



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

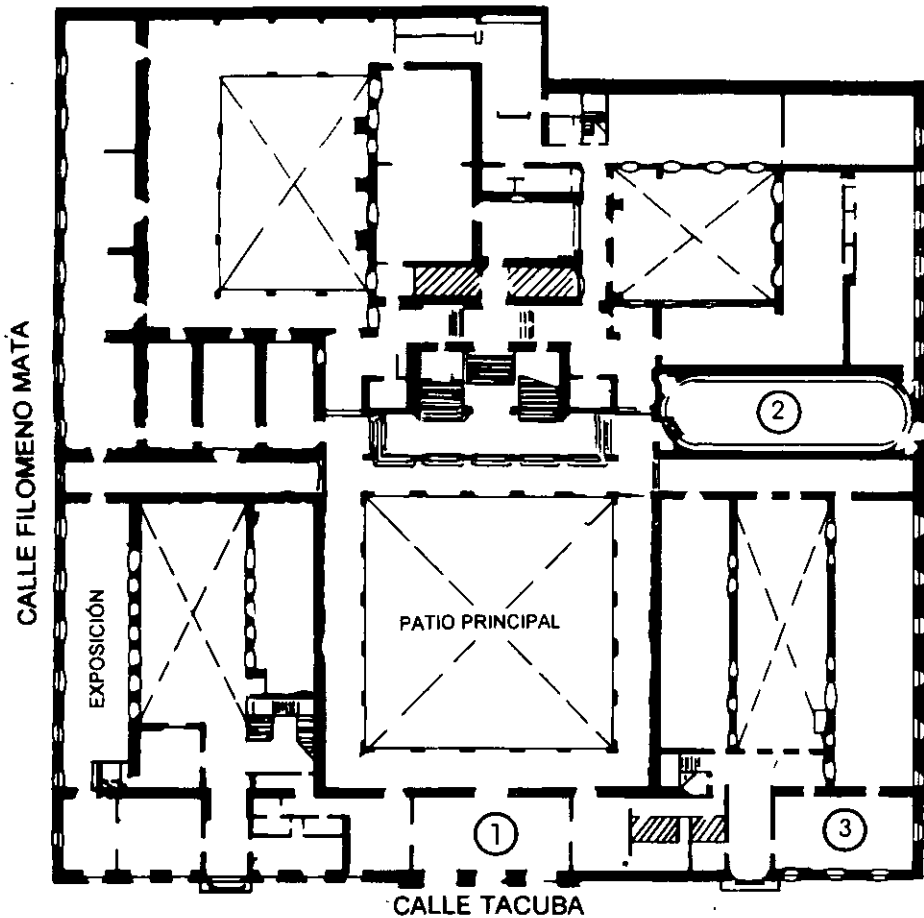
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

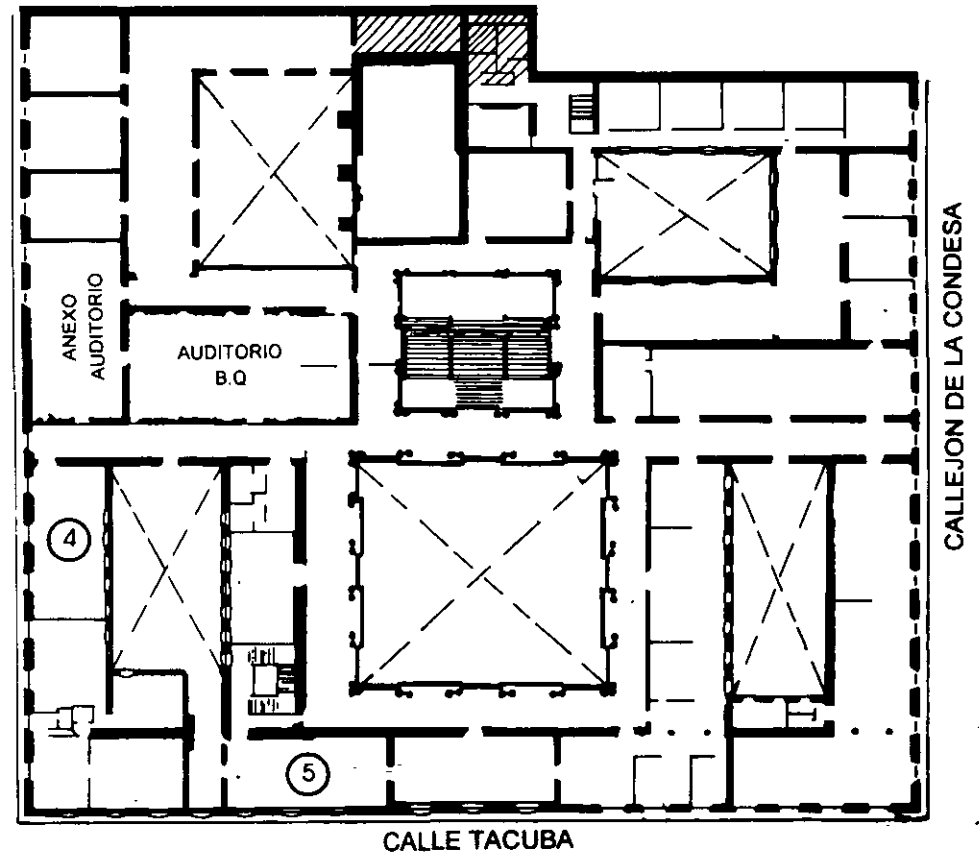
**Atentamente
División de Educación Continua.**



PALACIO DE MINERIA

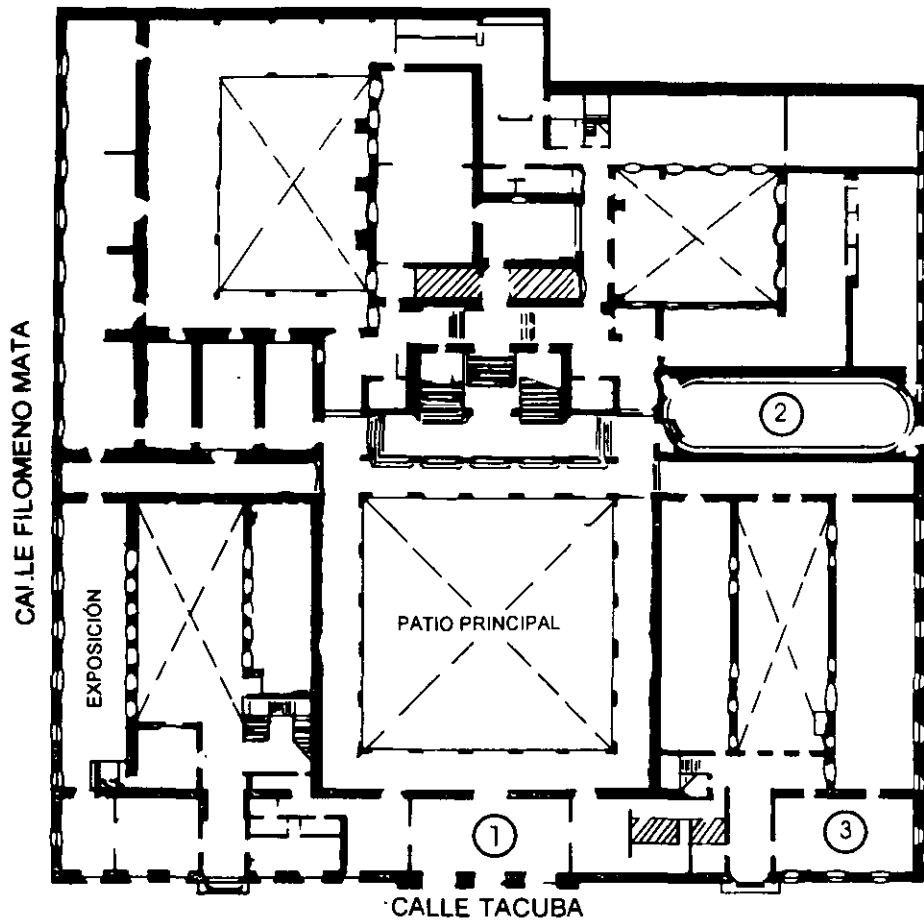


PLANTA BAJA

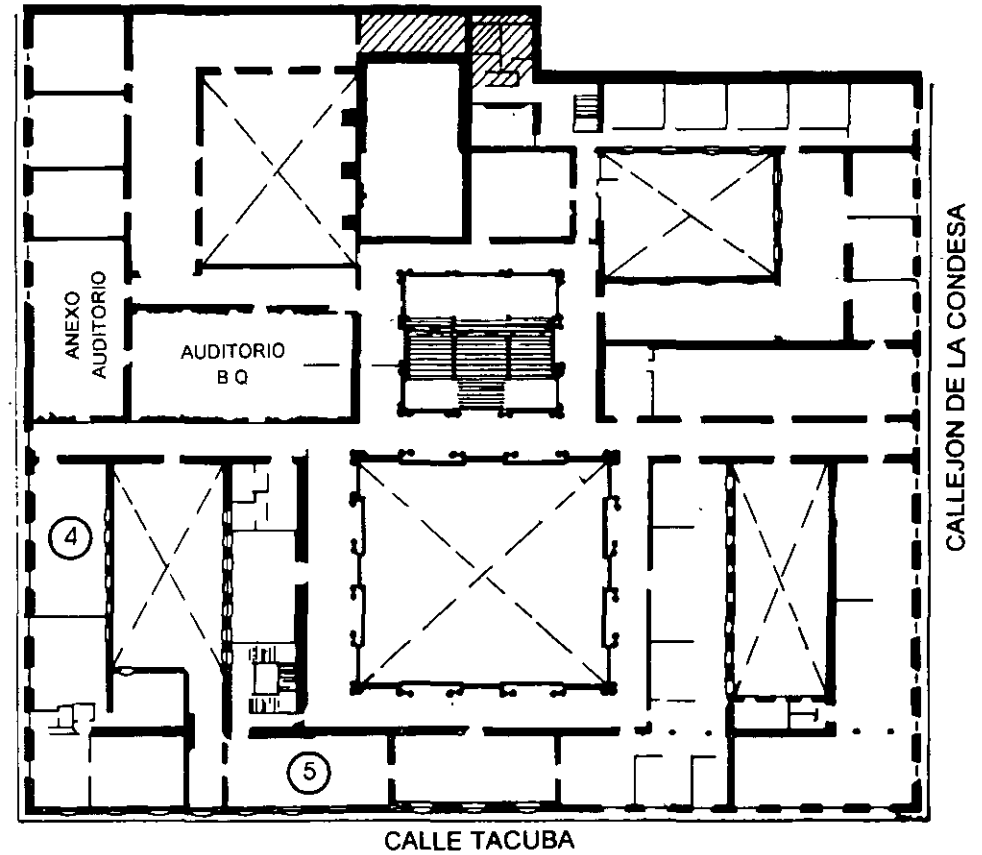


MEZZANINNE

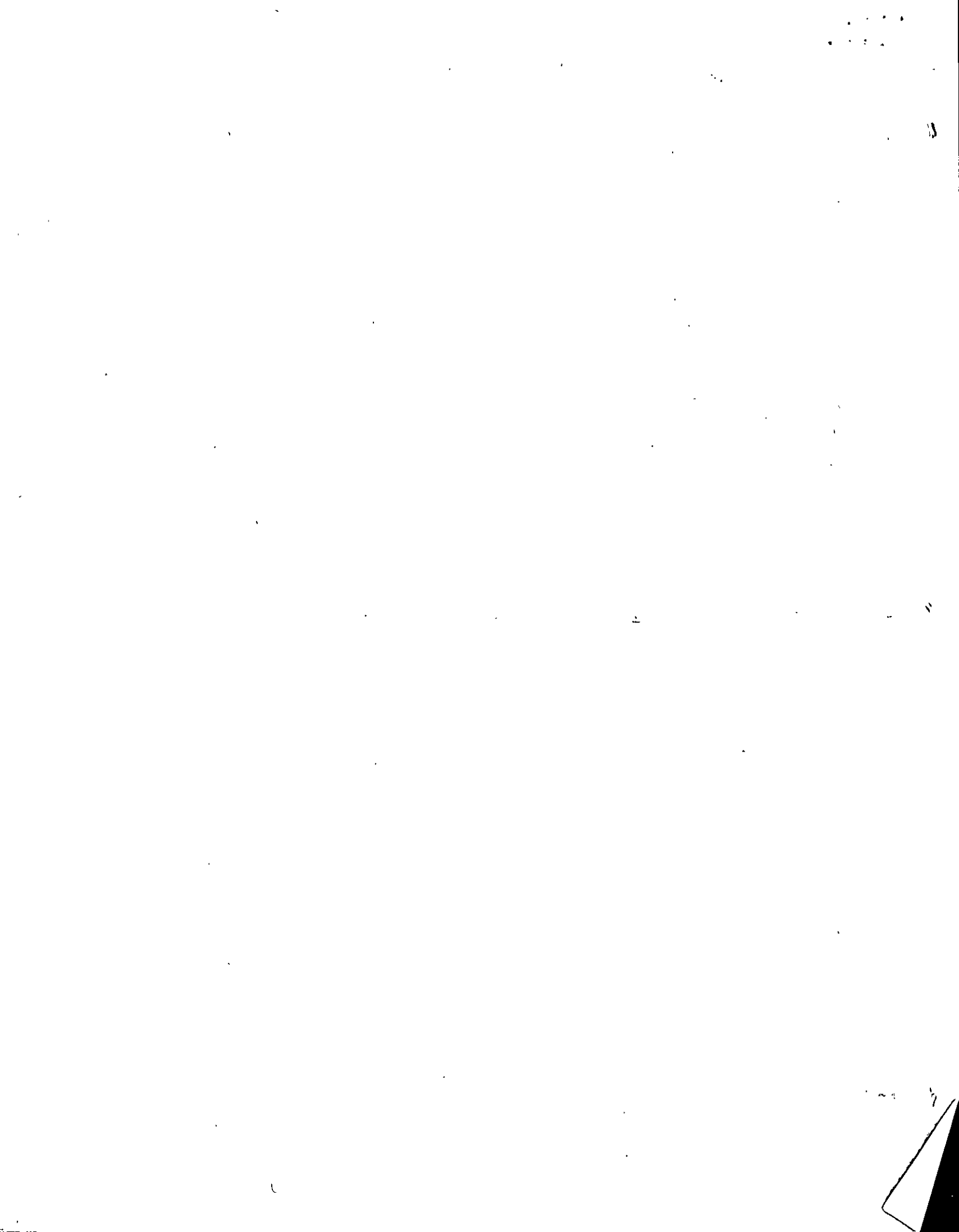
PALACIO DE MINERIA



PLANTA BAJA



MEZZANINNE





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**ANÁLISIS, DISEÑO Y OPERACIÓN DE REDES DE
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE**

COORDINADOR ACADÉMICO:

DR. ÓSCAR ARTURO FUENTES MARILES

**CONFERENCISTAS
M. EN I. JUAN JAVIER CARRILLO SOSA
M. EN I FAUSTINO DE LUNA CRUZ
M. EN I. ISMENE L. A. ROSALES PLASCENCIA
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**



DEC



**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTÍNUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.**

CURSO:

**ANÁLISIS, DISEÑO Y OPERACIÓN DE REDES DE
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE**

COORDINADOR ACADÉMICO:

DR. ÓSCAR ARTURO FUENTES MARILES

PROFESORES:

M. EN I. JUAN JAVIER CARRILLO SOSA.

M. EN I. FAUSTINO DE LUNA CRUZ

M. EN I. ISMENE L. A. ROSALES PLASCENCIA

MÉXICO, D.F.

MAYO DE 2000

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN

1.1 REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

- 1.1.1 Componentes del sistema de distribución
- 1.1.2 Fuente u origen de abastecimiento
- 1.1.3 Captación
- 1.1.4 Conducción
- 1.1.5 Tratamiento
- 1.1.6 Regularización
- 1.1.7 Distribución
- 1.1.8 Aspectos hidráulicos para el diseño

1.2 FLUJO EN TUBERÍAS

- 1.2.1 Ecuaciones fundamentales
- 1.2.2 Clasificación de flujos
- 1.2.3 Pérdidas de energía

1.3 DEMANDA

- 1.3.1 Consumo
- 1.3.2 Dotación
- 1.3.3 Variaciones
- 1.3.4 Curvas de demanda horaria
- 1.3.5 Cálculo de los consumos de agua potable
- 1.3.6 Consideraciones de diseño

2. REVISIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

2.1 FUNDAMENTOS

2.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.3 MÉTODOS DE REVISIÓN

- 2.3.1 Método de la teoría lineal
- 2.3.2 Método de Newton-Raphson
- 2.3.3 Método de Hardy Cross

2.4 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA

2.5 MÉTODO PARA CALCULAR REDES CON FLUJO NO PERMANENTE A PRESIÓN (DINÁMICO)

3. DISEÑO Y REHABILITACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

3.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

3.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

3.2.1 Errores de estimación

3.3 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

3.4 TRAZO DE LA RED

3.5 MÉTODOS DE DISEÑO

3.5.1 Antecedentes

3.5.1.1 Método de la longitud equivalente

3.5.1.2 Método del diámetro equivalente

3.5.1.3 Método combinado Cross-programación lineal

3.5.1.4 Dos métodos basados en la teoría lineal

3.5.1.5 Dos métodos de gradiente hidráulico-programación lineal

3.5.1.6 Extensión del modelo

3.5.1.7 Dos métodos para redes abiertas

3.5.1.8 Optimación con programación lineal

3.5.1.9 Método de Cross-Gradiente hidráulico óptimo

3.5.1.10 Dos métodos de ruta crítica

3.5.1.11 Dos métodos de selección enumerativa

3.5.2 Método para el diseño óptimo de redes

3.5.2.1 Descripción del modelo

3.5.2.2 Arreglo de diámetros comerciales disponibles

3.6 MÉTODO PARA LA REHABILITACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

3.6.1 Déficit en el suministro de agua

3.6.2 Mejoramiento del funcionamiento hidráulico

3.6.3 Método propuesto para rehabilitar la red

3.6.4 Ejemplo de aplicación

4. OPERACIÓN DE REDES

4.1 SISTEMA PRIMARIO DE REGULACIÓN (RED DE TANQUES)

4.1.1 Difusión de una sustancia en redes de tuberías

- a) Difusión
- b) Balance de masa en la confluencia de varias tuberías
- c) Procedimiento de cálculo

4.2 TRANSITORIOS HIDRÁULICOS

4.3 ACCESORIOS EN LA RED

- a) Válvulas
- b) Válvulas controladoras de presión
- c) Cajas rompedoras de presión

5. DETECCIÓN DE FUGAS

5.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

5.2 MÉTODO PARA DETECTAR FUGAS PROPUESTO POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA

5.2.1 Estimación de la demanda

5.2.2 Método para detectar fugas en una red de tuberías

5.2.3 Ecuación de pérdida de carga entre dos nudos de cruce

5.2.4 Gastos de desequilibrio

5.3 EQUIPO USUAL PARA LA LOCALIZACIÓN DE FUGAS EN CAMPO

5.3.1 La técnica de los distritos pitométricos

5.3.2 Equipos empleados en la detección de fugas

5.4 PROYECCIÓN DE DIAPOSITIVAS SOBRE TRABAJOS RELACIONADOS

6. EJEMPLOS

6.1 REVISIÓN HIDRÁULICA FLUJO PERMANENTE

6.2 REHABILITACIÓN

6.2.1 Funcionamiento hidráulico de la red con cambios

6.3 REVISIÓN HIDRÁULICA FLUJO NO PERMANENTE

6.4 DISEÑO ÓPTIMO

6.5 APLICACIÓN DEL MÉTODO PARA DETECTAR FUGAS

1. INTRODUCCIÓN

1.1 REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

La ubicación de las ciudades puede plantear problemas de abastecimiento que en ocasiones llegan a ser críticos, al no contar con los recursos hidráulicos necesarios.

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

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

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

Se considera al sistema hidráulico urbano como un conjunto de procesos continuos, que incluyen las acciones básicas de abastecimiento de agua potable así como las de desalojo de aguas residuales y pluviales; eventualmente tratamiento y reuso de aguas residuales, y las interacciones con el sistema físico-hidrológico con los usuarios (figura 1.1)

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

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

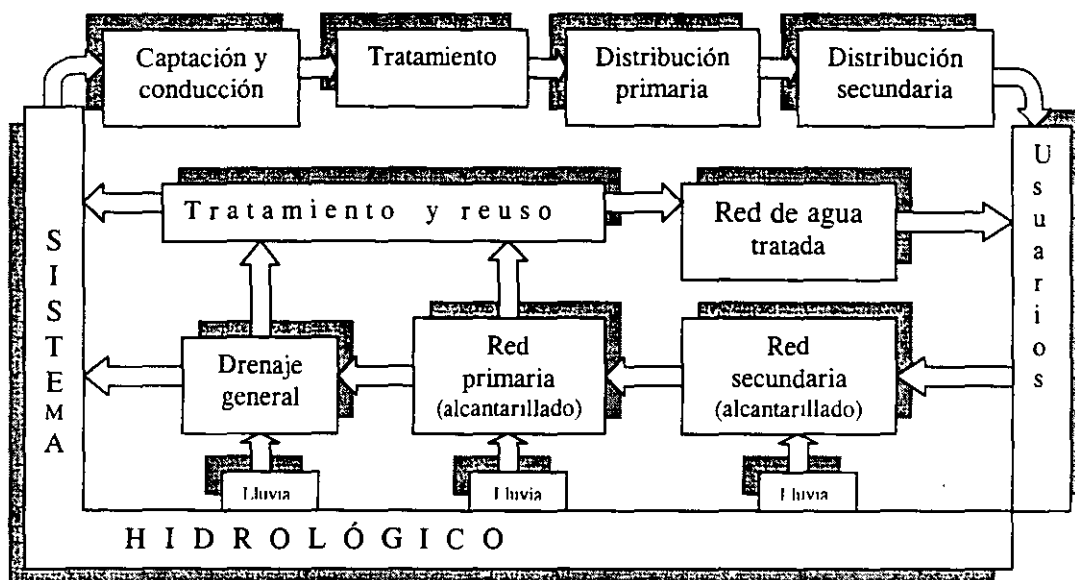


Figura 1.1 Sistema hidráulico urbano

1.1.1 Componentes del sistema de distribución

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

Los principales componentes del sistema de abastecimiento de agua potable son: la fuente u origen (cuenca de aportación), la captación (presas, pozos, etc.), la conducción, el tratamiento de potabilización, la regularización y la distribución (ver figura 1.2).

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

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

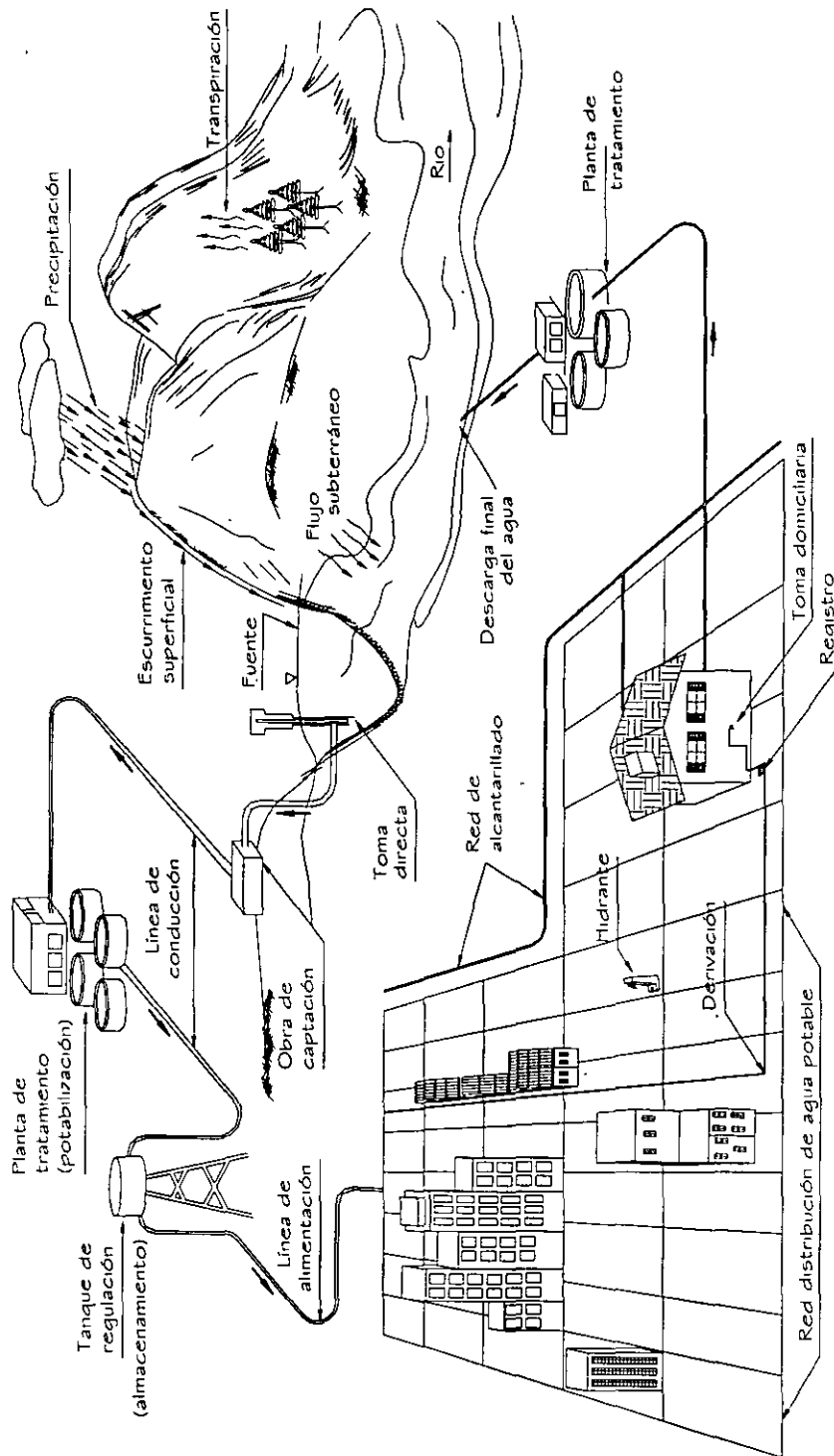


Figura 1.2 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable

1.1.2 Fuente u origen de abastecimiento

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

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

El agua salada o salobre puede servir para varios usos. Su desalinización implica una inversión económica grande, lo que limita su empleo. Las aguas medianamente salinas se hacen potables a un menor costo por electrodiálisis¹ y las fuertemente salinas por evaporación y condensación.

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

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

La importancia de los terrenos como portadores de agua depende de su porosidad² y del tamaño de sus partículas. El agua subterránea se obtiene de manantiales naturales, de galerías filtrantes, de estanques o embalses, o de los diferentes tipos de pozos: *ordinario o de capa libre*, *artesiano* y *brotante*.

El agua superficial es visible y de fácil disponibilidad, sin embargo, tiene las desventajas de tener afectaciones por las variaciones climáticas, turbiedad, materias en suspensión,

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

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

organismos vivos, oxígeno disuelto, mayores pérdidas por evaporación, entre otras (César, 1991); en ocasiones requiere de un tratamiento complicado.

El agua superficial está disponible en estos medios:

a) El agua contenida en ríos, lagos y acuíferos libres que no estén confinados. Son típicamente aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el fierro y manganeso en las aguas crudas.

b) El agua en una capa acuífera poco profunda, puede ser embalsada por una formación poco permeable o impermeable, obligando con ello al agua subterránea a aflorar en la superficie del suelo.

c) Si existe una falla o fisura en el estrato impermeable superior de un acuífero profundo que conduce agua a presión, o sea agua artesisana, el agua puede llegar hasta la superficie del terreno y el gradiente hidráulico es suficientemente alto, formará un pozo artesisano natural. Las fuentes de este tipo son, en general muy uniformes en un caudal y tienen pocas variaciones estacionales.

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

1.1.3 Captación

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- El origen de suministro, ya sea embalse, lago o río, porque afecta la posibilidad de amplias fluctuaciones del nivel del agua, de modo que, será un factor determinante.

- El carácter de los alrededores de la captación, nivel del agua, topografía, efectos de las corrientes sobre la estructura, socavación del terreno, etc.
- La ubicación con respecto a los focos de contaminación.
- Presencia de materiales flotantes tales como hielo, troncos y vegetación.

1.1.4 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, proporcionándose la energía necesaria por gravedad o bombeo.

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

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

Para la fabricación de los tubos, se han utilizado diversos materiales, entre los cuales se hallan 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.

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

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

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

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

1.1.5 Tratamiento

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

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

El carácter y grado del tratamiento necesario, dependerán de la naturaleza del agua; la que, a su vez, está influenciada por su origen y la calidad final deseada. Si el agua procede de fuentes superficiales, normalmente requerirá de procesos de tratamiento. En algunos casos, el agua subterránea también es tratada; mientras más protegida se encuentre la fuente de abastecimiento, estará menos expuesta a una contaminación y, por consiguiente, será menor el tratamiento requerido.

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

La *planta potabilizadora* puede ser diseñada para tratar agua cruda de cualquier tipo de fuente. Dependiendo de la calidad del agua cruda y de la calidad final deseada para el agua tratada, serán necesarios uno o más procesos.

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

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

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

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

La descripción de cada uno de los procesos, así como el diseño de las unidades necesarias escapa a el alcance de este curso.

1.1.6 Regularización

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

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

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

En la mayoría de los casos es necesaria una estación elevadora para obtener la presión suficiente y lograr que el agua fluya a través de la red de distribución. Son utilizadas bombas

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

para elevar el agua después de ser tratada. Las bombas pueden descargar toda o parte del agua en depósitos elevados o no, que suministran el agua necesaria en emergencias.

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

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

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

La reserva es necesaria para suministrar un gasto mayor al que recibe desde la fuente durante el período de demanda mayor a la demanda promedio diaria. En una ciudad, en donde el régimen de consumo es variable, normalmente la demanda de agua desciende durante el lapso comprendido entre las nueve de la noche y las siete de la mañana y aumenta durante el día (tema 1.3).

1.1.7 Distribución

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

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

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

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

- *Topografía de la localidad.* Es conveniente diseñar una sola red de distribución que abastezca cualquier punto de una localidad. En zonas urbanas no siempre conviene tener una red única que cubra todas las calles, unas veces por tener que distribuir aguas de

distinta procedencia y que llegan a la localidad a niveles distintos; otra porque no sea posible situar el tanque de regularización de modo que domine toda la zona por abastecer para dar presiones adecuadas, principalmente cuando el desnivel entre los puntos más altos y más bajos es mayor a 50 m.

- *Planimetría de la localidad.* Este factor es determinante para seleccionar el tipo de red por diseñar. En localidades en que se tiene una zona poblada concentrada y otra dispersa, debe estudiarse cuidadosamente la localización de las tuberías, tomando como base el plano de predios habitados, el que se obtendrá el año en que se efectúe el proyecto, a fin de definir las etapas de construcción inmediata y futura.
- *Gasto por distribuir.* La red se diseña generalmente con el gasto máximo horario, el cual se obtiene en función del gasto máximo diario, adoptando para el coeficiente de variación horaria un valor que fluctúe de 1.3 para localidades urbanas pequeñas a 1.5 para los demás.
- *Situación y características del tanque de regularización.* La localización del depósito regulador tiene gran influencia y puede tener las variantes que se muestran en la figura 1.3, al igual que si se trata de un tanque superficial o elevado, según sea la situación topográfica de la localidad.
- *Situación de la captación con respecto a la red.* La situación de la obra de captación o captaciones que se tengan, influyen de manera notable en el diseño de la red. Los casos más comunes que se presentan están indicados en la figura 1.3.

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

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

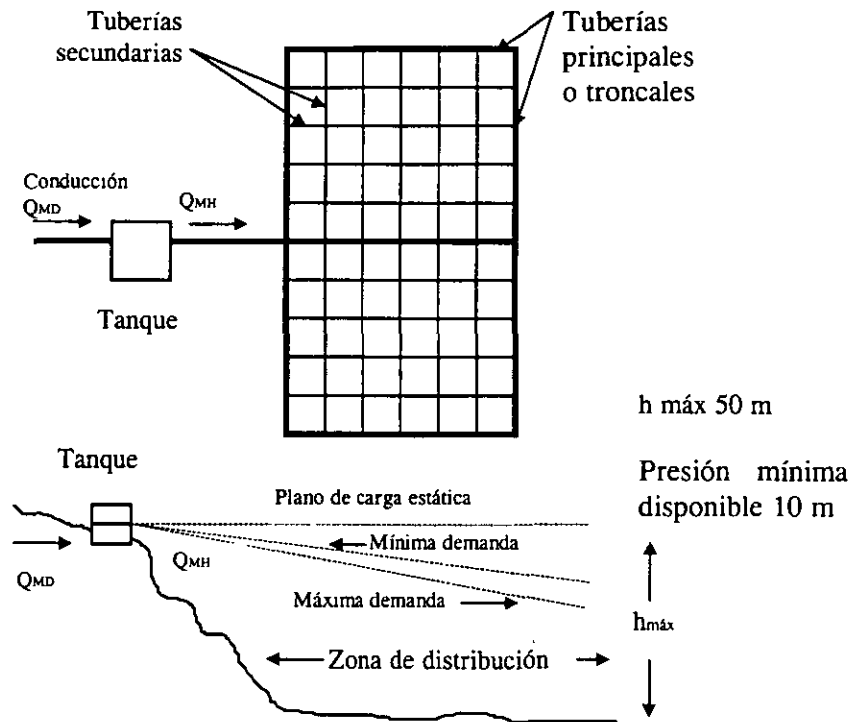


Figura 1.3a Sistema por gravedad

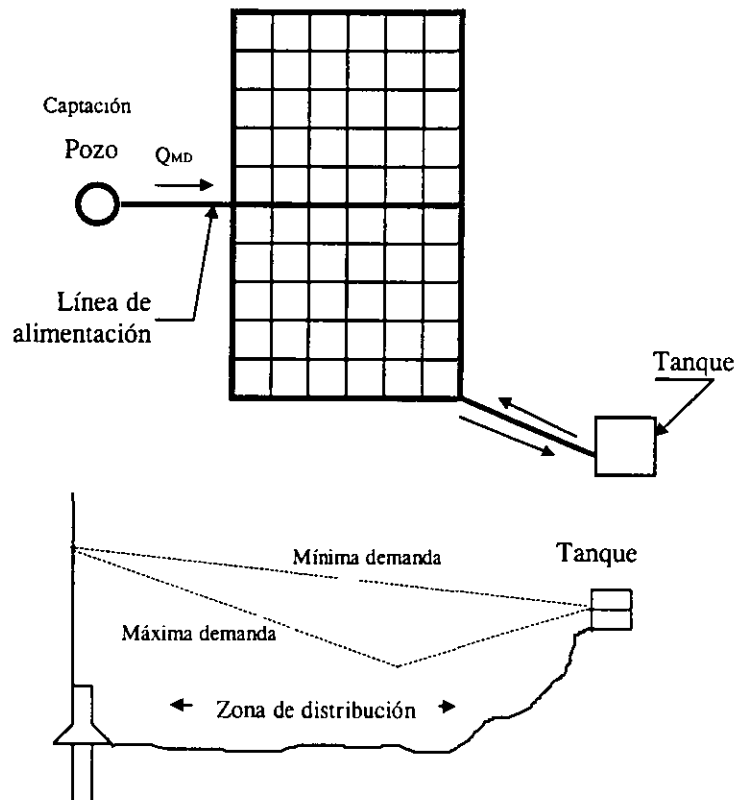


Figura 1.3b Sistema por bombeo con excedencias al tanque de regularización

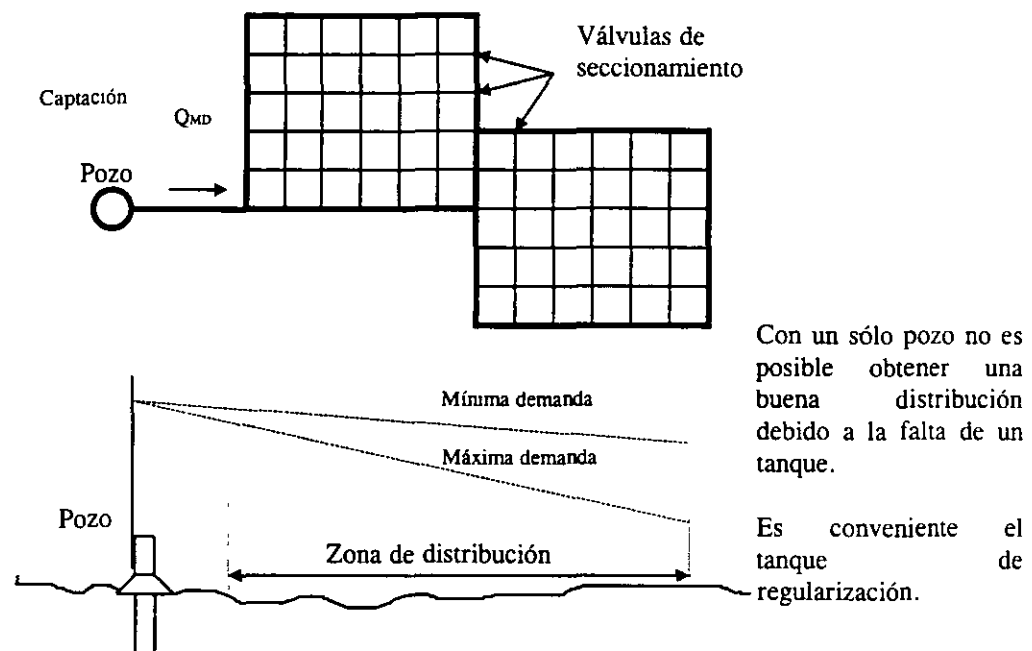


Figura 1.3c Sistema abastecido directamente por bombeo

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

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

El principal elemento del sistema de abastecimiento de agua, es la red de distribución del agua. Más de la mitad de la inversión total de éste se debe a la red.

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

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

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

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

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

En cualquiera de los casos anteriores, el proyectista debe estudiar cuidadosamente la localización de las tuberías con base en el plano de predios habitados. Éste se obtendrá en el año en que se efectúe el proyecto, a fin de definir las etapas de construcción inmediata y futura.

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

- *Sistema ramificado*. Consiste en una línea de alimentación principal que suministra el agua a todos los ramales que de ella se derivan. Es el tipo de sistema que presenta mayores desventajas por la inactividad del flujo en los extremos de los ramales y el escaso control del mismo flujo (figura 1.4)

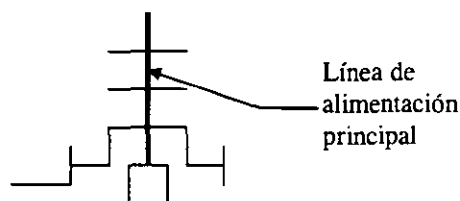


Figura 1.4 Sistema ramificado

- *Sistema en malla*. Aquí todas las tuberías están interconectadas y no hay extremos inoperantes ya que el flujo del agua circula en todas direcciones del sistema. El sistema descrito se distingue en la figura 1.5, en donde la alimentación puede ser mediante una sola línea (a) o un circuito (b).

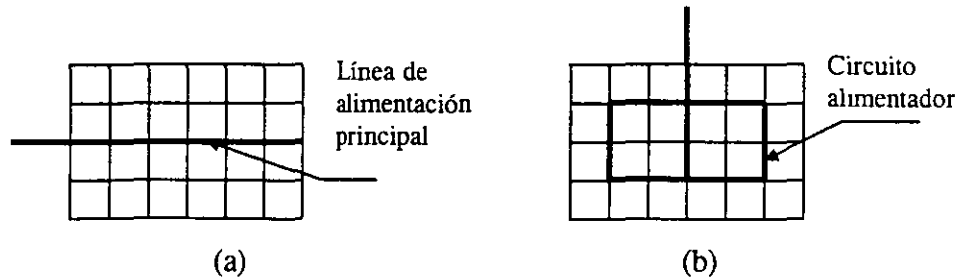


Figura 1.5 Sistema en malla

- **Sistema combinado.** Por razones topográficas o por una mala planeación del proyecto, en ocasiones son necesarias ampliaciones que obligan a dejar ramas abiertas en el sistema, por lo que se le denomina combinado. Existe la ventaja de suministrar agua a una zona de servicio desde más de una dirección, lo que se conoce como "alimentadores en circuito" (figura 1.6).

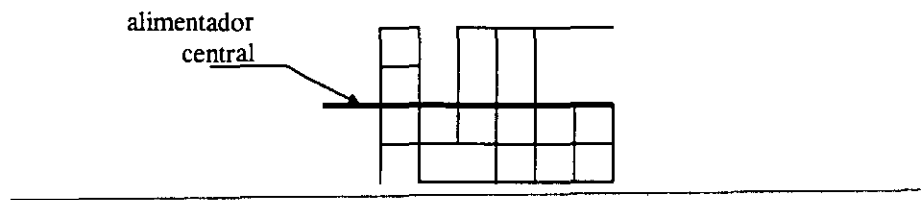


Figura 1.6 Sistema combinado

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

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

- **Tuberías de alimentación.** El número de estas tuberías estará en función del número de tanques que suministren el agua a la red denominados "tanques de regularización", comenzarán en este punto y terminarán en la primer derivación, todo esto es válido cuando la red trabaja por gravedad, si por el contrario se trata de un sistema por bombeo, las líneas de alimentación tendrán origen en las estaciones de bombeo y terminarán como las anteriores.
- **Tuberías primarias.** Llamadas también principales (figura 1.3a), son las segundas en cuanto a dimensión, ya que en estas descargan las líneas de alimentación y son las encargadas de distribuir el agua a las líneas secundarias.

- *Tuberías secundarias*. Son las encargadas de cubrir en su totalidad el área de servicio proporcionando a las tomas domiciliarias el gasto requerido en la edificación (figura 1.3a).
- *Tomas domiciliarias*. Son las líneas terminales de una red de distribución localizadas en los predios servidos y son las que alimentan directamente a las instalaciones hidráulicas de las edificaciones (figura 1.2).

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

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

1.1.8 Aspectos hidráulicos para el diseño

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

El cálculo de las presiones en una red de distribución tiene gran trascendencia. Por un lado deben ser lo suficientemente altas para cumplir con los gastos de demanda de los usuarios, en los pisos más altos de las casas y fábricas y en los edificios comerciales de no más de seis pisos; y por otro lado, no deben ser muy grandes para no causar problemas como: daño a la red interior de las edificaciones, excedencia en los costos, incremento en las fugas a través de la red, etc. Los valores de presión que generalmente se aplican se muestran en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Valores de presión usuales en la red de distribución
Fuente: César, 1992.

ZONAS	PRESIÓN DISPONIBLE EN KG/CM ²
Residencial de 2 ^a	1.5 a 2.0
Residencial de 1 ^a	2.0 a 2.5
Comercial	2.5 a 4.0
Industrial	3.0 a 4.0

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

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

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

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

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

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

fenómenos transitorios, así como tener un funcionamiento correcto durante la vida útil del sistema.

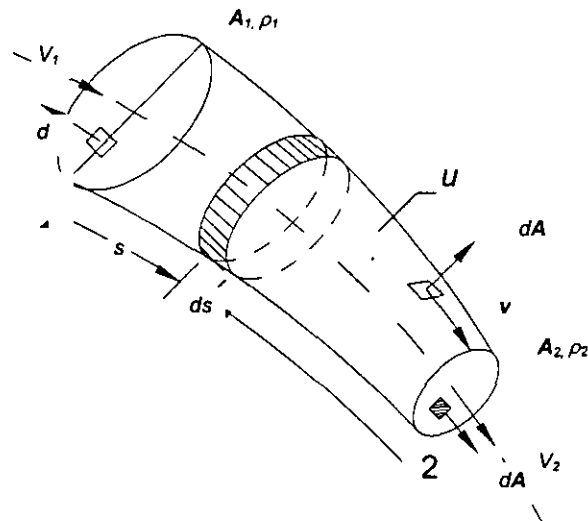


Figura 1.7 Ecuación de continuidad para una vena líquida.

La cantidad neta de masa que atraviesa la superficie de frontera, del volumen elemental en estudio, es:

$$\left[\rho V A + \frac{\partial(\rho V A)}{\partial s} ds \right] - \rho V A = \frac{\partial(\rho V A)}{\partial s} ds$$

Tomando en cuenta que el flujo es *permanente*⁴, el cambio de la masa (contenida dentro del volumen) respecto al tiempo es igual a cero, de donde resulta que

$$\rho V A = C, \text{ siendo } C \text{ una constante.}$$

Si el fluido es incompresible ρ no varía y, por tanto $V A$ es igual a una constante. Esto significa que no cambia el gasto que circula por cada sección de la vena líquida en flujo permanente. Así para las secciones transversales 1 y 2, se cumple lo siguiente:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (1.1)$$

⁴ Se trata de un flujo *permanente* si las características en un punto se mantienen constantes para cualquier instante o bien, si las variaciones en ellas son muy pequeñas con respecto a sus valores medios y éstos no varían con el tiempo (Sotelo, 1991).

1.2 FLUJO EN TUBERÍAS

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

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

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

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

1.2.1 Ecuaciones fundamentales

Ecuación de continuidad en un conducto cerrado

La figura 1.7 muestra un flujo limitado por la superficie u (que generalmente coincide con una frontera sólida, o por ésta y una superficie libre) y por las secciones transversales 1 y 2, normales al eje que une los centros de gravedad de todas las secciones. Las velocidades en cada punto de una misma sección transversal poseen un valor medio V , con dirección tangencial al eje de la vena.

Se considera como volumen elemental de líquido el limitado lateralmente por la superficie que envuelve a la vena líquida (mostrado en la figura 1.7), así como por dos secciones transversales normales al eje de la vena, separadas la distancia ds , donde s representa la coordenada curvilínea siguiendo el eje de la vena, y aplicando el principio de la conservación de la materia, expresado de la siguiente manera:

$$\left(\begin{array}{l} \text{Masa que atraviesa la superficie} \\ \text{de frontera que entra al volumen} \\ \text{en la unidad de tiempo} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{l} \text{Masa que atraviesa la superficie} \\ \text{de frontera que sale del volumen} \\ \text{en la unidad de tiempo} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{l} \text{Cambio con respecto} \\ \text{al tiempo de la masa} \\ \text{contenida en el volumen} \end{array} \right)$$

Ecuación de la energía

La ecuación de la energía planteada en dos secciones transversales de una tubería de longitud L funcionando a presión (figura 1.8), en flujo permanente queda establecida así:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (1.2)$$

La deducción de la ecuación anterior puede ser consultada en el libro de Hidráulica General de Sótelo (1991).

Cada uno de los términos, de la ecuación 1.2 corresponden a una longitud de carga. El término z medido desde un plano horizontal de referencia, se llama carga de posición; donde p/γ es la carga de presión; $\alpha V^2/2g$ la carga de velocidad (siendo α el coeficiente de Coriolis, que toma en cuenta la variación de la velocidad real con respecto a la velocidad media, de la sección transversal en estudio); $\sum_1^2 h_r$ la pérdida de carga entre las secciones 1 y 2.

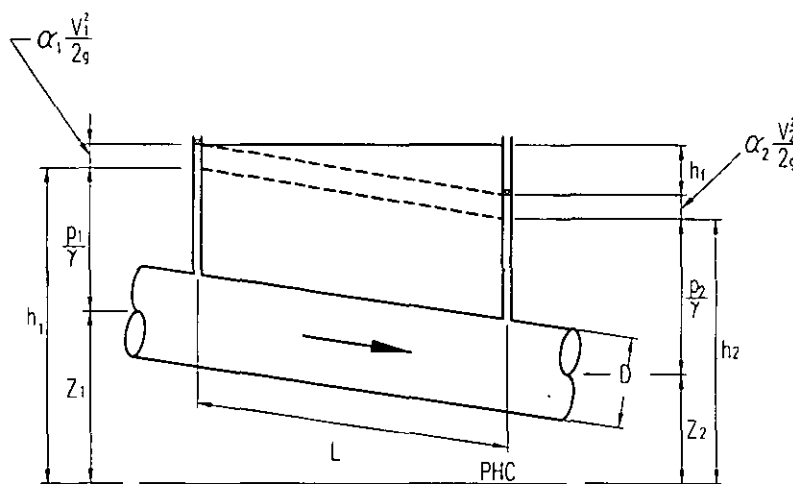


Figura 1.8 Cargas en los extremos de un tubo

La ecuación 1.2 establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo $[FL/L]$. La carga de posición es la *energía potencial*; la carga de presión es la *energía correspondiente al trabajo mecánico* ejecutado por las fuerzas debidas a la presión; la carga de velocidad es

la *energía cinética* de toda la vena líquida; la pérdida de carga es la energía transformada en otro tipo de energía (transferencia de calor) que, en el caso de los líquidos, no es utilizable en el movimiento.

De la ecuación 1.2 el término $\sum_1^2 h_r$ está constituido por la pérdida debida a la fricción ($\sum_1^2 h_f$) y las pérdidas menores ($\sum_1^2 h_m$, las cuales se analizarán más adelante), esto es:

$$\sum_1^2 h_r = \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m \tag{1.3}$$

1.2.2 Clasificación de flujos

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

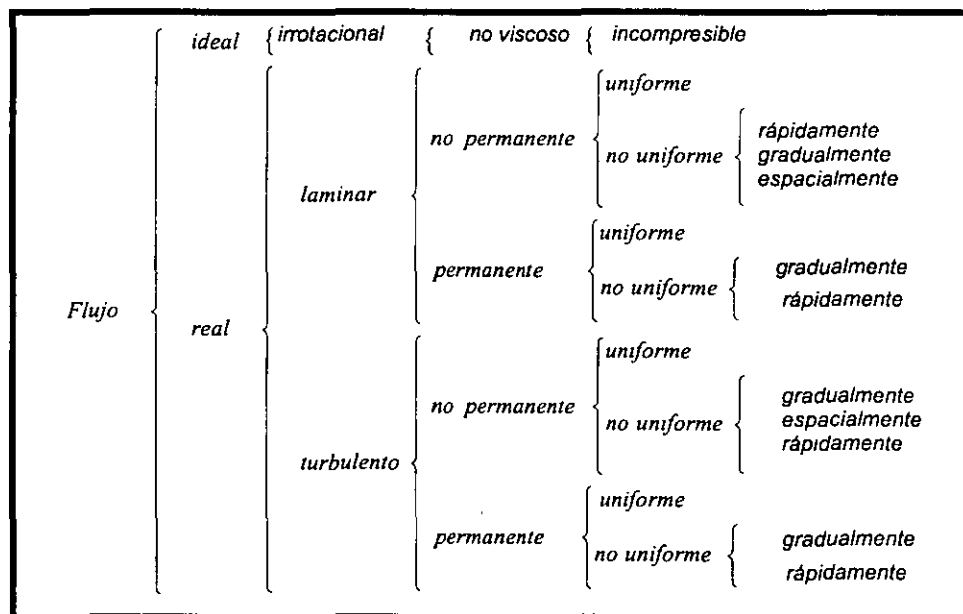


Figura 1.9 Clasificación de flujos.

