222,202,281,315.00,0.1524,0.10	187,421,168,100.00,0.1524,0.10
223,201,202,215.00,0.2032,0.10	204,425,213,215.00,0.2032,0.10
224,202,204,305.00,0.2032,0.10	205,425,279,280.00,0.3556,0.10
225,204,409,220.00,0.2032,0.10	

3			
420,596.00			
421,584.00			
425,540.50			
0			
0			
96			
104,522.40	193,515.00	104,0	196,0.0156
107,510.20	194,515.50	107,0.0198	197,0.0025
109,491.50	195,495.00	109,0	198,0.0066
148,472.30	196,491.00	148,0.0037	199,0.0015
151,481.00	197,519.00	151,0	200,0.0019
152,483.00	198,479.00	152,0.0131	201,0
153,491.50	199,512.50	153,0	202,0
154,486.00	200,506.00	154,0	203,0.0278
155,484.50	201,537.50	155,0	204,0
156,523.00	202,537.50	156,0	205,0
157,518.00	203,516.50	157,0.0228	206,0
158,511.20	204,539.30	158,0	207,0
160,539.70	205,539.50	160,0	208,0
161,587.00	206,534.00	161,0	209,0
162,586.00	207,511.00	162,0	210,0.0153
163,570.50	208,502.50	163,0	211,0.0087
164,565.50	209,502.00	164,0	212,0
165,571.00	210,489.20	165,0.0097	213,0.0033
166,574.50	211,490.50	166,0	218,0
167,571.00	212,496.00	167,0.0065	229,0.0130
168,573.50	213,525.60	168,0	230,0.0149
169,570.00	218,577.60	169,0.0062	231,0.0026
170,567.00	229,518.00	170,0.0052	232,0.0042
171,560.50	230,539.70	171,0	236,0
172,559.50	231,495.00	172,0	238,0
173,558.00	232,543.00	173,0	243,0.0750
174,557.50	236,537.50	174,0.0031	274,0.0029
175,556.00	238,531.50	175,0	275,0.0244
176,554.50	243,531.50	176,0.0114	276,0.0101
177,542.00	274,558.00	177,0.0017	277,0.0190
178,543.50	275,538.00	178,0	278,0.0021
179,526.50	276,548.00	179,0.0231	279,0.0108
180,519.30	277,548.00	180,0.0070	280,0.0134
181,536.80	278,528.00	181,0.0067	281,0.0136
182,536.20	279,523.50	182,0.0030	282,0.0054
183,534.20	280,517.00	183,0.0040	283,0.0062
184,520.00	281,527.00	184,0	284,0.0115
185,514.00	282,484.00	185,0	285,0.0087
186,509.80	283,494.00	186,0.0017	309,0
187,497.50	284,509.00	187,0.0149	310,0
188,490.50	285,509.00	188,0.0103	392,0
189,518.00	309,587.50	189,0.0131	398,0
190,513.00	310,586.50	190,0	399,0
191,513.00	392,568.50	191,0	403,0
192,515.00	398,543.00	192,0	409,0
	399,574.30	193,0	420,0
	403,540.00	194,0.0231	421,0
	409,532.00	195,0.0072	425,0
	420,590.00		
	421,578.00		
	425,535.50		

En el instante de escribir el archivo de datos es importante tener en cuenta que cualquier error de número, carácter, espacios, etc. modificará el archivo de resultados, es decir, se estudiará el funcionamiento hidráulico de una red distinta.