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

$$\bar{a} = \frac{d\bar{v}}{dt} = \underbrace{\frac{\partial \bar{v}}{\partial x} u + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} v + \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} w}_{\text{aceleración convectiva}} + \underbrace{\frac{\partial \bar{v}}{\partial t}}_{\text{aceleración local}} \quad (1.4)$$

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

Flujo ideal

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

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

Flujo real

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

Otros flujos

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

Flujo a régimen permanente

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

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad (1.5)$$

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

Cuando la velocidad media temporal

$$\bar{v} = \frac{1}{t} \int_0^t v dt \quad (1.6)$$

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

En el flujo permanente, la aceleración local es cero.

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad (1.7)$$

Flujo a régimen no permanente

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

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial T}{\partial t} \neq 0 \quad (1.8)$$

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

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0 \quad (1.9)$$

Flujo laminar

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

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad (1.10)$$

donde

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

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

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

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

Flujo turbulento

En *flujo turbulento*, las partículas del fluido se mueven en trayectorias irregulares que causan un intercambio de cantidad de movimiento de una porción del fluido a otra próxima. En una situación en la que un flujo podría ser turbulento o laminar, la turbulencia establece mayores esfuerzos cortantes en todo el fluido y causa mayor disipación de la energía hidráulica.

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

$$\tau = \eta \frac{du}{dy} \quad (1.11)$$

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

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

$$\tau = (\mu + \eta) \frac{du}{dy} \quad (1.12)$$

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

Flujo uniforme

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

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial v}{\partial s} = 0 \quad (1.13)$$

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

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

$$\frac{\partial v}{\partial x} u + \frac{\partial v}{\partial y} v + \frac{\partial v}{\partial w} w = 0 \quad (1.14)$$

Flujo no uniforme

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

$$\frac{\partial v}{\partial s} \neq 0 \quad (1.15)$$

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

$$\frac{\partial v}{\partial x} u + \frac{\partial v}{\partial y} v + \frac{\partial v}{\partial w} w \neq 0 \quad (1.16)$$

Flujo rotacional

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

$$\text{rot } \bar{v} \neq 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \times \bar{v} \neq \bar{0} \quad (1.17)$$

Flujo irrotacional

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

$$\text{rot } \bar{v} = 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \times \bar{v} = \bar{0} \quad (1.18)$$

Flujo compresible

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

$$\text{div } \bar{v} \neq 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \cdot \bar{v} \neq 0 \quad (1.19)$$

Flujo incompresible

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

$$\text{div } \bar{v} = 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \cdot \bar{v} = 0 \quad (1.20)$$

Flujo adiabático

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

1.2.3 Pérdidas de energía

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

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

Pérdidas por esfuerzo cortante

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

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

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

Cualquiera que sea la tendencia del flujo hacia la inestabilidad y la turbulencia, se amortigua por fuerzas cortantes viscosas que resisten el movimiento relativo de las capas adyacentes. Sin embargo, en el flujo turbulento, las partículas se mueven en forma errática, con un intercambio de cantidad de movimiento transversal muy violento.

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

Las diferencias entre los flujos laminar y turbulento en una tubería fueron esclarecidos en primera instancia por Osborne Reynolds en 1883. Reynolds condujo una serie de experimentos en los cuales inyectó un colorante en agua que fluía en una tubería de vidrio. La figura 1.10 ilustra las observaciones de Reynolds.

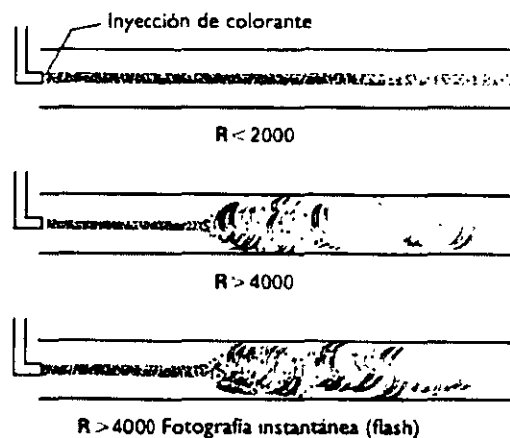


Figura 1.10 Representación esquemática de las observaciones de Reynolds de los flujos laminar y turbulento en tuberías

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

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

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

$$\Re = \frac{\rho V D}{\mu} \quad (1.21)$$

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

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

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (1.22)$$

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

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

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

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

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

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

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (1.23)$$

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

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

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

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

$$h_f = CQ^2 \quad (1.24)$$

donde C corresponde a la siguiente expresión

$$C = f \frac{L}{A^2} \frac{1}{d} \frac{1}{2g} \quad (1.25)$$

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

Para obtener el factor de fricción se puede usar el diagrama universal de Moody (figura 1.11) que se utiliza para determinar el factor de fricción f en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido.

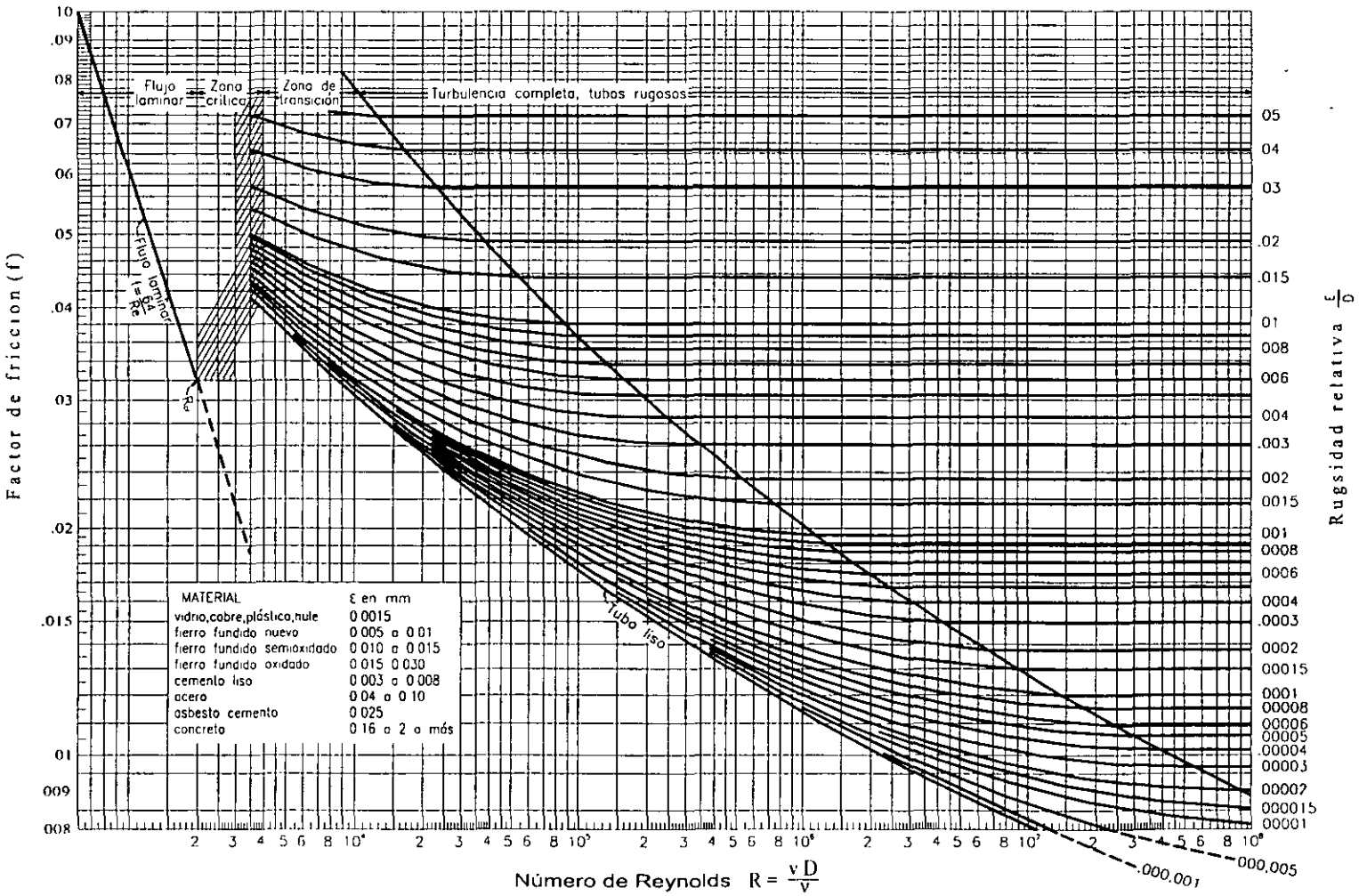


Figura 1.11 Diagrama de Moody

Pérdidas locales

Además de la liberación continua de energía que ocurre con el movimiento del agua a lo largo del conducto, los cambios de geometría de la sección, los dispositivos para el control de las descargas y a modificaciones necesarias en la dirección de la tubería, para avenirse a los accidentes topográficos, producen pérdidas de energía denominadas *locales* o *menores*. Ésta se localizan en un sitio a escasa longitud donde se produce el cambio de geometría o dirección del flujo.

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

$$h_m = K \frac{V^2}{2g} \quad (1.26)$$

donde

- h_m es la pérdida local de energía (en m);
- K es el coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, el número de Reynolds y de la rugosidad del tubo;
- $\frac{V^2}{2g}$ es la carga de velocidad aguas abajo de la zona de alteración del flujo, salvo aclaración en caso contrario (en m).

En la tabla 1.2, presentan algunos valores del coeficiente K , de acuerdo con el tipo de perturbación, sin embargo en la literatura técnica con la que actualmente se cuenta se pueden encontrar tablas más completas del valor de dicho coeficiente.

En ciertas ocasiones, la determinación de las pérdidas locales por medio de la fórmula 1.26 ofrece dificultades y por esta razón se recurre a otros métodos como el de las *longitudes virtuales* o *equivalentes*, el cual consiste en añadir a la longitud real de la tubería, para efectos de cálculo, longitudes de tubos con el mismo diámetro del conducto en estudio, capaces de causar las mismas pérdidas de carga ocasionadas por las piezas a las que sustituyen.

Cabe señalar que la pérdida producida por una perturbación en el flujo puede ser obtenida con la expresión de Darcy-Weisbach, donde f es calculada con la ecuación de Swamme y Jain (Rojas, 1994) que más adelante se mostrará. En el caso de las pérdidas menores en donde interviene el coeficiente de descarga C_d , éste se puede estimar en función del parámetro K y se calcula como sigue

$$C_d = \frac{1}{\sqrt{K}} \quad (1.27)$$

Tabla 1.2 Valores del coeficiente K
Fuente: Paschoal Silvestre. 1983

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

* Con base en la velocidad mayor y

** Con base en la velocidad en la canalización

1.3 DEMANDA

1.3.1 Consumo

La demanda de agua en un sistema de abastecimiento de agua potable está integrada por la suma del consumo total de los usuarios más las pérdidas físicas de caudal que se presentan en los distintos componentes del mismo (fugas). Como se puede observar en la figura 1.12, existen diferentes tipos de consumo, de acuerdo al tipo de uso que se le da al agua.

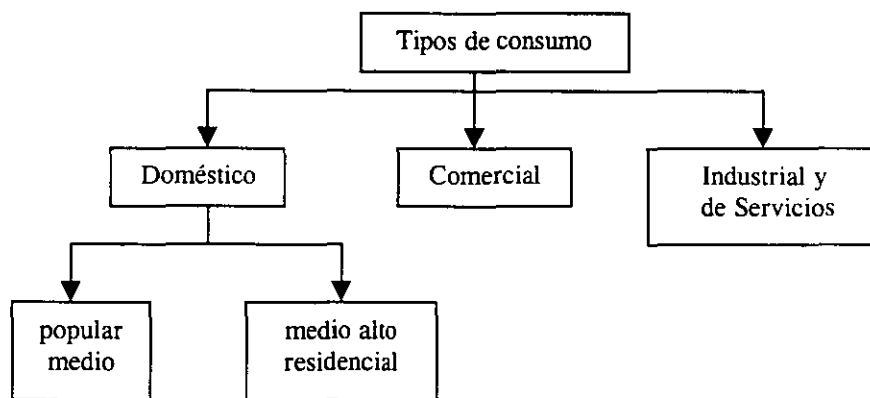


Figura 1.12 Tipos de consumo de agua

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

1.3.2 Dotación

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

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

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

Otra forma de estimar la dotación de agua potable es que se adapten los valores de otras comunidades en condiciones similares o, a falta de éstos se acatan normas de dotación media en función del número de habitantes y el clima, como se indica en la tabla 1.3, aplicable a las poblaciones del país, expresada en litros por habitante por día (l/ hab/d).

Tabla 1.3 Dotación de agua potable (l/hab/d)

Fuente: (Normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana. Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado, SRH, 1974).

NÚMERO DE HABITANTES	CLIMA		
	Cálido	Templado	Frío
2500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor de 150,000	350	300	250

Un estudio que se realizó en 1997 en el Distrito Federal, permitió estimar la dotación con un valor promedio cercano a 196 l/hab/d, además se calculó el porcentaje que representa el consumo por tipo de usuario con respecto al consumo total en el mismo año. El consumo doméstico representó el 73.77%, el comercial, industrial y de servicios el 26.23% (figura 1.13).

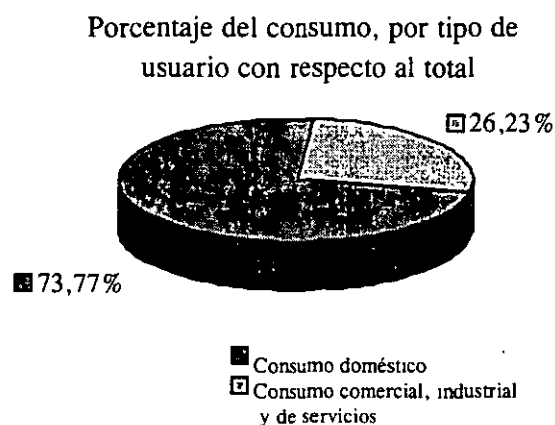


Figura 1.13 Porcentajes del consumo de agua en el Distrito Federal en 1997

Las cifras de la tabla 1.4 toman en cuenta el uso doméstico del agua que fluctúa más o menos como se especifica en litros por habitante y por día.

A los datos de la tabla 1.4 hay que agregar lavado de coches a razón de 20 a 200 litros por vehículo, el riego de patios y jardines que usan de 1 a 7 litros diarios por metro cuadrado y el uso de aire acondicionado a razón de 100 a 500 litros diarios por habitante.

Tabla 1.4 Fluctuaciones del consumo doméstico de agua
Fuente: César, 1991.

Para bebida, cocina y limpieza	DE 20 A 30
Descarga de Muebles sanitarios	De 30 a 45
Para baño de Regadera	De 20 a 30
Total	De 70 a 105

Un desglose del consumo doméstico de agua proporciona los diferentes usos en la siguiente forma: 41% para descarga de sanitarios; 37% para lavado y baños; 6% para uso culinario; 5% para agua potable; 4% para lavado de ropa; 3% para limpieza general del hogar; 3% para lavado del jardín; 1% para lavado del carro familiar (figura 1.14).

En Estados Unidos en una típica ciudad se proporciona una dotación de 340 l/hab/d, sin embargo el promedio de las comunidades residenciales de Norteamérica es de 378.5 l/hab/d y de 547.8 l/hab/d o más en ciudades industriales grandes. En la tabla 1.5, como parámetros de comparación, se pueden observar algunas ciudades y sus dotaciones respectivas.

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

Porcentaje del empleo del agua en las diferentes actividades domésticas

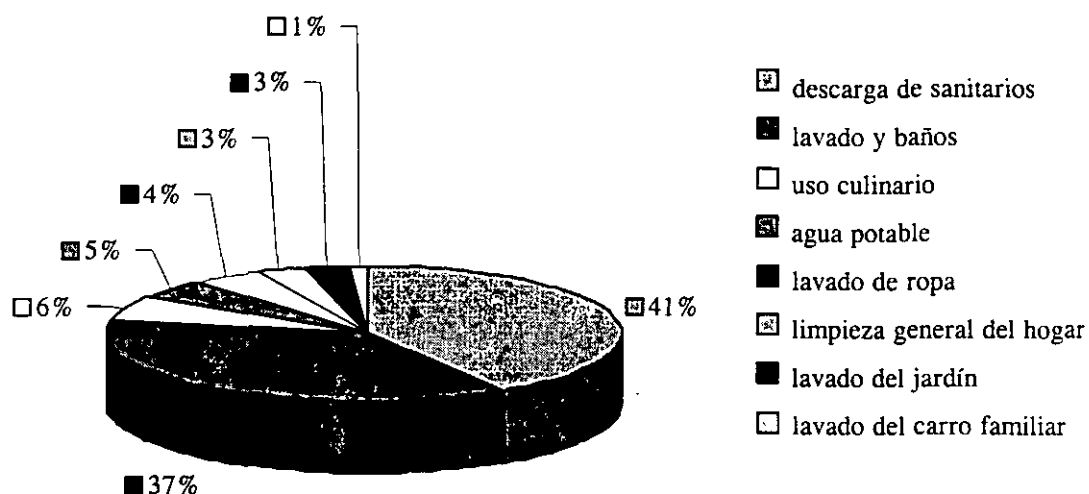


Figura 1.14 Desglose del consumo doméstico de agua

Tabla 1.5 Ejemplos de dotación media en algunas ciudades del mundo
Fuente: Twort, Law y Crowley; 1985.

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

1.3.3 Variaciones

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

Un típico consumo en invierno es aproximadamente un 80% del consumo diario promedio anual, mientras que en verano es un 30% más grande. Generalmente se presentan variaciones como está, por tal razón se tiene que valorar para cada comunidad, ya que las diferencias pueden ser significantes dependiendo de los cambios de clima por estación. La máxima demanda diaria puede estar considerada a ser el 180% del promedio diario, con variaciones del 120 al 400%.

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

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

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

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

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

1.3.4 Curvas de demanda horaria

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

La demanda diaria de agua en una comunidad variará durante el año debido al patrón estacional del clima, la situación de trabajo (por ejemplo, época de cosecha) y a otros factores, tales como ocasiones culturales o religiosas. Las cifras típicas para el uso común y otros requerimientos de agua, son cantidades promedio. Por lo general, se calcula la demanda máxima diaria añadiendo del 10 al 30 por ciento a la demanda diaria promedio. Así el factor pico para la demanda diaria (k_1) será de 1.1 a 1.3.

Para la Ciudad de México, la ley de variación horaria fue determinada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM a partir de las mediciones de presiones de la red. La demanda horaria se estableció al relacionar el gasto instantáneo Q al gasto promedio Q_m en el día. Las relaciones obtenidas (Q/Q_m) se consignan en la tabla 1.6. La curva de variación horaria se muestra en la figura 1.15.

Tabla 1.6 Ley de variación horaria en el D. F.
Fuente: CNA 1996.

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

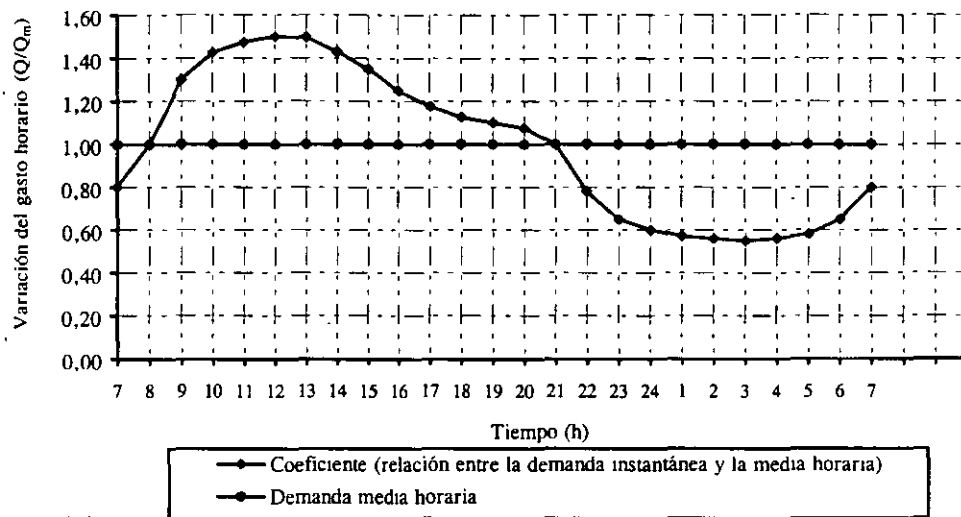


Figura 1.15 Variación horaria de la demanda para la ciudad de México

Adicionalmente, también se presentan dos curvas de variación del gasto de demanda aplicables a diferentes ciudades de la República Mexicana (tabla 1.7 y figura 1.16), así como a poblaciones pequeñas (tabla 1.8 y figura 1.17).

Tabla 1.7 Ley de variación horaria para diferentes ciudades del país

Fuente: CNA, 1994.

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

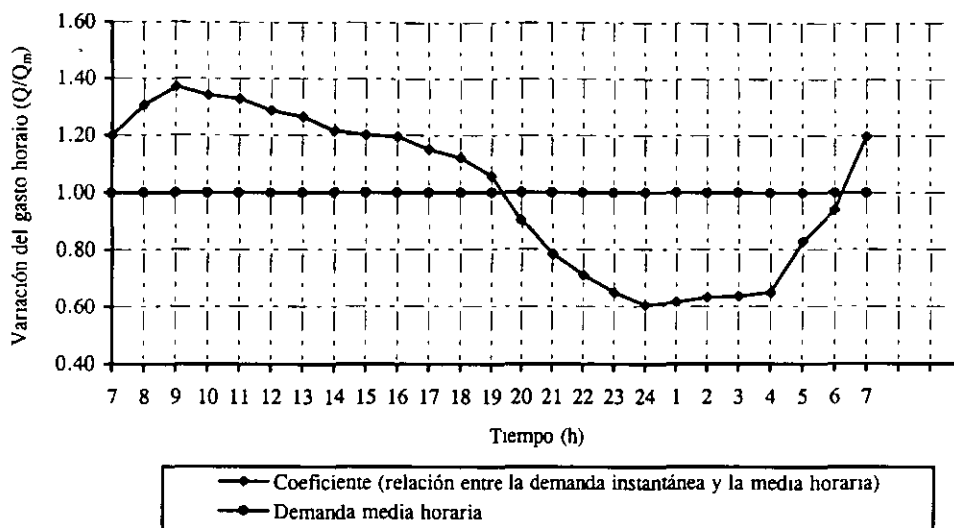


Figura 1.16 Variación horaria promedio de la demanda para diferentes ciudades del país

Tabla 1.8 Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas
Fuente: CNA, 1994.

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

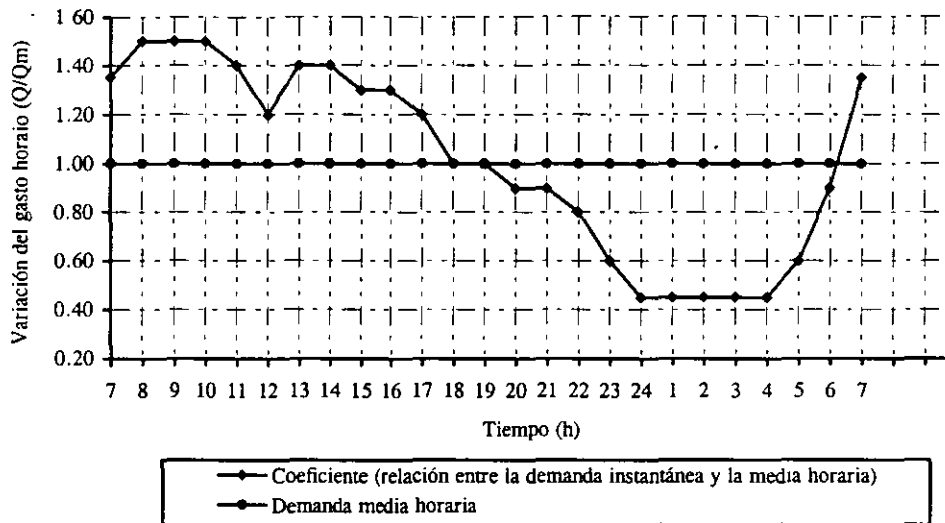


Figura 1.17 Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas

La variación horaria en la demanda de agua durante el día frecuentemente es mucho mayor. Generalmente, se pueden observar dos períodos de pico, uno en la mañana y otro en la tarde. Se puede expresar la demanda de la hora pico como la demanda horaria promedio multiplicada por el factor horario de pico (k_2). Para un área particular de distribución, este factor depende del tamaño y carácter de la comunidad servida.

La capacidad de un tanque de almacenamiento, que ayuda a regular las demandas de agua potable de una población, puede ser determinada analíticamente o gráficamente; en ambos casos, el principio de la solución, es un balance de masa. En el capítulo 3, se lustrarán los dos métodos de solución, el analítico y el gráfico.

1.3.5 Cálculo de los consumos de agua potable

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

$$V_{ma} = \frac{D \times P \times 365}{1000} \quad (1.28)$$

donde:

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

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

$$V_{md} = \frac{D \times P}{1000} \quad (1.29)$$

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

$$Q_m = \frac{D \times P}{86400} \quad (1.30)$$

donde 86400 son los segundos que tiene un día.

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

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

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

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

$$Q_{MD} = Q_m \times CVD \quad (1.31)$$

donde

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

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

$$Q_{MH} = Q_m \times CVD \times CVH \quad (1.32)$$

donde

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

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

$$\begin{aligned} CVD & 1.2 \text{ a } 1.5 \\ CVH & 1.5 \text{ a } 2.0 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} CVD & = 1.2 \\ CVH & = 1.5 \end{aligned}$$

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable se indican el cuadro de la figura 1.18.

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

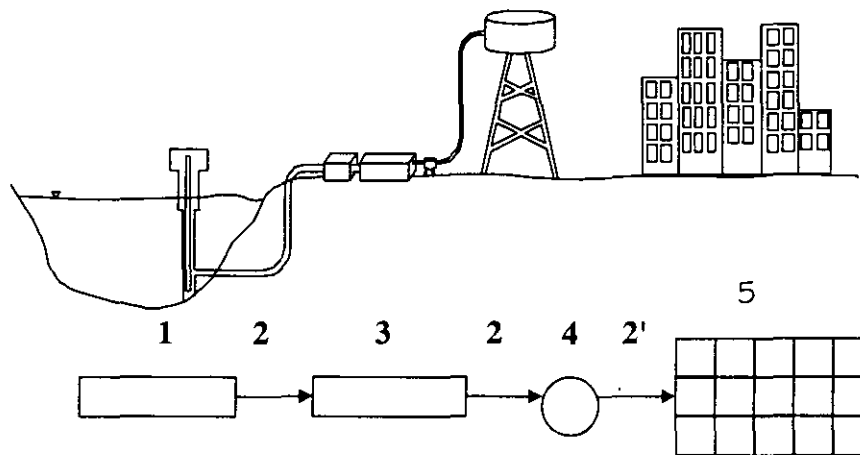
Frecuentemente la población estimada es inexacta independientemente del método de cálculo que sea utilizado, debido a que los límites del abastecimiento de agua, no coinciden con los límites de los censos de población, los censos no están actualizados, y puede ser difícil estimar el número de emigrantes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

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

$$D = 0.36 Q_{m\acute{a}x} H$$

donde:

D demanda diaria
 $Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo instantáneo
 H duración del período de máxima demanda (entre 1 y 4 horas).



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

* Q_m ó Q_{MD} en procesos

Figura 1.18 Componentes del sistema de abastecimiento y sus gastos de diseño

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

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

en donde a k, se le asigna un valor de acuerdo al tipo de clima (ver tabla 1.9)

Tabla 1.9 Valores de k_1 de acuerdo al clima

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

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

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

donde $1.4 < k_2 < 1.8$

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

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

1.3.6 Consideraciones de diseño

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

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

Población del último censo oficial

Población actual, estimada con el plano de predios habitados.

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

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

Errores de estimación

En el desarrollo y calibración de un modelo de un sistema de distribución de agua, en ocasiones son necesarias algunas estimaciones de demanda de agua. Sin embargo el área de servicio asignada a cada nudo, es normalmente muy grande durante las primeras etapas del desarrollo. Para especificar el tamaño de una tubería, puede ser necesario

definir nudos adicionales y dividir los nudos iniciales del área de servicio en varias áreas de servicio más pequeñas, lo que repercute en una mala estimación de las demandas.

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

2. REVISIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

2.1 FUNDAMENTOS

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

Retomando la ecuación 1.2 se tiene

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

considerando que

$$h_s = z_s + \frac{P_s}{\gamma} \quad (2.1)$$

$$h_i = z_i + \frac{P_i}{\gamma} \quad (2.2)$$

la ecuación 1.2 se puede escribir como

$$h_s + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (2.3)$$

para una tubería con área de sección transversal constante $A_s = A_i$, la ecuación de continuidad define que $A_s v_s = A_i v_i$, por consiguiente $v_s = v_i$. Si al mismo tiempo, se acepta que $\alpha_s = \alpha_i = 1$, la ecuación 2.3 se reduce a

$$h_f = h_s - h_i \quad (2.4)$$

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

Como se describió en el capítulo anterior la pérdida de carga está en función de las características de flujo (velocidad y viscosidad cinemática) y características de la tubería (diámetro, longitud y rugosidad absoluta ε). La fórmula de Darcy-Weisbach se puede utilizar para calcular dicha pérdida.

De la ecuación 1.1 se sabe que

$$V = Q / A \quad (2.5)$$

sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación 1.23 tendremos

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (2.6)$$

si además

$$C = f \frac{L}{D} \frac{1}{2g A^2} \quad (2.7)$$

donde

$$A = \pi D^2 / 4 \quad (2.8)$$

como C es un parámetro que depende de las características geométricas de la tubería, la ecuación 1.23 se puede escribir como

$$h_f = C_j |Q| |Q| \quad (2.9)$$

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

Por otra parte, si se toma en cuenta la ecuación 2.7 en la 2.4 se obtiene

$$h_s - h_i = C_j |Q| |Q| \quad (2.10)$$

Despejando el gasto Q_j

$$Q_j = \sqrt{\frac{1}{C_j}} \sqrt{h_s - h_i}$$

cuya solución se plantea de la siguiente manera

$$Q_j = \begin{cases} k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad (2.11)$$

El coeficiente k_j está definido como

$$K_j = \left(\frac{1}{C_j} \right)^{1/2} \quad (2.12)$$

2.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

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

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

Al aplicar este principio en cada nudo de la red se establece una ecuación lineal en términos de los gastos. Por ejemplo, para el nudo 15 de la red de la figura 2.1 se tiene que

$$Q_{17} + Q_{18} - Q_{19} - Q_{20} = G_{15} \quad (2.13)$$

donde Q_j es el gasto que fluye dentro de la tubería j y G_n el gasto de salida de la red desde el nudo n .

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

$$\sum_j Q_j = G_n \quad (2.14)$$

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

Si ahora se sustituye cada uno de los gastos que circulan dentro de las tuberías en términos de los niveles piezométricos (según la ecuación 2.11), se forma un sistema no lineal de ecuaciones.

Así para el nudo 15 de la figura 2.1 se tendrá que

$$K_{17}(h_{14} - h_{15})^{1/2} + K_{18}(h_3 - h_{15})^{1/2} - K_{19}(h_{15} - h_5)^{1/2} - K_{20}(h_{15} - h_7)^{1/2} = G_{15} \quad (2.15)$$

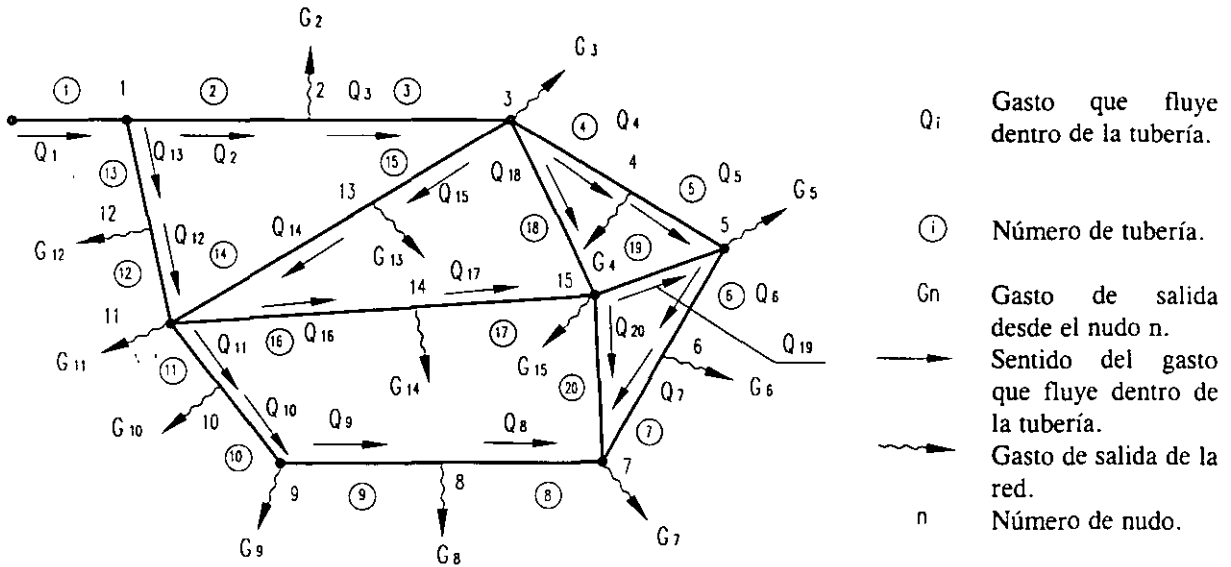


Figura 2.1 Red de Tuberías

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

$$\sum_j F(h) = G_n \tag{2.16}$$

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

La solución a la red consiste en encontrar las cargas h que satisfacen simultáneamente el sistema de ecuaciones 2.16. Una vez obtenidas las cargas de presión, con la ecuación 2.11 se calculan los gastos que fluyen dentro de las tuberías.

2.3 MÉTODOS DE REVISIÓN

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

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

2.3.1 Método de la teoría lineal

El método de la teoría lineal ayuda a resolver los sistemas de ecuaciones pertenecientes a redes aún cuando se cuenta con bombas y depósitos o cuando no se conocen los gastos externos a la red, ya que pueden ser obtenidos como parte de la solución; tiene varias ventajas sobre los métodos de Newton Raphson y Hardy Cross (que más adelante se describirán), ya que en primer lugar no se requieren datos precisos para comenzarlos a aplicar y en segundo lugar siempre tiende a converger con relativa facilidad (pocas iteraciones).

Si se recuerda que la carga total disponible en una tubería está dada por la ecuación 2.9 escrita como sigue:

$$h_f = C_j |Q_j^{n-1}| \quad Q_j = C'_j Q_j \quad (2.17)$$

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

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

Cuando se aplica el método de la teoría lineal no se requiere proporcionar una suposición inicial del gasto como aparentemente se necesita es decir, en la primera iteración el valor de C_j' puede ser igual al de C_j , lo cual implica que el valor del gasto Q_j^{n-1} sea igual a la unidad. Es posible observar durante la aplicación del método que las iteraciones sucesivas siempre convergen. Wood (Fuentes y Martínez, 1988), sugiere que después que han sido obtenidas dos soluciones iterativas, el promedio de ambas sea utilizado para la siguiente iteración, esto es:

$$Q_j^n = \frac{Q_j^{n-1} + Q_j^{n-2}}{2} \quad (2.18)$$

La solución del sistema de ecuaciones lineales se puede conseguir utilizando alguno de los siguientes métodos: Eliminación de Gauss, Eliminación de Gauss-Jordan, Descomposición LU, Gauss-Seidel, Sobrerrelajación, Jacobi, etc., (para la consulta de cualquiera de los métodos antes citados se recomienda Fuentes y Martínez, 1988). De preferencia uno que aproveche la gran cantidad de coeficientes de las incógnitas que son nulos.

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

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

2.3.2 Método de Newton-Raphson

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

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

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)} \quad (2.19)$$

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

$$f(x + \Delta x) = f(x) + f'(x)\Delta x + \frac{1}{2!}f''(x)\Delta x^2 + \dots + \frac{1}{m!}f^{(m)}(x)\Delta x^m \quad (2.20)$$

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

$$x + \Delta x = x_n + (x_{n+1} - x_n) = x_{n+1} \quad (2.21)$$

y la ecuación 2.20 se puede escribir como

$$f(x_{n+1}) = f(x_n) + f'(x_n)(x_{n+1} - x_n) \quad (2.22)$$

En el método se desea que $x_{n+1} \approx \alpha$ (α , es la raíz), por consiguiente $f(x_{n+1}) = 0$ y la ecuación 2.22 se escribe

$$0 = f(x_n) + f'(x_n)(x_{n+1} - x_n) \quad (2.23)$$

finalmente si se despeja la incógnita x_{n+1} se llega a la ecuación 2.19

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

$$\bar{x}_{n+1} = \bar{x}_n - J^{-1} \vec{f}(x_n) \quad (2.24)$$

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

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

La matriz J denominada jacobiano es la que está constituida por las derivadas de las funciones del sistema, el primer renglón será la derivada de la primera función con respecto a las variables independientes, de la misma forma el segundo renglón estará constituido por las derivadas de la segunda función con respecto a las variables independientes, respetando el orden establecido inicialmente y así sucesivamente; por ejemplo el jacobiano cuando se tienen las cargas como incógnitas es el de la ecuación 2.25

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial h_1} & \frac{\partial f_1}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial h_j} \\ \frac{\partial f_2}{\partial h_1} & \frac{\partial f_2}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial h_j} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial f_j}{\partial h_1} & \frac{\partial f_j}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_j}{\partial h_j} \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

El último término de la ecuación 2.24 contiene la inversa del jacobiano (J^{-1}), sin embargo, en el caso de la aplicación del método de Newton-Raphson no conviene obtener dicha inversa y premultiplicarla por el vector de funciones $\vec{f}(x)$ como lo implica la ecuación antes mencionada. Lo que generalmente se emplea, es la solución de un vector \vec{z} del siguiente sistema lineal $D\vec{z} = \vec{f}$ el cual es sustraído de una previa iteración con un vector de valores supuestos. Si tomamos nuevamente un sistema de ecuaciones donde las cargas son las incógnitas, la fórmula iterativa de Newton-Raphson estará definida por la ecuación 2.26.

$$\vec{h}_{n+1} = \vec{h}_n - \vec{z}_n \quad (2.26)$$

la equivalencia de las ecuaciones 2.24 y 2.26 es evidente ya que $\vec{z} = D^{-1} \vec{f}$. Esto se hace con el objetivo de facilitar la programación por computadora del método, porque de lo

contrario sería necesario encontrar la inversa de la matriz J y ello implica más cálculos que procediendo de otro modo.

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

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

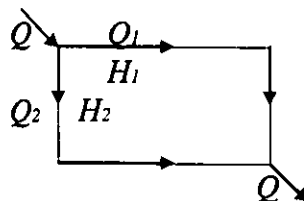
2.3.3 Método de Hardy Cross

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

a) Balanceo de cargas por corrección de gastos acumulados.

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

Si se analiza el siguiente circuito



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

$$H = C Q^m \quad (2.27)$$

donde

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

Tomando Q_1 y Q_2 de un sistema balanceado hidráulicamente se tendrá

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

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

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

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

$$C_1 (Q_1 + q)^m - C_2 (Q_2 - q)^m = 0 \quad (2.28)$$

Si se desarrollan los binomios de la ecuación 2.28 y se considera que la primera estimación del gasto ha sido razonable de tal forma que q será pequeño pudiéndose desprestigiar algunos términos, se llega a la expresión (Sotelo, 1987):

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{m \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)} \quad (2.29)$$

en donde Q_1 , Q_2 , H_1 y H_2 tienen los signos correspondientes (+ ó -) según el sentido del recorrido. Generalizando la expresión 2.29

$$q = - \frac{\sum H}{m \sum \frac{H}{Q}} \quad (2.30)$$

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

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

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

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

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

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

b) Balanceo de gastos por corrección de cargas.

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

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

La carga supuesta en toda la tubería está definida por la ecuación 2.27 y la carga corregida por la siguiente ecuación

$$H + h = C (Q + q)^m = C (q^m + m q Q^{m-1} + \dots) \quad (2.31)$$

corrección de la carga, sustituyendo las ecuaciones 2.27 y $H/Q = C$ en la ecuación 2.28 (César, 1991), se tendrá

$$H + h = H + m q \frac{H}{Q} \quad (2.32)$$

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

$$\sum q = \frac{h}{m} \sum \frac{Q}{H} \quad (2.33)$$

corrección de la carga h

$$h = -\frac{m \sum Q}{\sum Q/H} \quad (2.34)$$

depende de la expresión empleada para el cálculo de las pérdidas por

cálculo para la aplicación de este método es la siguiente:

la pérdida de carga en los tramos (diferencia de niveles).

que los gastos de entrada a un nodo tendrán signo positivo y los de salida

para el gasto en cada tramo, teniendo como datos el coeficiente de rugosidad, el diámetro de la tubería y la carga H .

para la corrección h con la expresión 2.34.

algebraicamente $H+h$ obteniendo la H_1 , el proceso se repite hasta alcanzar una corrección tan pequeña como se quiera.

para la H compensada. Se hace en forma arbitraria de tal manera que la suma de los $\frac{h}{m} \frac{Q}{H}$ sea igual a cero (gastos en el nudo equilibrados).

2.4 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA

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

Considerando nuevamente la serie de Taylor (ecuación 2.20)

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

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

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q) + f'(Q)\Delta Q \quad (2.35)$$

de la ecuación 2.9 se obtiene

$$f(Q) = C_j |Q_j| Q_j \quad (2.36)$$

$$f'(Q) = 2 C_j Q_j \quad (2.37)$$

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

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

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

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q_j^{k+1}) = C_j (Q_j^{k+1})^2 \quad (2.38)$$

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

sustituyendo las ecuaciones anteriores en la ecuación (2.35)

$$h_s^{k+1} - h_i^{k+1} = C_j (Q_j^k)^2 + 2 C_j (Q_j^k) (Q_j^{k+1} - Q_j^k) \quad (2.39)$$

despejando Q_j^{k+1} se tendrá

$$Q_j^{k+1} = \frac{h_s^{k+1} - h_i^{k+1}}{2 C_j |Q_j^k|} + \frac{Q_j^k}{2} \quad (2.40)$$

Si se considera

$$\alpha_j = \frac{1}{2 C_j |Q_j^k|} \quad (2.41)$$

entonces la ecuación 4.4.6 se puede escribir

$$Q_j^{k+1} = \alpha_j (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \frac{1}{2} Q_j^k \quad (2.42)$$

A medida que k aumenta, Q^k y Q^{k+1} tienden a ser iguales y la ecuación 2.42 se hace similar a la ecuación 2.11. La expresión 2.42 es la ecuación fundamental del método.

Si los gastos (en el entendido que corresponden a los valores de gasto de la iteración k) de cada tubería de la red se expresan en términos de las cargas piezométricas de acuerdo con la ecuación 2.42 y luego, se sustituyen en las ecuaciones de continuidad (ecuación 2.14), se obtiene una ecuación lineal en términos de las cargas. Por ejemplo, al nudo 15 de la red de la figura 2.1 le corresponde la expresión algebraica 2.13. Al sustituir los gastos que aparecen en esta ecuación (Q_{17} , Q_{18} , Q_{19} y Q_{20}) por las expresiones que resultan al considerar la ecuación 4.4.8, se encuentra

$$\begin{aligned} & (-\alpha_{17} - \alpha_{18} - \alpha_{19} - \alpha_{20}) h_{15}^{k+1} + \alpha_{17} h_{14}^{k+1} + \alpha_{18} h_3^{k+1} + \alpha_{19} h_5^{k+1} + \alpha_{20} h_7^{k+1} \\ & = \left(-\frac{Q_{17}^k}{2} - \frac{Q_{18}^k}{2} + \frac{Q_{19}^k}{2} + \frac{Q_{20}^k}{2} \right) + G_{15} \end{aligned} \quad (2.43)$$

En la ecuación anterior se aprecia que, si se prescinde del superíndice k , el término entre paréntesis del miembro derecho es precisamente $-G_{15} / 2$ (de la ecuación 2.13). Por lo cual la ecuación anterior se puede escribir

$$(\alpha_{17} - \alpha_{18} - \alpha_{19} - \alpha_{20}) h_{15}^{k+1} + \alpha_{17} h_{14}^{k+1} + \alpha_{18} h_3^{k+1} + \alpha_{19} h_5^{k+1} + \alpha_{20} h_7^{k+1} = G_{15} / 2 \quad (2.44)$$

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

$$A h^{k+1} = b \quad (2.45)$$

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

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

Como en la iteración k , las variables Q^k y h^k son conocidas, con la ecuación 2.41 es posible calcular los parámetros α y luego, es sencillo formar el sistema de ecuaciones lineales, 2.45.

La solución del sistema 2.45 proporciona los valores de las cargas piezométricas h^{k+1} . A partir de estas cargas, con la ecuación 2.40 se calculan los gastos Q_j^{k+1} . Cuando en todas las tuberías los gastos entre dos iteraciones consecutivas Q_j^k y Q_j^{k+1} son aproximadamente iguales se obtuvo la solución de la red. Cuando se llega a esta situación se afirma que los gastos que fluyen en la tuberías tienen los valores Q_j^{k+1} y que en sus nudos las cargas piezométricas son h^{k+1} . De otro modo, se asignan a las variables en la iteración k las de la iteración $k+1$ y se repite el proceso a partir del cálculo de los parámetros α .

En el diagrama de bloques de figura 2.2 se puede observar la secuencia de cálculo a seguir, y con base en el cual se podría realizar un programa de cómputo que facilitará la aplicación del método para el análisis estático de una red de tuberías.

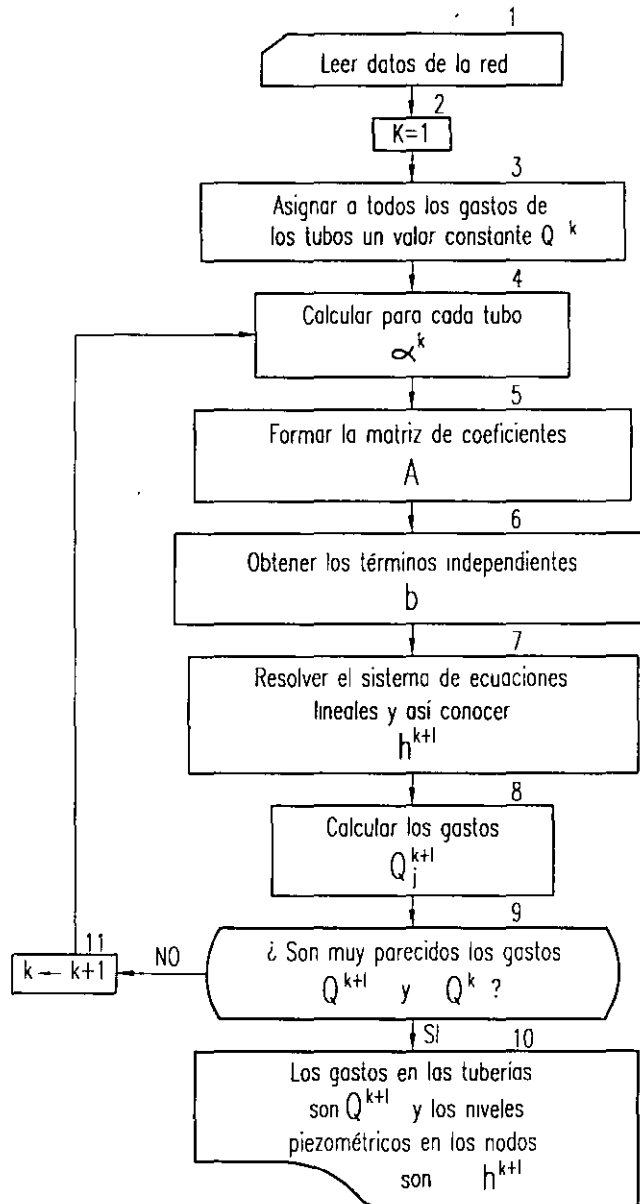


Figura 2.2 Diagrama de bloques del método

2.5 MÉTODO PARA CALCULAR REDES CON FLUJO NO PERMANENTE A PRESIÓN (DINÁMICO)

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

Funcionamiento hidráulico

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Gastos de demanda

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

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

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

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

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

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

Para expresar las variaciones en los consumos, primeramente se obtiene el consumo promedio diario, posteriormente se obtiene la relación del consumo horario (q) respecto al promedio diario (q/q_{med}), obteniéndose así la ley de variación horaria en donde se refleja el consumo en el curso de un día (Tablas 1.6, 1.7 y 1.8).

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

Ley de variación horaria

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

$$q_d = C_{dem} (q / q_{med}) \quad (2.46)$$

La relación q/q_{med} se obtiene de las tablas 1.6 a 1.8 según sea el caso de análisis.

Gastos suministrados

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

El gasto suministrado por la red se calcula mediante la expresión

$$q_R = C_d a \sqrt{2g} \sqrt{h - h_c} \quad (2.47)$$

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

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

$$c = C_d a \sqrt{2g} \quad (2.48)$$

por lo que la ecuación 2.47 también se expresa como

$$q_R = c \sqrt{h - h_c} \quad (2.49)$$

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

El gasto que proporciona a los usuarios la red de tuberías es el menor entre el gasto de demanda y el gasto calculado con la ecuación 2.49. En la expresión anterior se considera que si la energía hidráulica es menor que un cierto valor establecido por la Comisión Nacional del Agua en las normas de diseño de abastecimiento de agua potable respectivas, no se proporciona el caudal demandado por dichos usuarios.

Recurriendo nuevamente a la forma linealizada para expresar la ecuación 2.49, queda de la manera siguiente

$$q_R = \tau^k h^{k+1} + \rho^k \quad (2.50)$$

donde

$$\tau^k = \frac{0.5 q_a}{(h^k - h_c)} \quad (2.51)$$

y

$$\rho^k = 0.5 q_a \left(1 - \frac{h_c}{(h^k - h_c)} \right) \quad (2.52)$$

siendo

$$q_a = c \sqrt{h^k - h_c} \quad (2.53)$$

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

Accesorios en la red

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

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

Tanques de almacenamiento y regulación

Las ecuaciones para tubos con uno de sus extremos unido a un tanque, se definen de manera similar a la ecuación 2.16, solo que en este caso el nudo s corresponde al nivel del tanque que se supone conocido. Además, el tanque sólo proporciona agua a la red cuando su carga h_s es mayor que la de los nudos de la red (h_i) ligados al tanque (figura 2.3) y existe agua en el tanque.

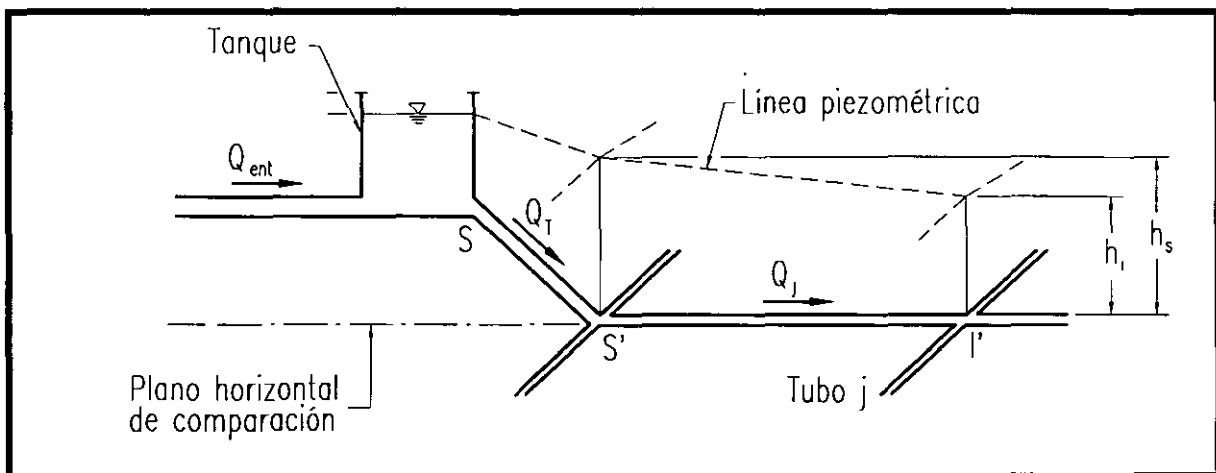


Figura 2.3 Consideraciones para las ecuaciones del tanque.

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

$$\frac{h_s^{k+1} A}{\Delta t} = Q_{ent} - Q_T^k \quad (2.54)$$

siendo A el área transversal del tanque.

Bombas

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

$$Q_B^{k+1} = \delta^k + \beta^k h^k \quad (2.55)$$

siendo

$$\delta_B^k = Q_B^k - (a_1 + 2 a_2 h^k) h^k \quad (2.56)$$

$$\beta^k = a_1 + 2 a_2 h^k \quad (2.57)$$

La ecuación 2.55 se utiliza cuando h está entre 0 y la carga máxima de la bomba; para el caso que la carga se encuentre fuera de dicho rango se utiliza otra expresión.

Válvulas sin operación

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

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

$$h_L = \frac{K_L Q^2}{2g a_v^2} \quad (2.58)$$

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

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

$$h_f = \frac{f' L Q^2}{D 2g a^2} \quad (2.59)$$

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

$$f' = \frac{K_L D a^2}{L a_v^2} \quad (2.60)$$

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

Válvulas con operación

En el caso de este tipo de accesorios, el coeficiente de rugosidad varía con el tiempo, por lo cual la expresión utilizado es la 2.61.

$$f' = f'(t) \quad (2.61)$$

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

Ecuaciones por resolver

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

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

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

Ecuación de continuidad en cada nudo.

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

$$\sum_i Q^{k+1} = q_{D_i}^{k+1} \quad (2.62)$$

Para ejemplificar el método en el planteamiento de las ecuaciones se presenta la figura 2.4 de un nudo cualquiera en la red.

En la figura 2.4 se muestra un nudo de la red en el que se conectan las tuberías $N1$, $N2$ y $N3$; además, este nudo recibe suministros de un tanque T y de una bomba B y además entrega el agua a un tanque de distribución D . La ecuación de continuidad en el nudo N para el instante k es

$$Q_T^{k+1} + Q_B^{k+1} + q_{N1}^{k+1} = q_{N3}^{k+1} + q_{N2}^{k+1} + q_{DEM}^{k+1} \quad (2.63)$$

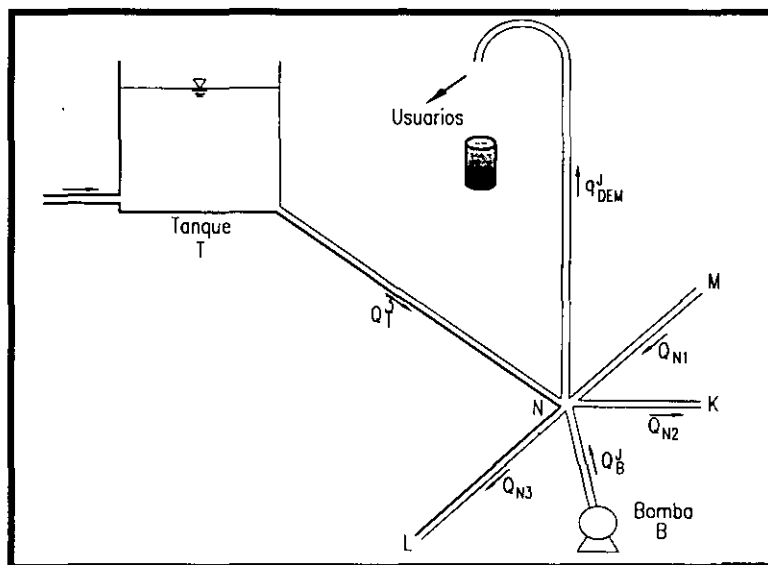


Figura 2.4 Nudo N de la red.

Ecuación de continuidad en la unión de varias tuberías

En la figura 2.4 se muestra un ejemplo en donde a un nudo de la red se conectan las tuberías $N1$, $N2$ y $N3$; además, este nudo recibe suministros de un tanque T y de una bomba B y entrega el agua a los usuarios en la regulación domiciliar (tinaco) representados como

q_{DEM} . La ecuación de continuidad en el nudo N para el instante cualquiera se establece con la siguiente expresión

$$Q_T + Q_B + q_{N1} = q_{N3} + q_{N2} + q_R \quad (2.64)$$

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

Método del Instituto de Ingeniería

Para dar solución a las ecuaciones planteadas se propone la siguiente metodología.

En el primer desarrollo se utiliza el principio de conservación de cantidad de movimiento en una tubería, ejemplificando para cualquiera de las tuberías de la red con extremos s e i (figura 2.5), se obtiene que

$$Q^{k+1} = \alpha^k (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \gamma^k \quad (2.65)$$

donde

$$\alpha^k = \frac{\theta}{\frac{l}{ag\Delta t} + 2\theta C|Q^k|} \quad (2.66)$$

$$\gamma^k = \frac{(1-\theta)(h_s^k - h_i^k) + (2\theta - 1)C|Q^k|Q^k + \frac{lQ^k}{ag\Delta t}}{\frac{l}{ag\Delta t} + 2\theta C|Q^k|} \quad (2.67)$$

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

En la expresión anterior C está dado por la siguiente ecuación

$$C' = \frac{0.08263k}{D^4}$$

la cual está en función del factor de fricción f , la longitud de la tubería l y el diámetro d ; y k es un superíndice que indica el valor de la variable en el tiempo $t = k \Delta t$.

La ecuación 2.65 relaciona las cargas piezométricas en los extremos de la tubería con el gasto que circula por ella en el instante $k+1$ (suponiendo que el flujo es de s a i). En las ecuaciones se acepta que las variables en el instante k son conocidas.

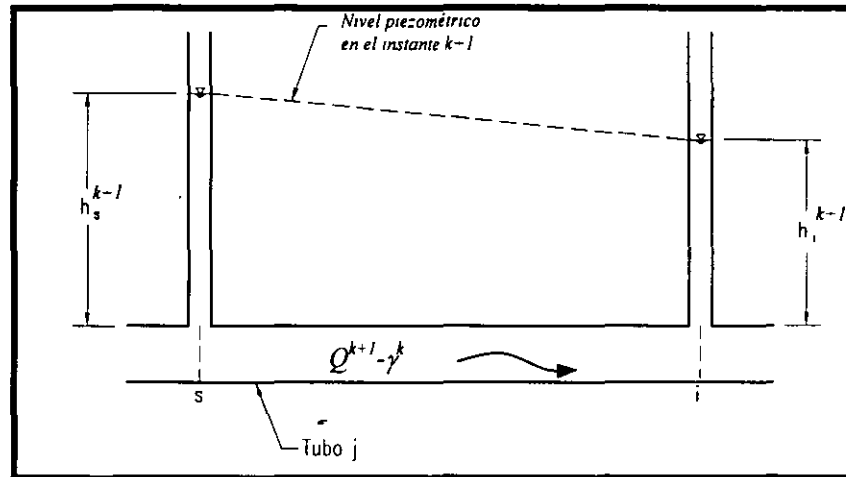


Figura 2.5 Gasto que fluye en una tubería en el tiempo $t + \Delta t$.

Sistema de ecuaciones lineales

Para ejemplificar el método de solución del Instituto de Ingeniería se aplicará para establecer el sistema de ecuaciones mostrado en la figura 2.4.

Al expresar los gastos q_{N1}^{k+1} , q_{N2}^{k+1} , y q_{N3}^{k+1} de acuerdo con la ecuación 2.65 el gasto Q_B según la ecuación 2.55 y q_{DEM} con la ecuación 2.50 según se apuntó anteriormente, se tiene

$$\begin{aligned} & (-\alpha_{N1}^k - \alpha_{N2}^k - \alpha_{N3}^k - \alpha_T^k + \beta^k - \tau_N^k) h_n^{k+1} + \alpha_{N1}^k h_M^{k+1} + \alpha_{N2}^k h_J^{k+1} + \alpha_{N3}^k h_L^{k+1} = \\ & = \gamma_{N1}^k + \gamma_{N2}^k + \gamma_{N3}^k + \gamma_T^k + \delta^k + \rho_N^k \end{aligned} \quad (2.68)$$

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

Procedimiento de cálculo

El procedimiento para simular el funcionamiento hidráulico a lo largo del tiempo se realiza de acuerdo con el diagrama de bloques presentado en la figura 2.6.

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

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

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

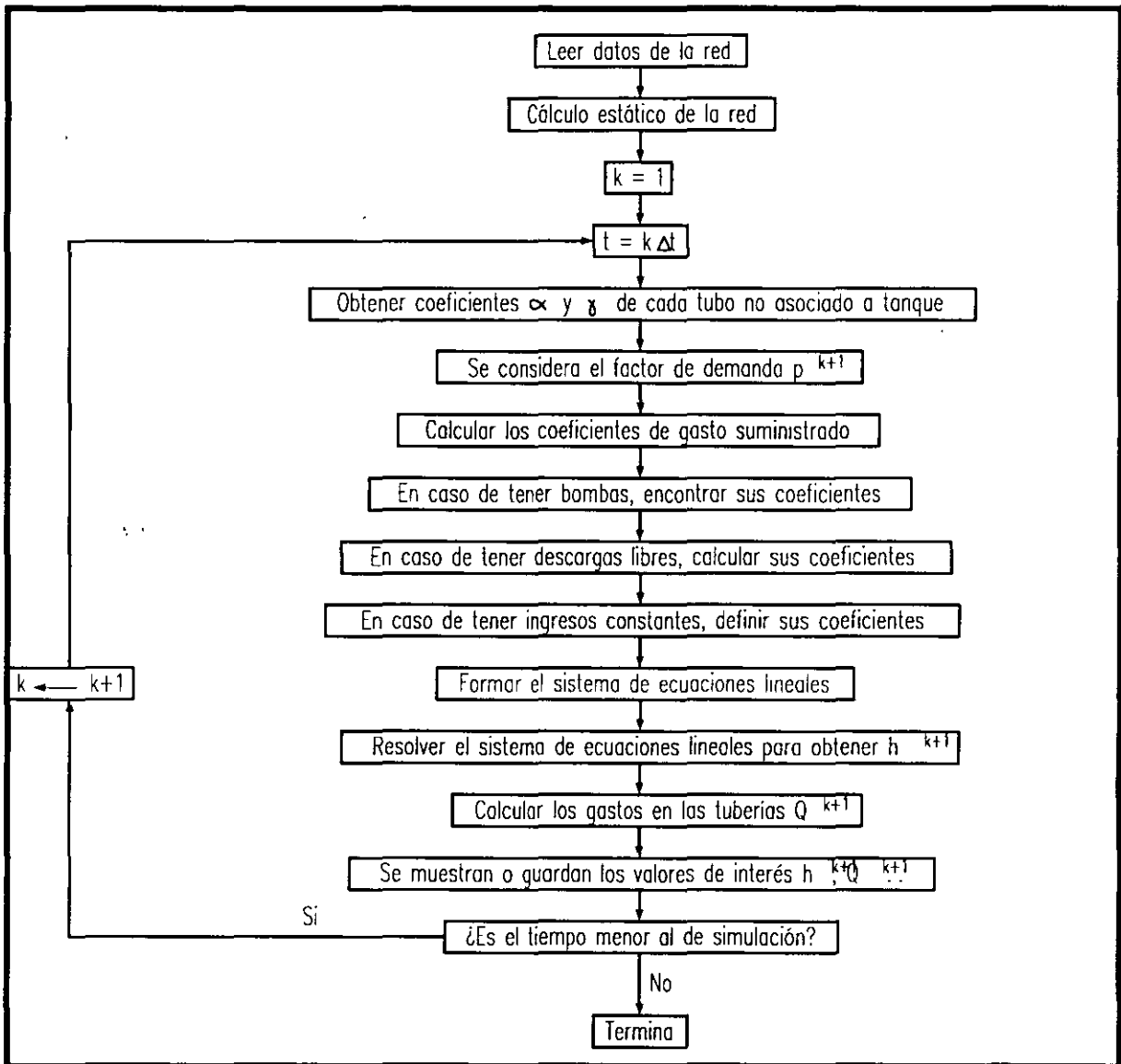


Figura 2.6 Diagrama de bloques del método para flujo no permanente.

3. DISEÑO Y REHABILITACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

3.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El diseño hidráulico de una red consiste en seleccionar los diámetros de sus tuberías, de tal modo que conduzcan el fluido hasta los sitios de demanda y con presiones adecuadas en sus nudos. Se dice que la presión es adecuada cuando en cualquier nudo de la red su magnitud no es mayor a una presión mínima (h_{mn}), suficiente para que el agua llegue a los domicilios; y menor a una presión máxima (h_{max}) para evitar la rotura de tuberías y gastos excesivos de fugas. En México, las normas establecen que estas presiones extremas sean de 10 m y 30 m respectivamente (*Comisión Nacional del Agua, 1996*).

La revisión hidráulica consiste en determinar la magnitud de los gastos que circulan en las tuberías y los niveles piezométricos (cargas de presión) en varios puntos de una red existente. Para ello se requiere conocer las características físicas de las tuberías, sus conexiones, la magnitud de los gastos de demanda y su ubicación, las elevaciones de los tanques reguladores, etc.

Por su parte, la operación de la red se refiere a las maniobras de apertura y cierre de válvulas, al control de niveles del agua dentro de los tanques y al arranque y paro de bombas para disponer de cargas de presión adecuadas en la red.

En lo referente al diseño, el proceso de selección de los diámetros de las tuberías de la red no es simple, ya que para llevar el agua a los sitios de consumo existen numerosas opciones, cada una con un costo determinado, que satisfacen las condiciones de operación hidráulica eficiente, por lo que, para escoger la opción que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación, se requiere conocer el costo de todas las opciones que cumplen con las condiciones hidráulicas.

3.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

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

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

- Población del último censo oficial
- Población actual, estimada con el plano de predios habitados.

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

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

3.2.1 Errores de estimación

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

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

3.3 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

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

En algunas ocasiones, el gasto que ingresa a un tanque no es constante, como por ejemplo cuando es abastecido por bombes cuya política de operación varía a lo largo del día. En este caso es preciso establecer claramente el valor del gasto de ingreso en forma horaria, inclusive es conveniente establecer la variación con base en registros del valor del caudal durante varios días, pues entre un día y otro pueden existir diferencias en la variación del suministro que conviene uniformizarlas para obtener valores medios representativos. También se puede presentar el caso de que el gasto de ingreso sea constante en una temporada pero varíe en ciertas épocas del año, como sucede, por ejemplo, en algunos casos en los que el tanque es abastecido por manantiales. Para este caso es importante no ignorar estas variaciones y diseñar el tanque para la condición más desfavorable que se presente para el gasto mínimo de suministro. Existen dos métodos para calcular el volumen de un tanque regulador, y en ambos se puede optar por hacer el cálculo ya sea directamente con los volúmenes que tendrá el tanque o con porcentajes del volumen demandado (por hora o por día). El primero de ellos es el método analítico y el segundo es el método gráfico.

Ejemplo 3.1

Determinar la capacidad de almacenamiento que el tanque requiere, para mantener un abastecimiento de agua constante de $2 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{mes}$, si en la tabla 3.1 se tienen los siguientes valores de los escurrimientos medios mensuales. Resolverlo por los dos métodos.

Tabla 3.1 Escurrimientos medios mensuales

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

Solución

Es necesario realizar una tabla de cálculo para la solución gráfica y numérica del problema, en la tabla 3.2, se muestran estos cálculos. El significado de cada columna se describe enseguida.

- El mes y su correspondiente escurrimiento, se encuentran en la columna 1 y 2 respectivamente.
- El escurrimiento acumulado, está en la columna 3.
- La demanda de abastecimiento de agua aparece en la columna 4.
- El déficit (escurrimiento - demanda de agua), está calculado en la columna 5. El signo menos significa que la demanda de agua excede al escurrimiento y existe un déficit.
- El déficit acumulado, se muestra en la columna 6. Los números en el paréntesis representan el excedente acumulado. El máximo déficit acumulado representa la cantidad requerida en el tanque de almacenamiento.

Tabla 3.2 Cálculos necesarios para la solución del ejemplo 3.1

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

* Es el máximo de reserva con el que se cuenta para el período de sequía

* Es el máximo déficit, o la demanda máxima en el período de sequía. El déficit máximo acumulado, representa la capacidad necesaria para el tanque de almacenamiento.

* El tanque de reserva se vuelve a llenar para el siguiente período de sequía.

La solución gráfica requerida, se muestra en la figura 3.1. Los puntos clave en la elaboración de la solución gráfica son los siguientes:

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

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

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

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

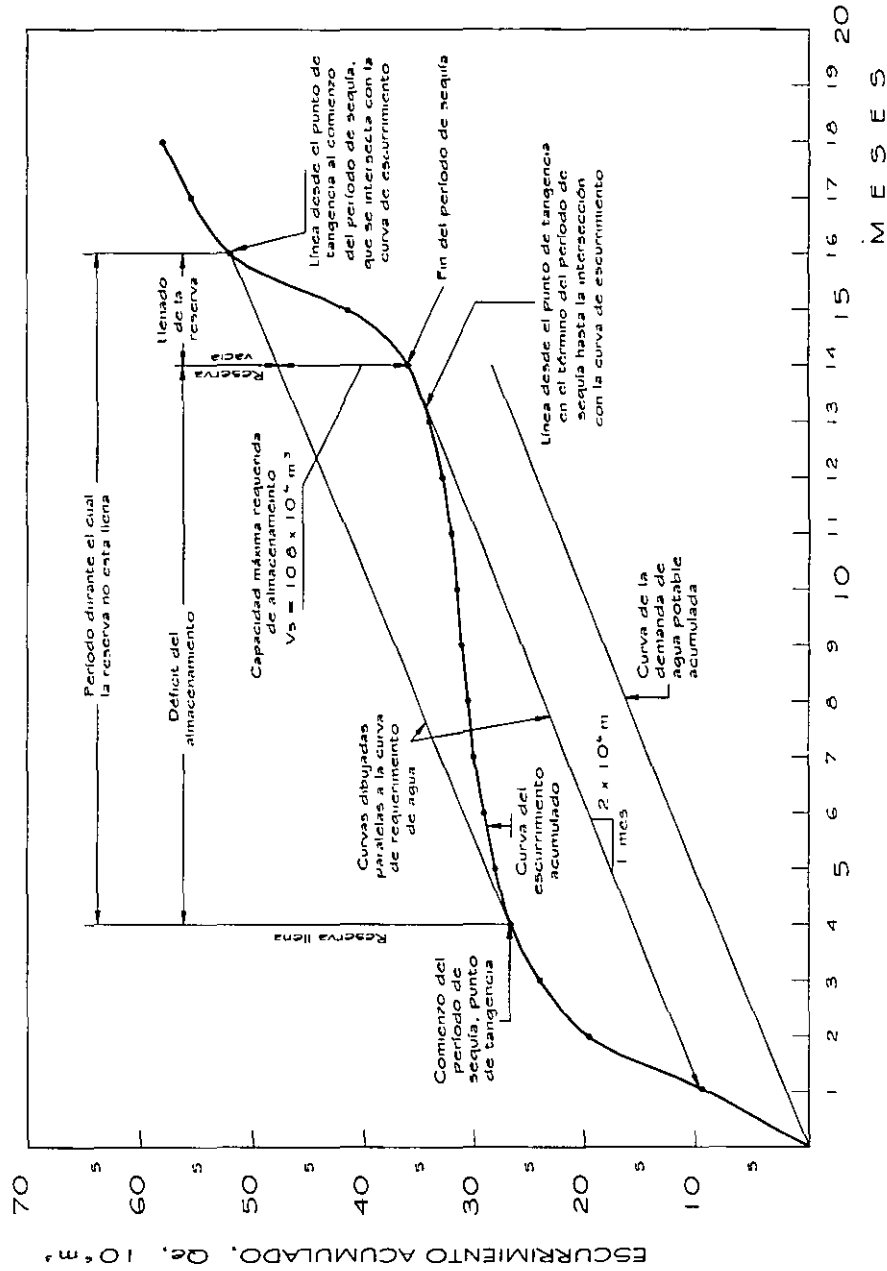


Figura 3.1 Solución gráfica del problema 3.1

3.4 TRAZO DE LA RED

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

3.5 MÉTODOS DE DISEÑO

3.5.1 Antecedentes

Existen diversos métodos para el diseño de redes de distribución. Uno de los más usados hasta hoy ha sido el método propuesto en 1936 por Hardy-Cross, que es adecuado para cálculos manuales y redes pequeñas. Es un método de revisión más que de diseño, en virtud de que para su aplicación fijar los diámetros de cada tubería deben ser conocidos; así como, los gastos de demanda en cada nodo y estimar los caudales en cada tubería que permitan obtener las cargas piezométricas. La red es analizada con la distribución de gastos propuesta en la red, que es balanceada por las pérdidas de carga resultantes. La solución cumple las ecuaciones de continuidad y energía para cada diámetro de tubería dado. El método es un proceso iterativo con auxilio de una fórmula que permite el ajuste de gastos en cada línea.

Una red de distribución se puede esquematizar como un grupo de circuitos cerrados. El método ajusta cada circuito de la red de manera independiente, sin que exista la interacción directa entre las ecuaciones básicas de la red. Cada circuito debe satisfacer dos condiciones: la pérdida total de carga en todo el circuito es cero, esto es $\Sigma h = 0$, y el gasto total de entrada y salidas en cada nodo del circuito debe ser también igual a cero, esto es que $\Sigma Q = 0$.

Sin embargo, para cada combinación de diámetros de la red se obtiene la solución hidráulicamente factible de modo que, es posible contar con tantas soluciones como arreglo de diámetros se propongan. De esta manera, si se desea determinar una solución menos costosa que otra, se debe efectuar un análisis de sensibilidad, proponiendo diferentes diámetros en los circuitos, obtener los resultados, observar si cumple las restricciones impuestas de presión y gastos y el costo correspondiente. Este proceso iterativo es poco eficiente, lo cual limita a que, por lo general, se efectúe una simplificación de inicio y se evalúen sólo algunas opciones. De esta manera, es posible que la solución menos costosa de las opciones analizadas no sea precisamente la encontrada mediante este procedimiento.

Por ello, su aplicación al problema de análisis de redes ha sido estudiado por muchos investigadores, buscando simplificar cálculos o aplicar modelos más adecuados para computadoras. Existen en la literatura diversos métodos de optimación propuestos. El objetivo de esta sección es describir brevemente los métodos más conocidos y destacar sus ventajas y restricciones. Finalmente se dan recomendaciones dependiendo del tipo de red y las condiciones de operación.

3.5.1.1 Método de la longitud equivalente

El método de la longitud equivalente está basado en el concepto de que la cantidad total de tubería en un circuito dado es mínima si, para determinadas condiciones hidráulicas y geometría de la red, la suma total de las longitudes equivalentes es también mínima.

Tong (Tong, et.al., 1961) fue el primero en presentar el método de la longitud equivalente en una red. El método consiste en un proceso iterativo para encontrar la longitud equivalente por ejemplo, de una tubería de 8" de diámetro con factor de fricción $C=100$. evidentemente, se pueden seleccionar otros valores base. Para obtener el diseño más económico de una red cerrada se propone que la suma algebraica de las longitudes equivalentes de tubería en cada circuito de una red cerrada sea igual a cero, $\sum L_e \approx 0$, en el cual todas las longitudes de tubería equivalente son mínimas cuando se fijan o se conocen las presiones, caudales de entrada, demandas en los nodos y la configuración topográfica. Esta consideración no tiene ningún fundamento matemático.

De esta manera, existen dos limitaciones del método. La primera resulta de no poder demostrar matemáticamente que $\sum L_e \approx 0$ para asegurar el diseño más económico. La segunda observación consiste en que se asume un coeficiente de fricción C igual para todas las tuberías, independientemente del material de éstas y del diámetro.

Un segundo modelo ha sido propuesto por (*Raman y Raman, 1966*) en el cual se propone obtener longitudes equivalentes mediante un algoritmo similar al de *Cross*. En este caso, se demuestra matemáticamente que, a diferencia del criterio de *Tong*, la cantidad de tubería es mínima si se cumple que $\sum (L_e/Q) \approx 0$ alrededor del circuito, lo cual es válido para tuberías de un mismo diámetro y con el mismo valor del factor de fricción.

El análisis esta basado en las siguientes ecuaciones:

$$\text{alrededor del circuito} \quad \sum H_f = 0 \quad (3.1)$$

$$\text{en cada nodo} \quad \sum Q = 0 \quad (3.2)$$

$$\text{ecuación de pérdida de carga} \quad H_f = K_1 Q^x \quad (3.3 a)$$

$$\text{ecuación modificada que considera a } L_e \quad H_f = K_2 L_e Q^x \quad (3.3 b)$$

$$\text{en cada circuito} \quad \sum (L_e/Q) \approx 0$$

Donde:

K_1 : Constante de la ecuación de pérdida de carga, según la fórmula que se utilice.

K_2 : Constante de la ecuación de pérdida de carga modificada, que resulta de considerar

$$D = 8" \text{ y } C = 100.$$

El procedimiento es el siguiente.

- a) Se determinan las cargas piezométricas requeridas en cada nodo (pérdidas de carga en cada tubería) y se debe satisfacer la ec. (3.1).
- b) Se establecen los gastos de demanda en cada nodo y las longitudes de tubería
- c) Se proponen los gastos iniciales por cada tubería y se debe cumplir la ec. 3.2 de acuerdo a la convención de signos
- d) Se calcula L_e despejando de la ecuación (3.3 b), considerando un valor de C y D constantes, que bien pueden ser los propuestos por *Tong*, $C = 100$ y $D = 8''$.
- e) Si $\Sigma(L_e/Q) \approx 0$ alrededor de cada circuito, entonces los gastos supuestos son correctos. Si no se logra $\Sigma(L_e/Q) \approx 0$, entonces se deben corregir los gastos mediante un proceso iterativo, tomando en cuenta un factor de corrección obtenido de utilizar la ec. (3.3 b) y desarrollada en series de Taylor.

$$dQ = \frac{\Sigma \frac{L_e}{Q}}{2.85 \Sigma \frac{L_e}{Q^2}} \quad (3.4)$$

- f) Finalmente, una vez obtenidos los gastos en cada tubería y con base en las cargas piezométricas en cada nodo, se obtiene mediante la ecuación de pérdida de carga de Hazen-Williams, el diámetro de cada tubería que garantice la condición de balance de energía.

El método puede ser adoptado utilizando otras fórmulas de pérdida de carga, considerando que tienen la fórmula general $H_f = K L Q^n$.

Este método permite obtener longitudes equivalentes mínimas, que no necesariamente implica que el diseño de la red sea el más económico. Con base en una comparación de costos más que en una demostración matemática, se puede concluir que si bien la suma total de las longitudes equivalentes de tubería en una red es menor por el método de *Raman* que por el de *Tong*, el costo total de la red de tuberías requerida es justamente lo contrario (*Deb and Sarkar, 1971*).

Es posible reafirmar lo anterior mediante el uso de la ecuación de *Hazen-Williams* y las consideraciones de *Raman*. Siguiendo el razonamiento de *Raman*, se puede obtener una relación matemática, que está dada por

$$L_e = L \left(\frac{C_c}{C} \right)^{1.85} \left(\frac{D_c}{D} \right)^{4.86} \quad (3.5)$$

donde

L_e : longitud equivalente

L : Longitud real del tramo entre dos nodos

C_c : Factor de fricción constante para obtención de la longitud equivalente, pudiendo ser $C_c = 100$.

C : Factor de fricción del diámetro requerido

D_c : Diámetro constante para obtención de la longitud equivalente, pudiendo ser $D_c = 8''$

D = Diámetro requerido

Se observa que L_e es inversamente proporcional a C y D . Al minimizar L_e se pueden incrementar los valores de C y D con respecto a los valores de C_c y D_c . Por lo anterior, este método no es recomendable debido a que su hipótesis de partida no asegura el diseño más económico; más aún, difiere en la medida de que los diámetros requeridos son más grandes o pequeños con respecto al diámetro constante utilizado para la obtención de las longitudes equivalentes.

3.5.1.2 Método del diámetro equivalente

Este método (*Deb and Sarkar, 1971*) es similar al de la longitud equivalente. Combina una ecuación de pérdida de carga con una función no lineal que relaciona el costo total de la tubería con el diámetro de ésta.

De esta manera, la ecuación del diámetro equivalente se puede obtener de la fórmula de Hazen-Williams, considerando un valor constante en el factor de fricción C y la longitud L , pudiendo ser $C = 100$ y $L = 100$ m, quedando

$$D_e = 0.728 \left(\frac{Q^{0.381}}{H_f^{0.206}} \right) \quad (3.6)$$

donde

D_e : Diámetro equivalente (m)

Q : Gasto (m³/s)

H_f : Pérdida de carga (m).

Por su parte, se plantea una función de costos como una ecuación basada en regresión no lineal, de la forma

$$Y = MD_e^m \quad (3.7)$$

donde

Y : costo por metro lineal (\$/m)

M : Coeficiente de la regresión lineal

m : Exponente constante de la regresión lineal

Combinando ambas ecuaciones, se obtiene

$$Y = M \frac{NQ^{0.381m}}{Hf^{0.206m}} \quad (3.8)$$

donde

N : Constante, igual a 0.728^m

Si se deriva Y con respecto a Q y se iguala a cero, se obtiene un valor crítico, con la variable Q en el denominador. Si se deriva nuevamente, la segunda derivada es negativa, lo que indica que se trata de un valor máximo de Y , o sea la opción más costosa. De esta manera, se busca que la pendiente dY/dQ sea la más alta posible. En una red cerrada, se tiene que:

$$\frac{dY}{dQ_i} = 0.381mK\Sigma \frac{D_e^m}{Q_i} = A \quad (3.9)$$

donde

Q_i : Gasto por la tubería i que une a dos nodos

A : Valor de la pendiente, tan alto como sea posible hasta que los gastos Q_i cambien drásticamente y no se cumplan las condiciones de continuidad.

de donde se obtiene

$$\Sigma \frac{D_e^m}{Q_i} = \frac{A}{0.381mK} = A' \quad (3.10)$$

De esta manera, el procedimiento consiste en efectuar una distribución inicial de gastos en cada tubería y especificar las longitudes de cada una y los gastos de demanda en cada nodo. Posteriormente se proponen, de manera ascendente, valores de A' hasta donde sea

posible y se obtienen los D_e . Con este valor se deben corregir los gastos en cada tubería mediante el factor

$$dQ_i = \frac{A' - \sum \left(\frac{D_{ei}^m}{Q_i} \right)}{(0.381m - 1) \sum \left(\frac{D_{ei}^m}{Q_i^2} \right)} \quad (3.11)$$

La convención de signos es, positiva en la dirección de las manecillas del reloj y negativa en sentido contrario.

Después de obtener los gastos correctos Q_i y los correspondientes D_e , se calculan los diámetros reales D_i de los diferentes tramos de tuberías. La relación del diámetro equivalente de $L = 100$ m y $C = 100$ con la longitud real L_i y el correspondiente diámetro D_i se obtienen mediante la expresión:

$$\left[\frac{D_{ei}}{D_i} \right]^{4.86} = \frac{100}{L_i} \left[\frac{C}{100} \right]^{1.85} \quad (3.12)$$

Finalmente, este método puede ser ampliado considerando diferentes funciones de costo similares a la ec. (3.7), obtenidas mediante regresión lineal, aplicadas a costos de tanques de regulación, energía eléctrica y otros.

En este método los diámetros obtenidos no son los comerciales. Si bien pueden seleccionarse los diámetros comerciales inmediato a cada valor, el resultado global ya no es, estrictamente, el óptimo. En otros casos, como se verá más adelante, se alcanza un diseño óptimo si se establecen como restricción los diámetros comerciales en forma de variables discretas. Existe un inconveniente adicional: la función de costos (ec. 3.7) que relaciona un costo con un diámetro equivalente y no directamente con diámetros comerciales, lo cual carece de una justificación matemática y propicia que dicha relación no lineal sea dudosa; por otra parte, el valor inicial de A' se obtiene de gastos hipotéticos (*Feathertone and El-Jumaily, 1983*) y es la base de todo el análisis.

3.5.1.3 Método combinado Cross-programación lineal

Se ha propuesto una técnica para la obtención del costo mínimo en una red de distribución (*Kally, 1971*). Está basado en una combinación de dos modelos. Primero se calcula el comportamiento hidráulico de la red mediante el criterio de Hardy Cross, proponiendo para ello los diámetros de cada tramo, tal que se cumplan las condiciones de balance de

energía. Una vez obtenida dicha solución, se optimiza el resultado mediante programación lineal, defendiendo la función objetivo del modelo.

En el análisis de redes abiertas o cerradas se deben fijar los gastos de entrada y salida en cada nodo; en una red abierta se establece el gasto en cada tramo entre dos nodos. Así, la pérdida de carga entre tramos es función lineal de la longitud de la tubería. Por ello, lo que se optimiza con el modelo son los tramos de diferentes diámetros de tubería entre dos nodos.

En una red cerrada, se puede establecer de manera aproximada que si se reduce el diámetro de cualquier tubería, el caudal por ésta se reduce hacia el otro nodo dado y, para mantener el balance de la demanda requerida, dicho gasto debe ser suministrado indirectamente por otras tuberías que confluyen también a dicho nodo. De esta manera, se plantea un número de ecuaciones lineales igual al número de nodos, de la forma siguiente:

$$H'_o - H_o = P_o \quad (3.13)$$

donde

H'_o : Carga piezométrica existente en el nodo "O" antes de los ajustes mediante programación lineal.

H_o : Carga piezométrica requerida en el nodo "O"

Estas ecuaciones definen la dependencia entre el exceso o falta de presión en cada nodo y en el cambio de diámetros en cada línea. Esta definición es precisa en redes abiertas y aproximada en redes cerradas.

En este caso, la función objetivo busca maximizar el ahorro o minimizar el costo. Si el costo de cambiar del diámetro D' al diámetro D por unidad de longitud en la tubería i es C_{iD} , se puede plantear:

$$\text{Min OBJ} = \sum X_{iD} C_{iD} \quad (3.14)$$

donde

X_{iD} : tramo de tubería en la línea i con diámetro D

C_{iD} : Costo por unidad de longitud del tramo de tubería en la línea i con diámetro D

Las inecuaciones son

$$H'_o - H_o \geq \frac{dP_o}{dX_{iD}} X_{iD} \text{ en cada nodo;} \quad (3.15 \text{ a})$$

$$\Sigma X_{iD} \leq L_i \text{ en cada línea que une a dos nodos} \quad (3.15 \text{ b})$$

donde

dX_{iD} : Cierta cantidad de X_{iD}

dP_o : Cambio en la diferencia entre H'_o y H_o debido a dX_{iD}

L_i : Longitud total de la línea i entre dos nodos

Durante el análisis es preciso especificar un valor mínimo del diámetro en cada tramo entre dos nodos, puesto que el modelo tiende a desaparecer algunos tramos, convirtiéndola red cerrada en una abierta, en virtud de que ésta última es más económica pero a la vez menos segura, en términos de garantizar el caudal demandado en los nodos.

En el caso de una red abierta, el modelo puede seleccionar la opción más económica de trazo de las tuberías y también determinar la óptima combinación de diámetros. En una red cerrada, donde las rutas son fijas y ninguna de ellas puede ser eliminada, el modelo indicará la mejor combinación de diámetros en cada línea que una a dos nodos.

El método puede también ser aplicado para sistemas con bombeo en el sistema de distribución. *Kally* efectuó una comparación de los resultados de dos ejemplos de redes cerradas, resueltos inicialmente con el criterio de *Cross* y después optimados con el método de programación lineal, habiéndose logrado un ahorro en el costo total del 17% en el primer ejemplo y del 25% en el segundo.

Si bien este método permite obtener un diseño económico, presenta algunos inconvenientes. Mediante este criterio se obtienen dos o más tramos de tubería de diferentes diámetros en cada línea que une a dos nodos. De esta manera, el modelo no sólo da importancia a los pérdidas locales de cada liga debido a los cambios de diámetro, sino que también la combinación de diámetros en cada línea no será la mejor solución si existen, como realmente ocurre, diferentes condiciones de operación. Adicionalmente, la solución propuesta es poco práctica desde el punto de vista constructivo, en virtud de que se deben precisar las longitudes y los correspondientes diámetros requeridos para cada tramo que une a dos nodos, actividad que se complica conforme la red es más extensa.

3.5.1.4 Dos métodos basados en la teoría lineal

En el método *Hardy Cross* todo el conjunto de ecuaciones no lineales se resuelve por un método iterativo en el cual cada ecuación nodal es linealizada separadamente. En el método lineal el conjunto de ecuaciones no lineales se reemplaza por un conjunto de ecuaciones lineales simultáneas, que se resuelve con los algoritmos de *Gauss-Seidel* o de relajaciones sucesivas. La solución del conjunto de ecuaciones lineales simultáneas brinda correcciones a la red entera, que es mucho mejor que resolver para un circuito a la vez, y la convergencia es más rápida. Cabe destacar que no es un método de optimización, básicamente es un procedimiento de cálculo más veloz que el de *Hardy-Cross* y más adecuado para computadora, aspectos que cobran importancia conforme la red es más grande y resulta muy adecuado para la revisión de una red existente cerrada o abierta.

Existen dos esquemas que permiten utilizar la teoría lineal. El primer esquema ha sido propuesto por *Wood y Charles (Wood and Charles, 1972)* que considera como datos a los gastos de salida en cada nodo y las variables por definir son los gastos que circulan por cada línea. Bajo este esquema, se puede demostrar que el número de ecuaciones requeridas se obtiene mediante la expresión

$$t = n + c - 1 \quad (3.16)$$

donde

t : Número total de ecuaciones
 n : Número de nodos o cruces
 c : Número de circuitos

Dicha relación resulta de que existen " $n-1$ " ecuaciones de continuidad (en los nodos) y " c " ecuaciones de pérdida de carga como resultado del balance de energía en cada circuito.

De esta manera, se plantean " $n-1$ " ecuaciones de continuidad como sigue

$$\sum Q_p^e - \sum Q_p^s = 0 \text{ en cada nodo} \quad (3.17)$$

donde

Q_p^e : Gastos que entran al nodo p

Q_p^s : Gasto que sale del nodo p

Las ecuaciones que deben incorporarse al sistema de ecuaciones son las de pérdida de carga. Por ello, es preciso linealizar la ecuación de pérdida de carga de la línea i que une a dos nodos, de la siguiente manera.

$$Hf_i = K_i Q_i^x = K_i Q_{i0}^{x-1} Q_i = K_i' Q_i \quad (3.18)$$

donde

K_i : Constante que depende de la fórmula de pérdida de carga utilizada (ver ecs. 3.5, 3.6 y 3.7) en la tubería i

Q_{i0} : Gasto aproximado en la línea i que une a dos nodos

Q_i : Gasto real en la línea i que une a dos nodos

La consideración básica es que, cuando Q_{i0} se aproxima a Q_i , la ecuación anterior se convierte en solución de la pérdida de carga.

Para utilizar el método de la teoría lineal se necesita especificar, como punto de partida, un gasto estimado en cada línea, que puede obtenerse si en la primera iteración se asume que $K_i' = K_i$, es decir que la constante de la fórmula de pérdida de carga es, en la primera iteración, independiente del gasto.

Como $K_i = f(L_i, D_i, f_i)$, el método es adecuado para efectuar la revisión hidráulica de una red existente y no para el diseño óptimo, pues se requiere conocer los diámetros de cada línea.

De esta manera, se resuelven t ecuaciones lineales y los resultados de cada gasto Q_i se utilizan para formular el nuevo valor de Q_{i+1} mediante la expresión

$$Q_{i+1} = \frac{Q_i + Q_{i-1}}{2} \quad (3.19)$$

donde

Q_i : Gasto obtenido en la última iteración en la línea i

Q_{i-1} : Gasto obtenido en la penúltima iteración en la línea i

Cuando $Q_{i+1} \approx Q_i$, se ha obtenido la solución. A experiencia en diferentes redes permite concluir que con este método se obtienen los gastos Q_i en tres o cuatro iteraciones.

Wood y Charles efectuaron una comparación de los diversos métodos propuestos en una red cerrada de 58 nodos y los resultados fueron los siguientes

Método	Número de iteraciones
Hardy-Cross	635
Newton-Cross	151
Newton-Raphson	24
Teoría lineal	4

De esta manera, se concluye que el método basado en la teoría lineal permite una convergencia mucho más rápida que los métodos tradicionales.

El segundo esquema (*Isaacs y Mills, 1980*) plantea un número de ecuaciones igual al número de nodos n , existiendo una diferencia de $c-1$ ecuaciones con respecto al primer esquema y por lo tanto, éste es aún más rápido.

En este modelo se requiere de una estimación inicial del gasto en cada tubería. Se recomiendan gastos iniciales basados en la misma velocidad, pudiendo elegirse $V = 1.0$ m/s, ya que las redes son diseñadas generalmente para velocidades cercanas a este valor.

Para una línea i que une dos nodos o y p , se puede escribir, de acuerdo a la ecuación de Darcy-Weisbach

$$Hf_i = H_o - H_p = K_i |Q_i| Q_i \quad (3.20)$$

que es un artificio para linealizar la ecuación, en la que

$$K_i = \frac{8fL}{\pi^2 gD^5} = \frac{fL}{12.102D^5} \quad (3.21)$$

de donde, despejando el gasto

$$Q_i^2 = \frac{(H_o - H_p)^2}{K_i (H_o - H_p)} \quad (3.22.a)$$

o bien

$$Q_i = \frac{(H_o - H_p)}{[K_i (H_o - H_p)]^{0.5}} \quad (3.22.b)$$

Si se desconocen las cargas en los nodos, utilizando la ec. 3.22.b en la ec. 3.17, se pueden plantear n ecuaciones de continuidad que permiten obtenerlas. Conocidas las cargas en cada nodo y el arreglo geométrico de la red, se determinan las pérdidas de carga y también los gastos en cada línea.

Por otro lado, la teoría lineal permite determinar los gastos de demanda en cada nodo si se conocen las cargas en los tanques de almacenamiento. La consideración básica es que, si después de n iteraciones, se conoce una solución aproximada para las cargas en los nodos H^n y gastos en las tuberías Q_i^n , entonces la ec. 3.22 puede ser expresada y linealizada mediante la aproximación

$$Q_i^{n+1} |Q_i^n| = \frac{(H_o^{n+1} - H_p^{n+1})}{K_i^n}$$

así

$$Q_i^{n+1} = C_i^n (H_o^{n+1} - H_p^{n+1}) \quad (3.23)$$

donde

$$C_i^n = \frac{1}{|Q_i^n| K_i^n}$$

Si el factor de fricción no es considerado como una constante, se debe especificar la rugosidad relativa de cada tubería y f puede calcularse con el valor de los gastos obtenidos al inicio de cada iteración, modificándose la expresión anterior en:

$$C_i = \left[\frac{12.102 D^5}{L} \right]_i \frac{1}{f_i |Q_i^n|}$$

Si se introduce la ec. 3.23 dentro de la ecuación de continuidad para el nodo p , entonces la ec. 3.17 queda

$$\Sigma(C_i^n H_o^{n+1}) - \Sigma(C_i^n H_p^{n+1}) = Q_p^s \quad (3.24)$$

que permite conocer el gasto de demanda en cada nodo, una vez conocidas las cargas en o y p .

Por otra parte, si se conocen o fijan las demandas en cada nodo y se conoce la carga inicial (tanque existente o de proyecto), se pueden determinar los caudales en las líneas a partir de las cargas piezométricas en cada nodo. En efecto, si se despeja H_p^{n+1} , de la ec. 3.24 se tiene

$$H_p^{n+1} = \frac{\Sigma(C_i^n H_o^{n+1})}{\Sigma C_i^n} - Q_p^s \quad (3.25)$$

Conocida la carga H_p^{n+1} se determinan los gastos en cada tubería con ayuda de la expresión suplementaria

$$Q_i^* = \frac{C_i^n}{|Q_i^n|} (H_o^{n+1} - H_p^{n+1}) \quad (3.26)$$

y el gasto en la siguiente iteración se obtiene como el valor promedio de este caudal y el de la iteración anterior, o sea

$$Q_i^{n+1} = 0.5(Q_i^* + Q_i^n) \quad (3.27)$$

El método permite determinar, si se conoce la carga en los tanques, el caudal de demanda de cada nodo, o bien, si se plantean como datos las demandas en los nodos, permite saber la presión en cada nodo y el gasto que circula por cada tubería. En este último caso, el procedimiento se establece si se fija un presión mínima requerida en los nodos (barométrica), pudiendo ser de 10 o 15 m. De esta manera, si la presión obtenida en cada nodo es menor a dichos valores, se pueden efectuar reforzamientos en los circuitos.

El método es adecuado para la revisión hidráulica de una red existente y para proyectos de rehabilitación de redes. En todo caso, al igual que el método de *Cross*, puede utilizarse como método indirecto de diseño, pero no garantiza que el dimensionamiento hidráulico sea el óptimo. *Wood (Wood, 1981)* ha indicado que a diferencia del método basado en la solución simultánea de las ecuaciones de gasto, si se resuelven las ecuaciones de carga de manera simultánea, el modelo presenta problemas de convergencia en aquellas líneas de pequeña longitud, puesto que la pérdida de carga es también pequeña y en el modelo, la ecuación de continuidad se expresa como la raíz cuadrada de la diferencia de cargas entre nodos subsecuentes (ec. 3.22.b), y también el caudal de ajuste es función de la diferencia de cargas (ec. 3.26).

3.5.1.5 Dos métodos de gradiente hidráulico-programación lineal

El procedimiento de diseño a través de la programación lineal está basado en una selección de las variables de decisión.

Este método fue propuesto en 1977 (*Alperovits y Shamir, 1977*) y utiliza la programación lineal como un paso intermedio en la búsqueda de un gradiente hidráulico óptimo que cumpla las condiciones de balance de presiones y gastos. El método del gradiente implica calcular la derivada parcial del costo total con respecto a algunas o todas las variables involucradas en el problema planteado. Para ello se propone un grupo de diámetros

probables para cada línea (como variables discretas) y las variables por encontrar son las longitudes de cada liga entre nodos, asociados como diámetros comerciales consecutivos.

Si X_{im} es la longitud de tubería de diámetro m dentro de la línea “ i ” que une a dos nodos, se debe cumplir la restricción:

$$\sum X_{im} = L_i \quad (3.28)$$

donde

X_{im} : Longitud del tramo m en la línea i (m)

L_i : Longitud total de la línea entre dos nodos adyacentes (m)

Esto genera que cada tramo de tubería se divida en dos o más segmentos de tubería.