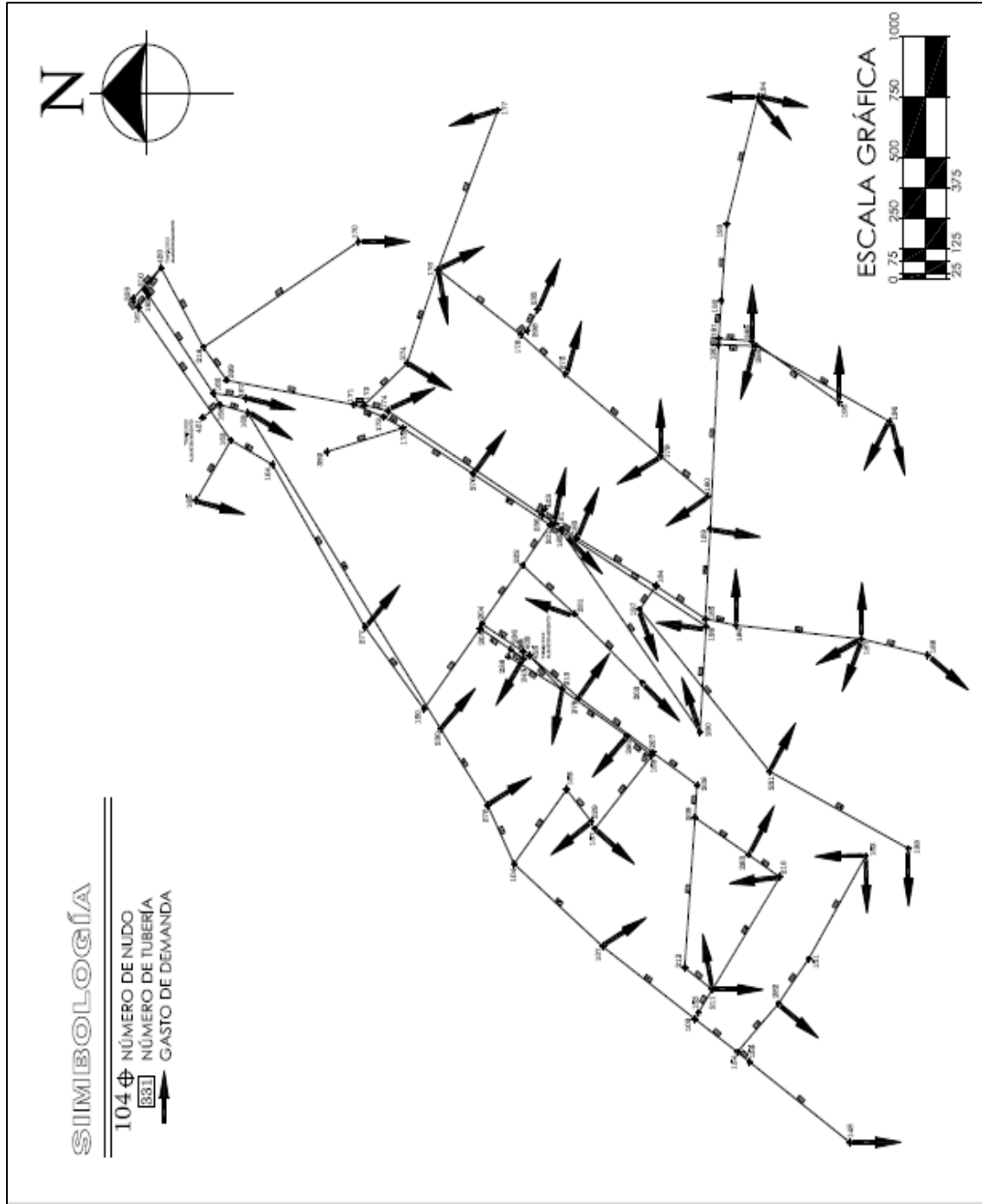


FIGURA 5.9 ESQUEMA DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DEL ESTADO DE COLIMA

Resultados de la red, figura 5.9.

Tubo No.	Gasto (lps)	sale del nudo	Hf (m)	Nudo No.	Nivel piez. (m)	Carga sobre el terreno (m)	Gasto de demanda (l/s)
112	22.94	160	4.432	160	516.31	-23.39	0.00
113	22.94	205	1.778	205	511.88	-27.62	0.00
114	22.93	206	0.732	206	510.10	-23.90	0.00
135	18.27	154	0.066	243	509.37	-22.13	75.00
136	13.06	151	1.788	154	495.20	9.20	0.00
165	21.79	207	0.142	282	495.14	11.14	5.40
166	22.80	158	4.136	151	495.13	14.13	0.00
167	13.01	156	5.807	152	493.34	10.34	13.10
168	13.04	104	1.035	207	539.93	28.93	0.00
181	53.64	309	0.814	158	539.79	28.59	0.00
182	51.64	161	35.294	157	535.65	17.65	22.80
183	41.94	163	10.249	229	521.17	3.17	13.00
184	9.70	163	4.719	156	526.98	3.98	0.00
185	41.94	164	26.715	104	528.02	5.62	0.00
186	1.99	161	0.049	309	593.88	6.38	0.00
188	6.50	166	1.357	161	593.07	6.07	0.00
189	63.06	310	0.426	163	557.77	-12.73	0.00
190	65.05	162	9.317	164	547.53	-17.97	0.00
191	58.53	166	0.811	165	553.06	-17.94	9.70
192	82.18	168	6.272	277	520.81	-27.19	19.00
193	75.97	169	38.458	162	593.02	7.02	0.00
194	61.04	230	6.076	166	583.70	9.20	0.00
195	45.94	104	22.061	167	582.35	11.35	6.50
196	26.12	107	6.979	310	593.45	6.95	0.00
197	26.17	109	3.773	168	582.89	9.39	0.00
198	3.59	155	0.187	169	576.62	6.62	6.20
200	5.24	155	0.003	230	538.16	-1.54	14.90
201	0.00	238	0.000	278	532.09	4.09	2.10
202	14.43	213	0.385	107	505.95	-4.25	19.80
203	1.03	280	0.001	109	498.98	7.48	0.00
206	30.24	207	0.062	155	495.21	10.71	0.00
207	30.18	208	0.033	148	495.02	22.72	3.70
208	26.76	209	0.939	238	540.18	8.68	0.00
209	5.26	210	0.368	213	540.18	14.58	3.30
210	0.01	211	0.000	280	539.79	22.79	13.40
211	3.46	209	0.189	208	539.87	37.37	0.00
212	3.46	212	1.467	209	539.84	37.84	0.00
213	5.20	218	4.262	283	538.90	44.90	6.20
214	0.05	175	0.000	210	538.55	49.35	15.30
215	74.78	172	6.287	211	538.18	47.68	8.70
216	1.69	176	0.061	153	538.18	46.68	0.00
217	58.78	176	30.525	212	539.65	43.65	0.00
218	54.50	178	14.564	218	577.44	-0.16	0.00
219	7.00	179	2.322	170	573.18	6.18	5.20
220	3.94	178	0.006	392	534.98	-33.52	0.00
221	4.14	398	0.021	175	534.98	-21.02	0.00
222	41.40	202	10.320	172	538.02	-21.48	0.00
223	93.48	201	7.885	274	531.73	-26.27	2.90
224	52.08	202	3.586	176	522.51	-31.99	11.40
225	52.07	204	2.587	177	522.45	-19.55	1.70
226	52.15	409	0.118	178	491.98	-51.52	0.00
227	1.03	182	0.193	275	477.42	-60.58	24.40
228	0.48	200	0.028	179	467.69	-58.81	23.10
229	2.38	182	0.165	180	465.37	-53.93	7.00
230	11.68	184	0.080	398	491.98	-51.02	0.00
231	9.20	197	0.397	232	491.96	-51.04	4.20
232	6.59	231	0.176	202	515.66	-21.84	0.00
233	109.99	171	2.328	281	505.34	-21.66	13.60
234	110.01	173	1.686	201	523.54	-13.96	0.00
235	109.98	175	5.939	204	512.07	-27.23	0.00
236	6.38	201	0.052	409	509.49	-22.51	0.00
237	27.09	190	0.571	182	523.49	-12.71	3.00
238	15.88	191	0.190	199	523.30	10.80	1.50
239	79.26	185	3.232	200	523.33	17.33	1.90
240	66.17	189	4.655	184	525.29	5.29	0.00
241	38.81	190	0.043	197	525.21	6.21	2.50
242	23.07	191	0.130	231	524.81	29.81	2.60