En dicho modelo es necesario proporcionar una distribución inicial de caudales en cada línea y conocer la carga hidráulica en el punto de inicio. También debe especificarse un diámetro mínimo para cada línea, como variable discreta, pues cuando una red está diseñada para una sola carga, la solución más económica siempre es una red abierta y en el proceso de optimización el modelo tiende a eliminar algunas tuberías.

Si se denomina al gradiente hidráulico por unidad de longitud como J_{im} , donde

$$J_{im} = K_{im} Q^x D^r$$

en el tramo m de la línea i entre dos nodos, la pérdida de carga en dicho tramo se expresa como

$$Hf_{im} = J_{im} X_{im} \quad (3.29)$$

donde

Hf_{im} : Pérdida de carga del tramo m en la línea i .

J_{im} : Gradiente hidráulico del tramo m en la línea i .

Para aplicar el modelo se recomienda seleccionar el intervalo de diámetros posibles para cada línea y definir los valores máximos y mínimos del gradiente, pudiendo ser $J=0.025$ y $J=0.0005$, respectivamente.

Partiendo de un nodo de carga conocida “ o ” (que puede ser un tanque de almacenamiento), para un nodo “ p ” se debe cumplir que

$$H_{\min_p} \leq H_0 - \sum \sum J_{im} X_{im} \leq H_{\max_p} \quad (3.30)$$

La primera sumatoria se aplica a los tramos m que conforman la línea i ; la segunda sumatoria se aplica a todas las tuberías i que preceden en la trayectoria o ruta hacia el nodo p .

Para disminuir el tiempo de cálculo, la ec. 3.30 debe plantearse solo en ciertos nodos de la red donde se considere conveniente y posteriormente analizar la solución. Si no se garantizan todas las cargas en los nodos, entonces se debe fijar la ec. 3.30 en aquellos nodos en los cuales no se haya cumplido la condición de carga mínima.

Supóngase que un circuito está especificado de modo que la ruta para llegar al nodo 7 sea a través de las tuberías 1, 3, 5 y 6. En el nodo 7 se debe cumplir la siguiente inecuación:

$$\sum J_{1m} X_{1m} + \sum J_{3m} X_{3m} + \sum J_{5m} X_{5m} + \sum J_{6m} X_{6m} \leq H_0 - H_{\min_7} \quad (3.31)$$

donde se conocen los J_{im} . Por ejemplo:

$$J_{im} = \frac{K_{1m} (Q_1)^{1.85}}{D_{1m}^{4.867}}$$

Del mismo modo, existe para cada circuito otra restricción. Supóngase que un circuito está formado por las tuberías 2, 3, 4 y 7, de las cuales 2 y 7 van en el sentido contrario a las manecillas del reloj. Se tiene entonces que cumplir que

$$-\sum J_{2m} X_{2m} + \sum J_{3m} X_{3m} + \sum J_{4m} X_{4m} - \sum J_{7m} X_{7m} = 0 \quad (3.32)$$

Con las ecs. 3.28, 3.31 y 3.32 se plantea el sistema de inecuaciones o restricciones especificando además, para cada línea, 3 o 4 diámetros comerciales como variables discretas.

En la función objetivo se busca minimizar el costo de la tubería de diámetro constante en el tramo m de la línea i , o sea:

$$\min OBJ = \sum \sum C_{im} X_{im} \quad (3.33)$$

La función objetivo se propone como dependiente de los costos de capital (inversiones), pero también puede extenderse incorporando los costos de energía eléctrica.

El sistema de inecuaciones se resuelve con programación lineal, de acuerdo a las restricciones de la función objetivo (ec. 3.33). Se efectúan iteraciones probando con los

diversos diámetros comerciales propuestos para cada línea. Se obtiene la combinación de tramos y diámetros consecutivos que aseguran el mínimo costo. Con base en estos resultados, se calculan los gradientes hidráulicos, se determinan los nuevos gastos en cada tramo que liga dos nodos y se inicia de nuevo. El proceso se repite hasta que los gastos en cada línea no difieren de los resultados anteriores.

3.5.1.6 Extensión del modelo

Si se requiere diseñar un tanque de almacenamiento mediante programación lineal, el costo de éste se incluye en la función objetivo con dependencia lineal del nivel o carga hidráulica del tanque.

Cuando se desea analizar el sistema bajo diferentes condiciones de carga, existe una limitación puesto que los gastos iniciales para cada condición de carga son arbitrarios y no se puede garantizar que el grupo de diámetros seleccionado permita cumplir con todas las distribuciones de gasto. Por ello, el modelo debe introducir dos variables discretas por cada condición de carga, que funciones como válvulas y generen una pérdida de carga variable.

De esta manera, las válvulas artificiales permiten cumplir con las diferentes condiciones de operación. Estas variables se especifican con restricción en la función objetivo y el algoritmo de optimación busca eliminarlas de la solución. Sin embargo, el hecho de que una de estas válvulas simuladas aparezca en la solución óptima, significa que el sistema requiere de una válvula real en ese sitio para garantizar el funcionamiento adecuado de la red, sujeta a diversas condiciones de operación.

Se puede también incorporar el bombeo de la red, ajustando la ecuación 3.30, adicionando la carga proporcionada por la bomba b bajo la condición de carga h como $\Delta XB(b, h)$. La variable de decisión para las bombas se debe introducir en la función objetivo considerando que el costo de las bombas es función lineal de la potencia de su motor.

Si bien este método proporciona diámetros comerciales, es poco práctico, pues divide los tramos entre los nodos, con los inconvenientes antes señalados para el método de Kally. Tampoco contabiliza las pérdidas locales que se originan al existir cambios de diámetro en una misma línea. Finalmente, el modelo es iterativo para cada solución y el tiempo necesario para obtener una solución de toda la red es directamente proporcional con el tamaño de esta, siendo muy lento. Este método obtiene soluciones locales y no garantiza una solución global óptima (Walski, *et.al.*, 1988). Además, estas técnicas tienden a eliminar la configuración de las redes cerradas por esquemas abiertos, a menos que se restrinja y se obligue a la conformación de circuitos mediante alguna regla preestablecida. Finalmente, se ha demostrado (Goulter *et.al.*, 1986) que el modelo es muy sensible a la trayectoria que se elija para definir las presiones mínimas (ecs. 3.30, 3.31 y 3.32) y que

los resultados, si bien no cambian sustancialmente el costo total de la solución, difieren significativamente dependiendo de la trayectoria elegida en la formulación de las inequaciones de la programación lineal. Para evitar lo anterior, se ha recomendado que para el diseño se efectúen análisis considerando diferentes condiciones de carga y se seleccionen los diámetros y longitudes de cada tramo de acuerdo con los resultados más favorables para uno. Lo anterior denota que el método propuesto no es práctico y sí muy laborioso.

3.5.1.7 Dos métodos para redes abiertas

Un sistema de red cerrada es hidráulicamente más eficiente que un sistema de red abierta, especialmente cuando los gastos cambian bruscamente, pues permite abastecer a un nodo dado desde diferentes puntos y en general balancea las presiones de la red. Sin embargo, un sistema abierto es más económico que un sistema cerrado porque define la ruta mínima de suministro.

Las redes abiertas son el sistema más común para el abastecimiento de agua en zonas rurales y también en zonas industriales.

A continuación se presentan dos métodos para la optimación de redes abiertas.

El primero se basa en las siguientes consideraciones (*Deb, 1974*). Parte de la ecuación de pérdida de carga, que se expresa de manera general como:

$$Hf_i = \frac{K_i L_i Q_i^n}{D_i^r} \quad (3.34)$$

siendo

$$K_i = \frac{10.694}{C^{1.85}} \text{ en la fórmula de Hazen-Williams (Sist. Int)}$$

$$K_i = \frac{f}{12.102} \text{ en la fórmula de Darcy-Weisbach (Sist.Int)}$$

donde

K_i : Constante de la fórmula de pérdida de carga utilizada

L_i : Longitud de la tubería que une los nodos o y p (m)

Q_i : Gasto que circula por la tubería que une o y p (m³/s)

D_i : Diámetro interior en la tubería i que une a o y p (m)

X : Exponente del gasto en la fórmula de pérdida de carga $x = 1.85$ en $H-W$ y $x=2$ en $D-W$

r : Exponente del diámetro en la fórmula de pérdida de carga $r = 4.687$ en $H-W$ y $r=5$ en $D-W$.

si se propone una función de costo total de la tubería $Y = f(D, L)$

$$Y_i = ML_i D_i^m \quad (3.35)$$

donde

Y : Costo la tubería i que une a dos nodos (\$)

M : Coeficiente de regresión no lineal

m : Exponente constante de la regresión no lineal

Si se despeja el diámetro de la fórmula de pérdida de carga y se sustituye en la función de costo, se obtiene

$$Y_i = \frac{MK_i^{m/r} Q_i^{m/r} L_i^{1+(m/r)}}{Hf_i^{m/r}} \quad (3.36)$$

si se define la pérdida de carga máxima admisible en el punto más alejado del punto de inicio como H y se establece una relación entre las cargas como $r_i = Hf_i / H$, generalizando para todo el sistema se tiene la función de costo total Y .

$$Y = \frac{M}{H^{m/r}} \sum^n \frac{K_i^{m/r} Q_i^{m/r} L_i^{1+(m/r)}}{r_i^{m/r}} \quad (3.37)$$

Para un sistema de tuberías en serie, en el que se conocen las longitudes de cada línea y se fijan la pérdida de carga total permisible en el sistema y los gastos de demanda en cada nodo conociendo entonces los caudales en cada línea, la única variable sin conocer es r_i .

El criterio de Cowan establece la proporcionalidad entre la pérdida de carga en una tubería y el costo de ésta con respecto a la pérdida de carga en el sistema y el costo total, es decir

$$\frac{Hf_i}{H} = \frac{Y_i}{Y} \quad (3.38)$$

La función de costos puede ser generalizada e incorporar a la función de costos del equipo de bombeo (en caso de bombeo a la red) y de costos operativos.

Con base en las ecs. 3.37 y 3.38, se obtiene:

$$r_i = \frac{Y_i}{Y} \frac{\left[\frac{Q_i^{xm/r} L_i^{1+(m/r)}}{C_i^{xm/r} r_i^{m/r}} \right]}{\sum \left[\frac{Q_i^{xm/r} L_i^{1+(m/r)}}{C_i^{xm/r} r_i^{m/r}} \right]} \quad (3.39)$$

que es válida para tuberías en serie.

Para la k-ésima tubería, se utiliza la misma expresión que la ec. 3.39. De esta manera, relacionando r_i/r_k :

$$\frac{r_i}{r_k} = \left(\frac{Q_i C_k}{Q_k C_i} \right)^{xm/(m+r)} \left(\frac{L_i}{L_k} \right) \quad (3.40)$$

se debe cumplir la restricción

$$\sum r_i = \sum \left(\frac{H_i}{H} \right) = 1.0 \quad (3.41)$$

Considerando un sistema en serie con n tuberías, con una pérdida de carga máxima permisible, mediante la ec. 3.40 y 3.41 se tiene:

$$r_i = \frac{r_i/r_n}{r_1/r_n + r_2/r_n + \dots + r_{n-1}/r_n + 1} \quad (3.42)$$

Se obtiene la relación r_i/r_k mediante la ec. 3.40; se debe cumplir la restricción de la ec. 3.41 y se determinan los valores de r_i para cada tubería a través de la ec. 3.42. Conocido r_i y la pérdida de carga total H , se determinan las pérdidas en cada tubería, Hf_i ; finalmente, con ayuda de la ecuación de pérdida de carga se obtienen los diámetros requeridos en cada línea.

Este procedimiento se generaliza para un sistema de red abierta con ramales. Sin embargo, para los ramales que tienen un punto común de inicio, los r_i deben ser corregidos tal que la pérdida de presión o carga por cada ramal sea la misma. Considerando el valor de r_i en la tubería de donde parten los dos ramales, los r_i se corrigen con las experiencias:

$$r_{li} = (1 - r_i) r_{li}' \quad (3.43.a)$$

$$r_{2i} = (1 - r_1) r_{2i}' \quad (3.43.b)$$

Donde r_{1i}' y r_{2i}' se obtienen mediante la ec. 3.42 para cada ramal por separado. Por su parte, r_1 se obtiene a partir de la optimación que se logra derivando la función de costos Y_1 con respecto a r_1 (ec. 3.37) e igualando a cero. Queda entonces:

$$\frac{1}{r_1} = 1 + \left[\frac{\sum^{n_1} G_{1i} r_{1i}'^{-m/r} + \sum^{n_2} G_{2i} r_{2i}'^{-m/r}}{G_1} \right]^{r/(r+m)} \quad (3.44)$$

donde

$$G_1 = \frac{Q_1^{xm/r} L_1^{1+(m/r)}}{C_1^{xm/r}}$$

De esta manera, el proceso es el siguiente. Se obtienen los r_i por cada ramal por separado mediante las ec. 3.40 y 3.42. Se determina el valor de la tubería común mediante la ec. 3.44 y con base en éste se corrigen los r_i con las ecs. 3.43. El proceso permite optimar el valor de r_i y se obtienen pérdidas de carga en cada tubería. Posteriormente, mediante la ecuación de pérdida de carga se despeja el diámetro de cada tubería, que corresponderá con el diámetro continuo óptimo.

Ese procedimiento se repite por cada tubería que une a dos ramales de tal forma que se forman subsistemas y así sucesivamente, hasta analizar toda la red abierta como un sistema único.

El método se basa en una proporcionalidad de cargas hidráulicas y costos que no está ampliamente comprobada (ec. 3.38). El proceso de cálculo es complicado y no parece ser el más indicado toda vez que la red abierta se analiza desde los ramales extremos hasta un nodo común, formando un sistema, cuyo solución se conjuga con otro sistema y así sucesivamente, hasta analizar toda la red. Finalmente, como los diámetros requeridos se obtienen a partir de las pérdidas de carga óptimas en cada tramo, no son comerciales y el redondeo al valor comercial inmediato no garantiza que la solución en conjunto sea la óptima.

El segundo método está basado en el concepto de ruta crítica (Bhave, 1979) que, como se verá más adelante, ha sido mejorado para su aplicación a redes cerradas.

En un modelo de programación lineal, se seleccionan algunos diámetros de tubería en cada línea para restringir el tamaño del modelo. En realidad, para obtener la solución global óptima, ninguna línea debe estar restringida a ciertos diámetros. Sin embargo, lo anterior ocasionaría que el modelo sea muy grande. Desde el punto de vista de optimación, se ha observado que, para redes abiertas, en una línea que une dos nodos

mediante varios tramos de diferentes diámetros, dichos tramos están conformados por diámetros comerciales que no difieren de una o dos medidas entre sí. Usando esto apropiadamente, si se seleccionan dos o tres diámetros de tubería por cada línea, el tamaño del modelo de programación lineal puede reducirse considerablemente.

Sin embargo, el grupo de diámetros de tubería elegido para cada línea debería ser tal que, aún así la restricción para reducir el tamaño del modelo, deberían ser los más adecuados; a este grupo se llamarán grupos óptimos.

En una red abierta, el agua suministrada solo proviene del nodo anterior, es decir, sólo existe una ruta para cada nodo desde la fuente de abastecimiento. De esta manera, existen trayectorias claramente definidas a cada nodo. Para nodos consecutivos, se cumple que

$$LaC_p \leq LaC_{p+1}; \quad p = 1 \dots N - 1 \quad (3.45)$$

donde

LaC_p : Longitud acumulada de la ruta crítica hasta el nodo p

LaC_{p+1} : Longitud acumulada de la ruta crítica hasta el nodo $p + 1$

Si se denomina a la carga en la fuente de abastecimiento Ho y la carga mínima requiere en el nodo p como $Hmín_p$, entonces la pendiente hidráulica se define como

$$Sf_p = \frac{Ho - Hmín_p}{LaC_p} \quad (3.46)$$

La carga disponible en el nodo p está definida como

$$H_p = Ho - Sf_p LaC_p \quad (3.47)$$

la trayectoria hasta el nodo más alejado es llamada ruta crítica y la pendiente hidráulica asociada con dicha ruta es la pendiente mínima $Sf_{mín}$. Si el nodo p está en la ruta crítica, entonces la ecuación anterior se define como

$$H_p = Ho - Sf_{mín} LaC_p \quad (3.48)$$

de esta manera, todas las cargas en los nodos de la ruta crítica están calculadas con $Sf_{mín}$. El procedimiento es el siguiente.

- a) Designar a la fuente o nodo con carga conocida con la numeración 0; especificar las longitudes y designar los nodos de demanda. Como se asentó antes, las líneas se enumeran de acuerdo a la numeración de sus nodos aguas abajo.
- b) Indicar las trayectorias de todos los nodos donde estén especificados los valores de carga mínimos $H_{p\text{mín}}$, que deben ser los nodos extremos de cada ramal, y calcular sus pendientes hidráulicas con la ec. 3.46.
- c) Determinar la pendiente hidráulica mínima y la ruta crítica. Todas las líneas de esta ruta estarán calculadas con el valor de la pendiente hidráulica mínima.
- d) Usando la ec. 3.48, determinar los valores H_p para los nodos intermedios que se encuentran en la ruta crítica, los cuales serán el punto de inicio para el cálculo de las cargas hidráulicas de los subsistemas de distribución en las rutas no críticas.
- e) Para la siguiente iteración, eliminar la ruta crítica del cálculo de pendiente hidráulicas de los subsistemas.
- f) A partir de la carga hidráulica obtenida (paso d) en un nodo de la ruta crítica, calcular las pendientes hidráulicas en las rutas no críticas. Los subsistemas formados se analizan de manera similar y se encuentran subrutinas críticas, las cuales se eliminan en la siguiente iteración, y así sucesivamente, hasta que todas las pendientes hidráulicas se determinen con base en el concepto de ruta crítica y se conozcan las cargas en cada nodo.
- g) Con los gastos, longitud y la fórmula de pérdida de carga, es posible obtener el valor de diámetros no comerciales. A partir de ellos, se seleccionan los diámetros comerciales superior e inferior. Estos diámetros de tubería constituyen los grupos óptimos de la red abierta.

El modelo no presenta una solución única, toda vez que para cada línea propone los diámetros comerciales asociados con el valor superior e inferior al obtenido. Adicionalmente, cuando el intervalo entre diámetros consecutivos es pequeño, es necesario especificar más de dos diámetros, es decir, abrir el intervalo de posibilidades, lo que incrementa el tiempo y brinda mayor incertidumbre sobre el valor óptimo. Pese a lo anterior, se considera adecuado para el diseño de redes abiertas, puesto que el algoritmo propuesto es relativamente fácil de programar e incluso de efectuar los cálculos manualmente.

3.5.1.8 Optimación con programación lineal

A diferencia del método de Kally o el de Alperovits, se han desarrollado modelos que utilizan la programación lineal tanto para la determinación de caudales y distribución de

flujo como para la optimación de la red de agua. A continuación se describen brevemente y se comentan dos métodos.

El primer método propone una solución óptima aún para los diámetros comerciales (Cenedece y Mele, 1978). Parte de la base de que el sistema de distribución más económico es una red abierta. Sin embargo, considera que para asegurar las presiones y caudales en los nodos, se deben introducir líneas de interconexión entre éstos, aún sin ellas aumentan el costo total, formando así redes cerradas.

Las ecuaciones que caracterizan el problema son:

- 1) Ecuación de continuidad en los nodos
- 2) Ecuación de pérdida de carga; habiendo fijado el signo positivo para cada ramal, puede escribirse como

$$h_{o(r)} - h_{p(r)} = K_r D_r^{-5} |Q'_r| Q'_r L_r = J_o L_r \quad (3.49)$$

donde

- $h_{o(r)}$: carga piezométrica en el nodo o (m)
- $h_{p(r)}$: carga piezométrica en el nodo p (m)
- K_r : Constante de la pérdida de carga (ver ec. 3.43)
- D_r : Diámetro de la línea que conecta a o con p (m)
- Q'_r : Gasto en la línea que une a o con p (m³/s)
- L_r : Longitud de la línea que une a o con p (m)
- r : Índice del ramal

despejando el diámetro D :

$$D_r = \left[\frac{K_r |Q'_r| Q'_r L_r}{h_{o(r)} - h_{p(r)}} \right]^{1/5} \quad (3.50)$$

- 3) La función objetivo representa e costo total de las tuberías. Si se utiliza una fórmula para definir el costo en función del diámetro y por unidad de longitud, se puede expresar $C = a D^b$. Los valores "a" y "b" pueden obtenerse mediante regresión no lineal. La función objetivo queda como

$$\text{MinOBJ} = \sum a D_r^b L_r \quad (3.51)$$

Si de manera análoga al criterio de Hardy-Cross para tuberías comunes a dos circuitos, se plantea al ajuste de caudales entre un circuito (llámese principal) y el otro, llamado adyacente, se tiene

$$Q'_r = Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)} \quad (3.52)$$

donde

$m(r)$: índice de la red principal del circuito

$a(r)$: índice de la red del circuito adyacente

Q'_r : gasto inicial, congruente con la ec. De continuidad

$Qm(r)$: gasto que circula en la línea común por el circuito principal

$Qa(r)$: gasto que circula en la línea común por el circuito adyacente

Introduciendo las ecs. 3.50 y 3.52 en la función objetivo (ec. 3.51), se tiene

$$\min OBJ = \sum a \left[\frac{K(Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)})^2}{J_0 L_r} \right]^{\delta/5} L_r^{[1+(\delta/5)]}$$

las variables independientes son los gastos por cada circuito y las cargas piezométricas en los nodos. Los valores mínimos de carga piezométrica deben especificarse para garantizar en cada punto la presión necesaria y limitar el intervalo de presiones para las diferentes condiciones de operación.

Por otra parte, la dirección del gasto debe ser congruente con la pérdida de presión. Esta restricción debe ser introducida dentro de la función objetivo, sumando una penalidad cuando el gasto y la pérdida de carga estén en oposición, quedando la función objetivo como

$$\min OBJ = \sum a \left[\frac{K(Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)})^2}{J_0 L_r} \right]^{\delta/5} L_r^{[1+(\delta/5)]} + K_1 |Q_r - q_{m(r)} - q_{a(r)}| (|h_{i(r)} - h_{j(r)}|) + J_0 L_r$$

De esta manera, el segundo término proporciona el costo de bombear el gasto desde h_0 hasta h_p con el gradiente hidráulico J_0 .

Con la introducción del término Z_r , que toma el valor de 1 cuando la pérdida de carga y la dirección del flujo tienen la misma dirección y, de lo contrario, toma el valor de 0, la función objetivo general queda entonces como

$$\begin{aligned}
 OBJ = \sum & \left[Z_r a \left[\frac{K |Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)}| (|Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)}|)}{h_{o(r)} - h_{p(r)}} \right]^{\delta/5} \right. \\
 & \cdot L_r^{[1+(\delta/5)]} + (1 - Z_r) \left[a \frac{K (Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)})^2}{J_0 L_r} \right]^{\delta/5} L_r^{[1+(\delta/5)]} + \\
 & \left. + K_1 |Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)}| (|h_{o(r)} - h_{p(r)}| + J_0 L_r) \right] \quad (3.53)
 \end{aligned}$$

El método solo es aplicable a un sistema con una carga constante y sin bombeo. Esto se infiere (Lischer, 1979) del establecimiento de una carga mínima para el nodo de entrada de gastos en la red. En la práctica, esto sólo sucede cuando el suministro proviene de un solo tanque de abastecimiento de agua localizado en una zona alta.

Por lo mismo, la función de costos sólo considera costos de inversión. Si se incluye bombeo, el costo anual debe ser optimado en soluciones que involucren también los costos anuales de operación, los costos de energía y de mantenimiento. Finalmente, si se parte de la consideración de que una red abierta es más económica, se genera que la red cerrada obtenida no sea más que un esquema de red abierta unida con diámetros mínimos, lo cual no resulta satisfactorio.

Basado en la programación lineal, se ha propuesto un segundo método (Quindry, et al., 1981). A diferencia del método de Alperovits y Shamir, la consideración básica es la siguiente. Considere que existe una disminución en el gasto de demanda requerido en un nodo cualquiera, sea j definida como dQ_j^* . Este valor se puede utilizar para que mediante la variable dual $\tau_j = d(\text{Costo}/dQ_j)$ se disminuya el costo total de la red. Resolviendo el sistema formado mediante programación lineal, se obtiene una disminución en el costo total. Sin embargo, en el nodo j existirá una deficiencia en el caudal demandado. Este déficit puede ser recuperado mediante un cambio en las cargas hidráulicas de los nodos adyacentes i, k que interactúan con el nodo en cuestión. De esta manera, se restablece el caudal demandado y se obtiene una reducción en el costo del sistema. Lo anterior se puede expresar matemáticamente como:

$$\sum \frac{\delta Q_j}{\delta h_{ij}} dh_{ij} + \sum \frac{\delta Q_j}{\delta h_{jk}} dh_{jk} + dQ_j^* = dQ_j = 0 \quad (3.54)$$

Por continuidad, se establece que

$$\sum q_{ij} - \sum q_{jk} = Q_j$$

donde

Q_j : Gasto o caudal de demanda en el nodo j

h_{ij} : Pérdida de carga entre los nodos i y j

h_{jk} : Pérdida de carga entre los nodos j y k

De esta manera la ecuación 3.54 se expresa como

$$\sum \frac{\delta q_{ij}}{\delta h_{ij}} dh_{ij} - \sum \frac{\delta q_{jk}}{\delta h_{jk}} dh_{jk} + dQ_j^* = dQ_j = 0 \quad (3.55)$$

De la expresión de pérdida de carga de Hazen-Williams, si se despeja el gasto q_{ij} y se deriva con respecto a la pérdida de carga h_{ij} , se obtiene la siguiente relación

$$\frac{\delta q_{ij}}{dh_{ij}} = \frac{0.54q_{ij}}{h_{ij}} \quad (3.56)$$

Por definición, $h_{ij} = H_i - H_j$ y $dh_{ij} = dH_i - dH_j$; sustituyendo la ec. 3.56 en la ec. 3.55, se obtiene un balance entre el cambio en el gasto de demanda dQ_j^* (que permite disminuir el costo del sistema) y cambios en la carga del nodo j y de los nodos aguas arriba y debajo de éste, que se expresa como

$$\sum \frac{0.54q_{ij}}{H_i - H_j} (dH_i - dH_j) - \sum \frac{0.54q_{jk}}{H_j - H_k} (dH_j - dH_k) + dQ_j^* = 0 \quad (3.57)$$

si la función objetivo se expresa como

$$\text{Mín costo} = \sum a_{ij} L_{ij} X_{ij}$$

donde

a_{ij} : costo de tubería por unidad de longitud y por unidad de X_{ij} (\$/m)

L_{ij} : Longitud de tubería (m)

X_{ij} : Variable linealizadas del diámetro; $X_{ij} = D_{ij}^{2.63}$ de la ecuación de H-W, habiendo despejado el gasto q_{ij} .

Mediante la regla de la cadena, se puede derivar un gradiente para que los cambios en las cargas de los nodos tengan el mismo efecto en la función objetivo que cambios en los caudales de demanda. Considerando la variable dual λ y la ecuación 3.57, se tiene

$$\frac{\delta(\text{costo})}{\delta H_j} = \tau_j \sum \frac{0.54q_{ij}}{H_i - H_j} + \sum \frac{0.54q_{jk}}{H_j - H_k} - \sum \tau_i \frac{0.54q_{ij}}{H_i - H_j} - \sum \tau_k \frac{0.54q_{jk}}{H_j - H_k} \quad (3.58)$$

La ecuación 3.58 se puede usar para calcular el gradiente del cambio en el costo debido a un cambio en las cargas de los nodos. Utilizando como guía, es posible alterar las cargas de tal manera que la solución, mediante programación lineal, tenga un mejor valor en la función objetivo. El proceso se repite hasta lograr el costo mínimo. Ha sido probado en un sistema sin bombeo de la ciudad de Nueva York y se ha concluido que, si se aumentan las demandas en los nodos en un 20% más, la solución es prácticamente la misma.

El método sólo ha sido probado en redes que funcionan con presión constante. La anterior conlleva a que el modelo no sea confiable para casos con bombeos directos a la red, toda vez que modifica las cargas cada vez que reduce un diámetro para así disminuir el costo de la red, y no toma en cuenta que en ciertas ocasiones, es probable que se requiera de un bombeo adicional y el costo de éste podrá ser mayor que el ahorro obtenido al cambiar el diámetro de la tubería. Finalmente, el modelo no proporciona diámetros comerciales.

Se ha reportado que el algoritmo ha sido mejorado para considerar bombeos directos a la red (*Brill, Liebman y Han-Lin Lee, 1985*); sin embargo, persiste la consideración básica de que para una sola condición de carga la solución es una red abierta unida con líneas de diámetro mínimo. Por otro lado, si se usan múltiples condiciones de carga, entonces el modelo excluye la posibilidad de encontrar un diámetro mínimo, lo cual tampoco es satisfactorio.

3.5.1.9 Método de Cross- Gradiente hidráulico óptimo

El método establece el concepto básico de que existe un gradiente hidráulico hipotético para el balance de una red en particular, en el que el diseño inicial puede ser corregido hasta alcanzar el diseño óptimo (*Featherstone y El-Jumaily, 1983*). En este caso se consideran los costos de capital (que se transforman en costos anuales equivalentes mediante criterios microeconómicos) y los costos anuales fijos y variables.

Se identifica la configuración de la red y los valores iniciales de diámetros, bombas y tanques y se define la presión mínima permisible.

Se determinan las funciones de costos, que en general se expresan como:

Función de costos de la tubería:	$C = a_1 L^{a_2} D^{a_3}$
Función de costos de instalación de bombeo:	$C = b_1 Q^{b_2} H^{b_3}$
O si se desconoce H, se puede expresar :	$C = c_1 Q^{c_2}$

$$\begin{aligned} \text{Función de costos operacionales de bombeo:} & \quad C = \frac{Q_1 H T F}{101.87 \text{Eff}} \\ \text{Función de tanques de regulación:} & \quad C = d_1 V^{d_2} \\ \text{Función de costos de mantenimiento:} & \quad C = e_1 Q d^{e_2} \end{aligned}$$

Donde

$a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3, d_1, d_2, e_1, e_2$: Constantes de regresión no lineal

L, D : Longitud (m) y diámetro (m)

Q, Q_1, Qd : Gasto (m^3/s), (l/s) y (m^3/d)

V, H : Volumen del tanque (m^3) y carga total (m)

T, F : Número de horas de operación al año (h/año) y costo por kW-hora (\$/kW-hora)

Eff : Eficiencia total del sistema de bombeo

Si se despeja el diámetro de la ecuación de Darcy-Weisbach, se tiene, en el sistema internacional de unidades:

$$D = \frac{f^{0.2} Q^{0.4}}{(12.102 S)^{0.2}} = \frac{0.607 f^{0.2} Q^{0.4}}{S^{0.2}} \quad (3.59)$$

si se sustituye el diámetro en la función del costo de la tubería, la función de costos total queda expresada como

$$C_t = \sum a_i L_i^{a_2} \left[\frac{0.607 f^{0.2} Q_i^{0.4}}{S_i^{0.2}} \right]^{a_3} + c_1 Q^{c_2} + \frac{Q_1 H T F}{101.87 \text{Eff}} + d_1 V^{d_2} + e_1 Q d^{e_2} \quad (3.60)$$

Ahora bien, la propuesta fundamental es sustituir el valor de la carga H en la ec. 3.60 por la expresión

$$H = S_d d + RP + ZG + Hf \quad (3.61)$$

donde

S_d : gradiente hidráulico de la línea de flujo más corta desde el nodo de carga conocida hasta el nodo de carga más baja

d : longitud desde el sitio de carga conocida hasta el nodo de presión más baja

RP : carga residual mínima por encima del nivel de terreno

ZG : diferencia entre el nivel del agua y el nivel del terreno (en caso de tanques enterrados o pozos)

H_f : pérdida de carga total

De esta manera, la función de costos total depende de las pendientes hidráulicas s_i y s_d , de la presión mínima requerida RP y las pérdidas por fricción.

La consideración básica es que se obtiene el diseño óptimo si se igualan las pendientes hidráulicas de los nodos adyacentes con el hipotético. Este valor hipotético se define como el gradiente óptimo artificial y se expresa como S_o , que sustituye a los valores de s_i y s_d en las ecuaciones anteriores. En efecto, si se deriva la ec. 3.60 con respecto a S_o , existe un valor mínimo si se iguala $dCt/dS_o = 0$. De esta manera, despejando a S_o se tiene

$$S_o = \frac{0.2a_1 K_2 \sum (L_i^{a_2} Q_i^{0.4a_3})}{K_3} \frac{1}{(0.2a_3 + 1)} \quad (3.62)$$

donde

$$K_2 = a_1 0.607 f^{0.2}$$

$$K_3 = \frac{Q_1 d T F}{101.87 E f f}$$

El procedimiento es el siguiente:

- Se identifica la configuración de la red, bombas y tanques y se asignan diámetros comerciales iguales en todas las líneas.
- Se efectúa un análisis con el método de Hardy Cross o de la teoría lineal, utilizando una carga inicial arbitraria y se obtienen las cargas en cada nodo y los gastos en cada línea.
- Se identifica la línea de flujo más corta desde el punto de inicio hasta el nodo de menor carga. Se ajusta la presión, mínima de ese nodo con la mínima permisible y se obtiene, una ruta inversa, la presión requerida en el punto de inicio y/o la carga de bombeo.
- Se calcula el costo total de este diseño mediante la ec.3.60.
- Se calcula el valor del gradiente hipotético S_o y a continuación los correspondientes diámetros de la red mediante la ecuación 3.59 de Darcy-Weisbach, redondeando a los valores comerciales inmediatos.

- f) Se efectúa nuevamente un análisis hidráulico con Cross y se repiten los incisos c y d, comparando el costo de este diseño con el anterior. Si éste es mayor que el anterior, el proceso se detiene y la solución óptima es el diseño anterior.
- g) De lo contrario, el proceso continúa con los incisos e y f, hasta que el costo total es mayor que en la iteración anterior.

La solución no proporciona diámetros comerciales y el simple redondeo al inmediato comercial no justifica que la solución en conjunto sea la óptima. En realidad, el análisis hidráulico se efectúa mediante modelos de revisión apoyados en una función generalizada de costos. De esta manera, el algoritmo planteado puede codificarse como una subrutina de ayuda al modelo de Cross o de teoría lineal.

3.5.1.10 Dos métodos de ruta crítica

El primer método de ruta crítica es una ampliación del expuesto para el caso de redes abiertas (Bhave, 1979), también propuesto por el mismo autor (Bhave, 1983). Existen dos criterios de partida: gasto mínimo o bien, diámetros mínimos. Considera como premisa que las redes abiertas son el esquema más económico y por lo tanto, desagrega una red cerrada en una combinación de redes abiertas por cada una de las fuentes de abastecimiento que denomina esquema de distribución de gastos, y procede con el algoritmo descrito anteriormente para redes abiertas. Formula la función objetivo dependiendo del criterio de partida. En el caso de gastos mínimos, la función objetivo se expresa como

$$Min(z) = \sum_s \sum_n L_{sn}^{1+y/r} (H_{s_s} - H_{d_n}^{min})^{-y/r} \quad (3.63)$$

donde

L_{sn} : Longitud entre la fuente s y el nodo de demanda n (m)

H_{s_s} : carga en la fuente s (m)

$H_{d_n}^{min}$: carga mínima requerida en el nodo de demanda n

Y : exponente en el diámetro en la función no lineal de correlación entre el costo de la tubería con respecto al diámetro; $C = a L D^y$

r : exponente del diámetro en la fórmula de Darcy-Weisbach ($r = 5$)

s : número del nodo fuente o con carga conocida

n : número del nodo de demanda

La primera sumatoria se aplica sobre todos los nodos de demanda con respecto a un nodo conocida o fuente de abastecimiento y la segunda sumatoria se realiza sobre todas las fuentes. De esta manera, el número de variables de decisión en la función objetivo con $s*n$.

Las restricciones a las que está sujeta la función objetivo son:

$$\sum_s Q_{s-1} = q_1, \dots, \sum Q_{s-n} = q_n \quad (3.64)$$

o sea una ecuación por cada nodo de demanda y

$$\sum_n Q_{1-n} = Q_s - q_1, \dots, \sum Q_{2-n} = Q_2 - q_1 \quad (3.65)$$

una ecuación por cada fuente de abastecimiento y finalmente

$$Q_{s-n} > 0 \quad (3.66)$$

Por cada fuente y nodo, o sea $s \cdot n$ inecuaciones de no negatividad.

De esta manera, si se cuenta con una red de 200 nodos, abastecido de 3 pozos, se tendrá que la función objetivo depende de 600 variables de decisión, las restricciones son $200 + 3 + 600 = 803$. Resulta claro que este caso se torna muy complejo de analizar.

Restricción: El modelo es impráctico ya que descarga una red cerrada en tantas redes abiertas como número de fuentes de abastecimiento existan; en general une esquemas de redes abiertas óptimas a una cerrada mediante líneas de diámetro mínimo o asociadas con gastos mínimos. Lo anterior no garantiza que el modelo en conjunto sea el óptimo. En todo caso, tal parece que el autor pretende adecuar las redes cerradas a su modelo y no, como parece lógico, que los modelos reflejen un funcionamiento real.

Cabe destacar que el autor ha propuesto en otro trabajo un modelo para el reforzamiento de redes existentes, que combina el modelo de ruta crítica con el de programación lineal (*Bhave*, 1985). Con base en la literatura investigada, se puede afirmar que es el primer intento formal de modelar el diseño óptimo de reforzamientos en redes existentes, puesto que divide el caudal requerido en el caudal que circulará por la tubería existente y el necesario para cubrir la presión y el gasto del nodo de aguas abajo. A diferencia de otros modelos que admiten más de una línea paralela y que seleccionan su diámetro por aproximaciones sucesivas, en el método señalado se hace la separación de caudales como parte del método de optimación. Sin embargo, el modelo no resulta práctico en redes extensas, por sus aplicaciones inherentes.

Un segundo método ha sido propuesto por *Jeppson* (*Jeppson*, 1985). Se basa en que el diseño de un red abierta es la más económica. Se seleccionan las dos fuentes de abastecimiento más importantes, cuyo criterio es que tengan la mayor carga; posteriormente se define la ruta más corta que las une, que se denomina ruta fundamental

o dominante. Se plantea rutas primarias a partir de las demás fuentes de abastecimiento hasta el nodo más cercano a éstas y que forma parte de la ruta dominante. Se definen rutas secundarias desde los nodos que no formen parte de las rutas dominante o primarias hasta el nodo más cercano a éstas de la ruta dominante. Los nodos no comprendidos en las rutas antes mencionadas se unen con diámetros arbitrarios, que pueden ser los mínimos.

Se establecen cargas hipotéticas en los nodos en proceso inverso a la formación de las rutas, es decir, se trabaja primero con las rutas secundarias. Considerando las cargas mínimas requeridas en los puntos extremos y despreciando el gasto en los diámetros mínimos de liga se obtienen los gastos hipotéticos en cada línea. Con base en los gastos se determinan las cargas en los nodos y se compraran con las propuestas inicialmente. El proceso es iterativo y se pueden modificar los diámetros en las líneas que se consideren convenientes.

Una vez que se obtiene el balance de cargas y gastos en todas las rutas, se pueden despejar los diámetros y redondear los comerciales.

El modelo es útil para redes abiertas. Para redes cerradas no garantiza que el diseño sea el óptima puesto que la diferencia entre un esquema cerrada y una abierto, bajo esta perspectiva, es la unión o liga de nodos mediante líneas de diámetro mínimo por donde circulan caudales también mínimos. Por otra parte, los diámetros obtenidos no son comerciales, que conlleva a las restricciones antes enunciadas.

3.5.1.11 Dos métodos de Selección Enumerativa

A diferencia de los modelos que buscan el costo mínimo del sistema de redes mediante algún algoritmo matemático, los métodos de selección enumerativa siguen el proceso convencional de tanteos y prueba-error para la selección de los diámetros óptimos. Sin embargo, si se considera que el número de valores posibles para cada tubería que conecta dos nodos es mayor a 10, el número de combinaciones posible sería astronómicamente. Por ello, se han propuesto algunas técnicas para obtener opciones que no tomen un tiempo computacional aceptable (Walski, Gessler y Sjostrom, 1988 a), (Walski, Gessler y Sjostrom, 1988 b). La primera consideración es que el diámetro de las tuberías a lo largo de una red principal cambia sólo en las principales intersecciones y en las zonas de usuarios de gran consumo. Por otra parte, se plantea que la selección de diámetros sea discreta, de acuerdo con los diámetros comerciales existentes. Un problema fundamental del algoritmo de enumeración se encuentra en la gran cantidad de posibles combinaciones que se pueden obtener y que el tiempo de computación crece exponencialmente con el número de tuberías que conforman la red. Para minimizar el número de combinaciones, se han propuesto cuatro pasos a seguir.

- a) Agrupación de tuberías. Se propone que se asignen grupos de tuberías del mismo diámetro, de acuerdo a los requerimientos de demanda en sectores, bloques o circuitos.
- b) Tamaño de los grupos. El número de combinaciones de diámetros posible es igual al producto del número de los diámetros discretos propuestos por el número de grupos seleccionados. Es recomendable verificar que el tamaño más pequeño en cada grupo pueda garantizar el requerimiento de presión mínima se combinen con los tamaños más grandes de los demás grupos.
- c) Costo. El algoritmo de búsqueda de combinaciones interactúa con funciones de costos. Una vez que se haya definido una posible combinación que cumpla con las presiones mínimas requeridas, no tiene sentido buscar combinaciones más costosas y se limitará como máximo a la combinación obtenida.
- d) Si alguna combinación no cumple las condiciones de presión, ninguna combinación con diámetros iguales o menores la cumple, y ésta es la combinación que sirve como base.

Se estima que una vez pasada la prueba del costo, las posibles combinaciones se reducen a un 20% y que disminuyen a un 10% cuando cumplen las condiciones de presión mínima.

Bajo esta metodología, se ha diseñado el programa de cómputo WADISO, accesible al mercado estadounidense desde 1988.

Un método similar ha sido propuesto por Tzatchkov (Tzatchkov y Alfonso, 1990). Se restringe a que las condiciones hidrodinámicas en las tuberías sean satisfactorias, es decir, que cumplan con las presiones mínimas requeridas y no excedan las velocidades máximas permisibles. De lo contrario, se selecciona el diámetro inmediato superior o inferior, de acuerdo a la restricción por solventar.

Para lograr lo anterior, se dispone de una base de datos con información de diámetros comerciales de diversos tipos de material, sus costos por metro lineal y el factor de fricción asociado a ellos. En cada nodo se verifica que se cumpla con la presión mínima requerida; del mismo modo, se verifica que con los diámetros propuestos las velocidades en las líneas sean mayores a las mínimas y menores a las máximas permisibles. Se proponen dos algoritmos: inicializar con diámetros mínimos en todas las líneas, o bien con diámetros máximos. Se describe brevemente el algoritmo iniciando con diámetros mínimos.

- a) Se elige un grupo de diámetros comerciales "candidatos", que de acuerdo al tamaño de la red o población, pueden ser los más factibles de ser utilizados.

- b) Se asignan diámetros mínimos a todas las líneas. Se efectúa el análisis hidráulico, que bien puede ser mediante Cross, Newton-Raphson o teoría lineal.
- c) Se calcula en cada tramo la relación $V/V_{m\acute{a}x}$ y se selecciona la línea en la cual la relación es máxima. Si es mayor a uno, se cambia el diámetro de esta línea al inmediato superior.
- d) Se efectúa nuevamente el análisis hasta que en todos los tramos la relación $V/V_{m\acute{a}x}$ sea menor a uno. Si existe algún tramo donde no sea posible lograr lo anterior, se amplía el intervalo del grupo de diámetros candidatos. Luego, se procede a revisar la condición de presiones en los nodos.
- e) Se selecciona el nodo de mayor déficit de presión ($d_i = H_{m\acute{i}n} - H_i$). Se incrementa en diámetro del tramo que tenga mayor influencia sobre la presión en el nodo. Para determinar cuál es el de mayor influencia, se incrementa artificial y sustancialmente la demanda de agua en el nodo y se efectúa el análisis hidráulico. Se obtiene, para cada uno de los tramos que confluyen al nodo lo siguiente:

$$k = \frac{dh_{incr}}{dh} \quad (3.67)$$

donde

dh_{incr} : pérdida de carga entre el nodo de aguas arriba y el nodo en cuestión, debido a un gasto de demanda incrementado

dh : pérdida de carga con el gasto de demanda inicial.

El tramo con mayor valor de k es el tramo buscado.

- f) Se repite el proceso en todos los nodos con déficit hasta obtener presiones mayores a la mínima requerida.
- g) Se verifica que la velocidad en los tramos sea mayor que la mínima; de lo contrario, se reduce al diámetro de éste al inmediato inferior.
- h) Finalmente, se verifica si el cambio afecta las condiciones hidrodinámicas. Si es así, se efectúa nuevamente el análisis hidráulico.

El algoritmo es similar en el caso de iniciar el análisis con diámetros máximos. Los autores recomiendan iniciar con diámetros máximos.

El modelo es muy recomendable para el análisis y diseño exclusivo de redes de distribución de agua, en virtud de que el algoritmo planteado es ingenioso, lógico y relativamente sencillo. Sin embargo, su mayor limitación reside en el hecho de que parte de considerar que los puntos de alimentación a la red están previamente definidos, sea mediante un tanque de almacenamiento con cierta carga hidráulica y capacidad, o bien con bombas que alimentan directamente a la red. Bajo esta consideración, iniciar con diámetros mínimos sería, como afirman los autores, partir de la opción más económica e iniciar con diámetros máximos sería la alternativa más costosa.

Sin embargo, si se desea llevar a cabo una ampliación de redes, lo deseable es obtener el diseño más económico del sistema de distribución en conjunto, que conlleva a la interacción entre tanques de almacenamiento, cárcamos de bombeo y líneas de distribución. De esta manera, en el caso de una red que se alimenta con bombeos directos, seguramente que la opción de iniciar con diámetros mínimos será una de las opciones más costosas, por los costos de operación que implica. Por lo anterior, sería deseable que en el modelo presentado se incorpore una evaluación de costos de inversión y operación a Valor Presente Neto, para evaluar los efectos de ambos flujos de inversión.

En todo caso, para el diseño de la ampliación de redes, los métodos de enumeración se consideran muy adecuados, con la salvedad antes enunciada, que puede ser eliminada. Asimismo, son también útiles para el diseño del reforzamiento o rehabilitación de redes existentes, aunque el proceso de aproximaciones sucesivas es todavía mayor.

Finalmente, existen otros métodos que a juicio personal son bastante simplistas en sus consideraciones de inicio, o bien que plantean diseños muy complejos y academicistas que difícilmente resuelven problemas reales. Pueden citarse métodos en elementos finitos, en programación dinámica y métodos gráficos (Walski, 1985).

3.5.2 Método para el diseño óptimo de redes

Se presenta un método de optimación de redes que no requiere de fijar una distribución inicial de los gastos en las tuberías de la red (se elimina una de las limitaciones de otros métodos) y además, los diámetros seleccionados para formar la red son diámetros comerciales.

3.5.2.1 Descripción del método.

Se entenderá como cálculo de la red a la obtención de los gastos que circulan en las tuberías y las presiones en sus nudos para flujo permanente. Se recomienda obtenerlo por medio del método de red estática (Fuentes y Sánchez, 1991)

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

$$C = \sum_{j=1}^N C_i L_j \quad (3.68)$$

Donde L_j es la longitud de la tubería j , C_i es el costo por metro lineal de la tubería que tiene el diámetro comercial D_i y N es el número de tuberías de la red. Se considera que los gastos de salida de la red corresponden a la máxima demanda horaria.

3.5.2.2 Arreglo de diámetros comerciales disponibles.

El primer paso consiste en calcular la red considerando que todas sus tuberías tienen el mismo diámetro y que este es igual al más pequeño entre los diámetros comerciales elegibles, al que se denominará D_{min} . Se revisa que las presiones calculadas cumplan con las restricciones de presión. En el caso, poco frecuente, de que si las satisfagan, el diseño óptimo consistiría en esta selección de diámetros y el proceso del método concluiría. De otro modo, se propone emplear en todas las tuberías de la red el diámetro comercial inmediato superior y se calcula la red de tubos. Se revisa que se satisfagan las restricciones de presión y este proceso se continúa hasta que se haya escogido para la red el diámetro comercial para el cual se cumplen las restricciones de presión.

La red tendría en todas sus tuberías el mismo diámetro comercial que será denominado D_{max} .

El conjunto de diámetros comerciales disponibles para emplear en la red estará formado por todos los diámetros comprendidos entre D_{min} y D_{max} inclusive.

3.5.2.3 Costo máximo y mínimo de la red.

Con la ecuación 3.68 obtiene los costos mínimo y máximo que puede tener la red a diseñar. El costo mínimo de la red C_{min} , corresponde al caso en que todas las tuberías de la red tienen el diámetro D_{min} , y el costo máximo C_{max} es el de la red que tiene en todas sus tuberías el diámetro D_{max} .

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

Se calcula, con la ecuación 3.69, un costo C_p para la red de tuberías comprendido entre C_{min} y C_{max} . Se forman combinaciones escogiendo, para cada tubería de la red, un diámetro entre los incluidos en el arreglo de diámetros comerciales disponible de modo que el costo de la red C_r obtenido con la ecuación 1.1, se encuentra dentro del intervalo en torno a C_p . De este modo se forman varios conjuntos, cada uno de ellos constituye una combinación factible de diámetros.

$$C_p = 0.618(C_{max} - C_{min}) \quad (3.69)$$

3.5.2.5 Revisión hidráulica.

Para cada una de las combinaciones factibles se calcula la red. Esto se hace de forma expedita por medio del método estático del Instituto de Ingeniería de la UNAM -capítulo 2.4- (Fuentes y Sánchez, 1991) Luego se revisa que todos sus nudos cumplan con las restricciones de presión, es decir, que en todos la presión sea mayor que el valor mínimo y menor que el valor máximo. Cuando varias combinaciones cumplen con estas restricciones, se escoge la de costo mínimo (cercano a C_p).