243	23.08	192	0.256	198	524.64	45.64	6.60
244	23.10	193	5.831	171	539.00	-21.50	0.00
246	316.79	218	8.987	173	536.67	-21.33	0.00
247	316.80	399	29.458	276	529.04	-18.96	10.10
248	206.84	171	0.974	190	515.80	2.80	0.00
249	131.99	172	1.128	284	515.23	6.23	11.50
250	128.90	174	7.068	191	515.76	2.76	0.00
251	128.57	236	0.600	285	515.57	6.57	8.70
252	121.87	181	0.889	185	523.69	9.69	0.00
253	117.90	183	3.046	189	520.46	2.46	13.10
254	106.18	184	1.600	192	515.63	0.63	0.00
255	26.85	185	0.068	193	515.37	0.37	0.00
256	25.20	186	1.860	194	509.54	-5.96	23.10
257	10.29	187	0.173	399	568.45	-5.85	0.00
258	0.82	403	0.000	174	536.89	-20.61	3.10
327	71.88	274	9.226	236	529.83	-7.67	0.00
328	30.10	275	9.728	181	529.23	-7.57	6.70
329	99.89	276	5.498	183	528.34	-5.86	4.00
330	22.94	277	4.500	186	523.62	13.82	1.70
331	59.00	278	4.071	187	521.76	24.26	14.90
332	52.02	279	0.288	188	521.59	31.09	10.30
333	27.80	281	6.360	403	529.83	-10.17	0.00
334	8.01	282	0.011	279	540.22	16.72	10.80
335	20.56	283	0.349	203	498.98	-17.52	27.80
336	15.60	284	0.836	196	514.40	23.40	15.60
337	7.19	285	0.135	195	515.44	20.44	7.20
340	53.64	420	2.117	425	540.50	5.00	0.00
341	63.05	420	2.554	421	584.00	6.00	0.00
245	322.00	420	18.560	420	596.00	6.00	0.00
187	23.64	421	1.108				
204	17.73	425	0.324				
205	62.82	425	0.280				

La suma de los gastos que aportan los tanques es 542.89 (0)

112	Q=	22.9	V=	1.245	RE=	190.67E3	F=	0.0198
113	Q=	22.9	V=	1.258	RE=	191.64E3	F=	0.0198
114	Q=	22.9	V=	1.258	RE=	191.61E3	F=	0.0198
135	Q=	18.3	V=	0.250	RE=	76.31E3	F=	0.0205
136	Q=	13.1	V=	0.716	RE=	109.11E3	F=	0.0209
165	Q=	21.8	V=	1.195	RE=	182.02E3	F=	0.0199
166	Q=	22.8	V=	1.251	RE=	190.49E3	F=	0.0198
167	Q=	-13.0	V=	1.605	RE=	163.00E3	F=	0.0214
168	Q=	13.0	V=	0.715	RE=	108.97E3	F=	0.0209
181	Q=	53.6	V=	2.942	RE=	448.13E3	F=	0.0188
182	Q=	51.6	V=	2.832	RE=	431.45E3	F=	0.0188
183	Q=	41.9	V=	2.300	RE=	350.41E3	F=	0.0190
184	Q=	9.7	V=	1.197	RE=	121.56E3	F=	0.0219
185	Q=	41.9	V=	2.300	RE=	350.41E3	F=	0.0190
186	Q=	2.0	V=	0.246	RE=	24.99E3	F=	0.0269
188	Q=	6.5	V=	0.802	RE=	81.45E3	F=	0.0228
189	Q=	63.1	V=	1.945	RE=	395.10E3	F=	0.0180
190	Q=	65.0	V=	2.007	RE=	407.58E3	F=	0.0179
191	Q=	58.5	V=	1.806	RE=	366.77E3	F=	0.0180
192	Q=	82.2	V=	2.535	RE=	514.91E3	F=	0.0177
193	Q=	76.0	V=	2.344	RE=	476.04E3	F=	0.0178
194	Q=	61.0	V=	1.883	RE=	382.49E3	F=	0.0180
195	Q=	45.9	V=	2.520	RE=	383.79E3	F=	0.0189
196	Q=	26.1	V=	1.433	RE=	218.22E3	F=	0.0196
197	Q=	26.2	V=	1.436	RE=	218.67E3	F=	0.0196
198	Q=	3.6	V=	0.197	RE=	30.02E3	F=	0.0253
200	Q=	-5.2	V=	0.288	RE=	43.80E3	F=	0.0236
201	Q=	0.0	V=	0.000	RE=	0.03E3	F=	0.7862
202	Q=	14.4	V=	0.445	RE=	90.41E3	F=	0.0207
203	Q=	1.0	V=	0.032	RE=	6.47E3	F=	0.0358
206	Q=	30.2	V=	0.305	RE=	108.26E3	F=	0.0192
207	Q=	30.2	V=	0.304	RE=	108.07E3	F=	0.0192
208	Q=	26.8	V=	0.826	RE=	167.69E3	F=	0.0192
209	Q=	5.3	V=	0.289	RE=	43.96E3	F=	0.0236
210	Q=	0.0	V=	0.001	RE=	0.09E3	F=	0.2611

211	Q=	3.5	V=	0.190	RE=	28.87E3	F=	0.0254
212	Q=	3.5	V=	0.758	RE=	57.73E3	F=	0.0246
213	Q=	5.2	V=	0.642	RE=	65.16E3	F=	0.0233
214	Q=	-0.1	V=	0.003	RE=	0.43E3	F=	0.0965
215	Q=	74.8	V=	2.307	RE=	468.58E3	F=	0.0178
216	Q=	1.7	V=	0.093	RE=	14.14E3	F=	0.0296
217	Q=	58.8	V=	3.224	RE=	491.08E3	F=	0.0187
218	Q=	54.5	V=	2.989	RE=	455.32E3	F=	0.0188
219	Q=	7.0	V=	0.864	RE=	87.71E3	F=	0.0226
220	Q=	-3.9	V=	0.216	RE=	32.92E3	F=	0.0248
221	Q=	4.1	V=	0.227	RE=	34.55E3	F=	0.0246
222	Q=	41.4	V=	2.271	RE=	345.87E3	F=	0.0190
223	Q=	93.5	V=	2.884	RE=	585.75E3	F=	0.0176
224	Q=	52.1	V=	1.607	RE=	326.31E3	F=	0.0182
225	Q=	52.1	V=	1.607	RE=	326.30E3	F=	0.0182
226	Q=	52.2	V=	1.609	RE=	326.79E3	F=	0.0182
227	Q=	1.0	V=	0.127	RE=	12.85E3	F=	0.0308
228	Q=	-0.5	V=	0.059	RE=	6.00E3	F=	0.0372
229	Q=	2.4	V=	0.130	RE=	19.84E3	F=	0.0274
230	Q=	11.7	V=	0.360	RE=	73.19E3	F=	0.0213
231	Q=	9.2	V=	0.284	RE=	57.64E3	F=	0.0221
232	Q=	6.6	V=	0.203	RE=	41.31E3	F=	0.0234
233	Q=	110.0	V=	2.172	RE=	551.36E3	F=	0.0170
234	Q=	110.0	V=	2.172	RE=	551.45E3	F=	0.0170
235	Q=	110.0	V=	2.172	RE=	551.31E3	F=	0.0170
236	Q=	6.4	V=	0.350	RE=	53.34E3	F=	0.0229
237	Q=	27.1	V=	0.836	RE=	169.77E3	F=	0.0192
238	Q=	15.9	V=	0.490	RE=	99.52E3	F=	0.0204
239	Q=	79.3	V=	1.565	RE=	397.32E3	F=	0.0173
240	Q=	66.2	V=	1.307	RE=	331.69E3	F=	0.0176
241	Q=	38.8	V=	0.766	RE=	194.54E3	F=	0.0184
242	Q=	23.1	V=	0.456	RE=	115.65E3	F=	0.0196
243	Q=	23.1	V=	0.456	RE=	115.69E3	F=	0.0196
244	Q=	23.1	V=	1.267	RE=	192.98E3	F=	0.0198
246	Q=	316.8	V=	4.344	RE=	1323.34E3	F=	0.0158
247	Q=	316.8	V=	4.344	RE=	1323.36E3	F=	0.0158
248	Q=	206.8	V=	2.836	RE=	864.01E3	F=	0.0161
249	Q=	132.0	V=	1.810	RE=	551.35E3	F=	0.0165
250	Q=	128.9	V=	1.767	RE=	538.46E3	F=	0.0165
251	Q=	128.6	V=	1.763	RE=	537.08E3	F=	0.0165
252	Q=	121.9	V=	1.671	RE=	509.09E3	F=	0.0166
253	Q=	117.9	V=	1.617	RE=	492.51E3	F=	0.0166
254	Q=	106.2	V=	1.456	RE=	443.55E3	F=	0.0167
255	Q=	26.9	V=	0.368	RE=	112.17E3	F=	0.0193
256	Q=	25.2	V=	0.777	RE=	157.91E3	F=	0.0193
257	Q=	10.3	V=	0.317	RE=	64.48E3	F=	0.0217
258	Q=	0.8	V=	0.025	RE=	5.16E3	F=	0.0381
327	Q=	71.9	V=	2.218	RE=	450.40E3	F=	0.0178
328	Q=	30.1	V=	1.651	RE=	251.46E3	F=	0.0194
329	Q=	99.9	V=	1.972	RE=	500.70E3	F=	0.0171
330	Q=	22.9	V=	1.258	RE=	191.68E3	F=	0.0198
331	Q=	59.0	V=	1.820	RE=	369.70E3	F=	0.0180
332	Q=	52.0	V=	0.524	RE=	186.26E3	F=	0.0178
333	Q=	27.8	V=	1.525	RE=	232.25E3	F=	0.0195
334	Q=	8.0	V=	0.110	RE=	33.46E3	F=	0.0238
335	Q=	20.6	V=	0.634	RE=	128.85E3	F=	0.0198
336	Q=	15.6	V=	0.481	RE=	97.72E3	F=	0.0204
337	Q=	7.2	V=	0.222	RE=	45.06E3	F=	0.0230
340	Q=	53.6	V=	1.655	RE=	336.11E3	F=	0.0181
341	Q=	63.1	V=	1.945	RE=	395.08E3	F=	0.0180
245	Q=	322.0	V=	4.415	RE=	1345.09E3	F=	0.0158
187	Q=	23.6	V=	1.296	RE=	197.48E3	F=	0.0197
204	Q=	17.7	V=	0.547	RE=	111.12E3	F=	0.0201
205	Q=	62.8	V=	0.633	RE=	224.94E3	F=	0.0174