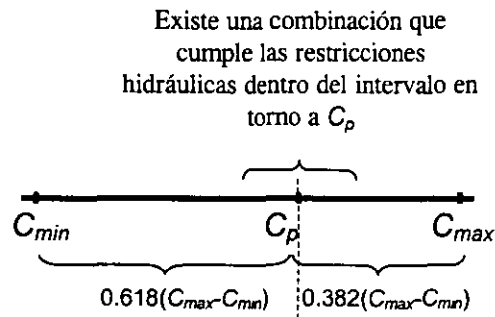
El método implica escoger el costo C_p más pequeño para el cual existe al menos una combinación que cumpla con las restricciones hidráulicas. Este costo puede ser encontrado mediante técnicas de búsqueda secuencial de optimación.

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

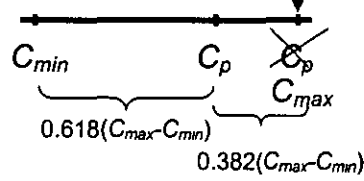
Una de las técnicas secuenciales que se recomienda emplear es la de Fibonacci, que se basa en el número $(5^{1/2}-1)/2=0.618$ que da lugar a la llamada regla de oro.

Se calcularán hidráulicamente las redes cuyas combinaciones de diámetros tienen un costo dentro del intervalo, si al menos una de ellas cumple con las restricciones hidráulicas, el costo de esta red se convierte en el C_{max} , de lo contrario, C_r se convierte en C_{min} (Figura 3.2) el procedimiento continúa hasta que entre dos cálculos, el valor de C_p , es prácticamente el mismo.

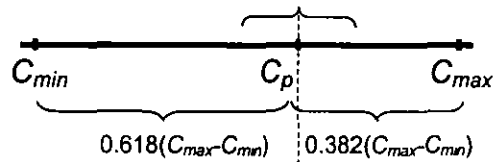
En la figura 3.3 se presenta el diagrama de flujo del método de diseño de redes.



C_{max} se convierte en C_p y se aplica nuevamente la Regla de Fibonacci



No existe alguna combinación que cumpla con las restricciones hidráulicas dentro del intervalo en torno a C_p



C_{min} se convierte en C_p y se aplica nuevamente la Regla de Fibonacci

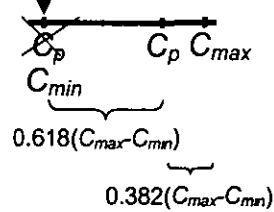


Figura 3.2 Procedimiento secuencial basado en la “Regla de oro” de Fibonacci

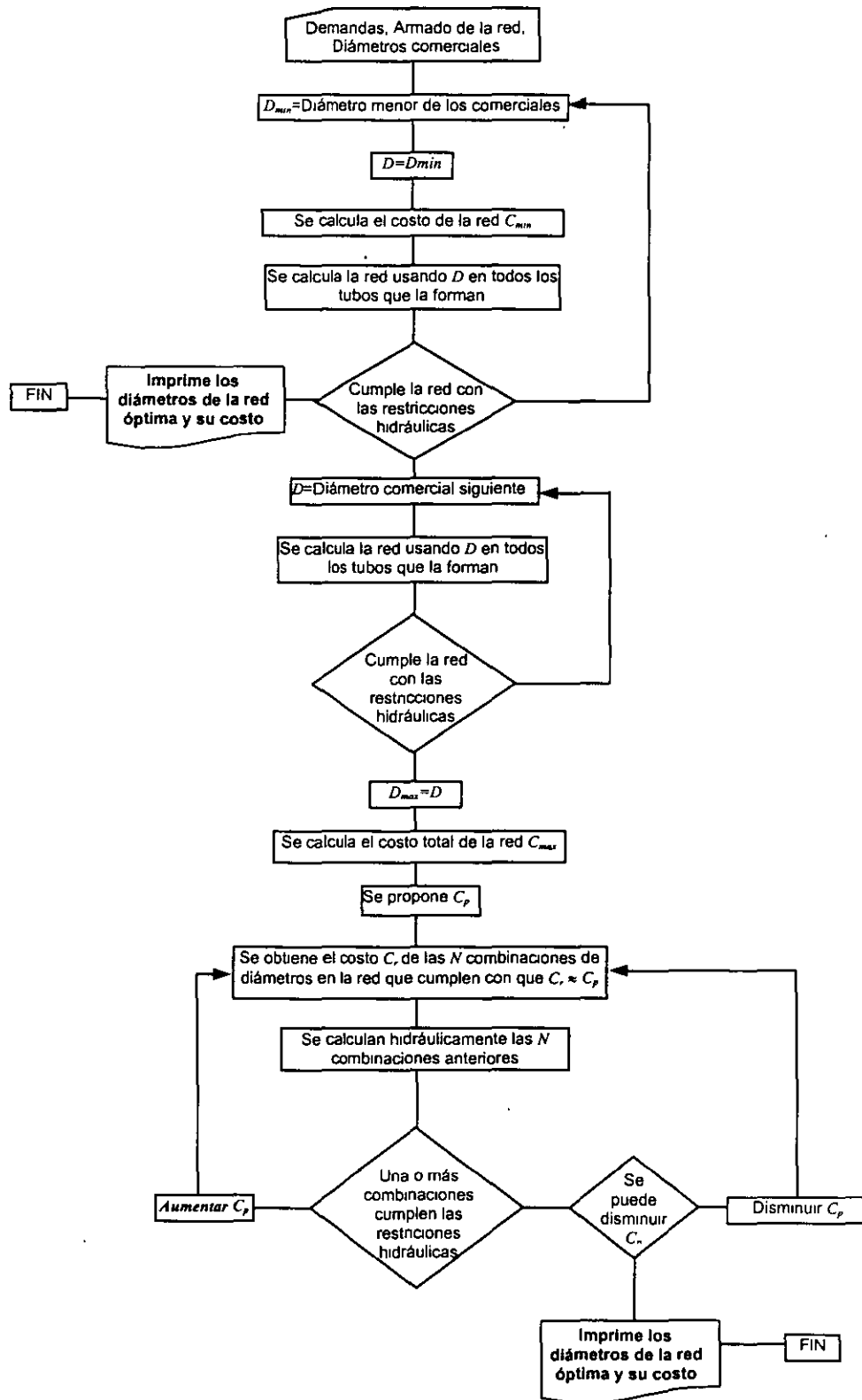


Figura 3.3 Diagrama de flujo del método de diseño de redes

3.6 MÉTODO PARA LA REHABILITACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.

Uno de los principales problemas de las redes de distribución de agua potable en las que se dispone del volumen de agua que demandan sus usuarios, se refiere a las modificaciones que se deben realizar en ella para que el suministro de agua sea igual a la demanda. En parte, estos problemas se deben a que las demandas de agua han cambiado tanto en ubicación como en magnitud respecto a las que se emplearon en el diseño de la red.

Para los estudios de revisión hidráulica de las redes agua potable se obtienen los gastos que fluyen en sus tuberías y las presiones en los extremos (nudos) de estos conductos a partir de la solución de las ecuaciones fundamentales del movimiento de fluidos a presión.

Se considera que la presión en la red debe ser mayor a una mínima ($h_{mín}$) para que se pueda entregar a los usuarios y menor a una máxima ($h_{máx}$) para evitar la rotura de tuberías o excesivos gastos de fuga.

A diferencia de los métodos de diseño de redes de tuberías, para los de rehabilitación, se suele considerar que las tuberías existentes se quedan funcionando y que se agregan tuberías paralelas con la finalidad de incrementar las presiones, ya que con ello aumenta los gastos de salida de la red hacia los demandantes de este líquido.

El proceso de selección de los diámetros de las tuberías de la red no es simple, ya que se tienen numerosas opciones que satisfacen las condiciones de operación hidráulica, por lo que se busca aquella que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación.

El objetivo del método es incrementar el suministro de agua a los usuarios con el mínimo costo de modificaciones a la red. Además, se obtiene para un cierto monto de inversión, la opción de nuevas tuberías en la red que permiten aumentar al máximo el gasto suministrado a los usuarios.

3.6.1 DÉFICIT EN EL SUMINISTRO DE AGUA.

La demanda total de agua en un sistema de abastecimiento está integrada por la suma del consumo de los usuarios más las pérdidas físicas de caudal (fugas) que se presentan en los distintos componentes del mismo. Ella corresponde a la cantidad de agua que debe ingresar a la red para satisfacer los requerimientos de este líquido.

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

del nudo (positiva) dividido entre dicha carga mínima; por ejemplo, si el gasto demandado es de 50 l/s y la presión mínima es de 10.00 m. c. a., pero en el nudo se tiene una carga de 8.00 m. c. a., entonces, se proporciona $(8 \times 50) / 10 = 40$ l/s y por lo tanto, se presenta un déficit en el gasto demandado de 10 l/s.

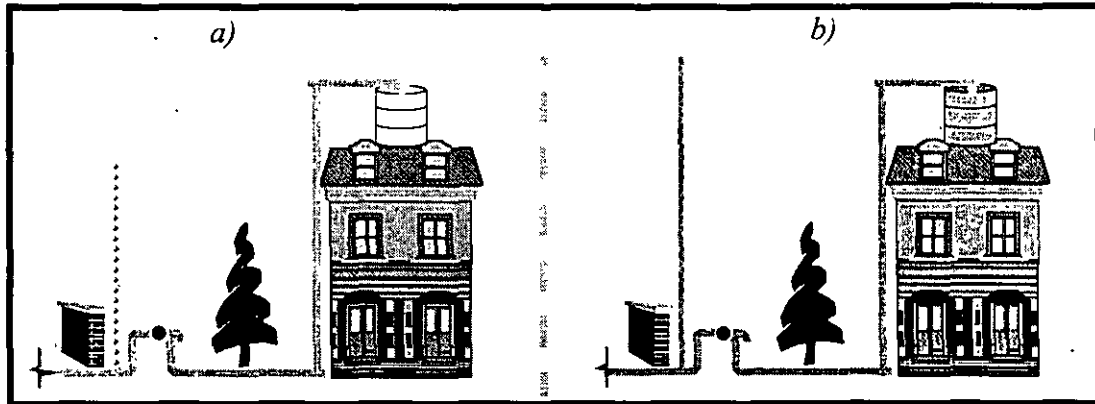


Figura 3.4 Representación esquemática del funcionamiento hidráulico con el método estático modificado. a) $h < h_{min}$. b) $h > h_{min}$

Se obtiene el gasto de déficit en la red por medio de la siguiente ecuación

$$Q_f = \sum_{i=1}^N \left(\frac{h_{min} - h_i}{h_{min}} \right) q_i \quad (3.71)$$

donde h_{min} es la carga de presión mínima considerada para el análisis (m. c. a.), h_i es la carga de presión en el nudo (m. c. a.), q_i es el gasto demandado en el nudo (m^3/s), N es el número de nudos de la red y Q_f es el gasto de déficit en la red (m^3/s).

La ecuación 3.71, también se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_f = \sum_{i=1}^N q_i - \sum_{i=1}^N \left(\frac{h_i}{h_{min}} \right) q_i \quad (3.72)$$

o bien como

$$Q_f = Q_d - \frac{1}{h_{min}} \sum_{i=1}^N h_i q_i \quad (3.73)$$

Siendo Q_d el gasto demandado en toda la red de distribución, que se obtiene así

$$Q_d = \sum_{i=1}^N q_i \quad (3.74)$$

En la ecuación 3.74 se tiene previsto que si la carga de presión calculada (h_c) es mayor que la carga de presión mínima establecida (h_{min}), se asigne a h_c el valor de h_{min} y si la carga de presión es negativa, se considera que h_c es igual a 0.

Para establecer una referencia para la mejora en el suministro del servicio en la red de distribución se establece el "factor de eficiencia en el servicio (FES)". Se calcula de la siguiente manera:

$$FES = \frac{Q_d - Q_f}{Q_d} \quad (3.75)$$

De este modo, si la red suministra 400 l/s y la demanda total en la red es de 500 l/s, el factor de eficiencia es del 80% y cuando el gasto suministrado a la red sea 500 l/s, el factor de eficiencia en el servicio será de 100%.

3.6.2 MEJORAMIENTO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.

Para que se aumente el suministro de agua a los usuarios se propone incrementar la presión en algunos sitios de la red mediante la adición de tuberías paralelas a algunas existentes. Para lo cual se calcula un diámetro ficticio equivalente que represente a las dos tuberías paralelas por medio de la fórmula de Darcy-Weisbach. En ella se considera que la diferencia de carga entre los extremos de las tuberías es la misma y que el factor de fricción no varía. El diámetro equivalente está dado como

$$D_E = (D_1^{2.5} + D_2^{2.5})^{0.4} \quad (3.76)$$

siendo D_1 el diámetro de la tubería existente y D_2 el diámetro de la tubería paralela.

3.6.3 MÉTODO PROPUESTO PARA REHABILITAR LA RED.

Se comienza revisando el funcionamiento de la red original, y se determina su factor de eficiencia. A partir de este factor se establece la conveniencia de modificar la red para aumentar el suministro a los usuarios.

Para fines de explicación del método considérese que la mejor opción se logra con la instalación de tres tuberías paralelas a tres tuberías distintas de la red y que la inversión

se puede programar por etapas. En la primera etapa se cambia la tubería con costo de inversión más cercano al presupuesto disponible, aunque pueda no ser la mejor opción consiste en la instalación de una sola tubería paralela. En la segunda etapa, se instala otra tubería cuyo costo también es del orden del presupuesto establecido, y así hasta llegar a la última etapa donde se instala la tercera tubería que permite completar la opción óptima. De este modo será posible establecer un programa de modificaciones a la red de acuerdo con la cantidad de dinero que se disponga en cada etapa de inversión.

También permite establecer la mejor opción de cambio en de acuerdo al presupuesto disponible.

Diámetros analizados.

Se consideran tuberías con diámetros comerciales y los diámetros existentes en la red en estudio, como se describe a continuación.

Sea D_1 la tubería paralela de cuatro diámetros comerciales menores al diámetro existente, D_2 la tubería paralela de dos diámetros comerciales menores al diámetro existente, D_3 la tubería paralela de diámetro igual al diámetro existente y D_4 es tubería paralela de dos diámetros comerciales mayores al diámetro existente. Por ejemplo, si los diámetros comerciales son: 4, 6, 8, 10, 12, 14 y 16 pulgadas y el diámetro de la tubería existente analizada es de 12 pulgadas, entonces D_1 es de 4 pulgadas, D_2 es de 8 pulgadas, D_3 es de 12 pulgadas y el D_4 es de 10 pulgadas.

El análisis presenta un diagrama arborescente de la figura 3.5

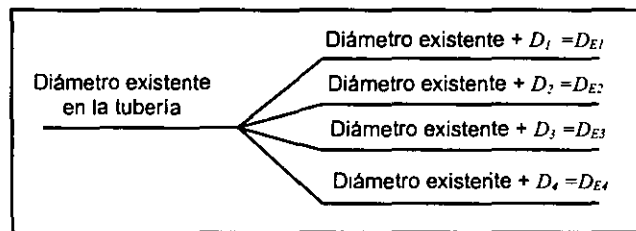


Figura 3.5 Opciones de cambio de una tubería.

Opciones para revisión de las condiciones hidráulicas.

Para analizar las diferentes opciones de manera ordenada, se establece el número de permutaciones en función del número de tuberías que formen la red en estudio. Lo anterior se expresa de la siguiente manera:

$$N = \frac{n!}{r!(n-r)!} \quad (3.77)$$

donde n es el número de tuberías en la red de estudio, r es el número de tuberías propuestas para cambio en la red, y N es el número de opciones para análisis cambiando r tubería(s).

Para esta primera etapa se busca que el FES sea igual al 100%. Se considera que en todas las opciones se tiene el diámetro equivalente mayor; es decir, según el diagrama arborescente anterior, la opción con D_{E4} para que sea más fácil cumplir con las restricciones hidráulicas establecidas.

Diámetro ponderado.

Como una medida del cambio realizado a la red, se propone obtener el “diámetro ponderado” por medio de la siguiente ecuación

$$Dp_k = \frac{\sum_{i=1}^{r_1} L_i D_{Ei} + \sum_{j=n-r_1}^n L_j D_{Ej}}{L_T} \quad (3.78)$$

donde Dp_k es el diámetro ponderado de la red, en la opción k , r_1 es el número de tuberías propuestas para cambio en la red, L_i es la longitud de tubería i propuesta para cambio, D_{Ei} es el diámetro equivalente de la tubería i propuesta para cambio, n es el número de tuberías totales en la red, L_j es la longitud de la tubería j sin cambio, D_{Ej} es el diámetro equivalente de la tubería j sin cambio y L_T es la longitud total de las tuberías de la red.

Procedimiento de cálculo.

En las figuras 3.6 y 3.7 se presenta por medio de diagramas de bloques los pasos en el método para rehabilitación de redes de distribución de agua potable.

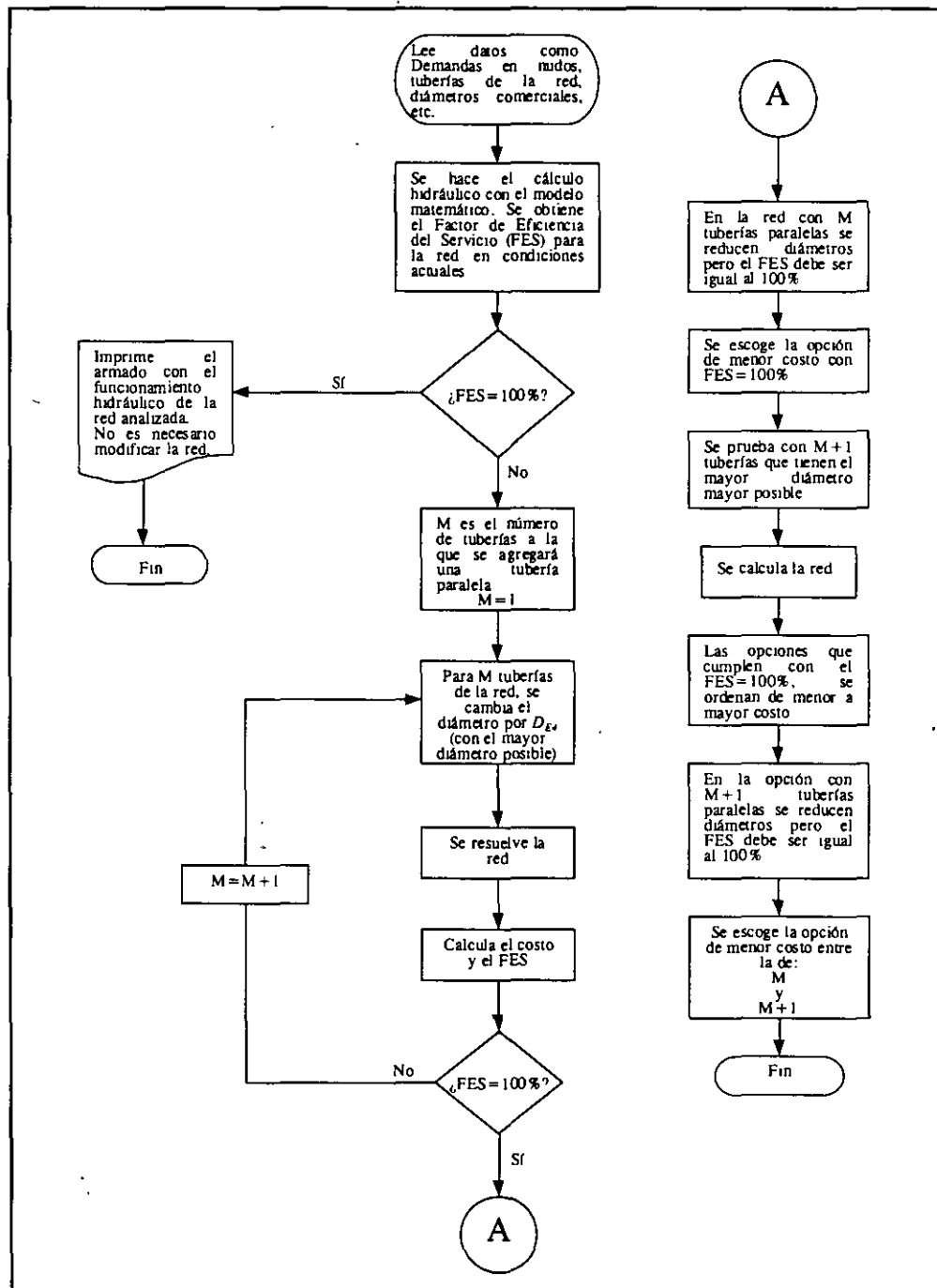


Figura 3.6 Diagrama de bloques para obtener la opción que llegue al valor del FES = 100%.

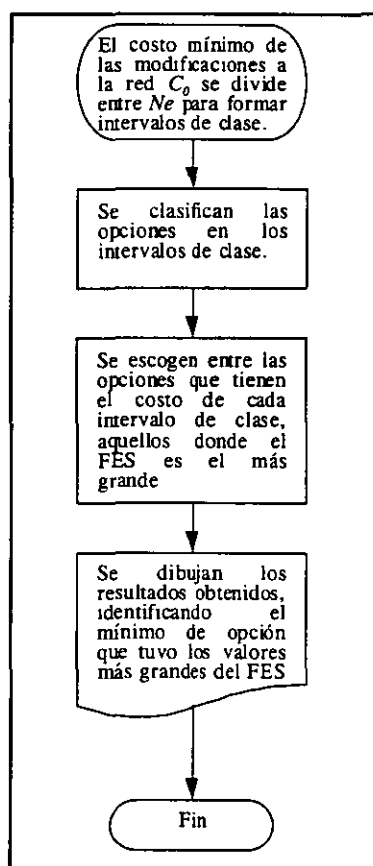
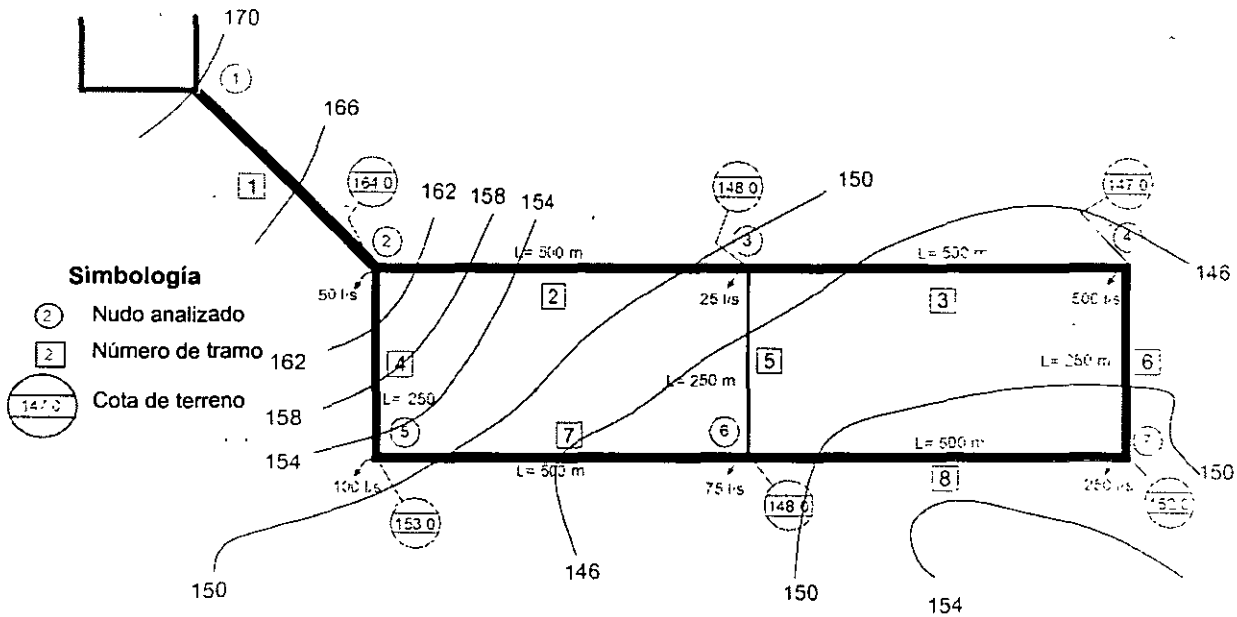


Figura 3.7 Diagrama de bloques para obtener la mejor inversión en opciones intermedias.

3.6.4 EJEMPLO DE APLICACIÓN.

El método de solución se aplica en la siguiente red de distribución:



En la tabla 3.3 se presentan los datos de la red. Los costos por metro de tubería están dados en la tabla 3.4.

Tabla 3.3 Datos de la red analizada.

NUDO	COTA TERRENO	GASTO DE DEMANDA *	TUBO NO.	TRAMO		DIÁMETRO (plg)	LONG (m)
	(msnm)			Inicio	Final		
1	170	Tanque	1	1	2	24	500
2	164	50	2	2	3	16	500
3	148	25	3	3	4	16	500
4	147	500	4	2	5	16	250
5	153	100	5	3	6	12	250
6	148	75	6	4	7	12	250
7	152	250	7	5	6	14	500
			8	6	7	14	500

* Gasto medio de demanda.

Tabla 3.4 Costos de tubería de asbesto - cemento, clase A-5

DIÁMETRO		COSTO \$/M
MILÍMETROS	PULGADAS	
50	2	10.834
100	4	26.677
150	6	45.191
200	8	65.686
250	10	87.792
300	12	111.273
350	14	135.962
400	16	161.737
450	18	188.498
500	20	216.168
600	24	273.985
700	28	330.000

Tabla 3.5 Red actual funcionando para gasto máximo diario ($H_{\min}=12$ mca)

TUBO	LONGITUD	GASTO (L/S)	PÉRDIDA DE CARGA (M.C.A.)	NUDO	GASTO DEMANDADO Q_i (L/S)	CARGA DISPONIBLE		GASTO DÉFICIT Q_{di} (L/S)
						Funcionamiento hidráulico (m)	Del FES (m)	
8	500	229.56	7.66	2	37.50	6.50	6.50	17.19
2	500	397.27	11.76	3	18.80	10.7	10.7	2.04
3	500	332.94	8.26	4	375.00	3.50	3.50	265.63
4	250	315.23	3.70	5	75.00	13.8	12.0	0.00
5	250	45.58	0.33	6	56.20	10.4	10.4	7.49
6	250	42.06	0.28	7	187.50	-1.30	0.0	187.50
7	500	240.23	8.39					
1	500	750.00	5.52					
				Total	750.00		Total	479.85 (36%)

Como el FES es igual a 36% es necesario agregar una o más tuberías paralelas, según sea necesario. Se inicia agregando una tubería paralela, los resultados se presentan en la tabla 3.6.

**Tabla 3.6 Resultados de agregar una tubería paralela
(con el mayor diámetro en cada caso)**

TUBERÍA	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	FES OBTENIDO	COSTO DE INVERSIÓN. (miles \$)
1	28"	34.46"	74%	165.000
2	20"	23.97"	91%	108.084
3	20"	23.97"	82%	108.084
4	20"	23.97"	48%	54.042
5	12"	18.75"	41%	40.434
6	12"	18.75"	41%	40.434
7	14"	21.36"	70%	94.249
8	14"	21.36"	68%	94.249

De los resultados obtenidos se observa que la mayor eficiencia en el sistema de distribución se presenta adicionando una tubería paralela de 20" a la tubería 2.

Es necesario incluir una tubería más para buscar llegar al valor del FES igual al 100%. En la tabla 3.7 se presentan algunos de los resultados a los cálculos realizados cuando se tienen dos tuberías.

Tabla 3.7 Resultados de agregar dos tuberías paralelas

TUBERÍA	DIÁMETRO DE TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	TUBERÍA	DIÁMETRO DE TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	FES OBTENIDO	COSTO DE INVERSIÓN (MILES \$)
1	28"	34.46"	2	20"	23.97"	100%	273.080
1	28"	34.46"	3	20"	23.97"	97%	273.084
1	28"	34.46"	4	20"	23.97"	84%	219.040
2	20"	23.97"	7	18"	21.36"	94%	202.330
2	20"	23.97"	8	18"	21.36"	98%	202.330
3	20"	23.97"	4	20"	23.97"	87%	162.130
3	20"	23.97"	5	16"	18.75"	82%	148.520
4	20"	23.97"	5	16"	18.75"	48%	94.480

Como con la opción de agregar tuberías paralelas a las 1 y 2 lleva al valor de FES= 100%, ahora se disminuye el diámetro de las tuberías paralelas sin dejar de cumplir con el FES= 100%.

En la tabla 3.8 se presenta la opción con el mínimo costo y que satisface las condiciones hidráulicas

Tabla 3.8 Solución óptima

TUBERÍA	DIÁMETRO DE TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	TUBERÍA	DIÁMETRO DE TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	FES OBTENIDO	COSTO DE INVERSIÓN (MILES \$)
1	24"	31.67"	2	20"	23.97"	100%	245.077

En la tabla 3.9 se presentan los resultados a los cálculos realizados agregando tres tuberías paralelas.

Tabla 3.9 Resultados de agregar tres tuberías paralelas

TUBERÍA	DIÁMETRO TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	TUBERÍA	DIÁMETRO TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	TUBERÍA	DIÁMETRO TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	FES OBTENIDO	COSTO DE INVERSIÓN (MILES \$)
1	28"	34.46"	2	20"	23.97"	3	20"	23.97"	100%	381.17
1	28"	34.46"	2	20"	23.97"	4	20"	23.97"	100%	327.13
1	28"	34.46"	2	20"	23.97"	5	16"	18.75"	100%	313.52
1	24"	31.67"	2	20"	23.97"	3	20"	23.97"	100%	353.16
1	24"	31.67"	2	20"	23.97"	4	20"	23.97"	100%	299.12
1	24"	31.67"	2	12"	18.75"	3	12"	18.75"	100%	248.27

Las opciones analizadas agregando tres tuberías paralelas cumplen con las restricciones hidráulicas, pero el costo de la inversión es mayor que el obtenido para dos tuberías.

En la tabla 3.10 se presentan todas las opciones analizadas y agrupadas en intervalos de \$25,000.00. De cada grupo de opciones, en primer lugar aparece la que proporciona el mayor valor del Factor de Eficiencia del Servicio (FES), que es la opción sugerida como solución parcial al problema de la rehabilitación.

Tabla 3.10 Opciones analizadas

Opción	Costo Inversión	FES
Tubo5+16"	40.43	41%
Tubo6+16"	40.43	41%
Tubo4+20"	54.04	48%
Tubo5+16" y Tubo6+16"	80.87	41%
Tubo7+18"	94.25	70%
Tubo8+18"	94.25	68%
Tubo4+20" y Tubo6+16"	94.48	48%
Tubo4+20" y Tubo5+16"	94.48	48%
Tubo2+20"	108.08	91%
Tubo3+20"	108.08	82%
Tubo2+20" y Tubo5+16"	148.52	93%
Tubo2+20" y Tubo6+16"	148.52	91%
Tubo4+20" y Tubo7+18"	148.29	89%
Tubo3+20" y Tubo6+16"	148.52	83%
Tubo3+20" y Tubo5+16"	148.52	82%
Tubo4+20" y Tubo8+18"	148.29	80%
Tubo6+16" y Tubo8+18"	134.68	72%
Tubo5+16" y Tubo8+18"	134.68	71%
Tubo1+24"	136.99	70%
Tubo5+16" y Tubo7+18"	134.68	70%
Tubo6+16" y Tubo7+18"	134.68	70%

Opción	Costo Inversión	FES
Tubo2+20" y Tubo4+20"	162.13	92%
Tubo3+20" y Tubo4+20"	162.13	87%
Tubo1+28"	165.00	74%
Tubo7+18" y Tubo8+18"	188.50	96%
Tubo2+20" y Tubo8+18"	202.33	98%
Tubo2+20" y Tubo3+20"	216.17	98%
Tubo3+20" y Tubo7+18"	202.33	94%
Tubo2+20" y Tubo7+18"	202.33	94%
Tubo3+20" y Tubo8+18"	202.33	87%
Tubo1+28" y Tubo4+20"	219.04	84%
Tubo1+28" y Tubo5+16"	205.43	74%
Tubo1+28" y Tubo6+16"	205.43	74%
Tubo1+24" y Tubo2+20"	245.08	100%
Tubo1+24", Tubo2+12" y Tubo3+12"	248.27	100%

Opción	Costo Inversión	FES
Tubo1+28" y Tubo2+20"	273.08	100%
Tubo1+28" y Tubo3+20"	273.08	97%
Tubo1+28" y Tubo8+18"	259.25	97%
Tubo1+28" y Tubo7+18"	259.25	94%
Tubo1+24", Tubo2+20" y Tubo4+20"	299.12	100%
Tubo1+28", Tubo5+20" y Tubo2+20"	313.52	100%
Tubo1+28", Tubo4+20" y Tubo2+20"	327.13	100%
Tubo1+24", Tubo2+20" y Tubo3+20"	353.16	100%
Tubo1+28", Tubo2+20" y Tubo3+20"	381.17	100%
Red actual	0.00	36%

Por último, se presenta en la figura 3.8 a las mejores opciones de inversión y la opción óptima. Se aprecia de esta figura que cuando solamente se tiene un presupuesto del orden de \$210,000.00 la mejor opción es colocar una tubería paralela de 20" a la tubería 2 ya que la mayor eficiencia del servicio posible para esta cantidad de dinero es igual a 91%.

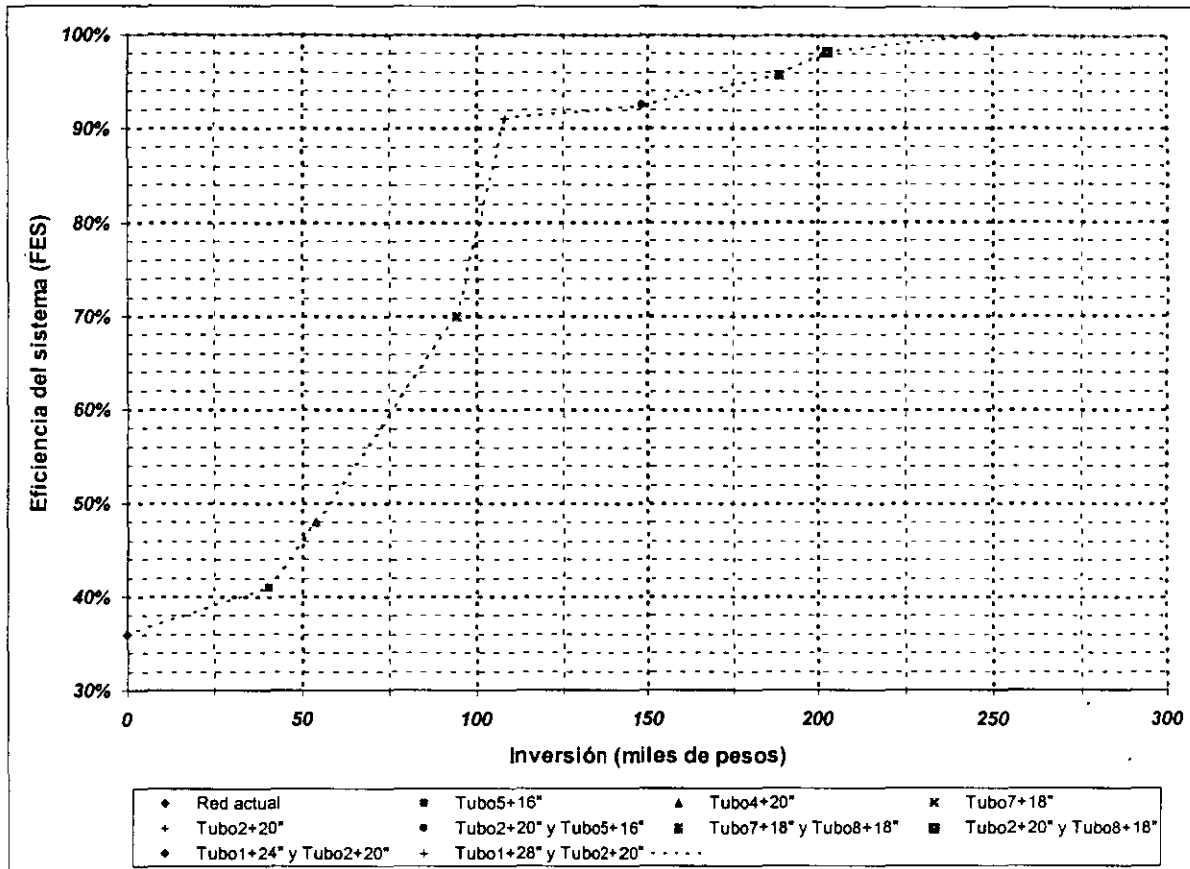


Figura 3.8 Gráfica para la toma de decisiones y el programa de inversión.

Conclusiones del ejemplo.

En la rehabilitación de redes de distribución de agua potable se desea aumentar la eficiencia en el servicio con el mínimo costo de adquisición e inversión mediante la inclusión de nuevas tuberías. El método propuesto en este artículo pretende optimar la inversión en la rehabilitación de una red de distribución.

El principal resultado del método propuesto consiste en obtener la opción para la cual la red se cumple con las restricciones hidráulicas establecidas con el mínimo costo. Además a partir de la inversión total necesaria para lograr el 100% de la eficiencia del servicio, es posible ordenar en el tiempo los cambios necesarios en la red para disponer en cada etapa con el mayor suministro de agua para establecer un programa de inversiones.

4 OPERACIÓN DE REDES

Para que se disponga del agua potable en cantidad suficiente, con calidad y presión adecuadas en cualquier momento, se debe disponer de un volumen de agua mayor al solicitado por los demandantes de este servicio y, contar con una red primaria de tuberías eficiente.

El volumen de agua debe ser más grande al requerido para considerar la parte que se pierde por fugas en la red. Por otro lado, para que la red primaria de tuberías sea eficiente se necesita que esté conectada a tanques de regulación capaces de almacenar el volumen de agua que se proporciona durante el tiempo en que la demanda excede al gasto medio de ingreso a estos depósitos y, deben ser correctos tanto el diseño, las políticas de operación, el estado de conservación como el mantenimiento de los componentes de esta red.

Lo anterior será posible con acciones de operación adecuadas. Ello se determina a partir de la simulación de su funcionamiento hidráulico.

4.1 SISTEMA PRIMARIO DE REGULACIÓN (RED DE TANQUES)

Para realizar una adecuada distribución del agua potable, tanto de fuentes internas como externas a la zona de análisis, se requiere conocer el funcionamiento hidráulico de los principales tanques regularizadores, por lo que es necesario contar con un sistema de tuberías que conecten los tanques con las fuentes de abastecimiento sin que se permita el suministro directo a la red primaria. Al delimitar la zona de influencia que debe satisfacer cada tanque, se permite contar con una mejor distribución del agua potable y la manera más conveniente de conducir el agua en bloque a los tanques.

4.1.1 Difusión de una sustancia en redes de tuberías

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

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

a) Difusión

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

Para ejemplificar los dos modelos, se utilizan dos bulbos conectados mediante un tubo delgado (capilar) como se muestra en la figura 4.1.a. Los bulbos se encuentran a temperatura y presión constante además de que tienen el mismo volumen. Así mismo, un bulbo contiene dióxido de carbono (CO_2) y el otro está lleno con nitrógeno (N_2).

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

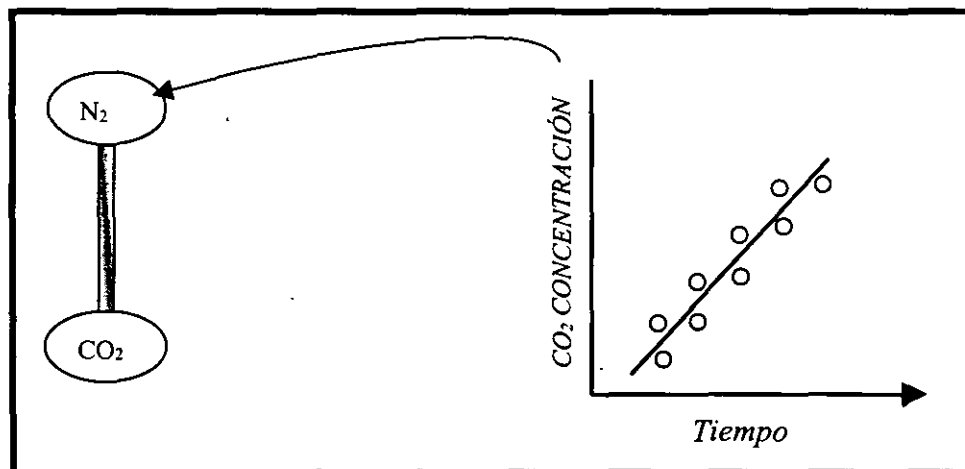


Figura 4.1 Un experimento simple de difusión. Dos bulbos que inicialmente contienen diferentes gases son conectados con un tubo capilar largo. Los cambios de la concentración en cada bulbo son consecuencia de la difusión y pueden ser analizados por dos métodos diferentes.

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

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

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

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

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

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

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

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

La elección entre los dos modelos planteados representa una decisión entre el tiempo y los recursos experimentales con los que se cuenta. Obviamente, se quieren expresar los resultados de la manera más general y fundamental posibles. Esto sugiere que se desarrolle con coeficientes de difusión. Sin embargo, en muchos casos las medidas experimentales dictarán una mayor aproximación y enfoque del fenómeno natural. Tales simplificaciones frecuentemente implican coeficientes de transferencia de masa.

b) Balance de masa en la confluencia de varias tuberías

Las tuberías que confluyen en un nudo se clasifican en dos grupos, el primero está formado por las tuberías con un gasto que llega al nudo y el segundo, con las tuberías que tienen un gasto de salida desde dicho nudo, como se ilustra en la figura 4.1.b

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

$$m_i = \sum_{i=1}^N C_i^k Q_i \Delta t \quad (4.1)$$

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

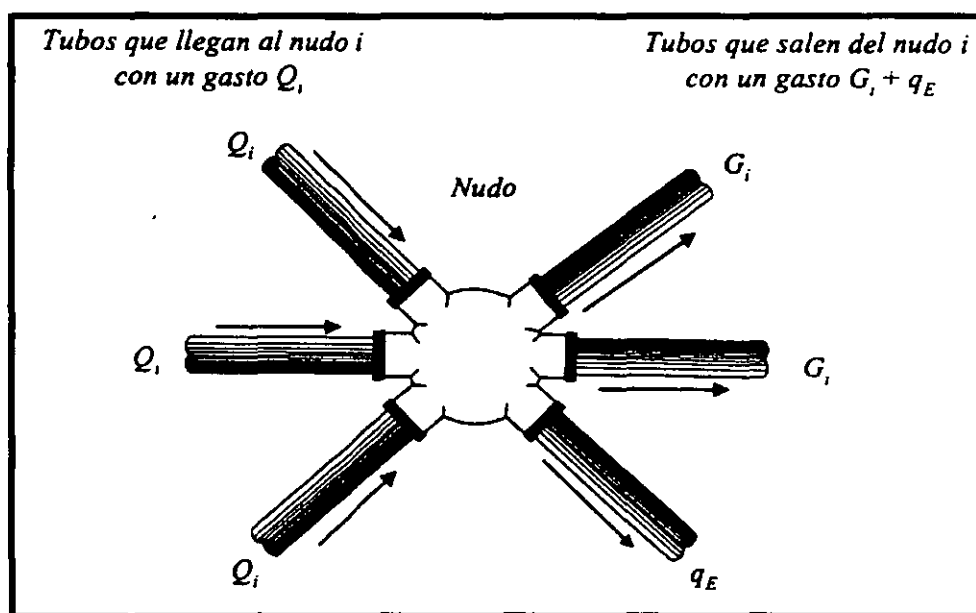


Figura 4.2 Esquema de las tuberías que confluyen en un nudo.

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

$$m_o = C_E \left(\sum_{i=1}^M G_i + q_E \right) \quad (4.2)$$

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

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

$$m_I = m_O \quad (4.3)$$

así al igualar las ecuaciones 4.1 y 4.2, se puede despejar a la concentración de la mezcla, de manera que

$$C_E^{k+1} = \frac{\sum_{i=1}^N C_i^k Q_i \Delta t}{\sum_{i=1}^M G_i + q_E} \quad (4.4)$$

En la figura 4.3 se presenta de manera gráfica la ecuación anterior.

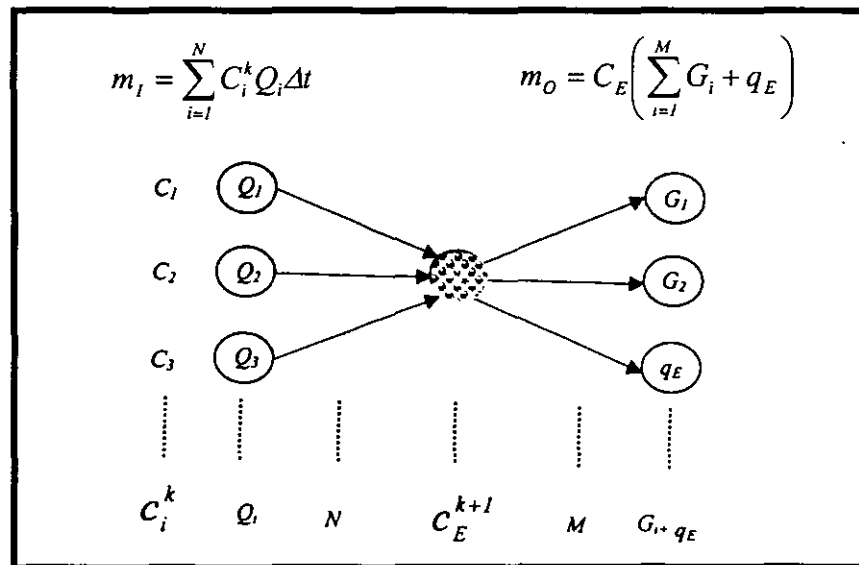


Figura 4.3 Esquema de la nomenclatura utilizada en un nudo para los cálculos.

c) Procedimiento de cálculo

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

También del funcionamiento mencionado se obtienen los gastos de entrada Q_i y los de salida G_i incluidos en la ecuación 4.4 que fluyen en las tuberías de la red en un instante determinado. Con la ecuación 4.4 se calcula la concentración en los extremos de las tuberías y la concentración en el extremo donde entra este gasto, se obtiene la concentración en el extremo final de la tubería para el tiempo $t + \Delta t$. Con ello, al aplicar nuevamente la ecuación 4.1.d se encuentran las concentraciones de la sustancia en los nudos para el tiempo $t + \Delta t$.

Cuando se coloca una sustancia particular o un trazador en un tanque de almacenamiento se le asigna la concentración conocida, con la ecuación 4.1.d es posible obtener la concentración que existe en los distintos nudos de la red para los gastos que fluyen en la red en determinados tiempos de interés.

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

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

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

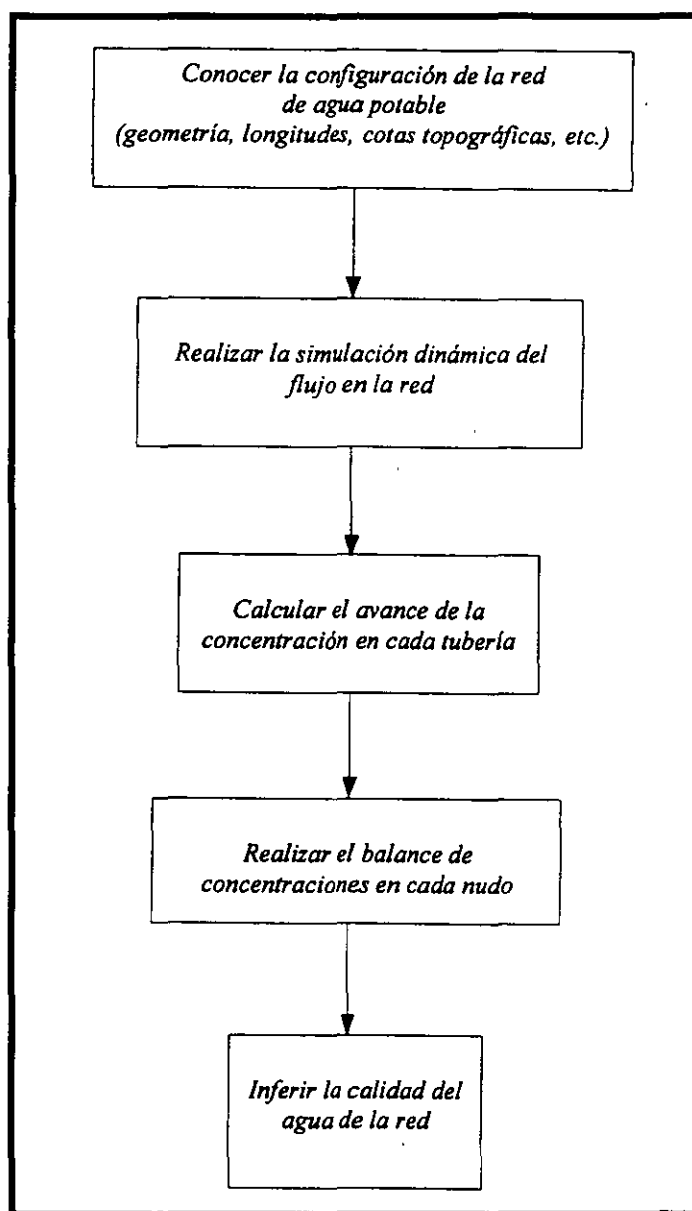


Figura 4.3 Diagrama de bloques para calcular la concentración de una sustancia en una red de tuberías.

4.2 TRANSITORIOS HIDRÁULICOS

Este tema se refiere a los transitorios hidráulicos lentos (de uno ó más minutos), es decir, no se estudian fenómenos rápidos como el golpe de ariete.