Las mayores pérdidas se presentan en tuberías de longitud significativa. Por otro lado, en relación con la carga sobre el nivel de terreno existen varios nodos donde el valor es negativo, es decir, el gasto de demanda no tiene presión suficiente para alcanzar estas cotas, es muy probable que se trate de la ubicación de los tanques, sería más útil que se encontraran geográficamente en los centros de consumo.

6. CONCLUSIONES

El agua es un recurso vital, la administración pública debería dar particular importancia a todos los aspectos relacionados con el manejo y distribución de este líquido. Tener un apropiado control de consumo y tarifas adecuadas, favorece a tener un mejor sistema de distribución, evitar fugas y suministrar el servicio con calidad, cantidad y presión requeridas para prescindir de instalaciones de almacenamiento y equipos de bombeo al interior de los domicilios.

El elemento principal del sistema de distribución son las redes de agua potable. La optimización de éstas está en función del estudio de propiedades fundamentales en cada una de las diferentes etapas: revisión, diseño, construcción, operación y mantenimiento, rehabilitación y ampliación.

Las características hidráulicas que facilitan dar solución a la red son de los componentes que la constituyen, además del cálculo de gastos exteriores. En México se utilizan con éxito las tuberías fabricadas de policloruro de vinilo (PVC) y polietileno de alta densidad (PEAD), fibrocemento (FC) que reemplazo al asbestocemento (AC), hierro fundido, concreto presforzado, y acero; actualmente se disponen con más frecuencia las tuberías de PEAD por las ventajas que éstas presentan, y aunque su costo es mayor en comparación con los otros materiales el análisis costo – beneficio resulta más eficiente de acuerdo con el período de vida útil.

El Método Sánchez – Fuentes (Instituto de Ingeniería, UNAM) determina fácilmente los gastos de cada tubería y las cargas hidráulicas de los nodos en una red de agua potable utilizando las características de tuberías y condiciones de frontera específicas.

Este método requiere de una suposición inicial de la distribución de los gastos, de acuerdo a las ecuaciones de continuidad en los nudos. Una buena suposición inicial de los gastos acelera la convergencia hacia una solución.

Una de las ventajas que tiene el Método Sánchez – Fuentes es que utilizando el diagrama de flujo (figura 4.1) se puede construir un algoritmo que facilite la aplicación en redes de distribución de agua potable hasta con 500 tuberías, como es el caso de la red de la Ciudad de México.

Aunque en este documento se describe la metodología para resolver una red utilizando una hoja de cálculo de *Excel* y también un programa de aplicación desarrollado por el Instituto de Ingeniería, UNAM, es conveniente precisar que existen programas comerciales que han sido preparados por demás instituciones académicas, empresas de software y dependencias gubernamentales, entre otros.

El propósito de citarlos es motivar el conocimiento de estas herramientas, varias de éstas gratuitas y disponibles en internet. Tienen diferentes características en cuanto a la capacidad (flujo permanente, de periodos extendidos, flujo no permanente, calidad del agua, diseño, enlace a redes en tiempo real, conexión con tecnologías GIS, cálculo de costos de construcción y operación, etc.), captura datos y visualización de resultados.

La decisión de que programa de software preferir depende de los alcances del análisis de red, recursos disponibles, y la utilización a futuro. Para un ingeniero civil encargado en pocas ocasiones de la revisión y diseño de una red pequeña de tuberías puede ser suficiente una hoja de cálculo desarrollada por él, sin embargo, un organismo operador requerirá el uso de algún programa que además de calcular el funcionamiento, ligue la información histórica de construcción, reparación y funcionamiento de cada elemento, su ubicación geográfica, y que permita el uso simultáneo de éste por personal autorizado para su monitoreo y operación en tiempo real.

Por último, independientemente de lo intrincado de la red de distribución, del programa disponible como herramienta, y del tipo de análisis, el ingeniero responsable del cálculo, diseño u operación deberá estar familiarizado con los componentes de la red y su rango de trabajo, de los alcances y limitaciones del método de cálculo y del software, para que detecte fácilmente errores de captura, incongruencias en los resultados, y del análisis exteriorizar cambios o adecuaciones que resulten en un funcionamiento de la red más satisfactorio.

BIBLIOGRAFÍA

1. Algunos Catálogos de Fabricantes de Tuberías, Piezas Especiales, Bombas, y Válvulas Disponibles Comercialmente en México.
2. Arreguín-Cortés F., Ochoa-Alejo L., "Evaluation of Water Losses in Distribution Networks", *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Sep-Oct, USA, 1997.
3. César Valdez, Enrique, "Abastecimiento de Agua Potable", Volumen I, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, UNAM, México, 1994.
4. César Valdez, Enrique, "Abastecimiento de Agua Potable", Volumen II, Recomendaciones de Construcción, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, UNAM, México, 1993.
5. César Valdez, 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.
6. Comisión Nacional del Agua, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Datos Básicos, México, 2007.
7. 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.
8. Comisión Nacional del Agua, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Redes de Distribución, México, 2007.

9. 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.
10. Departamento del Distrito Federal, Manual de Hidráulica Urbana. Tomo I. Teoría General, México, 1982.
11. 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, México, Octubre-Diciembre 1991.
12. Fuentes Mariles, O. y Rosales Plascencia, I., "Estimación de Pérdidas Locales de Energía en Tomas Domiciliarias", Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XIX, núm. 1, Enero – Marzo de 2004, pp. 65 – 73.
13. Gardea Villegas, Humberto, "Aprovechamientos Hidráulicos y Bombeo", Editorial Noriega, México, 1992.
14. Instituto Nacional de Tuberías Plásticas (ITP), Manual de Construcción de Sistemas para Abastecimiento de Agua Potable con Tubería de PVC, México, 1991.
15. Norma Mexicana NMX-B-177-1990 "Tubos de Acero con o sin Costura, Negros y Galvanizados por Inmersión en Caliente".
16. Norma Mexicana NMX-C-012 "Fibrocemento – Tuberías a Presión – Especificaciones".
17. Norma Mexicana NMX-C-252-1986 "Industria de la Construcción – Tubos de Concreto Presforzado, sin Cilindro de Acero".
18. Norma Mexicana NMX-C-253-1986 "Industria de la Construcción – Tubos de Concreto Presforzado y con Cilindro de Acero".
19. Norma Mexicana NMX-E-143/1-scfi-2002 "Industria del Plástico – Tubos de poli (cloruro de vinilo) (PVC) sin Plastificante para el Abastecimiento de Agua a Presión – Serie Métrica – Especificaciones".
20. Norma Mexicana NMX-E-144-1991 "Industria del Plástico -Tubos de Polietileno (PE) para Conducción de Líquidos a Presión – Serie Métrica – Especificaciones".
21. Norma Oficial Mexicana NOM-003-CNA-1996 "Requisitos Durante la Construcción de Pozos de Extracción de Agua para Prevenir la Contaminación de Acuíferos".
22. Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994 "Salud Ambiental, Agua para Uso y Consumo Humano-Límites Permisibles de Calidad y Tratamientos a que debe Someterse el Agua para su Potabilización".
23. Porto, Rodrigo de Melo, Hidráulica Básica, Editorial Sao Carlos, EESC/USP, 2004.
24. Sotelo A., G, Hidráulica General, Editorial Limusa, México, 1987.
25. Steel Ernest W. and McGhee Terence J., "Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado", Editorial Gustavo Gili, España, 1981.