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

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

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

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

4.3 ACCESORIOS EN LA RED

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

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

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

Las válvulas son dispositivos mecánicos que sirven para detener, iniciar o controlar el flujo en conductos a presión. Pueden ser operadas manualmente y con dispositivos automáticos o semiautomáticos. Así, existen interruptores eléctricos, hidráulicos o neumáticos, en plantas de tratamiento o en instalaciones donde se requieren maniobras de apertura o cierre de válvulas. En redes de distribución de agua potable por lo general se operan manualmente mediante palancas, volantes y engranes, debido a que los cierres y aperturas son esporádicas.

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

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

1. Aislamiento o seccionamiento
2. Control

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

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

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

a) Válvulas

En redes de distribución de agua potable, las válvulas de compuerta (figura 4.4) son las más empleadas para aislar tramos de tuberías, ya sea para su revisión o reparación, debido a su bajo costo, amplia disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están completamente abiertas.

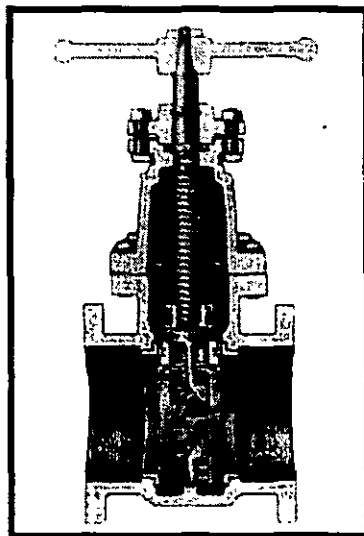


Figura 4.4 Válvula de compuerta.

Este tipo de válvulas funciona con una placa que se mueve verticalmente a través del cuerpo de la válvula en forma perpendicular al flujo. El tipo de válvula de compuerta más empleado es la de vástago saliente. Tiene la ventaja de que el operador puede saber con

facilidad si la válvula está abierta o cerrada. Es importante señalar que la válvula de compuerta está destinada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o apertura total y no se recomienda para ser usada como reguladora de gasto debido a que provoca altas pérdidas de carga y porque puede cavitarse.

Otro tipo de accesorio bastante utilizado son las válvulas de mariposa (figura 4.5), se operan por medio de una flecha que acciona un disco y lo hace girar centrado en el cuerpo de la válvula. Se identifican por su cuerpo sumamente corto. El diseño hidrodinámico de ésta válvula hace posible emplearla como reguladora del flujo en condiciones de gasto específicas de presiones y caudales pequeños, así como para estrangular la descarga de una bomba en ciertos casos. La válvula de mariposa puede sustituir a la de compuerta cuando se tienen diámetros grandes y presiones bajas en la línea. Tienen la ventaja de ser más ligeras, de menor tamaño y económicas.

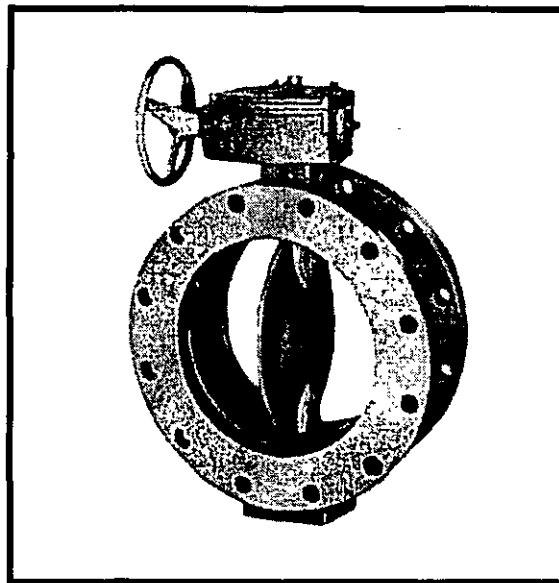


Figura 4.6 Válvula de mariposa.

Representación de las válvulas en las redes de distribución

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

La mayoría de las válvulas de las redes de distribución tienen apertura constante y sólo en casos específicos se modifica la operación. El grado de apertura se considera mediante el

valor asignado al factor de fricción de la tubería donde se encuentra la válvula. Dicho valor de fricción, regula el paso del agua, teniendo el mismo efecto que el de la válvula.

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

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

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

En la figura 4.7 se muestra el porcentaje de apertura con el desplazamiento de la compuerta al abrir o cerrar la válvula.

En la figura 4.8 se observa que el área sombreada B' del círculo B , el cual corresponde a la compuerta, se obtiene con la expresión:

$$A_b = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \text{sen } \theta) \quad (4.5)$$

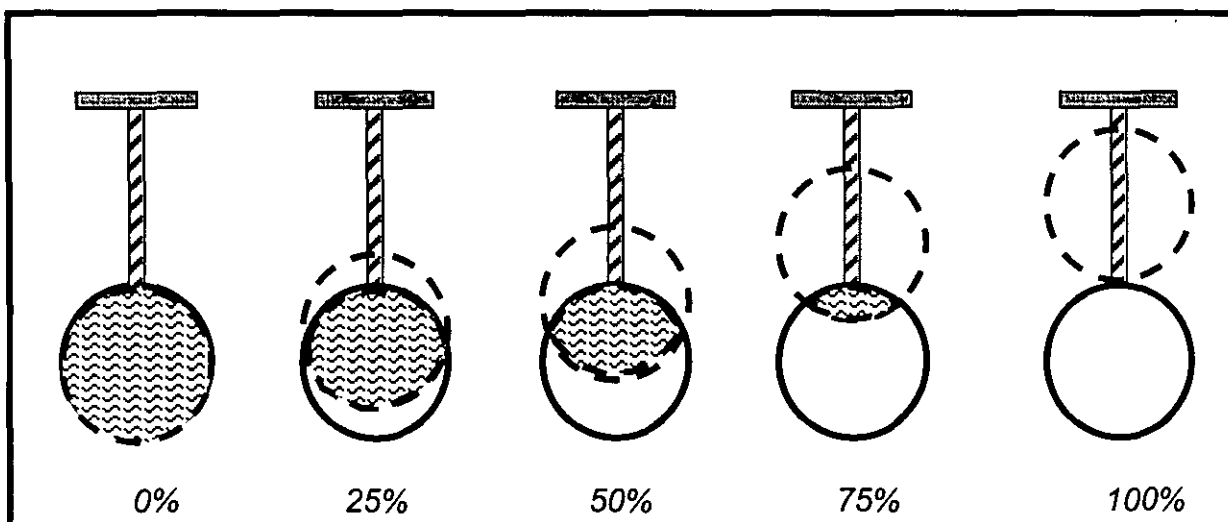


Figura 4.7 Relación de apertura en la operación de la válvula

En la figura 4.8 se observa el esquema simplificado para el cálculo de las áreas con el desplazamiento de la compuerta.

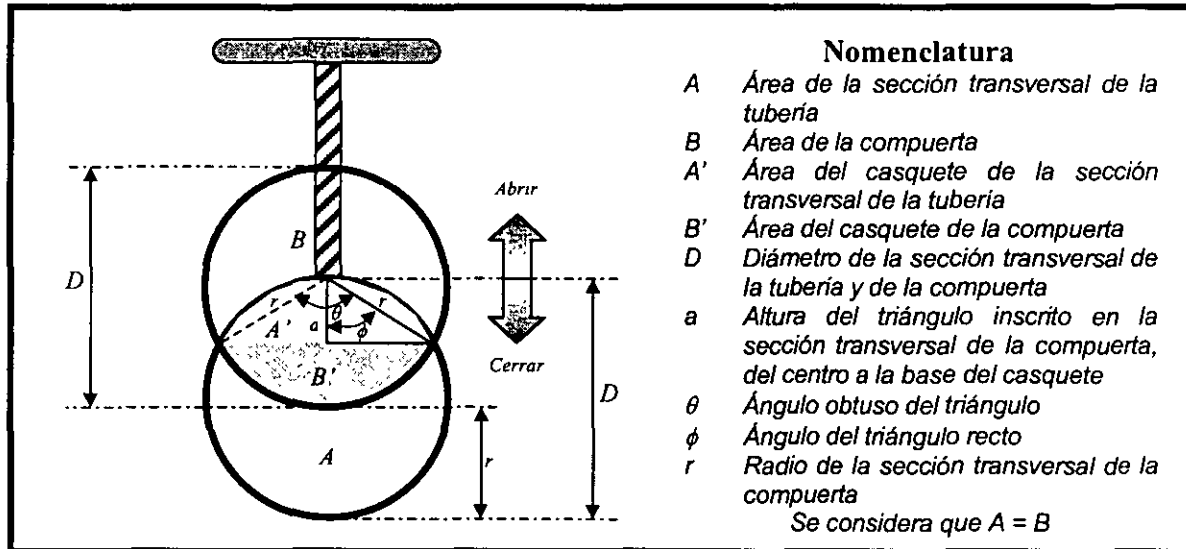


Figura 4.8 Relación de áreas en la operación de la válvula.

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

En la figura 4.9 se muestra como el triángulo es dividido a su vez en dos triángulos rectángulos, de donde a se obtiene de:

$$a = r - r' = pr \tag{4.6}$$

donde p se considera como:

$$p = \frac{\text{Número de vueltas abierta}}{\text{Número de vueltas totales (cerrada)}} \tag{4.7}$$

Utilizando el teorema de Pitágoras en el triángulo de la figura 4.3.e, se obtiene la base b:

$$b = \sqrt{r^2 - a^2} = \sqrt{r^2 - (pr)^2} \tag{4.8}$$

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

$$\tan\phi = \frac{b}{a} \quad (4.9)$$

despejando ϕ y sustituyendo 4.6 y 4.8 en 4.9

$$\phi = \text{ang tan} \frac{\sqrt{r^2 - (pr)}}{pr} \quad (4.3.f)$$

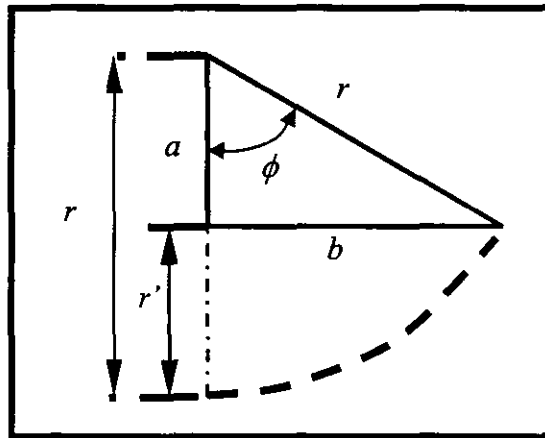


Figura 4.9 Cálculo de áreas

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

$$\theta = 2\phi = 2 \text{ ang tan} \frac{\sqrt{r^2 - (pr)}}{pr} \quad (4.11)$$

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

$$A = \frac{\pi D^2}{4} - 2 \left[\frac{1}{2} r^2 (\theta - \text{sen}\theta) \right] \quad (4.12)$$

simplificando términos:

$$A_{TA} = \pi r^2 - r^2 (\theta - \text{sen}\theta) \quad (4.13)$$

y sustituyendo la expresión 4.11.g en la 4.13, queda finalmente:

$$A_{TA} = \pi r^2 - r^2 \left[2 \operatorname{ang} \tan \frac{\sqrt{r^2 - (pr)^2}}{pr} - \operatorname{sen} \left(2 \operatorname{ang} \tan \frac{\sqrt{r^2 - (pr)^2}}{pr} \right) \right] \quad (4.14)$$

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

$$P = \frac{A_{TA}}{A_{ST}} \quad (4.15)$$

Con la tabla 4.1 es posible obtener el valor del coeficiente que se utiliza para valuar la pérdida de carga por un accesorio como una válvula.

Tabla 4.1 Porcentaje de apertura de válvulas

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

Para considerar la pérdida de carga en la modelación matemática, se obtiene un coeficiente de fricción (f') de tal manera que al realizar el cálculo de la pérdida de energía hidráulica en

la tubería donde se localiza la válvula, resulta de considerar la pérdida debida a la válvula más las debidas al esfuerzo cortante a lo largo de la tubería.

La pérdida de carga se expresa en función de la carga de velocidad ($V^2/2g$), es decir:

$$h_t = \sum K \frac{V^2}{2g} \quad (4.16)$$

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

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

$$h_r = \sum K \frac{V^2}{2g} + f \frac{L V^2}{2g D} \quad (4.17)$$

donde $f \frac{L V^2}{2g D}$ considera las pérdidas de energía hidráulica provocadas por el esfuerzo cortante.

Agrupando términos de la expresión anterior, se tiene:

$$h_r = \frac{V^2}{2g} \left(\sum K + f \frac{L}{D} \right) \quad (4.18)$$

donde:

h_r	es la pérdida total de energía en una tubería
$L(m)$	es la longitud de la tubería de análisis
$\frac{V^2}{2g}$	es la velocidad promedio en la sección de la tubería
$\sum K$	es la suma de todos los factores de las pérdidas locales.

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

$$K \frac{V^2}{2g} = f' \frac{L V^2}{2g D} \quad (4.19)$$

despejando al factor de fricción, se tiene:

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

$$f' = K \frac{D}{L} \quad (4.20)$$

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

$$h_f = \frac{L V^2}{2g D} (f' + f) \quad (4.21)$$

b) Válvulas controladoras de presión

Existe en el mercado una gran variedad de válvulas controladoras de presión; a saber: reductoras de presión, sostenedoras de presión o aliviadoras de presión (según su colocación), anticipadoras de onda, y para el control de bombas. Algunas de dichas funciones pueden combinarse entre sí y además puede añadirseles la función de válvula de retención (unidireccional).

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

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

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

En la figura 4.10 se muestra en un corte de manera detallada los componentes de una válvula reductora de presión tipo.

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

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

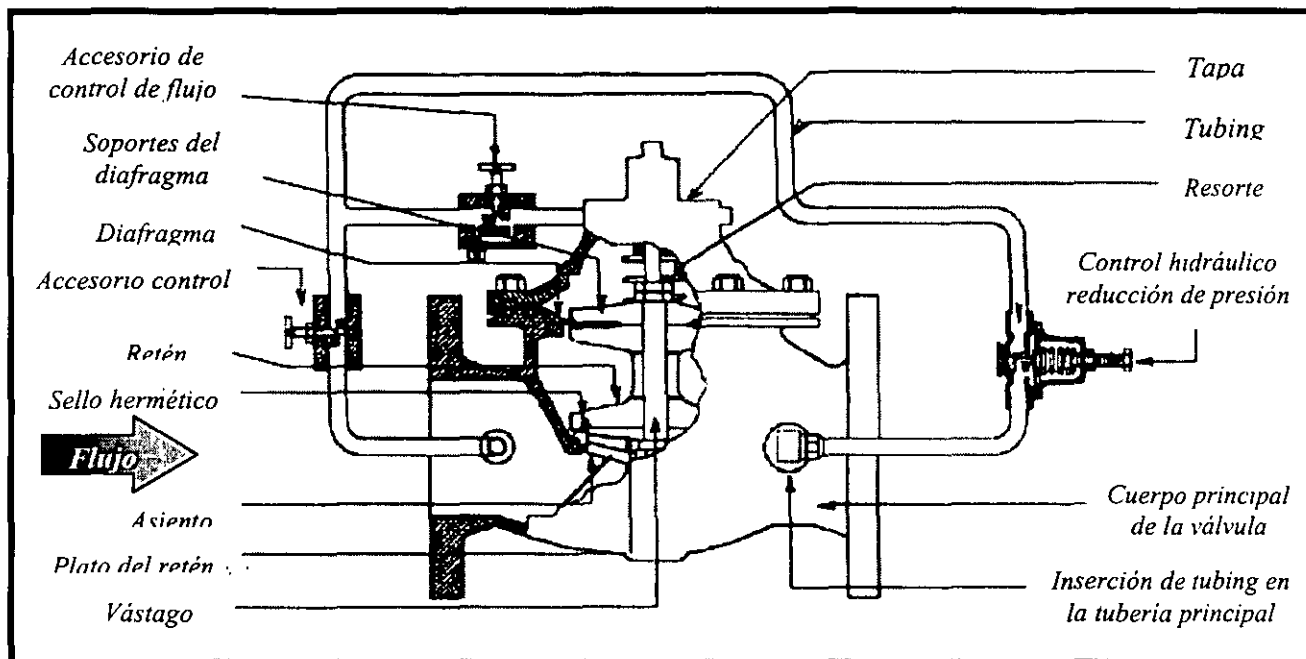


Figura 4.10 Ejemplo de una válvula reductora de presión

En su funcionamiento automáticamente reducen las presiones altas agua arriba de la válvula a presiones menores constantes aguas abajo. Es conveniente mencionar la carga de presión aguas abajo, es ajustable de acuerdo a las necesidades del sistema. En la figura ; 4.11 se muestra de manera esquemática su funcionamiento.

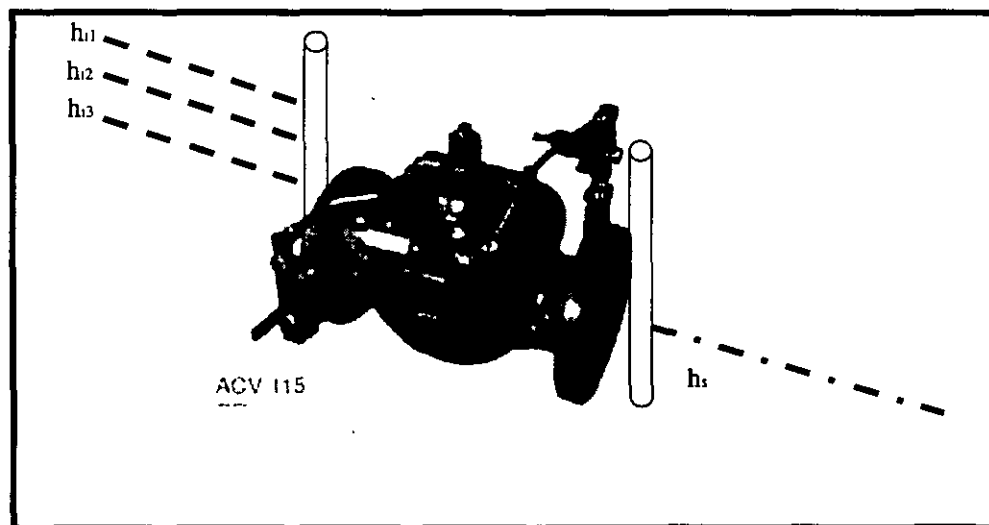


Figura 4.11 Esquema del funcionamiento de la válvula reductora de presión

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

En el modelo matemático se representan las válvulas reductoras de presión con la ecuación 4.3.q. La energía hidráulica disponible aguas abajo de dicho punto es dato que puede variar según las necesidades de la red de tuberías y se proporciona como tal al modelo matemático.

c) Cajas rompedoras de presión

La caja rompedora de presión (figura 4.12) realiza la misma función de la válvula reductora de presión, es decir, disminuye la energía hidráulica disponible aguas abajo del sitio donde se localiza. Dicho accesorio consiste en un depósito pequeño al cual descarga la tubería mediante una válvula de flotador o de altitud. Lo anterior permite establecer un nuevo nivel estático aguas abajo reduciendo la presión original a la atmosférica del sitio donde se localiza.

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

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

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

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

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

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

Este accesorio es un caso especial de la ecuación 4.21 ya que la energía hidráulica disponible está restringida por las características constructivas de la propia caja.

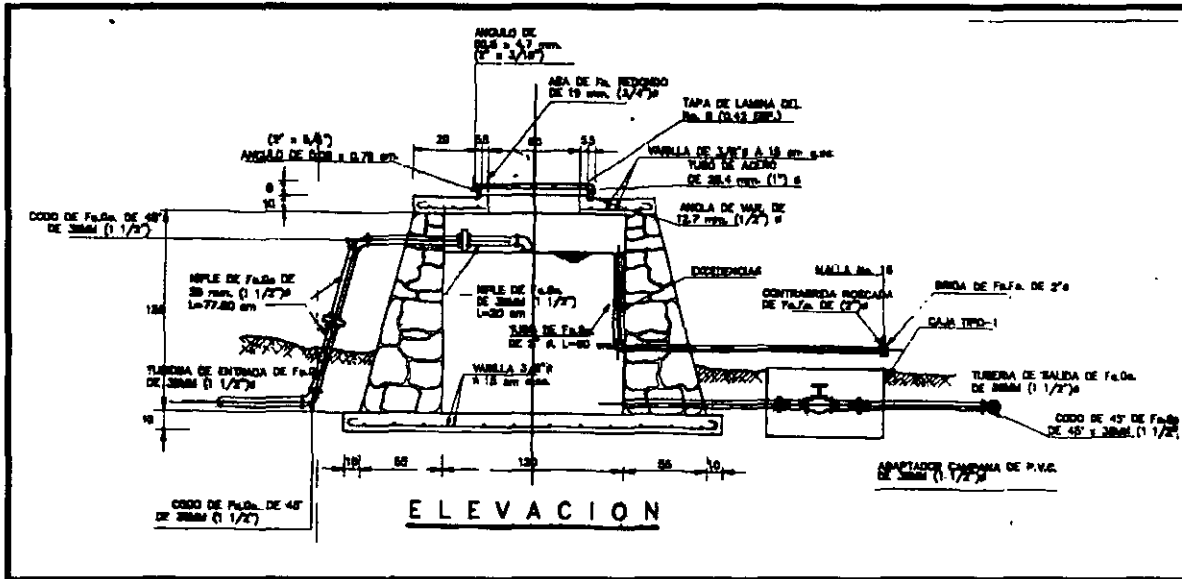


Figura 4.12 Ejemplo de una caja rompedora de presión

5. DETECCIÓN DE FUGAS

5.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tabla 5.1 Frecuencia de fugas en líneas principales y secundarias
Fuente: Enriquez, Vazquez y Ochoa; 1994.

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

En algunas ciudades de diferentes países, las pérdidas en los sistemas de abastecimiento llegan a ser del orden del 50%, sin embargo, no en todos los sitios le dan la debida importancia al problema ya que en la actualidad no carecen de la insuficiencia de agua, por lo que hay un desinterés en reducir estos índices; a escala nacional estos porcentajes en promedio suelen ser altos, por ejemplo en Malasia ha llegado a ser del 40% y en Brasil y Suecia del 25% (Arreguín y Ochoa, 1997); en México las fugas son del orden del 39%, ver tabla 5.2.

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

Tabla 5.2 Porcentajes de fugas, en algunas ciudades de México
Fuente: Arreguín, Ochoa y Fernandez; 1997.

Ciudad	Gasto suministrado		Tomas con fuga		Pérdidas en tomas		Pérdidas en la red		Pérdidas en las tomas y en la red		Pérdidas por mala medición		Pérdidas totales	
	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%
Campeche, Camp.	525	18	156	29.7	114	21.7	270	51.4	0.0	0.0	270	51.4		
Cancún, Q. Roo.	940	38	114	12.2	147	15.6	261	27.8	2.4	8.3	264	28.1		
Cd del Carmen, Camp.	268	13	67	30.3	23	10.3	89	40.5	8.0	1.0	89	40.5		
Cd. Juárez, Chih.	4,147	19	1,241	29.9	248	5.8	1,481	35.7	0.0	0.0	1,481	35.7		
Chihuahua, Chih.	3,489	5	552	15.8	896	25.7	1,418	41.5	0.0	0.0	1,448	41.5		
Chetumal, Q. Roo	583	30	180	35.7	99	19.7	279	55.4	0.0	0.0	279	55.4		
Coatzacoalcos, Ver.	736	19	262	39.7	36	1.9	298	40.8	0.0	0.0	298	40.8		
Constitución, BCS	165	35	52	31.3	2	1.2	54	32.5	1.3	0.0	55	33.3		
Durango, Dgo.	2,129	21	649	38.5	176	1.3	826	38.8	0.0	0.0	826	38.8		
Fresnillo, Son.	314	14	54	16.6	84	26.0	138	42.5	6.45	2.0	144	44.5		
Guaymas, Son.	468	29	114	23.4	30	6.2	344	29.6	5.6	1.1	130	34.9		
León, Gto	3,045	21	629	21.0	187	32.4	1,616	53.1	0.0	0.0	1,616	53.1		
Los Cabos, BCS	267	34	61	23.0	32	12.1	93	34.8	7.9	3.1	181	37.8		
Mazatlán, Sin.	1,350	8	285	15.2	244	18.6	449	33.2	0.0	0.0	449	33.2		
Oaxaca, Oax.	721	24	446	61.9	8	1.1	454	63.0	0.0	0.0	454	63.0		
Querétaro, Qro.	1,783	40	242	13.5	50	2.8	292	16.4	243.7	13.6	536	38.1		
San Cristobal de las Casas, Chis.	218	15	118	39.5	10	5.6	129	43.2	0.0	0.0	129	43.2		
Tapachula, Chis.	743	8	54	6.2	186	11.3	157	21.1	13.8	1.9	170	22.9		
Tuxtla, Gz., Chiapas	1,162	24	213	18.3	93	8.5	304	26.3	38.9	3.3	345	29.7		
Veracruz, Ver.	2,869	16	644	22.5	445	5.5	1,089	38.0	0.0	0.0	1,098	38.8		
Villahermosa, Tab.	1,900	17	530	27.9	137	1.2	667	35.1	0.0	0.0	667	35.1		
Xalapa, Ver.	1,215	9	465	38.3	8	0.6	473	38.9	0.0	0.5	473	38.9		
Zacatecas, Zac	485	14	134	27.7	15	3.1	149	38.7	0.0	0.0	149	38.7		
Totales	29,497	17	7,171	24.3	3,984	13.5	11,161	37.8	320	1.1	11,481	38.9		

Se estima que de los 34.785 m³/s que ingresaron en promedio en 1997 a la ciudad de México se perdió el 37% por fugas en tomas domiciliarias y en la red, es decir, 12.884 m³/s son consumidos en los distintos rubros que componen la demanda. La mayor parte de agua no aprovechada corresponde a los gastos que se escaparon de las tomas domiciliarias (alrededor de 7.732 m³/s), otra parte cercana a 5.151 m³/s se salió de la red primaria y 2.33 m³/s se presentó en otra clase de fugas.

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

Si la fuga es de pequeñas dimensiones, la única repercusión en el sistema es la disminución parcial de las presiones, sin llegar a suspender el suministro a ningún

usuario. El perjuicio en este caso es únicamente de la empresa distribuidora, que inyecta agua en la red que después no va a poder facturar.

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

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

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

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

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

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

5.2 MÉTODO PARA DETECTAR FUGAS PROPUESTO POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA

En los métodos que se usan para calcular redes de tubos es costumbre considerar que las demandas se localizan en los nudos debido a las complicaciones de cálculo que se originan en los fundamentos de esos procedimientos. Aunque en los resultados que así se obtienen son, en general, razonablemente aproximados, pueden conducir a errores significativos en la evaluación de la piezometría.

El método que aquí se propone, está basado en ideas sencillas que permiten considerar que las extracciones se hacen tanto en los nudos, como a lo largo de las tuberías. De esta manera, los resultados que se obtienen se apegan mejor a las condiciones “reales” de trabajo de las redes, por lo que el procedimiento también puede emplearse para hacer diagnóstico del funcionamiento, con el objeto de ver hasta que punto las demandas supuestas son factibles, o bien para detectar posibles fugas.

5.2.1 Estimación de la demanda

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

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

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

5.2.2 Método para detectar fugas en una red de tuberías

La tubería T mostrada en la figura 5.1 representa a cualquier conducto de una red de agua potable. Esta tubería se divide en los tramos A , B , C y D , los cuales se unen en los nudos intermedios J , K y L .

5.2.3 Ecuación de pérdida de carga entre dos nudos de cruce

Sea Q_A el gasto al inicio del conducto y Q_D el gasto al final del conducto; además G_J , G_K y G_L son los gastos de demanda en los nudos J , K y L respectivamente.

En esta tubería se puede presentar uno de los gastos de salida llamados F_J , F_K y F_L que están ubicados en los nudos con el mismo índice.

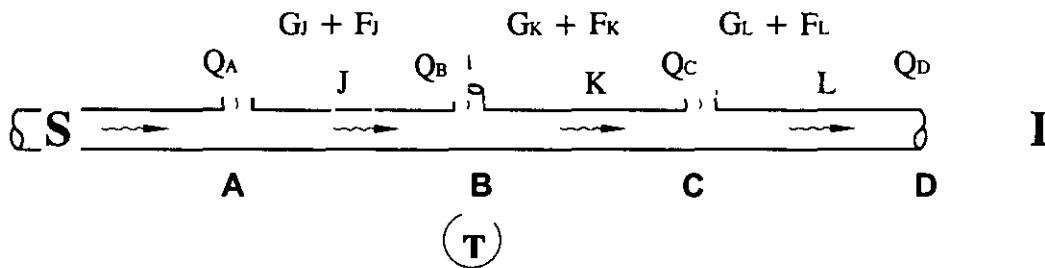


Figura 5.1 Tubería T entre los nudos de cruce S e I

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

$$Q_B = Q_A - G_J - F_J \tag{5.2}$$

$$Q_C = Q_B - G_K - F_K = Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K \tag{5.3}$$

$$Q_D = Q_C - G_L - F_L = Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L \tag{5.4}$$

La ecuación anterior puede ser escrita así

$$Q_A - Q_D = G_J + G_K + G_L + F_J + F_K + F_L \tag{5.5}$$

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

$$C_A | Q_A | Q_A + C_B | Q_A - G_J - F_J | (Q_A - G_J - F_J) + C_C | Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K | \times (Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K) + C_D | Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L | \times (Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L) = \Delta h \tag{5.6}$$

donde los coeficientes C están dados por la ecuación 2.7. En esta expresión se ha preferido escribir el producto del gasto por el valor absoluto del gasto en lugar del gasto al cuadrado; ya que así, se toma en forma automática el signo que debe tener la pérdida de carga (contrario al del gasto).

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

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

donde k y $k+1$ son superíndices que distinguen a las variables de la iteración k de la $k+1$.

Al despejar Q_A^{k+1} se encuentra

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

siendo

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

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

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

En la ecuación 5.6 solamente una de las tres variables F_J , F_K , F_L es distinta de cero. La que no es igual a cero corresponde a una posible "fuga" en la posición del nudo intermedio J , K ó L de acuerdo con el índice que tenga esta variable F no nula.

5.2.4 Gastos de desequilibrio

Los gastos de desequilibrio en los nudos de cruce de la red se obtienen a partir de los gastos que circulan en las tuberías de la red cuando en los nudos de cruce se asignan niveles piezométricos conocidos (a las cargas de presión medidas en estos nudos se le suma una carga de posición determinada).

Para obtener los gastos y las presiones en la red de tuberías a partir de las mediciones de presión en los nudos de cruce se consideró el procedimiento numérico para resolver redes de tuberías descrito en el 2.4. En estos nudos el nivel piezométrico es conocido (se tratan como tanques de regulación).

Una vez determinados los gastos que circulan en las tuberías de la red se aplica la ecuación de continuidad en cada nudo de cruce de la red. Puede suceder que la suma algebraica de los gastos de entrada y de salida que fluyen en las tuberías de la red no sea igual al gasto de demanda. Por lo que resulta

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

Al gasto D_n se le llama gasto de desequilibrio en el nudo de cruce n cuando el valor absoluto de D_n es mayor a una cantidad positiva δ cercana a cero fijada de antemano (se le denomina "tolerancia"), Q_j es el gasto en la tubería J y G_n es el gasto de demanda real.

5.2.5 Gasto de fuga en las tuberías de la red

En las ecuaciones 5.2 a 5.5 se aprecia que los gastos Q_A, Q_B, Q_C y Q_D dependen de los gastos de fuga F_J, F_K y F_L .

El gasto de desequilibrio distinto de cero en el nudo de cruce n se debe a que en su cálculo se ha supuesto que los gastos de fuga son iguales a cero. Sin embargo, en una o varias de las tuberías que se unen en el nudo n existen gastos de fuga.

La información aislada de diferencia de presión entre dos nudos de cruce no es suficiente para decidir en cuales de las tuberías se presenta un gasto de fuga. Cuando se maneja el conjunto de todos los nudos de cruce, es posible señalar a varias tuberías que pueden tener este tipo de gasto.

5.2.6 Cálculo de los gastos de fuga en una tubería

La determinación de los gastos de fuga se realiza para aquellas tuberías que tienen un gasto de desequilibrio distinto de cero en el nudo S y un gasto de desequilibrio igual a cero en el nudo I consignados en la figura 5.1. En estas condiciones se puede valorar un gasto de fuga con la ayuda del caudal que fluya en el último tramo de la tubería (Q), porque se puede comparar con el gasto Q_D , que interviene en el cálculo del gasto de desequilibrio del nudo I , en donde se tiene como resultado $D_I=0$, ya que permanece con un valor constante de acuerdo con el resultado obtenido con el procedimiento numérico descrito en el tema 2.4

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

1. Se escoge el nudo M donde se valorará el gasto de fuga (representa a uno de los tres índices J , L o K). Los otros dos gastos de fuga son nulos.
2. Se supone un valor para el gasto F_M
3. Se obtiene el gasto en el primer tramo (Q_A) con la ecuación 5.8
4. Se calcula $Q = Q_A - G_J - G_K - G_L - F_M$
5. Se compara Q contra Q_D (que es el valor obtenido con el procedimiento numérico descrito en el tema 2.4). Si tienen un valor parecido se continúa con el paso 6, de otro modo se sigue con el paso 2. La semejanza entre los valores de los gastos Q y Q_D dependerá de la tolerancia especificada en el procedimiento.
6. Se dispone de los valores Q_A y F_M . Hasta este punto, ya se llegó a una de las tres soluciones, ya que la fuga se puede ubicar en los nudos J , L o K y solamente se ha elegido un nudo M , sin embargo, al determinar un gasto Q igual al Q_D no se garantiza que ésta sea la solución porque falta aplicar la ecuación 5.11 en el nudo M (como se especifica en el siguiente apartado) y esperar a que el gasto de desequilibrio sea nulo o lo más cercano posible y como esto puede no cumplirse, se tienen que encontrar las otras dos soluciones; es decir, ubicar la fuga en los nudos restantes y una vez obtenidas las tres diferentes opciones de solución compararlas y la que proporcione el gasto de desequilibrio igual a cero o lo más cercano a éste en el nudo S , será la solución definitiva.
7. Se vuelve al paso 1 hasta tener evaluados F_J , F_K y F_L . En cada ocasión que se inicia el proceso, uno de los tres gastos de fuga es distinto de cero.

No se considera suponer dos o más gastos de fuga en una tubería al mismo tiempo para llegar a una solución.

5.2.7 Identificación de las tuberías de una red con posible gasto de fuga

Los gastos de desequilibrio distintos de cero permiten realizar una primera selección de las tuberías con una posible fuga. En efecto, la fuga se presenta en una o varias de las tuberías que se conectan en el nudo de cruce con gasto de desequilibrio distinto de cero. Posteriormente se establece el orden de las tuberías en que convendría buscar la fuga.

Para obtener una lista de tuberías donde puede existir un gasto de fuga se propone lo siguiente:

- 1) Se obtienen los gastos de desequilibrio en los nudos de cruce.
- 2) Se escoge una tubería que tiene en un extremo un gasto de desequilibrio distinto de cero y en el otro extremo un gasto de desequilibrio nulo. Con ello queda definido el gasto Q_D de la tubería, que durante el procedimiento de solución se mantendrá con un valor constante.
- 3) Se emplea el procedimiento del inciso 5.2.6 para obtener los resultados:
 - a) Q_A y $F_J \neq 0$ con $F_K = F_L = 0$
 - b) Q_A y $F_K \neq 0$ con $F_J = F_L = 0$
 - c) Q_A y $F_L \neq 0$ con $F_J = F_K = 0$
- 4) Para los gastos en los tramos iniciales (Q_A) o finales (Q_D) de cada tubería deducidos en el paso 3, en donde por cada tubería se encuentran diferentes soluciones dependiendo del número de nudos en donde se ubique la fuga. Se encuentran nuevos valores del gasto de desequilibrio (en el nudo S), aplicando la ecuación de continuidad o ecuación 5.11.
- 5) Los gastos de desequilibrio más pequeños (que tienden a cero) en valor absoluto permiten formar una lista con las tuberías con posible gasto de fuga y su ubicación en ellas.

El procedimiento anterior proporciona mejores resultados mientras mayor sea el gasto de fuga con respecto a la magnitud de los gastos de demandas.

5.3 EQUIPO USUAL PARA LA LOCALIZACIÓN DE FUGAS EN CAMPO

5.3.1 La técnica de los distritos pitométricos

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

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

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

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

Descripción del Método

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

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

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

Si los consumos medios son superiores a un valor máximo admisible, establecido estadísticamente, se investigan las tuberías respectivas, usando sobre las mismas,

detectores de fugas en el terreno, y también revisando las tomas domiciliarias, válvulas y otros puntos de acceso a la red de distribución.

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

5.3.2 Equipos empleados en la detección de fugas

La moderna tecnología empleada en la localización de fugas de agua, permite disponer de cada vez de equipos más precisos (figuras 5.2 y 5.3), con una mayor capacidad de análisis del espectro de frecuencias y filtros seleccionables, cubriendo distancias más largas y permitiendo la localización en materiales tradicionalmente complejos de analizar, como por ejemplo plásticos o tuberías de grandes diámetros.



Figura 5.2 Detector de fugas acústico y electrónico



Figura 5.3 Detección de fugas en campo

Actualmente existen dos tipos de equipos

- Detectores acústicos
- Correladores

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

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

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

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

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

Equipos no electrónicos

Varillas de sondeo

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

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

Una de las varillas más sofisticadas es la de la figura 5.4 fabricada en Liverpool, Inglaterra. Estos modelos son denominados estetoscopios industriales o hidrófonos.

Geófonos mecánicos

El geófono mecánico (Globe Geophone), es un equipo compacto, robusto, simple y preciso, destinado a detectar y localizar fugas invisibles, a través de la auscultación del suelo bajo el cual existe una tubería enterrada (figura 5.5). Consta de dos cilindros pesados, conectados a través de mangueras a un auricular, del mismo tipo que el utilizado en los estetoscopios médicos. En el interior de cada cilindro existen dos membranas finas de bronce, separadas por un anillo pesado de plomo, lo que forma una caja de resonancia. Cuando el cilindro se coloca en el suelo, capta las vibraciones emanadas de la fuga, lo que hace que vibre la membrana inferior y la membrana superior. Esta vibración es luego transmitida al operador, a través de la propagación de las ondas sonoras a lo largo de las mangueras y el auricular.



Figura 5.4 Varilla de sondeo

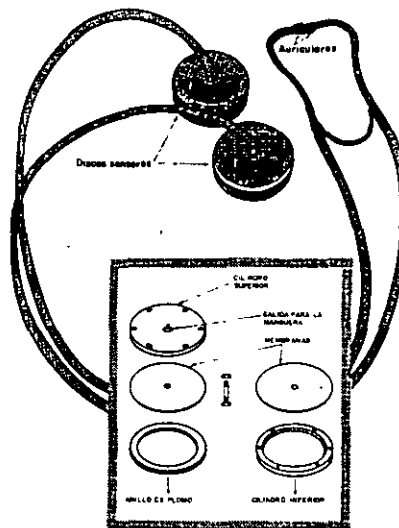


Figura 5.5 Geófono mecánico

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

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

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

Equipos electrónicos de detección directa de fugas

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

Los detectores electrónicos, normalmente constan de las siguientes partes.

- Micrófono,
- Amplificador,
- Filtro de frecuencia.

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

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

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

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

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

- Todos los instrumentos dan una mejor respuesta cuando el sondeo se hace directamente en un conducto metálico que en uno no metálico, o sobre la superficie del suelo.
- Cuando la señal generada por el ruido de la fuga es baja, o cuando el ruido de fondo es alto, parece que los detectores electrónicos son más eficaces que los mecánicos.

- Parece que son más eficaces los detectores electrónicos provistos con micrófonos específicos para sondeo directo en el conducto o en el suelo, que los detectores electrónicos que tienen sólo un micrófono para sondeo en todos los lugares y situaciones.

Equipos electrónicos de detección indirecta de fugas

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

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

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

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

Consta de una consola electrónica, que funciona conjuntamente con un sensor electrónico, compacto y robusto (figura 5.6).

En este método se utiliza un sensor para establecer contacto físico en puntos determinados de la tubería o en piezas accesorias de la misma. La fuga transmite señales acústicas a lo largo del tubo y del líquido, las cuales son captadas por un sensor colocado en contacto con el tubo (figura 5.7). Las señales así captadas son convertidas en señales eléctricas y transmitidas a la consola electrónica donde son amplificadas, analizadas y mostradas en voltímetros digitales, medidores analógicos, lámparas indicadoras de frecuencia y osciloscopio.

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

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

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

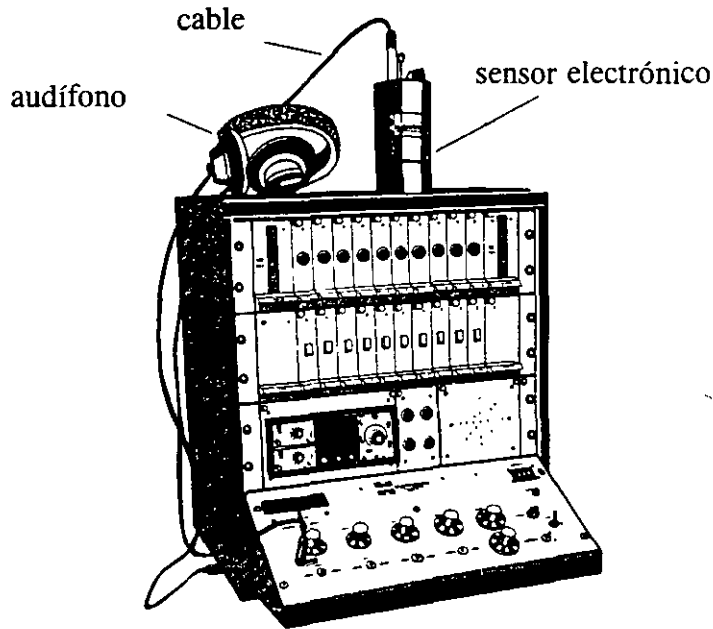


Figura 5.6 Analizador Hidrotronic

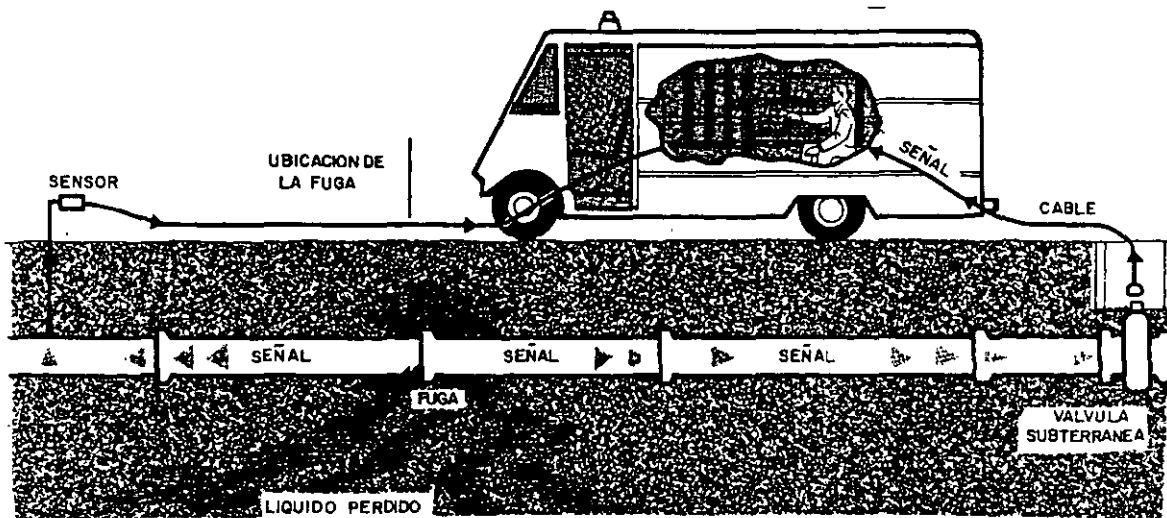


Figura 5.7 Equipo Hidrotronic

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

Leak Noise Correlator

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

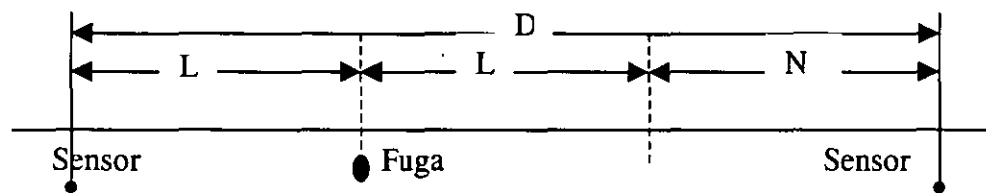


Figura 5.8 Propagación del ruido de una fuga.

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

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

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

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

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

donde

D es la distancia entre los dos sensores

L , distancia de la fuga al sensor más próximo

V , velocidad del ruido a lo largo del tubo y

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

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

Si los dos sensores fueron colocados en un mismo lado de la fuga, como se demuestra en la figura 5.8, el tiempo de recorrido correspondiente será:

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

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

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

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

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

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

Aspectos Gráficos de la correlación

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

- La velocidad del sonido en los conductos depende del material y diámetro del tubo y espesor de la pared del tubo.

6. EJEMPLOS

Para mostrar los resultados del modelo de flujo permanente se utiliza una red que consta de 15 nudos y 20 tuberías, cuyos diámetros varían entre 4 y 2 pulgadas. La longitud total de las tuberías es de 3,200 m. La demanda total de los usuarios es de 22.5 l/s. Cuenta con un tanque con capacidad de almacenamiento de 250 m³, ubicado en la elevación 100 m. En la figura 6.1 se muestra la forma de la red y en la tabla 6.1 se consigna la información referente a los nudos, como son la elevación y el gasto demandado por los usuarios.

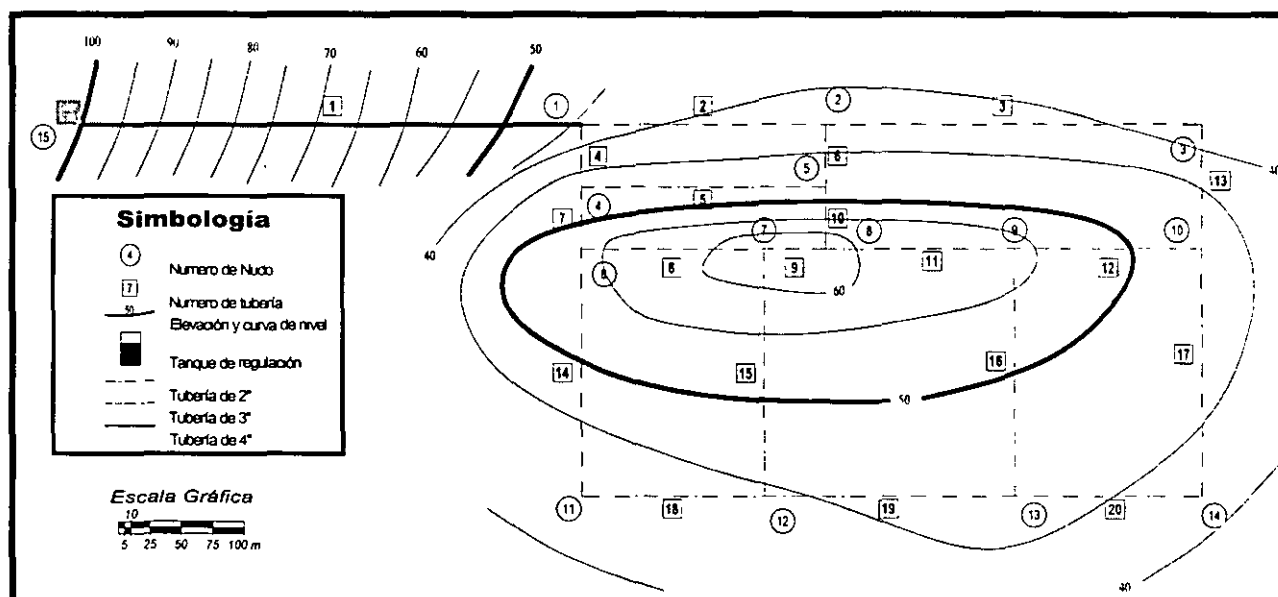


Figura 6.1 Esquema de la red ejemplo de tuberías resuelta

Tabla 6.1 Datos de los nudos red ejemplo

NUDO	ELEVACIÓN (EN m)	GASTO MEDIO DEMANDADO (EN l/s)
1	44	1.004
2	43	2.210
3	39	1.607
4	46	1.205
5	49	1.205
6	54	1.607
7	61	1.607
8	62	1.004
9	57	2.009
10	46	1.808
11	43	1.406
12	44	2.210
13	46	2.210
14	42	1.406
15	100	22.500

En la tabla 6.2 se presentan los datos referentes a las tuberías.

Tabla 6.2 Datos de las tuberías

NO. TUBERÍA	NUDO		LONGITUD (EN M)	DIÁMETRO (EN PULG)	FACTOR DE FRICCIÓN
	INICIAL	FINAL			
1	15	1	400	4	0.02
2	1	2	200	3	0.02
3	2	3	300	3	0.02
4	1	4	50	3	0.02
5	4	5	200	2	0.02
6	2	5	50	2	0.02
7	4	6	50	3	0.02
8	6	7	150	2	0.02
9	7	8	50	2	0.02
10	5	8	50	2	0.02
11	8	9	150	2	0.02
12	9	10	150	2	0.02
13	3	10	100	3	0.02
14	6	11	200	3	0.02
15	7	12	200	2	0.02
16	9	13	200	2	0.02
17	10	14	200	3	0.02
18	11	12	150	3	0.02
19	12	13	200	3	0.02
20	13	14	150	3	0.02

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

6.1 REVISIÓN HIDRÁULICA FLUJO PERMANENTE

Estático tradicional

Los resultados del modelo estático tradicional, se observan en la figura 6.2. En los nudos 7 y 8 indicados, existe una carga de presión medida a partir del terreno que es negativa.

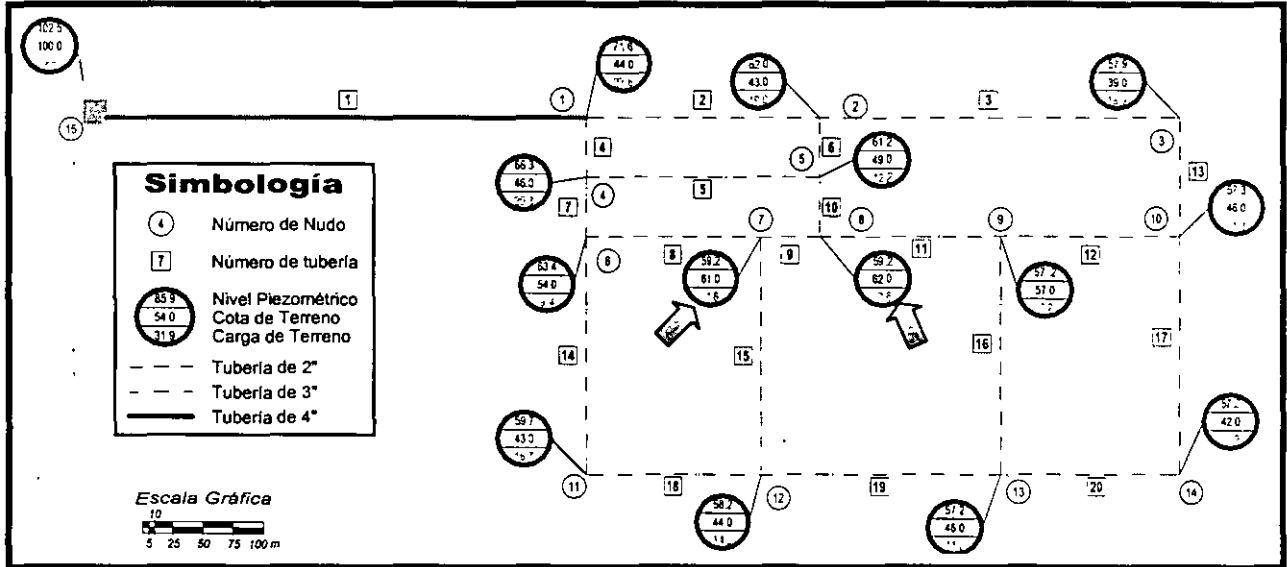


Figura 6.2 Cargas de terreno. Análisis estático tradicional

Como se puede ver en la figura 6.3, en los nudos 7 y 8 sale la totalidad del gasto demandado, aunque las cargas son negativas.

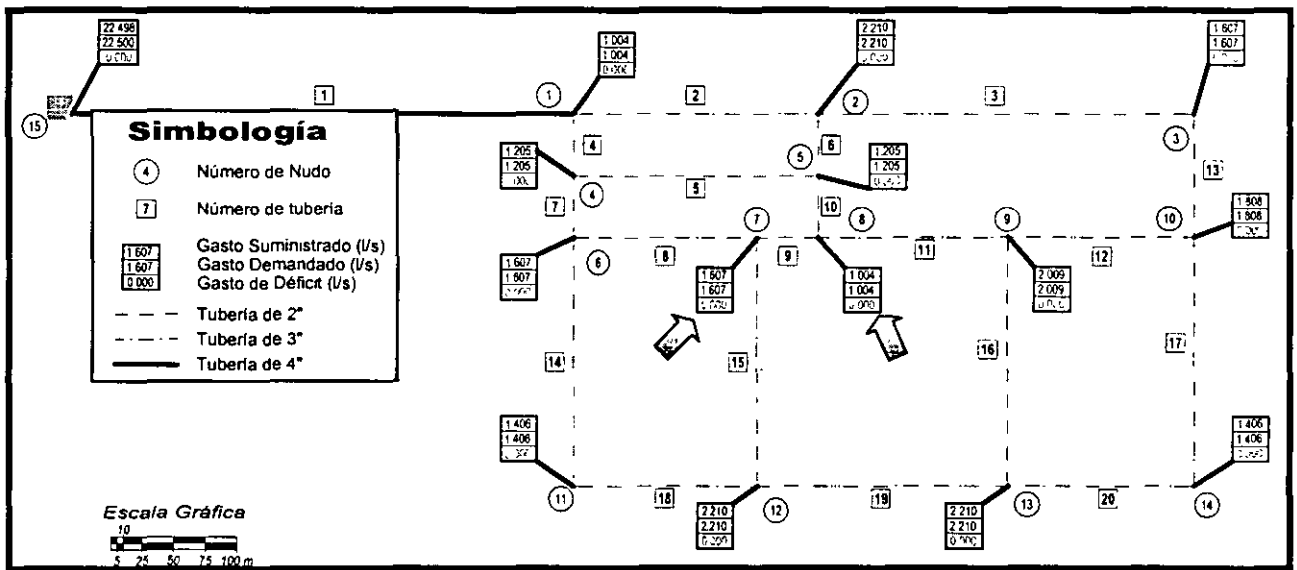


Figura 6.3 Gastos. Análisis estático tradicional

Estático modificado

Para el caso del análisis con el modelo estático modificado, como se observa en la figura 6.4, los nudos 7, 8 y 9 tienen cargas de terreno menores a 5.0 m.c.a. que se utilizó en el modelo como carga mínima.

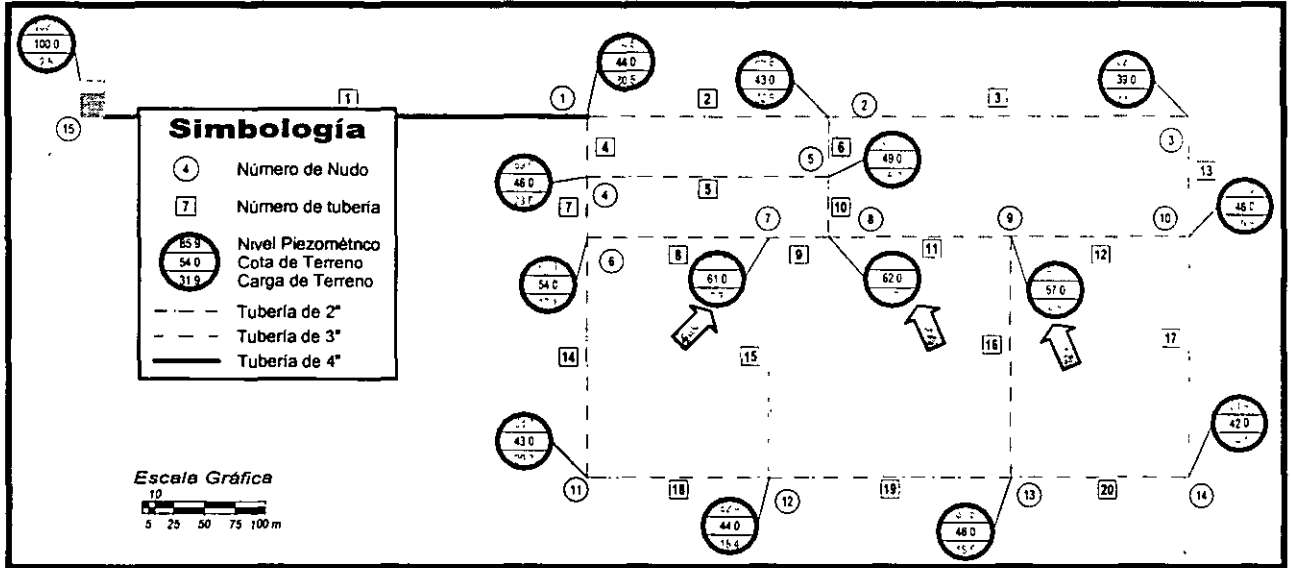


Figura 6.4 Cargas de terreno. Análisis estático modificado

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

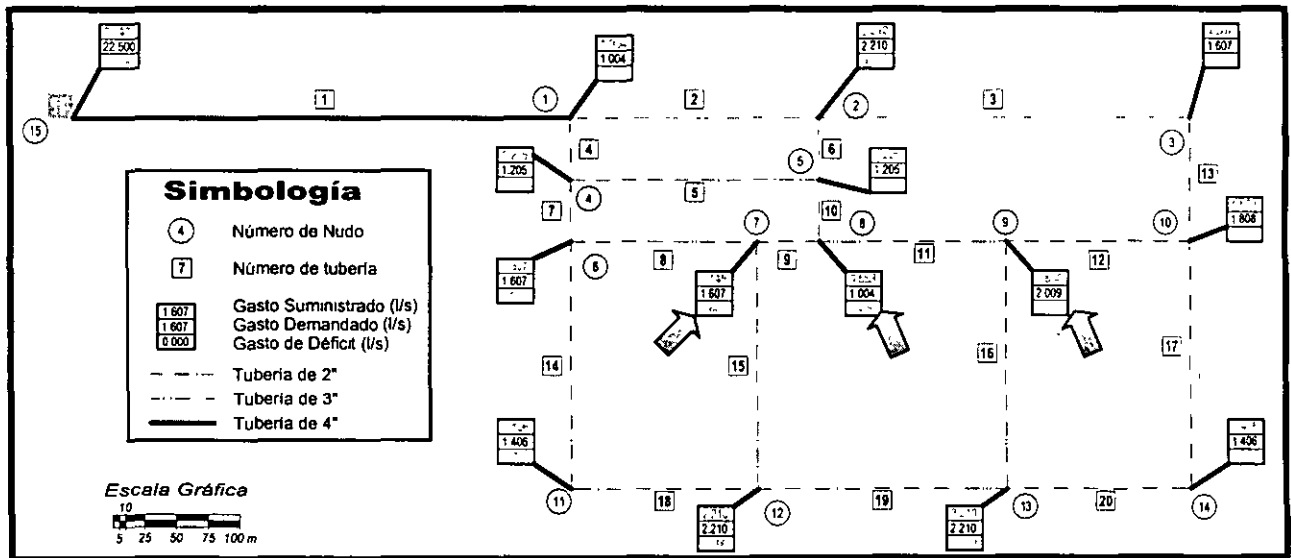


Figura 6.5 Gastos. Análisis estático modificado

6.2 REHABILITACIÓN

Como se observó en las figuras 6.4 y 6.5 con las condiciones de la red, no se cumple satisfactoriamente con el servicio por lo que es necesario proponer algunas modificaciones. Para el diseño de redes de tuberías de distribución como es el caso, se recomienda cambiar el diámetro de la tubería que provoca la mayor pérdida de energía hidráulica, que como se observa en el Anexo D es la tubería 1 que va de los nudos 15 a 1 ya que en ella se tiene una pérdida de carga de 28.04 m. Se propone cambiar la tubería de 4 por una de 6 pulgadas con longitud de 400 m (Anexo E).

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

$$D_E = (D_1^{2.5} + D_2^{2.5}) \quad (6.1)$$

donde:

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

6.2.1 Funcionamiento hidráulico de la red con cambios

Se empleó nuevamente el modelo estático modificado con las correcciones propuestas, los resultados se presentan en la figura 6.6 y de manera tabular en el Anexo F.

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

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

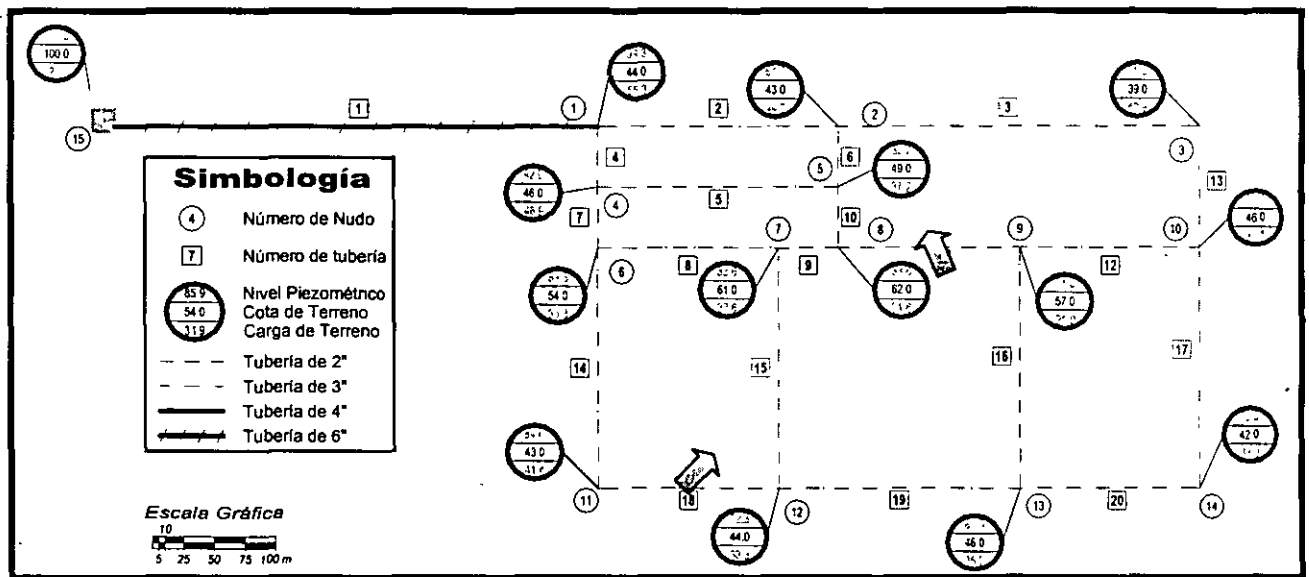


Figura 6.6 Cargas de terreno. Análisis estático modificado con cambios

6.3 REVISIÓN HIDRÁULICA FLUJO NO PERMANENTE

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

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

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

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

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

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

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

Las cargas de terreno varían entre 57.2 mca en el nudo 1 a las 4 h y 7.18 mca en el nudo 9 a las 12 h. Durante 14 horas el nudo 1 presentan cargas mayores a 50 mca, lo anterior nos lleva a proponer un accesorio reductor de presión. En los nudos 7, 8 y 9 se observa déficit en el suministro del gasto. Es necesario aumentar el diámetro en las tuberías 2, 3 y 4 de 3 a 4 pulgadas. Como se observa en la figura 6.7, la capacidad del tanque de regulación no es suficiente, ya que durante 6 horas se encuentra prácticamente vacío. En el Anexo H se presentan los resultados del funcionamiento dinámico a cada hora.

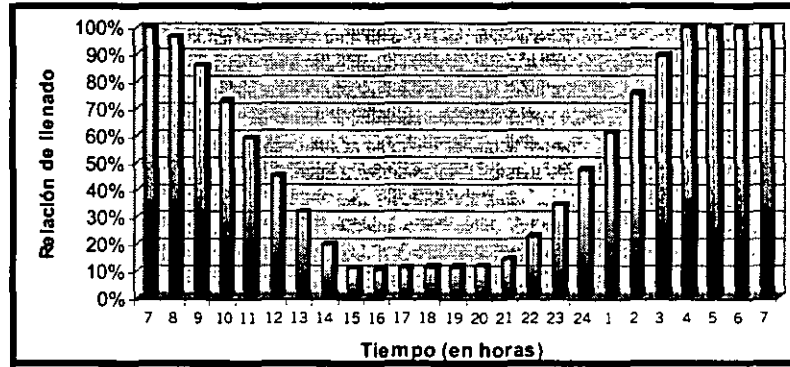


Figura 6.7 Funcionamiento del tanque de regulación de la red ejemplo a lo largo del ciclo.

Con los cambios propuestos en el punto 6.2.1, se realizaron nuevamente las simulaciones de flujo no permanente con los datos del Anexo I. Las cargas de terreno se presentan en las figuras 6.8 a 6.9 que corresponden a la hora de inicio del ciclo, máxima y mínima demanda respectivamente.

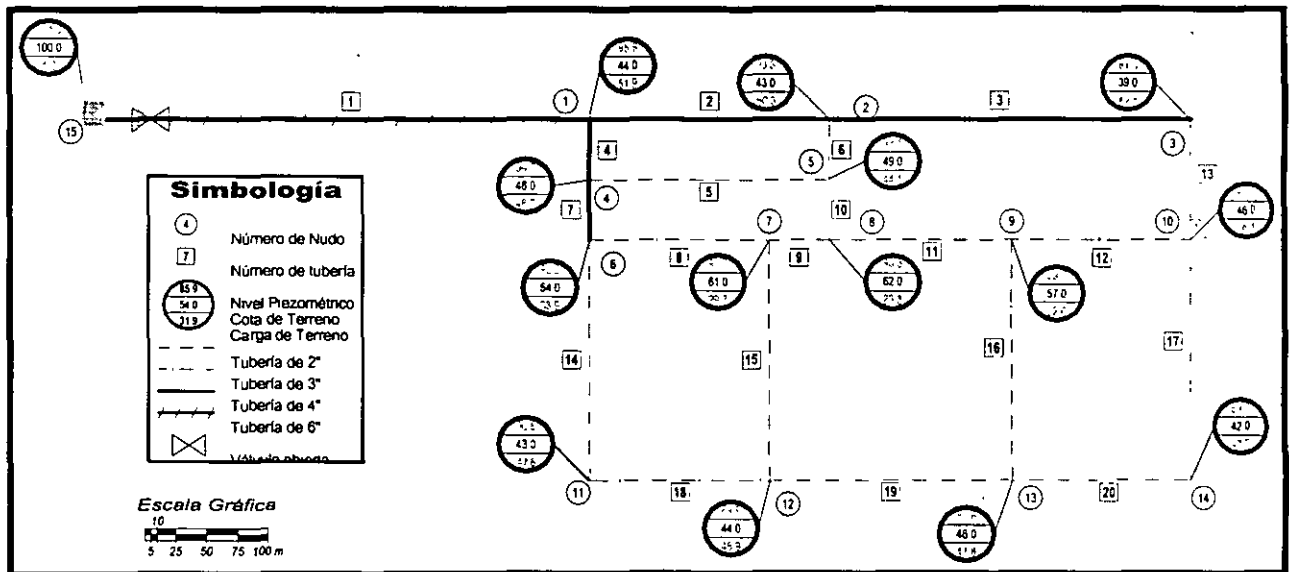


Figura 6.8 Cargas disponibles a las 7:00 horas.

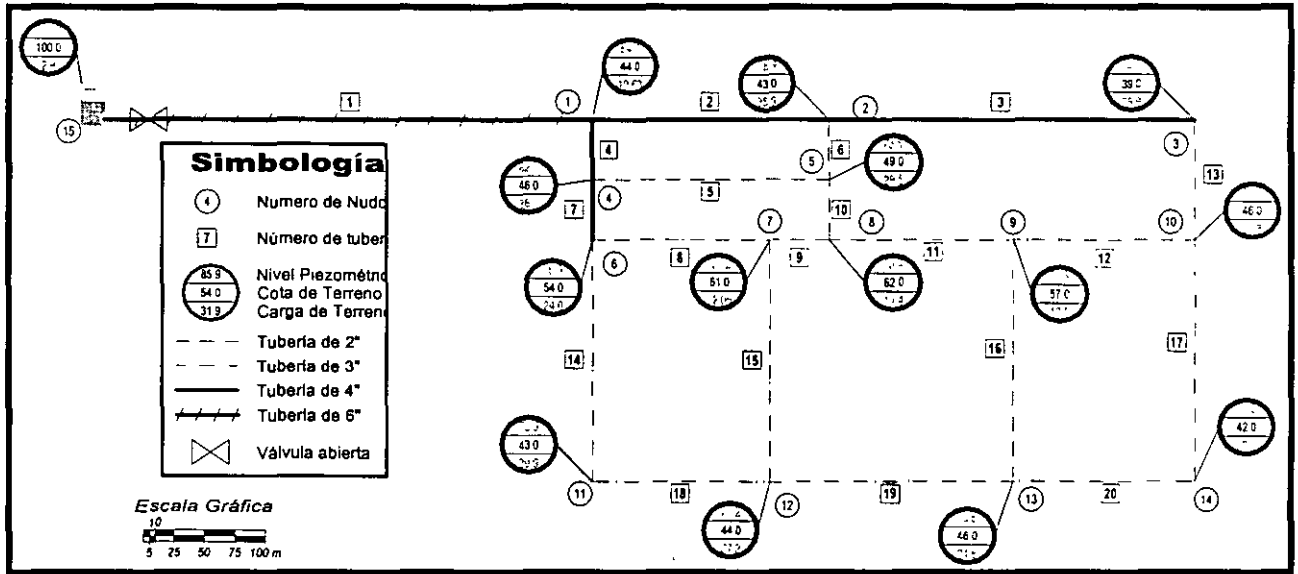


Figura 6.9 Cargas disponibles a las 11:00 horas.

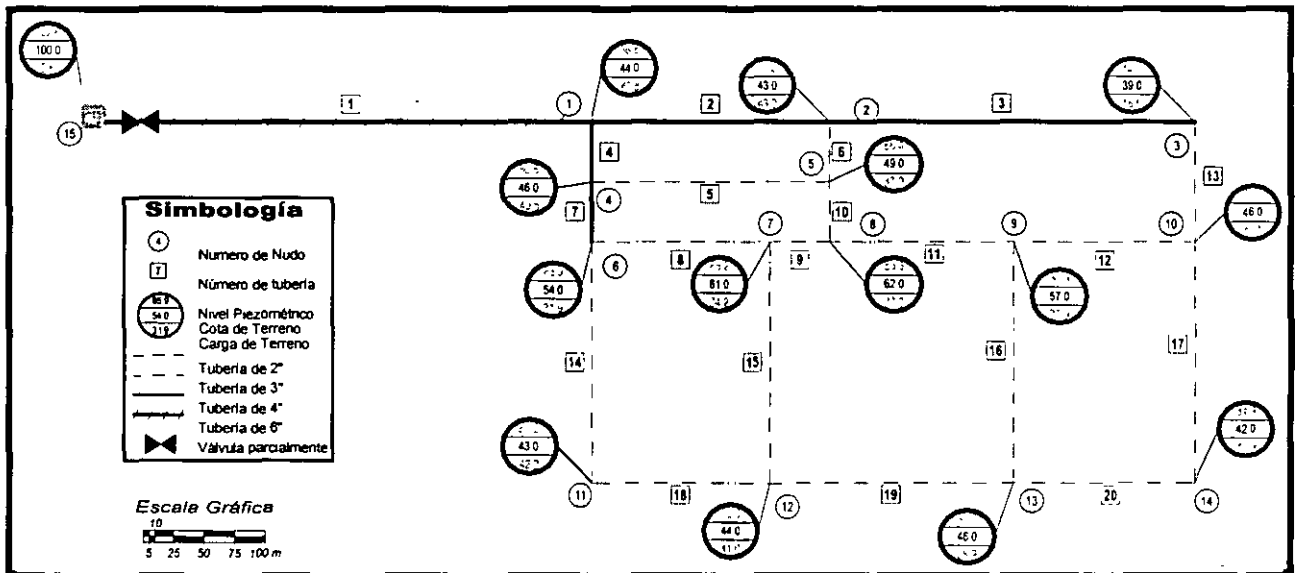


Figura 6.10 Cargas disponibles a las 2:00 horas.

Los resultados completos se incluyen en el Anexo J.

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

El funcionamiento del tanque (figura 6.11) se observa dentro de los rangos correctos.

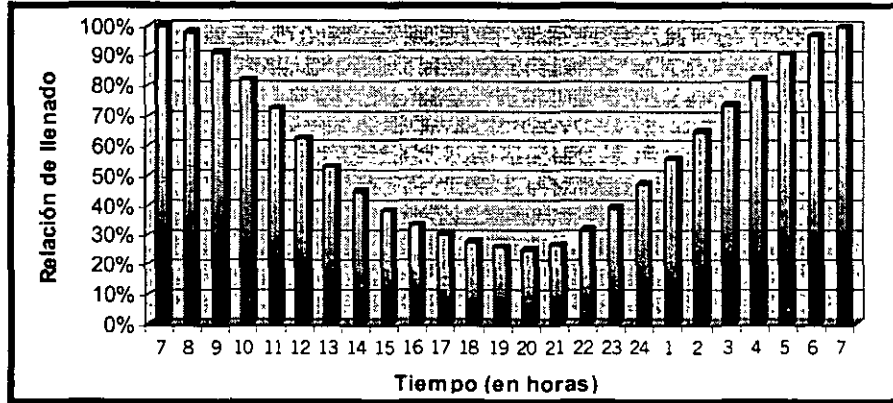


Figura 6.11 Funcionamiento del tanque de regulación de la red ejemplo con cambios a lo largo del ciclo.

6.4 DISEÑO OPTIMO

EJEMPLO DE APLICACIÓN

En la figura 6.12 se presenta un ejemplo de una red en la que se ha definido el trazo y se conocen los gastos de la demanda máxima horaria en los nudos. Se aplicará el método para encontrar los diámetros que deben formar la red para que ésta funcione adecuadamente y además el costo de la red de tuberías sea el mínimo.

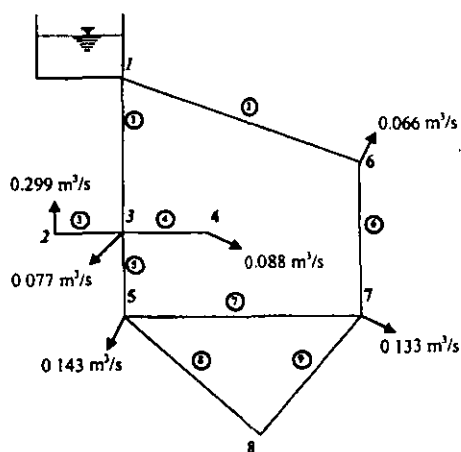


Figura 6.12 Red ejemplo

En la tabla 6.3 se presentan los costos para tubería de asbesto-cemento clase A-5 de acuerdo con el diámetro y actualizados a julio de 1996. Incluyen instalación, suministro y piezas especiales.

El método descrito se aplicó empleando el método secuencial de Fibonacci.

Tabla 6.3 Características de la red

TUBO	LONGITUD (m)	NUDO	Q _{DEM} (m ³ /s)	COTA (msnm)
1	5205	1	0.000	2314.80
2	4195	2	0.299	2241.40
3	350	3	0.077	2241.40
4	995	4	0.088	2238.00
5	1760	5	0.143	2237.60
6	2310	6	0.066	2238.00
7	1740	7	0.133	2237.50
8	1000	8	0.000	2237.55
9	1150			

Tabla 6.4 Costos de tubería de asbesto-cemento, clase A-5

DIÁMETRO		COSTO \$/M
MILÍMETROS	PULGADAS	
50	2	10.834
100	4	26.677
150	6	45.191
200	8	65.686
250	10	87.792
300	12	111.273
350	14	135.962
400	16	161.737
450	18	188.498
500	20	216.168
600	24	273.985

Los diámetros factibles de emplearse en las redes de distribución van desde seis pulgadas de diámetro hasta veinticuatro pulgadas de diámetro

Tabla 6.5 Diámetros factibles.

DIÁMETRO	1	2	3	4	5	6	7	8
(mm)	150	200	250	300	350	450	500	600
(plg)	6	8	10	12	14	18	20	24

Al emplear el mínimo diámetro en toda la red del ejemplo no se obtienen resultados que satisfagan las condiciones hidráulicas (tabla 6.6).

De acuerdo con lo indicado anteriormente, se calculó la red aumentando el diámetro hasta que se cumplió con las condiciones hidráulicas usando el mismo diámetro en todas las tuberías. Esto se logra usando el diámetro de dieciseis pulgadas, tal como se observa en la tabla 6.7. Al aplicar los pasos III y IV del método, se llega a la red óptima en 16 iteraciones (tabla 6.9), siendo el funcionamiento hidráulico de esta red el mostrado en la tabla 6.10.

Tabla 6.6 Resultados usando el diámetro de seis pulgadas. (D_{min})

TUBO NO.	GASTO (l/s)	SALE DEL NUDO	NUDO	NIVEL PIEZOMÉTRICO (m)	CARGA SOBRE TERRENO (M)	GASTO DE DEMANDA (l/s)
1	375.70	1	1	2316.80	2.00	0
2	353.15	1	2	-6215.70	-4009.30	299
3	298.99	3	3	-5860.44	-3619.04	77
4	88.000	3	4	-5961.34	-3723.34	88
5	5.357	3	5	-5860.34	-3622.74	143
6	287.15	6	6	-3536.72	-1298.72	66
7	81.467	7	7	-5706.45	-3468.96	133
8	72.689	8	8	-5789.233	-3551.68	0
9	72.690	7			- 13.3768	

Tabla 6.7 Resultados usando el diámetro de dieciséis pulgadas. (D_{max})

TUBO NO.	GASTO (L/S)	SALE DEL NUDO	NUDO	NIVEL PIEZOMÉTRICO (M)	CARGA SOBRE TERRENO (M)	GASTO DE DEMANDA (L/S)
1	364.218	1	1	2316.80	2.00	0
2	335.300	1	2	2251.43	10.03	299
3	299.133	3	3	2253.30	11.90	77
4	87.984	3	4	2252.43	14.43	88
5	10.348	3	5	2253.33	15.74	143
6	286.617	6	6	2272.17	34.17	66
7	81.255	7	7	2254.66	17.16	133
8	72.310	8	8	2253.95	16.40	0
9	72.270	7				

Tabla 6.8 Resultados del método de diseño óptimo de redes

TUBERÍA	DIÁMETRO DE LAS TUBERÍAS QUE FORMAN LA RED (EN PULGADAS)							
	F=0.618	F=0.382	F=0.5278	F=0.4721	F=0.4376	F=0.4164	F=0.4032	F=0.3951
1	10	---	8	6	6	6	6	6
2	12	---	10	8	6	6	6	6
3	16	---	14	16	14	14	16	16
4	14	---	14	12	14	12	10	12
5	8	---	10	8	10	8	10	10
6	16	---	14	16	16	16	16	14
7	14	---	14	16	14	16	14	14
8	16	---	16	16	16	16	16	16
9	12	---	14	16	16	14	16	16
COSTO PROPUESTO	2192533	1677889	1995939	1874444	1799360	1752958	1724282	1706560
COSTO COMBINACIÓN	2192463	no hubo	1957022	1831347	1756949	1710575	1681191	1662978

Tabla 6.9 Resultados del método de diseño óptimo de redes (continuación)

TUBERÍA	DIÁMETRO DE LAS TUBERÍAS QUE FORMAN LA RED (EN PULGADAS)							
	F=0.3901	F=0.3869	F=0.3850	F=0.3838	F=0.3831	F=0.3827	F=0.3824	F=0.3822
1	6	6	6	6	6	6	6	6
2	6	6	6	6	6	6	6	6
3	14	12	12	12	12	12	14	14
4	14	12	10	12	14	12	10	10
5	12	10	8	8	6	6	8	8
6	14	14	16	16	16	16	14	14
7	12	14	14	12	12	14	16	16
8	16	16	16	16	16	16	16	16
9	14	16	16	16	14	14	16	16
COSTO PROPUESTO	1695608	1688839	1684656	1682071	1680474	1679487	1678876	1678499
COSTO COMBINACIÓN	1652039	1645315	1641533	1639901	1637186	1636692	1635483	1635483

Tabla 6.10 Resultados del cálculo hidráulico de la red óptima

TUBO NO.	GASTO (l/s)	SALE DEL NUDO	HF (m)	NUDO	NIVEL PIEZOMÉTRICO (m)	CARGA SOBRE TERRENO (m)	GASTO DE DEMANDA (l/s)
9	3.64	7	1.383	8	2265.412	27.862	0
8	3.54	8	1.056	6	2303.424	65.424	66
3	298.8	3	9.082	3	2272.881	31.481	77
4	88.01	3	21.307	2	2263.800	22.400	299
5	42.38	3	8.525	4	2251.574	13.574	88
6	233.58	6	36.630	5	2264.356	26.756	143
7	96.97	7	2.439	7	2266.794	29.292	133
1	506.16	1	43.919	1	2316.800	2.00	0
2	299.55	1	13.376				

Tabla 6.11 Resultados del método de Alperovits y Shamir

TUBO	L1 (M)	D1 (PULG)	L2 (M)	D2 (PULG)	NUDO	CARGA (M)	COSTO
1	0.00	0	4195.00	24	1	2.00	1'149,368.41
2	1542.00	16	3663.00	14	2	10.00	747,428.41
3	114.34	14	235.66	12	3	32.70	41,768.43
4	595.32	12	1164.68	10	4	10.00	168,491.98
5	0.00	0	995.00	14	5	22.80	135,282.68
6	0.00	0	2310.00	12	6	29.20	257,039.74
7	1685.74	6	54.26	4	7	10.00	77,627.33
8	1150.00	8	0.00	0	8	16.40	75,548.90
9	862.00	8	138.00	6			62,855.88
COSTO TOTAL DE LA RED							2'715,411.83

La misma red se resolvió por el método de Alperovits y Shamir (1977). En este caso se planteó que en cada tubería que forma la red se podría contar hasta con tres posibles diámetros candidatos. Para cada tubo, los diámetros comerciales que pueden ser candidatos paradventaja del método. En la tabla 3.8 se presenta un resumen de los resultados obtenidos por este método para el mismo ejemplo en la que se observa que existen tramos de la red que están formados por dos diámetros diferentes. El costo total de la solución usando el método de Alperovits y Shamir es de 2'715,412, mayor a 1'635,483 que es el costo de la solución obtenida con el método propuesto formar parte de ese tramo son elegidos a criterio del proyectista, lo cual no garantiza la solución óptima. De igual manera, la distribución del agua en la red se debe determinar previamente, lo que representa otra.

El método propuesto para el diseño óptimo de redes de tuberías permite encontrar la combinación de tubos con el costo más bajo entre un conjunto de combinaciones posibles de acuerdo con los diámetros comerciales factibles con la ventaja de que la distribución del agua en las tuberías no es una condición que debe determinarse previamente para el cálculo y los diámetros que se tomarán en cuenta se encuentran dentro de una gama de diámetros comerciales.

Su aplicación es sencilla y el análisis hidráulico de las distintas combinaciones seleccionadas durante el desarrollo del método es ágil mediante el empleo del método estático para análisis de redes del Instituto de Ingeniería.

6.5 APLICACIÓN DEL MÉTODO PARA DETECTAR FUGAS

Sea la red de distribución de un laboratorio de Hidráulica mostrada en la figura 6.13, en la cual se ha incluido la nomenclatura que distingue a la numeración de los nudos de la correspondiente de las tuberías. En esta figura, se pueden apreciar las características hidráulicas de la red (gastos y presiones) funcionando bajo condiciones normales de operación, es decir cuando no se está presentando ningún gasto de fuga.

Las características de las tuberías y los gastos de demanda teórica (\overline{G}_n) en los nudos, aparecen en las tablas 6.12 y 6.13 respectivamente.

Tabla 6.12 Características de la red de tuberías

Tramo	De nudo	A nudo	Longitud (m)	D Plg	F	Tramo	De nudo	A nudo	Longitud (m)	D plg	f
1	1	2	2.75	4	0.0744	19	19	20	2.75	3	0.1150
2	2	3	2.75	4	0.0583	20	20	21	2.75	3	0.2322
3	2	3	2.75	4	0.0582	21	17	22	2.75	2	0.1111
4	4	5	2.85	4	0.0616	22	22	23	2.75	2	1.9669
5	1	6	2.4	4	0.1443	23	23	24	2.75	2	0.0586
6	6	7	2.4	4	0.1126	24	24	13	2.75	2	0.0647
7	7	8	2.4	4	0.1123	25	13	25	2.4	2	0.0323
8	8	9	2.4	4	0.1190	26	25	26	2.4	2	0.0396
9	1	10	2.75	4	0.0104	27	26	27	2.4	2	3.9574
10	10	11	2.75	4	0.0100	28	27	21	2.4	2	0.0567
11	11	12	2.75	4	0.0425	29	11	30	2.75	2	0.0140
12	12	13	2.75	4	0.0515	30	30	29	2.75	2	0.0105
13	5	14	2.75	3	0.0052	31	29	28	2.75	2	0.3564
14	14	15	2.75	3	0.0058	32	28	15	2.75	2	0.0225
15	15	16	2.75	3	0.3486	33	11	31	2.4	3	0.1062
16	16	17	2.75	3	0.6908	34	31	32	2.4	3	0.0976
17	9	18	2.75	3	0.0180	35	32	33	2.4	3	0.3004
18	18	19	2.75	3	0.0165	36	33	19	2.4	3	14.9882

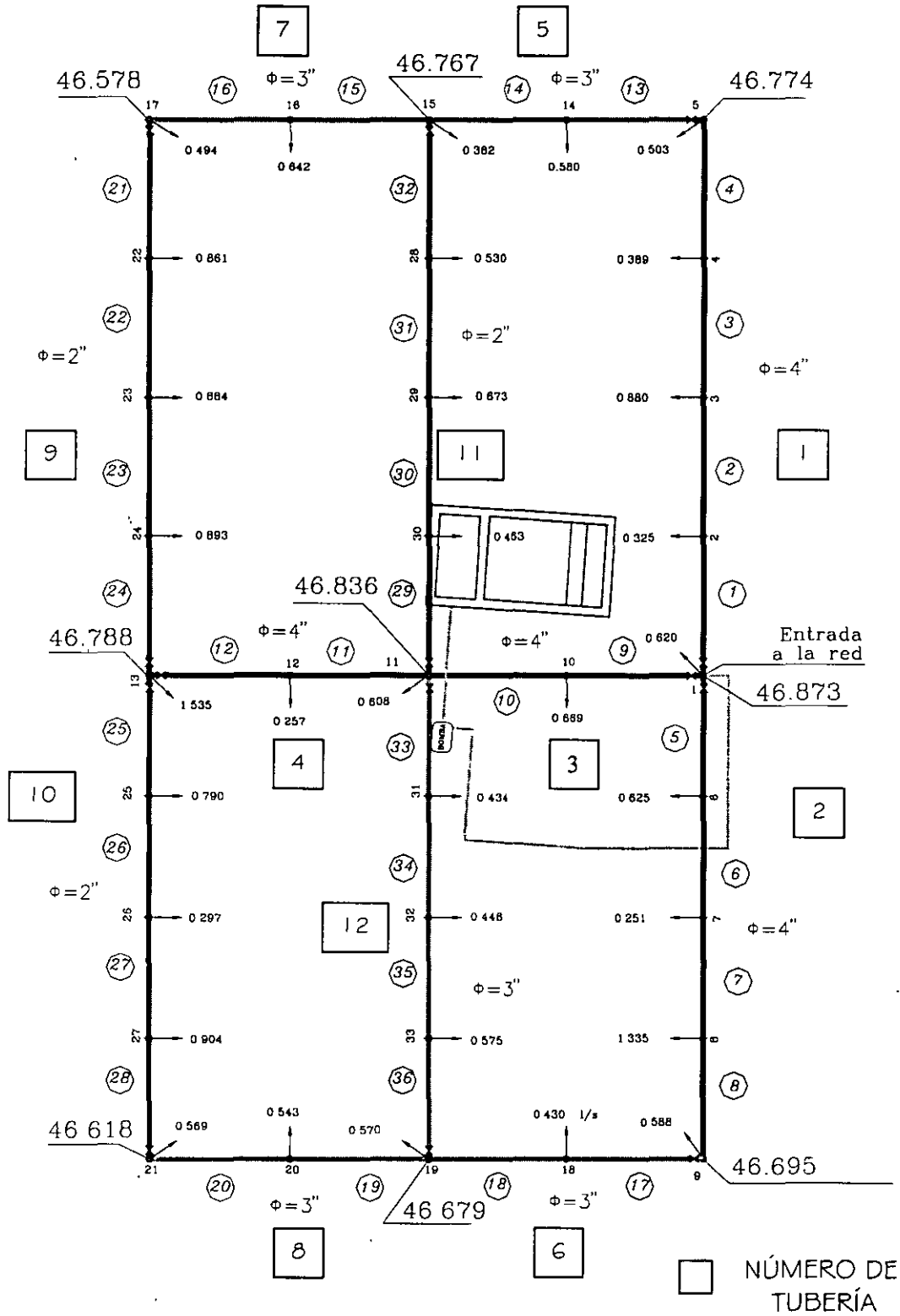


Figura 6.13 Mediciones de laboratorio (Condición sin fuga)

En los factores de fricción (f , proporcionados en la tabla 6.1), se estimó una cantidad adicional correspondiente a un factor de fricción equivalente a las pérdidas locales (originadas por codos, tees, válvulas, etc.), en cada tramo de tubería. Como se explicó en el capítulo anterior, esta consideración se hace por tratarse de una estación experimental en donde hay una pérdida grande (de acuerdo al ámbito de valores que se está manejando), debido a los accesorios con que cuentan las tuberías.

Una vez que en el dispositivo físico se obtuvieron las mediciones mostradas en la figura 6.1 (ensayo sin fugas). Bajo las mismas condiciones de funcionamiento de la red, se simuló fugas en los nudos 26, 29 y 32, lo cual originó cambios de presión, dichas cargas de presión medidas en los nudos de cruce, se consignan en la tabla 6.14.

Tabla 6.13 Gastos de demanda

NUDO (n)	GASTO DE DEMANDA (l/s)	NUDO (n)	GASTO DE DEMANDA (l/s)
1	0.6200	18	0.4300
2	0.3250	19	0.5700
3	0.8800	20	0.5430
4	0.3890	21	0.5690
5	0.5030	22	0.8610
6	0.6650	23	0.8840
7	0.2510	24	0.8930
8	1.3350	25	0.7900
9	0.5980	26	0.2970
10	0.6690	27	0.9940
11	0.6080	28	0.5300
12	0.2570	29	0.6730
13	1.5350	30	0.4630
14	0.5800	31	0.4340
15	0.3820	32	0.4480
16	0.6420	33	0.5760
17	0.4940		

Se sabe que existen fugas en la red y se desea localizar las tuberías de la red en las que pueden existir gastos de fuga.

Tabla 6.14 Niveles piezométricos medidos

NUDO (n)	NIVEL PIEZOMÉTRICO (m)
1	46.854
5	46.752
9	46.679
19	46.663
11	46.810
15	46.745
21	46.597
13	46.754
17	46.555

Solución:

a) Estimación de las demandas

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

Por medio de la ecuación respectiva se obtuvieron las demandas que aparecen en la tabla 6.15:

b) Cálculo de red de tuberías

Para obtener los gastos y las presiones en la red de tuberías a partir de las mediciones de presión en los nudos de cruce se consideró que en estos nudos el nivel piezométrico es conocido (como si fueran tanques). A ellos se les asignó el valor medido de presión más el de una carga de posición, la cual fue de 1.2 m para todos los nudos.

Con el procedimiento numérico para resolver redes de tuberías funcionando a presión bajo condiciones de flujo permanente propuesto por el Instituto de Ingeniería descrito en el capítulo dos se obtuvieron los resultados anotados en la tabla 6.16.

Tabla 6.15 Demandas en los nudos de la red

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

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

Tabla 6.16 Gastos y presiones calculados en la red de tuberías

Tramo No.	Gasto (l/s)	Salte del nudo	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga hr (m)	Nudo No.	Nivel Piezométrico (m)	Carga sobre el terreno(m)	Gasto de demanda (l/s)
22	0.1572	23	0.08	0.033	33	46.755	45.255	0.577
2	4.7561	2	0.59	0.028	2	46.814	45.314	0.328
3	3.8696	3	0.48	0.018	3	46.786	45.286	0.887
23	1.0321	24	0.51	0.042	4	46.768	45.268	0.388
26	0.5390	25	0.27	0.007	32	46.772	45.272	0.448
6	4.6069	6	0.57	0.044	6	46.782	45.282	0.621
7	4.3542	7	0.54	0.039	7	46.738	45.238	0.253
27	0.2378	26	0.12	0.131	8	46.699	45.199	1.326
30	1.0597	30	0.52	0.008	31	46.785	45.285	0.437
31	0.3857	29	0.19	0.036	10	46.830	45.330	0.670
34	1.3070	31	0.29	0.013	29	46.780	45.280	0.674
35	0.8592	32	0.19	0.017	12	46.783	45.283	0.256
13	2.9665	5	0.65	0.004	26	46.714	45.214	0.301
14	2.3991	14	0.53	0.003	14	46.748	45.248	0.569
15	1.8315	15	0.40	0.103	30	46.788	45.288	0.462
16	1.1904	16	0.26	0.087	16	46.642	45.142	0.641
17	2.4864	9	0.55	0.010	25	46.721	45.221	0.790
18	2.0546	18	0.45	0.006	18	46.669	45.169	0.432
19	1.8049	19	0.40	0.033	28	46.745	45.245	0.531
20	1.2650	20	0.28	0.033	20	46.630	45.130	0.540
21	0.7049	17	0.35	0.037	27	46.583	45.083	0.894
1	5.0846	1	0.63	0.040	22	46.518	45.018	0.862
4	3.4802	4	0.43	0.016	23	46.551	45.051	0.875
24	1.9282	13	0.95	0.162	24	46.592	45.092	0.896
25	1.3288	13	0.66	0.033	17	46.555	45.055	0.498
5	5.2277	1	0.64	0.072	13	46.754	45.254	1.529
8	3.0279	8	0.37	0.020	21	46.597	45.097	0.567
28	0.6562	21	0.32	0.014	15	46.745	45.245	0.383
29	1.5221	11	0.75	0.022	11	46.810	45.310	0.599
9	10.4598	1	1.29	0.024	19	46.663	45.163	0.567
10	9.8162	10	1.21	0.020	9	46.679	45.179	0.582
32	0.1448	15	0.07	0.000	5	46.752	45.252	0.499
33	1.7441	11	0.38	0.025	1	46.854	45.354	0.620
11	5.5447	11	0.67	0.027				
12	5.2121	12	0.64	0.029				
36	0.2821	33	0.06	0.092				

c) Cálculo de los gastos de desequilibrio

Con los gastos de entrada y salida, a cada nudo de cruce anotados en la tabla 6.16 se aplicó la ecuación para obtener los gastos de desequilibrio. En la tabla 6.17 se anotan los valores de los gastos de desequilibrio calculados, ordenados de mayor a menor en valor absoluto.

En la tabla 6.17 se puede ver que los gastos de desequilibrio más grandes en valor absoluto se presentan en los nudos 11 y 13.

Tabla 6.17 Gastos de desequilibrio
(ordenados de mayor a menor en valor absoluto)

NUDO (n)	GASTO DE DESEQUILIBRIO D_n (l/s)
11	-0.4562
13	-0.4258
21	0.0418
9	0.0405
15	-0.0398
19	-0.0351
5	-0.0147
17	-0.0125
1	0.0000

d) Obtención de los posibles gastos de fuga

Analizando las tuberías ligadas a los nudos que tienen los gastos de desequilibrio más alejados del valor cero (nudos 11 y 13). Se establece una primera selección de las tuberías (identificadas con un rectángulo en la figura 6.13) que podrían tener un gasto de fuga. Ella consiste en las tuberías marcadas con los números: 3, 4, 9, 10, 11 y 12.

Se empleó el procedimiento descrito anteriormente a las tuberías que tenían un gasto de desequilibrio distinto de cero y otro igual a cero; en este caso, a las tuberías 3, 9, 10, 11 y 12.

En la tabla 6.18 aparecen los gastos de fuga que se calcularon en las tuberías 3, 9, 10, 11 y 12. Se observa que para las tuberías 3, 9 y 12 los gastos de fuga son muy pequeños, por lo que se retiran estos conductos de la primera selección de tuberías con posibles gastos de fuga.

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

Tabla 6.18 Posibles gastos de fuga en las tuberías seleccionadas

TUBERÍA	NUDO CON FUGA	GASTO DE FUGA (L/S)	TRAMO INICIAL	GASTO EN EL TRAMO INICIAL (L/S)	TRAMO FINAL	GASTO EN EL TRAMO FINAL (L/S)
3	Ninguno	0	9	10.4362	10	9.8162
	10	0.0476	9	10.4587	10	9.7911 *
9	Ninguno	0	24	1.9281	21	-0.7048
	24	0.0037	24	1.9310	21	-0.7056 *
	23	0.0037	24	1.9306	21	-0.7060 *
	22	0.0037	24	1.9287	21	-0.7080 *
10	Ninguno	0	25	1.3288	28	-0.6562
	25	0.7434	25	2.0307	28	-0.6977
	26	0.5017	25	1.7890	28	-0.6967
	27	0.0428	25	1.3302	28	-0.6905 *
11	Ninguno	0	29	1.5218	32	-0.1452
	30	0.2893	29	1.7714	32	-0.1849
	29	0.1941	29	1.6763	32	-0.1848
	28	0.0403	29	1.5226	32	-0.1846 *
12	Ninguno	0	33	1.7441	36	0.2821
	31	0.0036	33	1.7476	36	0.2820 *
	32	0.0036	33	1.7475	36	0.2819 *
	33	0.0036	33	1.7474	36	0.2817 *

* No se considera por que el gasto de fuga se observa que es pequeño.

e) Identificación de tuberías con posibles gastos de fuga

Se aplicó la ecuación de continuidad con los nuevos valores de los gastos de los tramos inicial y final anotados en la tabla 6.18 a cada uno de los nudos con gasto de desequilibrio grande (nudos 13 y 11). En las tablas 6.19 y 6.20 se consignan los valores encontrados con esta ecuación.

La tubería 4 no se consideró porque tenía gasto de desequilibrio en sus dos nudos de cruce, por esta razón en el balance de gastos del nudo 13 no se toma en cuenta que exista fuga en la tubería 4 ni en la 9 de acuerdo con la tabla 6.18. Por consiguiente de acuerdo a este análisis en el balance de gastos del nudo 11 se supone que no existe fuga en las tuberías 4, 3 y 12.

Tabla 6.19 Balance de gastos en el nudo 13 (sin fuga en las tuberías 4 y 9).

CASO	GASTO EN EL TRAMO 12	GASTO EN EL TRAMO 24	GASTO EN EL TRAMO 25	GASTO DE SALIDA EN EL NUDO 13	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD
	5.2121	-1.9282	-1.3288	-1.529	0.4261 *
1	5.2121	-1.9282	-2.0307	-1.529	-0.2757
2	5.2121	-1.9282	-1.7890	-1.529	-0.0341
3	5.2121	-1.9282	-1.3302	-1.529	0.4247 *

* Se eliminan por ser mayores o parecidos al gasto de desequilibrio que existía en ese nudo (0.4258 l/s según la tabla 6.17)

Tabla 6.20 Balance de gastos en el nudo 11 (sin fuga en las tuberías 4, 3 y 12)

CASO	GASTO EN EL TRAMO 10	GASTO EN EL TRAMO 11	GASTO EN EL TRAMO 29	GASTO EN EL TRAMO 33	GASTO DE SALIDA EN EL NUDO 11	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD
	9.8162	-5.5447	-1.5218	-1.7441	-0.599	0.4831 *
4	9.8162	-5.5447	-1.7714	-1.7441	-0.599	0.2335
5	9.8162	-5.5447	-1.6763	-1.7441	-0.599	0.3286
6	9.8162	-5.5447	-1.5226	-1.7441	-0.599	0.4058 *

* Se eliminan por ser mayores o parecidos al gasto de desequilibrio que existía en ese nudo (0.4562 l/s según la tabla 6.17)

f) Orden de búsqueda de fugas

Para establecer un orden en la localización de la fuga se calculan los gastos de fuga en cada una de las tuberías. Se comienza con las que tienen en un extremo un gasto de desequilibrio (tuberías 3, 9, 10, 11 y 12) y se termina con las que en ambos extremos tienen gastos de desequilibrio (tubería 4).

Al descartar los casos en los que el gasto de fuga es muy pequeño (tabla 6.18) y los casos en los cuales la ecuación de continuidad da valores mayores o iguales a los gastos de desequilibrio iniciales (tablas 6.19 y 6.20) se reduce el número de posibilidades de tuberías con fuga.

En las tablas 6.21 y 6.22 se amplía la información de los casos que se anotaron en las tablas 6.19 y 6.20. Además se escriben en orden de prioridad para proceder a la localización de la fuga. Ello se hizo de acuerdo con el menor gasto de desequilibrio resultante.

Tabla 6.21 Nudo 13 (se unen las tuberías 4, 9 y 10)

PRIORIDAD	CASO	TUBERÍA CON FUGA	NUDO (VER TABLA 6.18)	GASTO DE FUGA (l/s, VER TABLA 6.18)	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD (VER TABLA 6.19)
1	2	10	26	0.5017	-0.0341
2	1	10	25	0.7434	-0.2757

Tabla 6.22 Nudo 11 (se unen las tuberías 3, 4, 11 y 12)

PRIORIDAD	CASO	TUBERÍA CON FUGA	NUDO (VER TABLA 6.18)	GASTO DE FUGA (l/s, VER TABLA 6.18)	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD (VER TABLA 6.19)
1	4	11	30	0.7214	0.2335
2	5	11	29	0.5017	0.3286

g) Recapitulación

Los dos nudos que presentaron en un principio los gastos de desequilibrio mayores fueron los nudos 13 y 11.

Por lo que se refiere al nudo 13, la tabla 6.21 señala que la posible fuga se localiza en la tubería 10. Primero debe buscarse en el nudo 26, si no se ubica ahí, puede estar en el nudo 25.

Respecto al nudo 11, se tiene de la tabla 6.22 que es probable que exista fuga en la tubería 11. Además que debe empezar a localizarse la fuga en el nudo 30, en caso de no encontrarse en él, se pasa al nudo 29.

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

BIBLIOGRAFÍA

1. Academia de la Investigación Científica, A. C., Academia Nacional de Ingeniería, A.C., Academia Nacional de Medicina, A.C., "El agua y la ciudad de México", México, 1995.
2. Alperovits E. & Shamir U., "Desing of Optimal Water Distribution Systems", Water Resources Research, Vol. 13, No. 6, December, 1977.
3. American Society of Civil Engineers (ASCE), Committe on pipeline planning of pipeline division, "Pressure pipeline design for water and wastewater", U. S. A., 1992.
4. American Water Works Association (AWWA), "Distribution Network Analysis for Water Utilities", Manual AWWA M32, U. S. A., 1989.
5. Andrew L. Simon, "Hidráulica Básica", Editorial Limusa, México D.F., 1986.
6. Aranguren Alejandro, "Control de aparición de fugas", Procesos y Sistemas, Tecnología del agua, No. 128, septiembre 1994.
7. Arreguín Felipe I., Ochoa Alejo Leonel y Fernández Esparza Antonio, "Evaluación de pérdidas en redes de distribución de agua", TLALOC-AMH, Órgano informativo de la Asociación Mexicana de Hidráulica (AMH), septiembre-diciembre, 1997, No.10; pags.28-30.
8. Burden, Faires and Reynolds, "Numerical analysis", Prindle, Weber and Schmidt, U. S. A., 1979.
9. Cármona Paredes Rafael, Lomónaco Tonda Pedro, "Calibración del método numérico para solución de redes de abastecimiento de agua potable", Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., 1991.
10. Centro Internacional de Agua y Saneamiento, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), "Sistema de Abastecimiento de Agua para Pequeñas Comunidades", Documento Técnico 18, noviembre de 1988.
11. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen I, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
12. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen II, Recomendaciones de construcción, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1993.

13. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen III, Administración, operación, mantenimiento y financiamiento de los sistemas, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1994.
14. Cussler E. L. "Diffusion Mass Transfer in Fluid Systems", Second Edition, Cambridge University Press, 1997.
15. Darío Guaycochea, "Flujo en tubos a presión", Universidad Autónoma Metropolitana, México.
16. De Azevedo N., J. M. y Acosta A. Guillermo. "Manual de Hidráulica". Editorial Harla, Sexta Edición, México 1976.
17. De Luna Cruz Faustino "Flujo no permanente en redes de tuberías funcionando a presión". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. DEPMI UNAM, noviembre 1999.
18. Deb & Sarkar A., "Optimization in Design of Hydraulics Network", Journal of the Sanitary Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineerings, Vol. 97, No. SA2, April, 1971.
19. Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Operación de la red primaria de agua potable vía modelación matemática con el programa del Instituto de Ingeniería". Informe Final 2ª Etapa. Elaborado por el Instituto de Ingeniería. Diciembre de 1996. México.
20. Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Plan Maestro de Agua Potable". Informe Final, diciembre de 1996.
21. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, "El Plan Maestro de Agua Potable", Revista Hidráulica Urbana, No. 3, noviembre de 1997.
22. Echávez A. Gabriel. "Apuntes del curso Mecánica de Fluidos". DEPMI UNAM 1997.
23. Fair Gordon Maskew, Geyer John Charles y Okun Daniel Alexander, "Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales", Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales, Volumen 1., Limusa Noriega Editores, octava impresión, México 1994.
24. Fuentes M. Óscar y Martínez A. Polioptro. "Introducción a los métodos numéricos aplicados a la hidráulica", IMTA, serie divulgación 5, México 1988.

25. Fuentes M. Óscar, De Luna C. Faustino, Carrillo S. J. Javier., "Un método para rehabilitar redes de distribución de Agua Potable". Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxaca, México, Octubre de 1998. Vol 1, págs. 943-952
26. Fuentes Mariles O. y Martínez Austria P., "Introducción a los métodos numéricos aplicados a la hidráulica, IMTA, serie divulgación 5, México 1988.
27. Fuentes Mariles O. y Sánchez Bribiesca J.L., "Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente", Revista Ingeniería, Vol. LXI, octubre-diciembre de 1991.
28. Gobierno del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Sectorización de redes primarias de agua potable para su modelación". Informe Final. Elaborado por el Instituto de Ingeniería. Diciembre de 1998. México.
29. Gurewich Nathan y Gurewich Orl. "Aprendiendo Visual Basic 5". Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana, S. A. Edición en Español, México, 1998.
30. Hammer Mark J. and Hammer Mark J. Jr, "Water and Wastewater Technology", Prentice Hall, U. S. A., 1986.
31. Herrera Toledo César, "Proyecto de sistemas de abastecimiento de agua, UNAM, Facultad de Ingeniería, División de educación continua, México D.F. octubre de 1984.
32. International Standard, "ISO 5167-1 Measurement of fluid flow by means of pressure differential devices", Reproduced by Global Engineering Documents, first edition 1991-12-15.
33. Jeppson Roland W., "Analysis of flow in pipe networks", Ann Arbor Science 1976, U. S. A.
34. Lambert Allan, "An International model for leakage management-the bursts and background losses concept, Water Supply", Vol13, Nos ¾, Osaka, 1995.
35. López Alegría Pedro, "Abastecimiento de Agua Potable Disposición y Eliminación de Excretas", Instituto Politécnico Nacional, México 1994.
36. López Petra A., Vela Antonio F. e Iglesias Pedro L., "Análisis de seguridad en abastecimientos y su aplicación a la detección de fugas", Ingeniería del agua, Vol. 2, No. 3, septiembre de 1995, Valencia España.

37. Male James W., and Walski Thomas M., "Water Distribution Systems, A Troubleshooting Manual", Lewis Publishers, USA Michigan, 1990.
38. Paschoal Silvestre. "Fundamentos de Hidráulica General", Editorial Limusa, México 1983.
39. Peavy Howard S., Rowe Donald R. and Tchobanoglous George, "Environmental Engineering", McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, Singapore, 1986.
40. Programming System for Windows. "Visual Basic. Programmer's Guide". Microsoft Corporation. U. S. A. 1997.
41. Pudar R. S. and Liggett J. A., "Leaks in Pipe Networks", Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 7. July, 1992.
42. Raman V. & Raman S., "New Method of solving Distribution System Network Based on Equivalent Pipe Lengths", Journal of the American Water Works Association, May, 1966.
43. República Peruana, Banco Interamericano de Desarrollo, Organización Panamericana de la Salud, Organización Mundial de la salud, CEPIS, "Control de Fugas en los Sistemas de Distribución de Agua Potable", Lima Perú, febrero de 1985.
44. Rojas Ortuste Franz, "Hacia una mayor eficiencia hidráulica en sistemas de agua potable", Tesis presentada a la División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1994.
45. Rosales P. Ismene L. "Método para detectar fugas en redes de tuberías". Tesis para obtener el grado de Maestra en Ingeniería. DECFI UNAM, noviembre 1998.
46. Sánchez Bribiesca J. L., "Doce algoritmos para resolver problemas de hidráulica", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 412, agosto, 1978.
47. Sánchez Bribiesca J. L. y Fuentes Mariles O. "Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente", Revista Ingeniería, Vol. LXI, octubre - diciembre de 1991.
48. Sánchez Bribiesca J. L. y Fuentes Mariles O., "Método para detectar fugas mayores en una red de agua potable", Ingeniería del agua Vol.3 No.1, marzo de 1996.
49. Serie Schaums. "Mecánica de Fluidos e Hidráulica". Editorial McGraw-Hill, México, 1990.

50. Simon Andrew L. "Hidráulica Básica", Editorial Limusa; Primera Edición en español, México 1983.
51. Sotelo Ávila Gilberto, "Hidráulica General", Editorial Limusa, S.A. de C.V.; México D.F. 1991.
52. Steel Ernest W. and McGhee Terence J., "Abastecimiento de agua y alcantarillado, Editorial Gustavo Gili, Barcelona España, 1981.
53. Streeter Víctor L., Benjamin W. E. And Bedford Keith. "Fluid Mechanics". Ninth Edition. Editorial McGraw-Hill. Singapore. International Edition 1998.
54. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Control de fugas en sistemas de distribución", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, 1994.
55. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Datos básicos", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, 1994.
56. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Redes de distribución", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, México 1994.
57. Tong, A. ; et. al. ," Analysis of Distribution Network by Balancing Equivalent Pipe Lengths", Journal of the AWWA, January, 1961.
58. Twort A. C., Law F. M. and Crowley F. M., "Water Supply", Edward Arnold, Third Edition, 1985.
59. Valdez E. César. "Abastecimiento de agua potable", Volumen I, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
60. Valdez E. César. "Abastecimiento de agua potable", Volumen II, Recomendaciones de construcción, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1993.
61. Valdez E. César. "Abastecimiento de agua potable", Volumen III, Administración, operación, mantenimiento y financiamiento de los sistemas, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
62. Vela A., Martínez F., García-Sierra J. y Pérez R., "Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento", Ingeniería del Agua, Vol.1, No.1, 1994, Valencia España.

63. Ven Te Chow, "Hidráulica de los canales abiertos", Editorial Diana, México D.F., 1990.
64. Walski Thomas M., Gessler Johannes and Sjostrom John W., "Water Distribution Systems, Simulation and Sizing", Lewis Publishers, USA Michigan, 1990.
65. Watanatada P., "Least-Cost desing of Water Distribution Systems", Journal of Hydraulics Division, ASCE, November, 1973.
66. White Frank M., "Fluid Mechanics", Third Edition. International Edition. Editorial McGraw-Hill, USA, 1994.
67. Zepeda C. Sergio, "Manual de instalaciones", Limusa Noriega.

RED EJEMPLO ESTÁTICO TRADICIONAL

20					
1	15	1	400	4	0.02
2	1	2	200	3	0.02
3	2	3	300	3	0.02
4	1	4	50	3	0.02
5	4	5	200	2	0.02
6	2	5	50	2	0.02
7	4	6	50	3	0.02
8	6	7	150	2	0.02
9	7	8	50	2	0.02
10	5	8	50	2	0.02
11	8	9	150	2	0.02
12	9	10	150	2	0.02
13	3	10	100	3	0.02
14	6	11	200	3	0.02
15	7	12	200	2	0.02
16	9	13	200	2	0.02
17	10	14	200	3	0.02
18	11	12	150	3	0.02
19	12	13	200	3	0.02
20	13	14	150	3	0.02

1
NO 15 100 100 2.5 1 0.0225

15	
1	44
2	43
3	39
4	46
5	49
6	54
7	61
8	62
9	57
10	46
11	43
12	44
13	46
14	42
15	100

14	
1	0.001004
2	0.002210
3	0.001607
4	0.001205
5	0.001205
6	0.001607
7	0.001607
8	0.001004
9	0.002009
10	0.001808
11	0.001406
12	0.002210
13	0.002210
14	0.001406

0
0
0
1

SI
T
NO
0

RED EJEMPLO

ESTATICO TRADICIONAL

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

Avance:100%

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

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

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

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

RED EJEMPLO

ESTATICO MODIFICADO

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

Avance:100%

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

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

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

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

RED EJEMPLO

ESTATICO MODIFICADO

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

Avance:100%

PE= 1.00

K0=

1

E=

0.00%

S/D=

100.0

Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.	
13 a 14	0.48	20	0.04	14	80.9	38.9	1.406	1.406	0.000	
1 a 2	8.67	2	11.96	1	99.3	55.3	1.004	1.004	0.000	
2 a 3	4.68	3	5.43	2	87.3	44.3	2.210	2.210	0.000	
1 a 4	12.83	4	6.44	3	81.9	42.9	1.607	1.607	0.000	
4 a 5	2.18	5	6.64	4	92.9	46.9	1.205	1.205	0.000	
2 a 5	1.78	6	1.12	5	86.2	37.2	1.205	1.205	0.000	
4 a 6	9.44	7	3.53	6	89.3	35.3	1.607	1.607	0.000	
6 a 7	2.34	8	5.74	7	83.6	22.6	1.607	1.607	0.000	
8 a 7	0.18	9	0.02	8	83.6	21.6	1.004	1.004	0.000	
5 a 8	2.75	10	2.61	9	81.0	24.0	2.009	2.009	0.000	
8 a 9	1.57	11	2.66	10	81.1	35.1	1.808	1.808	0.000	
10 a 9	0.34	12	0.16	11	84.4	41.4	1.406	1.406	0.000	
3 a 10	3.07	13	0.81	12	82.3	38.3	2.210	2.210	0.000	
6 a 11	5.49	14	4.92	13	81.0	35.0	2.210	2.210	0.000	
7 a 12	0.91	15	1.28	15	102.5	2.5	0.000	0.000	0.000	
13 a 9	0.10	16	0.02							
							suma	22.498		
10 a 14	0.92	17	0.17							
11 a 12	4.08	18	2.09							
12 a 13	2.79	19	1.35							
15 a 1	22.50	1	3.20							

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

RED EJEMPLO DINÁMICO

20					
1	15	1	400	6	0.02
2	1	2	200	3	0.02
3	2	3	300	3	0.02
4	1	4	50	3	0.02
5	4	5	200	2	0.02
6	2	5	50	2	0.02
7	4	6	50	3	0.02
8	6	7	150	2	0.02
9	7	8	50	2	0.02
10	5	8	50	2	0.02
11	8	9	150	2	0.02
12	9	10	150	2	0.02
13	3	10	100	3	0.02
14	6	11	200	3	0.02
15	7	12	200	2	0.02
16	9	13	200	2	0.02
17	10	14	200	3	0.02
18	11	12	150	3	0.02
19	12	13	200	3	0.02
20	13	14	150	3	0.02
1					
15	100	100	2.5	1	0.0225

NO

15	
1	44
2	43
3	39
4	46
5	49
6	54
7	61
8	62
9	57
10	46
11	43
12	44
13	46
14	42
15	100

14	
1	0.001004
2	0.002210
3	0.001607
4	0.001205
5	0.001205
6	0.001607
7	0.001607
8	0.001004
9	0.002009
10	0.001808
11	0.001406
12	0.002210
13	0.002210
14	0.001406

0
0
0
0

1
SI

PROGRAMA REDINA/II/OAFM/JOR

TIEMPO 7 h F= 1

Suma Q acumin. 0 022	Suma Q dem 0 022	Vol acum acumin. 80.993	Vol acum dem 80.993	Def en vol 0 000
Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def
14 84 07	42.07	1.4	1.4	0.0
2 88 88	45.88	2.2	2.2	0.0
4 93.13	47.13	1.2	1.2	0.0
6 90.31	36.31	1.6	1.6	0.0
8 84.09	24.09	1.0	1.0	0.0
10 84.18	38.18	1.8	1.8	0.0
12 85.08	41.08	2.2	2.2	0.0
15 102.50	2.50	0.0	0.0	0.0

TIEMPO 10 h F= 1.475

Suma Q acumin. 0 032	Suma Q dem 0 033	Vol acum acumin. 414.926	Vol acum dem 421.163	Def en vol 6.237
Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def
14 84 87	22.87	2.1	2.1	0.0
2 74.38	32.38	3.3	3.3	0.0
4 82.90	36.90	1.8	1.8	0.0
6 77.24	23.24	2.4	2.4	0.0
8 69.29	7.29	1.2	1.2	0.0
10 65.05	19.05	2.7	2.7	0.0
12 66.84	22.84	3.3	3.3	0.0
15 101.82	1.82	0.0	0.0	0.0

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.5	13a	14	0.03	0.03	2	8.6	1a	2
3	4.6	2a	3	1.01	4.12	4	12.8	1a	4
5	2.3	4a	5	1.12	5.04	6	1.8	2a	5
7	9.4	6a	6	3.06	2.83	8	2.4	6a	7
9	0.2	8a	7	0.11	0.01	10	2.9	5a	8
11	1.6	8a	9	0.81	1.98	12	0.3	10a	9
13	3.0	7a	10	0.66	0.58	14	5.4	6a	11
15	1.0	7a	12	0.50	1.00	16	0.1	13a	9
17	0.9	10a	14	0.19	0.10	18	4.0	11a	12
19	2.8	12a	13	0.61	0.98	1	22.5	15a	1

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.8	13a	14	0.05	0.07	2	12.2	1a	2
3	4.5	2a	3	1.43	8.22	4	18.2	1a	4
5	3.2	4a	5	1.58	9.97	6	2.4	2a	5
7	13.3	6a	6	2.91	5.66	8	3.3	6a	7
9	0.2	8a	7	0.12	0.02	10	3.9	5a	8
11	2.4	8a	9	1.19	4.29	12	0.3	10a	9
13	4.2	7a	10	0.91	1.12	14	7.4	6a	11
15	1.6	7a	12	0.78	2.43	16	0.3	9a	13
17	1.2	10a	14	0.26	0.19	18	5.5	11a	12
19	3.9	12a	13	0.85	1.91	1	31.9	15a	1

TIEMPO 8 h F= 1.3

Suma Q acumin. 0 029	Suma Q dem 0 029	Vol acum acumin. 186.283	Vol acum dem 186.283	Def en vol 0 000
Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def
14 71.33	29.33	1.8	1.8	0.0
2 79.43	36.43	2.9	2.9	0.0
4 86.60	40.60	1.6	1.6	0.0
6 81.83	27.83	2.1	2.1	0.0
8 74.73	12.73	1.3	1.3	0.0
10 71.50	25.50	2.4	2.4	0.0
12 71.03	29.03	2.9	2.9	0.0
15 102.42	2.42	0.0	0.0	0.0

TIEMPO 11 h F= 1.5

Suma Q acumin. 0.032	Suma Q dem 0.034	Vol acum acumin. 530.906	Vol acum dem 542.652	Def en vol 11.746
Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def
14 64.11	22.11	2.1	2.1	0.0
2 73.71	30.71	3.3	3.3	0.0
4 82.31	36.31	1.8	1.8	0.0
6 76.59	22.59	2.4	2.4	0.0
8 68.69	6.69	1.1	1.1	0.0
10 64.31	18.31	2.7	2.7	0.0
12 66.09	22.09	3.3	3.3	0.0
15 101.47	1.47	0.0	0.0	0.0

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.6	13a	14	0.04	0.04	2	11.2	1a	2
3	4.0	2a	3	1.31	6.94	4	16.7	1a	4
5	2.9	4a	5	1.45	8.49	6	2.3	2a	5
7	12.2	6a	6	2.67	4.76	8	3.1	6a	7
9	0.2	8a	7	0.12	0.02	10	3.7	5a	8
11	2.1	8a	9	1.06	3.16	12	0.4	10a	9
13	3.9	7a	10	0.86	0.99	14	7.0	6a	11
15	1.3	7a	12	0.65	1.69	16	0.0	13a	9
17	1.1	10a	14	0.25	0.17	18	5.1	11a	12
19	3.6	12a	13	0.79	1.66	1	29.2	15a	1

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.8	13a	14	0.05	0.07	2	12.3	1a	2
3	4.6	2a	3	1.44	8.29	4	18.4	1a	4
5	3.2	4a	5	1.58	10.04	6	2.4	2a	5
7	13.3	6a	6	2.93	5.73	8	3.3	6a	7
9	0.2	8a	7	0.12	0.01	10	3.8	5a	8
11	2.5	8a	9	1.21	4.41	12	0.2	10a	9
13	4.2	7a	10	0.91	1.11	14	7.6	6a	11
15	1.6	7a	12	0.80	2.58	16	0.3	9a	13
17	1.2	10a	14	0.27	0.19	18	5.5	11a	12
19	3.9	12a	13	0.85	1.91	1	32.1	15a	1

TIEMPO 9 h F= 1.425

Suma Q acumin. 0 032	Suma Q dem 0 032	Vol acum acumin. 299.702	Vol acum dem 301.698	Def en vol 1.996
Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def
14 66.20	24.20	2.0	2.0	0.0
2 75.51	32.51	3.1	3.1	0.0
4 83.80	37.80	1.7	1.7	0.0
6 74.30	24.30	2.3	2.3	0.0
8 70.33	4.33	1.3	1.3	0.0
10 66.18	20.38	2.6	2.6	0.0
12 68.15	24.15	3.1	3.1	0.0
15 102.14	2.14	0.0	0.0	0.0

TIEMPO 12 h F= 1.495

Suma Q acumin. 0.032	Suma Q dem 0.034	Vol acum acumin. 646.417	Vol acum dem 663.736	Def en vol 17.319
Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def
14 64.02	22.02	2.1	2.1	0.0
2 73.54	30.54	3.3	3.3	0.0
4 82.09	36.09	1.8	1.8	0.0
6 76.41	22.41	2.4	2.4	0.0
8 68.57	6.57	1.1	1.1	0.0
10 64.21	18.21	2.7	2.7	0.0
12 65.99	21.99	3.3	3.3	0.0
15 101.33	1.33	0.0	0.0	0.0

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.8	13a	14	0.04	0.06	2	12.0	1a	2
3	4.4	2a	3	1.41	8.02	4	18.0	1a	4
5	3.2	4a	5	1.56	9.76	6	2.5	2a	5
7	13.1	6a	6	2.87	5.51	8	3.3	6a	7
9	0.3	8a	7	0.14	0.02	10	3.9	5a	8
11	2.4	8a	9	1.14	4.06	12	0.4	10a	9
13	4.2	7a	10	0.91	1.12	14	7.5	6a	11
15	1.5	7a	12	0.73	2.16	16	0.1	9a	13
17	1.2	10a	14	0.26	0.18	18	5.3	11a	12
19	3.8	12a	13	0.84	1.89	1	31.4	15a	1

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.8	13a	14	0.05	0.07	2	12.3	1a	2
3	4.5	2a	3	1.43	8.23	4	18.3	1a	4
5	3.2	4a	5	1.58	9.97	6	2.4	2a	5
7	13.3	6a	6	2.92	5.68	8	3.3	6a	7
9	0.2	8a	7	0.12	0.01	10	3.8	5a	8
11	2.4	8a	9	1.21	4.39	12	0.2	10a	9
13	4.1	7a	10	0.91	1.10	14	7.6	6a	11
15	1.6	7a	12	0.80	2.57	16	0.3	9a	13
17	1.2	10a	14	0.27	0.19	18	5.5	11a	12
19	3.8	12a	13	0.84	1.90	1	32.0	15a	1

TIEMPO 13 h F= 1.43

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0.031		0.032		754.942		779.556		20.613	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr
14	65.17	23.17	2.0	0.0	1.92.88	48.88	1.4	1.4	0.0
2	74.37	31.37	3.2	3.2	0.0	66.44	27.44	3.3	2.3
4	82.59	36.59	1.7	1.7	0.0	72.95	23.95	1.7	1.7
6	77.13	23.13	2.3	2.3	0.0	69.35	4.35	2.0	2.3
8	69.37	7.37	1.2	1.4	0.1	65.27	2.5	2.9	0.4
10	65.35	19.35	2.6	2.6	0.11	69.96	26.96	2.0	1.0
12	67.10	23.10	3.2	3.2	0.13	65.24	19.24	3.2	1.2
15	100.79	0.79	0.0	0.0	0.0				

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.9	13a	14	0.05	0.07	2	12.0	1a	2	1.43	18.51
3	6.4	2a	3	1.41	7.94	4	17.9	1a	4	3.92	10.30
5	3.1	4a	5	1.55	9.63	6	2.4	2a	5	1.19	1.42
7	13.0	4a	6	2.86	5.46	8	3.3	6a	7	1.61	7.78
9	0.3	8a	7	0.15	0.02	10	3.8	5a	8	1.89	3.58
11	2.4	8a	9	1.17	4.10	12	0.3	10a	9	0.17	0.09
13	4.1	10a	10	0.90	1.08	14	7.5	6a	11	1.64	1.17
15	1.5	7a	12	0.75	2.25	14	0.2	9a	13	0.09	0.03
17	1.2	10a	14	0.24	0.18	18	5.5	11a	12	1.20	2.87
19	3.8	12a	13	0.83	1.86	1	31.3	15a	1	6.87	7.91

TIEMPO 14 h F= 1.35

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0.030		0.030		867.984		888.963		20.979	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr
14	66.81	24.81	1.9	1.9	0.0	1.93.06	49.06	1.4	1.4
2	75.60	32.60	3.0	3.0	0.0	48.06	29.06	3.2	2.2
4	83.37	37.37	1.6	1.6	0.0	74.19	25.19	1.6	1.6
6	78.21	24.21	2.2	2.2	0.0	70.55	9.55	2.2	2.2
8	70.57	8.57	1.3	1.4	0.1	66.85	9.85	2.7	0.0
10	67.00	21.00	2.4	2.4	0.11	71.44	28.44	1.9	1.9
12	68.67	24.67	3.0	3.0	0.13	66.86	20.86	3.0	1.0
15	100.49	0.49	0.0	0.0	0.0				

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.7	13a	14	0.04	0.05	2	11.4	1a	2	2.55	17.46
3	6.3	2a	3	1.37	7.54	4	17.4	1a	4	3.81	9.69
5	3.1	4a	5	1.51	9.18	6	2.4	2a	5	1.19	1.42
7	12.7	4a	6	2.78	5.16	8	3.2	6a	7	1.60	7.66
9	0.3	8a	7	0.16	0.03	10	3.8	5a	8	1.90	3.41
11	2.3	8a	9	1.11	3.72	12	0.4	10a	9	0.23	0.15
13	4.1	10a	10	0.89	1.07	14	7.3	6a	11	1.59	6.77
15	1.4	7a	12	0.68	1.87	14	0.1	13a	9	0.03	0.01
17	1.2	10a	14	0.24	0.18	18	5.4	11a	12	1.17	2.76
19	3.8	12a	13	0.82	1.81	1	30.4	15a	1	6.66	7.43

TIEMPO 15 h F= 1.25

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0.023		0.028		951.774		990.204		38.430	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr
14	56.96	14.96	1.8	1.8	0.0	1.71.58	27.58	1.3	1.3
2	61.78	18.78	2.8	2.8	0.0	57.52	18.52	2.0	2.0
4	68.04	20.04	1.5	1.5	0.0	61.41	12.41	1.5	1.5
6	63.19	9.19	2.0	2.0	0.0	60.55	-0.45	2.0	1.8
8	60.53	-1.47	0.1	1.3	1.2	57.56	0.56	0.6	2.5
10	57.05	11.05	2.3	2.3	0.11	59.29	14.29	1.8	1.8
12	57.95	13.95	2.8	2.8	0.13	57.06	11.06	2.8	2.8
15	76.43	-23.57	0.0	0.0	0.0				

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.6	13a	14	0.03	0.10	2	8.8	1a	2	1.92	9.80
3	4.7	2a	3	1.04	4.27	4	13.2	1a	4	2.89	5.54
5	2.2	4a	5	1.08	4.63	6	1.3	2a	5	0.63	0.37
7	9.5	4a	6	2.08	2.48	8	1.9	6a	7	0.95	2.44
9	0.2	7a	12	0.08	0.08	10	5.4	8	0.97	0.88	
11	2.0	8a	9	1.00	2.98	12	0.6	9a	10	0.31	0.30
13	2.7	3a	10	0.60	0.46	14	5.5	6a	11	1.22	3.90
15	1.6	7a	12	0.81	1.60	16	0.8	9a	13	0.37	0.50
17	1.1	10a	14	0.24	0.09	18	3.8	11a	12	0.83	1.34
19	2.7	12a	13	0.58	0.89	1	23.2	15a	1	5.08	4.85

TIEMPO 16 h F= 1.175

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0.022		0.026		1031.510		1085.370		53.861	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr
14	57.50	15.50	1.7	1.7	0.0	1.71.17	27.17	1.2	1.2
2	62.06	19.06	2.6	2.6	0.0	58.09	19.09	1.9	1.9
4	66.03	20.03	1.4	1.4	0.0	61.67	12.67	1.4	1.4
6	63.38	9.38	1.9	1.9	0.0	60.72	-0.28	0.3	1.9
8	60.72	-1.28	0.1	1.2	1.1	57.87	0.87	0.8	2.4
10	57.64	11.64	2.1	2.1	0.11	59.71	14.71	1.7	1.7
12	58.42	14.42	2.6	2.6	0.13	57.54	11.54	2.6	2.6
15	75.03	-24.97	0.0	0.0	0.0				

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.6	13a	14	0.03	0.04	2	8.4	1a	2	1.85	9.11
3	4.5	2a	3	0.99	3.97	4	12.7	1a	4	2.77	5.15
5	2.1	4a	5	1.04	4.36	6	1.3	2a	5	0.63	0.39
7	9.1	4a	6	2.00	2.67	8	1.9	6a	7	0.94	2.64
9	0.0	7a	12	0.02	0.00	10	2.0	5a	8	0.97	0.94
11	2.0	8a	9	0.97	2.05	12	0.6	9a	10	0.27	0.22
13	2.6	3a	10	0.58	0.45	14	5.3	6a	11	1.17	3.64
15	1.5	7a	12	0.76	2.10	16	0.6	9a	13	0.29	0.32
17	1.1	10a	14	0.24	0.14	18	3.7	11a	12	0.80	1.30
19	2.6	12a	13	0.57	0.87	1	22.3	15a	1	4.88	3.86

TIEMPO 17 h F= 1.125

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0.022		0.025		1111.533		1174.487		62.954	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr
14	58.94	16.94	1.6	1.6	0.0	1.72.84	28.84	1.1	1.1
2	63.59	20.59	2.5	2.5	0.0	59.55	20.55	1.8	1.8
4	67.64	21.64	1.4	1.4	0.0	63.10	14.10	1.4	1.4
6	64.93	10.93	1.9	1.8	0.0	61.90	0.90	0.7	1.8
8	61.90	-0.10	0.2	1.1	0.9	59.12	2.12	1.3	2.3
10	59.07	13.07	2.0	2.0	0.11	61.24	18.24	1.6	1.6
12	59.91	15.91	2.5	2.5	0.13	58.98	12.98	2.5	2.5
15	76.74	-23.26	0.0	0.0	0.0				

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.6	13a	14	0.03	0.04	2	8.5	1a	2	1.86	9.25
3	4.6	2a	3	1.00	4.03	4	12.7	1a	4	2.79	5.19
5	2.2	4a	5	1.06	4.55	6	1.4	2a	5	0.70	0.49
7	9.2	4a	6	2.01	2.71	8	2.0	6a	7	1.00	3.04
9	0.1	8a	7	0.05	0.00	10	2.2	5a	8	1.05	1.20
11	1.9	8a	9	0.96	2.78	12	0.3	9a	10	0.24	0.21
13	2.7	3a	10	0.60	0.49	14	5.3	6a	11	1.17	3.67
15	1.4	7a	12	0.70	1.99	16	0.4	9a	13	0.19	0.14
17	1.0	10a	14	0.22	0.13	18	3.8	11a	12	0.82	1.36
19	2.7	12a	13	0.59	0.93	1	22.3	15a	1	4.89	3.91

TIEMPO 18 h F= 1.1

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0.022		0.025		1191.871		1265.579		73.708	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Nudo	Terr
14	59.73	17.73	1.5	1.5	0.0	1.73.80	29.80	1.1	1.1
2	64.44	21.44	2.4	2.4	0.0	60.36	21.36	1.4	1.8
4	68.54	22.54	1.3	1.3	0.0	63.89	14.89	1.3	1.3
6	65.82	11.82	1.8	1.8	0.0	62.53	1.53	0.9	1.8
8	62.54	0.54	0.3	1.1	0.8	59.86	2.86	1.5	2.2
10	59.85	13.85	2.0	2.0	0.11	62.12	19.12	1.5	1.5
12	60.73	16.73	2.4	2.4	0.13	59.77	13.77	2.4	2.4
15	77.79	-22.21	0.0	0.0	0.0				

||
||
||

Suma Q sumin.		Suma Q dem.		TIEMPO 21 h		F= 7a		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 018		0 018		1414 687		1497 007		82 320					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez.	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez
14	85.45	43.45	1.1	1.1	0.0	1	94.34	50.34	0.8	0.8	0.0	0	0
2	88.42	45.42	1.7	1.7	0.0	3	85.87	46.87	1.3	1.3	0.0	0	0
4	91.05	45.05	0.9	0.9	0.0	5	87.93	38.93	0.9	0.9	0.0	0	0
6	89.10	35.20	1.3	1.3	0.0	7	86.68	25.68	1.3	1.3	0.0	0	0
8	86.68	24.68	0.8	0.8	0.0	9	85.46	28.46	1.6	1.6	0.0	0	0
10	85.51	39.51	1.4	1.4	0.0	11	87.01	44.01	1.1	1.1	0.0	0	0
12	86.07	42.07	1.7	1.7	0.0	13	85.47	39.47	1.7	1.7	0.0	0	0
15	94.70	-5.30	0.0	0.0	0.0								

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.5	13a	14	0.03	0.02	2	6.8	1a	2	1.49	5.92
3	3.6	2a	3	0.80	2.55	4	10.1	1a	4	2.22	3.29
5	1.8	4a	5	0.88	3.12	6	1.4	2a	5	0.70	4.49
7	7.4	4a	6	1.62	1.75	8	1.9	6a	7	0.94	2.62
9	0.2	8a	7	0.10	0.01	10	2.3	5a	8	1.12	1.25
11	1.3	8a	9	0.64	1.22	12	0.3	10a	9	0.13	0.05
13	2.4	3a	10	0.52	0.36	14	4.2	6a	11	0.93	2.39
15	0.8	7a	12	0.39	0.40	16	0.1	13a	9	0.03	0.00
17	0.7	10a	14	0.16	0.07	18	3.1	11a	12	0.69	0.93
19	2.2	12a	13	0.48	0.61	1	17.7	15a	1	3.89	0.36

Suma Q sumin.		Suma Q dem.		TIEMPO 1 h		F= 5a		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 013		0 013		1607 450		1689 770							
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez
14	95.63	53.63	0.8	0.8	0.0	1	100.25	56.25	0.6	0.6	0.0	0	0
2	97.18	54.18	1.2	1.2	0.0	3	95.85	56.85	0.9	0.9	0.0	0	0
4	98.54	55.54	0.7	0.7	0.0	5	96.92	47.92	0.7	0.7	0.0	0	0
6	97.83	43.83	0.9	0.9	0.0	7	96.27	35.27	0.9	0.9	0.0	0	0
8	96.28	34.28	0.6	0.6	0.0	9	95.64	38.64	1.1	1.1	0.0	0	0
10	95.67	49.67	1.0	1.0	0.0	11	96.45	53.45	0.8	0.8	0.0	0	0
12	95.96	51.96	1.3	1.3	0.0	13	95.64	49.64	1.2	1.2	0.0	0	0
15	101.53	1.53	0.0	0.0	0.0								

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.3	13a	14	0.02	0.01	2	4.9	1a	2	1.07	3.07
3	2.6	2a	3	0.57	1.32	4	7.3	1a	4	1.60	1.71
5	1.3	4a	5	0.63	1.62	6	1.0	2a	5	0.50	0.25
7	5.3	4a	6	1.16	0.91	8	1.4	6a	7	0.67	1.36
9	0.2	8a	7	0.08	0.01	10	1.6	5a	8	0.80	0.65
11	0.9	8a	9	0.46	0.64	12	0.2	10a	9	0.09	0.03
13	1.7	3a	10	0.37	0.18	14	3.0	6a	11	0.67	1.19
15	0.6	7a	12	0.28	0.31	14	0.0	13a	9	0.02	0.00
17	0.5	10a	14	0.12	0.04	18	2.2	11a	12	0.49	0.49
19	1.6	12a	13	0.36	0.32	1	12.7	15a	1	2.80	1.28

Suma Q sumin.		Suma Q dem.		TIEMPO 22 h		F= .65		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 015		0 015		1467 332		1549.652		42 320					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez.	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez
14	92.53	50.53	0.9	0.9	0.0	1	98.58	54.58	0.7	0.7	0.0	0	0
2	94.53	51.53	1.4	1.4	0.0	3	92.80	53.80	1.0	1.0	0.0	0	0
4	96.34	50.34	0.8	0.8	0.0	5	94.20	45.20	0.8	0.8	0.0	0	0
6	95.13	41.13	1.0	1.0	0.0	7	93.35	32.35	1.0	1.0	0.0	0	0
8	93.35	31.35	0.7	0.7	0.0	9	92.53	35.53	1.3	1.3	0.0	0	0
10	92.56	46.56	1.2	1.2	0.0	11	93.57	50.57	0.9	0.9	0.0	0	0
12	92.93	48.93	1.4	1.4	0.0	13	92.52	46.52	1.4	1.4	0.0	0	0
15	100.56	0.56	0.0	0.0	0.0								

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.4	13a	14	0.02	0.00	2	5.6	1a	2	1.24	4.05
3	3.0	2a	3	0.66	1.73	4	8.4	1a	4	1.84	2.24
5	1.5	4a	5	0.73	2.14	6	1.2	2a	5	0.58	0.33
7	6.2	4a	6	1.35	1.20	8	1.6	6a	7	0.77	1.78
9	0.2	8a	7	0.08	0.00	10	1.9	5a	8	0.92	0.85
11	1.1	8a	9	0.53	0.82	12	0.2	10a	9	0.11	0.03
13	2.0	3a	10	0.43	0.24	14	3.5	6a	11	0.71	1.56
15	0.7	7a	12	0.32	0.42	16	0.0	13a	9	0.02	0.00
17	0.6	10a	14	0.13	0.03	18	2.6	11a	12	0.57	0.64
19	1.8	12a	13	0.40	0.41	1	14.7	15a	1	2.21	1.99

Suma Q sumin.		Suma Q dem.		TIEMPO 2 h		F= 55		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 012		0 012		1451 896		1734 315		82 320					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez
14	94.20	54.20	0.8	0.8	0.0	1	100.65	56.65	0.6	0.6	0.0	0	0
2	97.68	54.68	1.2	1.2	0.0	3	96.41	57.41	0.9	0.9	0.0	0	0
4	99.00	53.00	0.7	0.7	0.0	5	97.44	48.44	0.7	0.7	0.0	0	0
6	98.13	44.13	0.9	0.9	0.0	7	96.81	35.81	0.9	0.9	0.0	0	0
8	96.82	34.82	0.6	0.6	0.0	9	96.21	39.21	1.1	1.1	0.0	0	0
10	96.23	50.23	1.0	1.0	0.0	11	96.98	53.98	0.8	0.8	0.0	0	0
12	96.51	52.51	1.2	1.2	0.0	13	96.21	50.21	1.2	1.2	0.0	0	0
15	101.88	1.88	0.0	0.0	0.0								

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.3	13a	14	0.02	0.01	2	4.8	1a	2	1.05	2.96
3	2.4	2a	3	0.56	1.28	4	7.2	1a	4	1.57	1.65
5	1.3	4a	5	0.62	1.56	6	1.0	2a	5	0.49	0.24
7	5.2	4a	6	1.14	0.87	8	1.3	6a	7	0.66	1.31
9	0.2	8a	7	0.08	0.01	10	1.6	5a	8	0.79	0.62
11	0.9	8a	9	0.45	0.61	12	0.2	10a	9	0.09	0.03
13	1.7	3a	10	0.36	0.18	14	3.0	6a	11	0.66	1.15
15	0.6	7a	12	0.27	0.30	16	0.0	13a	9	0.02	0.00
17	0.5	10a	14	0.11	0.03	18	2.2	11a	12	0.48	0.47
19	1.5	12a	13	0.34	0.30	1	12.5	15a	1	2.75	1.23

Suma Q sumin.		Suma Q dem.		TIEMPO 23 h		F= 6		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 013		0 013		1515 928		1598 248		82 320					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez.	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez
14	94.10	52.10	0.8	0.8	0.0	1	99.37	55.37	0.6	0.6	0.0	0	0
2	95.86	52.86	1.3	1.3	0.0	3	94.35	55.35	1.0	1.0	0.0	0	0
4	97.42	51.42	0.7	0.7	0.0	5	95.57	46.57	0.7	0.7	0.0	0	0
6	96.38	42.38	1.0	1.0	0.0	7	94.83	33.83	1.0	1.0	0.0	0	0
8	94.83	32.83	0.6	0.6	0.0	9	94.11	37.11	1.2	1.2	0.0	0	0
10	94.14	48.14	1.1	1.1	0.0	11	95.02	52.02	0.8	0.8	0.0	0	0
12	94.47	50.47	1.3	1.3	0.0	13	94.11	48.11	1.3	1.3	0.0	0	0
15	100.86	0.86	0.0	0.0	0.0								

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.4	13a	14	0.02	0.01	2	5.2	1a	2	1.15	3.51
3	2.8	2a	3	0.61	1.51	4	7.8	1a	4	1.71	1.95
5	1.4	4a	5	0.68	1.85	6	1.1	2a	5	0.54	0.29
7	5.7	4a	6	1.25	1.04	8	1.5	6a	7	0.72	1.55
9	0.2	8a	7	0.08	0.01	10	1.7	5a	8	0.86	0.74
11	1.0	8a	9	0.49	0.72	12	0.2	10a	9	0.10	0.03
13	1.8	3a	10	0.40	0.21	14	3.3	6a	11	0.71	1.36
15	0.6	7a	12	0.30	0.36	16	0.0				

TIEMPO 5 h F= .65

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol		
0 015		0 015		1796 973		1879 293		82 320		
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto			
Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez	Terr	Sumin	
14	94.84	52.84	0.9	0.9	0.0	100.81	56.81	0.7	0.7	0.0
2	96.84	53.84	1.4	1.4	0.0	3.95.12	56.12	1.0	1.0	0.0
4	98.60	52.80	0.8	0.8	0.0	3.94.51	47.51	0.8	0.8	0.0
6	97.43	43.43	1.0	1.0	0.0	7.95.88	34.68	1.0	1.0	0.0
8	95.68	33.68	0.7	0.7	0.0	9.94.85	37.85	1.1	1.1	0.0
10	94.88	48.88	1.2	1.2	0.0	11.95.89	52.89	0.9	0.9	0.0
12	95.26	51.26	1.4	1.4	0.0	13.94.85	48.85	1.4	1.4	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0					

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.3	13a	14	0.02	0.01	2	5.6	1a	2	1.22	3.97
3	1.0	2a	3	0.65	1.71	4	8.3	1a	4	1.81	2.20
5	1.5	4a	5	0.72	2.10	6	1.2	2a	5	0.57	0.33
7	6.0	4a	6	1.32	1.18	8	1.5	6a	7	0.76	1.75
9	0.1	8a	7	0.05	0.00	10	1.8	5a	9	0.91	0.83
11	1.1	8a	9	0.53	0.83	12	0.2	10a	9	0.10	0.03
13	2.0	3a	10	0.43	0.25	14	3.5	6a	11	0.76	1.54
15	0.7	7a	12	0.32	0.42	16	0.0	13a	9	0.00	0.00
17	0.5	10a	14	0.12	0.04	18	2.6	11a	12	0.56	0.63
19	1.8	12a	13	0.39	0.41	1	14.5	15a	1	3.17	1.69

TIEMPO 6 h F= .8

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol		
0 018		0 018		1861 767		1944 087		82 320		
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto			
Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez	Terr	Sumin	
14	90.81	48.81	1.1	1.1	0.0	1.99.92	55.92	0.8	0.8	0.0
2	93.85	50.85	1.8	1.8	0.0	3.91.25	52.25	1.3	1.3	0.0
4	96.55	50.55	1.0	1.0	0.0	5.93.36	44.36	1.0	1.0	0.0
6	94.76	40.76	1.3	1.3	0.0	7.92.09	31.09	1.3	1.3	0.0
8	92.10	30.10	0.8	0.8	0.0	9.90.83	33.83	1.6	1.6	0.0
10	90.87	44.87	1.4	1.4	0.0	11.92.41	49.41	1.1	1.1	0.0
12	91.45	47.45	1.8	1.8	0.0	13.90.83	44.83	1.8	1.8	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0					

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.4	13a	14	0.02	0.01	2	6.9	1a	2	1.50	6.06
3	3.7	2a	3	0.80	2.61	4	10.3	1a	4	2.24	3.36
5	1.8	4a	5	0.89	3.20	6	1.4	2a	5	0.70	0.50
7	7.5	4a	6	1.64	1.79	8	1.9	4a	7	0.94	2.67
9	0.1	8a	7	0.06	0.00	10	2.3	5a	9	1.12	1.26
11	1.3	8a	9	0.65	1.27	12	0.2	10a	9	0.12	0.05
13	2.4	3a	10	0.53	0.37	14	4.3	6a	11	0.94	2.35
15	0.8	7a	12	0.40	0.64	16	0.0	13a	9	0.00	0.00
17	0.7	10a	14	0.15	0.06	18	3.2	11a	12	0.69	0.96
19	2.2	12a	13	0.48	0.62	1	17.9	15a	1	3.92	2.58

TIEMPO 7 h F= 1

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol		
0 022		0 022		1942 760		2025 080		82 320		
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto			
Nudo	Piez	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Piez	Terr	Sumin	
14	84.17	42.17	1.4	1.4	0.0	1.98.45	54.45	1.0	1.0	0.0
2	88.95	45.95	2.2	2.2	0.0	3.84.85	45.85	1.6	1.6	0.0
4	93.17	47.17	1.2	1.2	0.0	5.88.16	39.16	1.2	1.2	0.0
6	90.37	36.37	1.6	1.6	0.0	7.84.37	25.37	1.6	1.6	0.0
8	86.18	24.18	1.0	1.0	0.0	9.84.39	27.39	2.0	2.0	0.0
10	84.27	38.27	1.8	1.8	0.0	11.84.68	43.68	1.4	1.4	0.0
12	85.17	41.17	2.2	2.2	0.0	13.84.19	38.19	2.2	2.2	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0					

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.5	13a	14	0.03	0.02	2	8.6	1a	2	1.88	9.50
3	4.6	2a	3	1.01	4.09	4	12.8	1a	4	2.81	5.27
5	2.3	4a	5	1.27	5.01	6	1.8	2a	5	0.88	0.78
7	9.3	4a	6	2.05	2.81	8	2.4	6a	7	1.18	4.19
9	0.2	8a	7	0.09	0.01	10	2.8	5a	9	1.41	1.98
11	1.6	8a	9	0.81	1.99	12	0.3	10a	9	0.16	0.07
13	3.0	3a	10	0.66	0.58	14	5.3	6a	11	1.17	3.69
15	1.0	7a	12	0.50	1.00	16	0.0	13a	9	0.01	0.00
17	0.9	10a	14	0.19	0.10	18	3.9	11a	12	0.87	1.51
19	2.7	12a	13	0.60	0.98	1	22.4	15a	1	4.91	4.05

RED EJEMPLO DINÁMICO CORREGIDO

20						
1	15	1	400	6	0.04	
2	1	2	200	4	0.02	
3	2	3	300	4	0.02	
4	1	4	50	4	0.02	
5	4	5	200	3	0.02	
6	2	5	50	2	0.02	
7	4	6	50	3	0.02	
8	6	7	150	2	0.02	
9	7	8	50	2	0.02	
10	5	8	50	2	0.02	
11	8	9	150	2	0.02	
12	9	10	150	2	0.02	
13	3	10	100	3	0.02	
14	6	11	200	3	0.02	
15	7	12	200	2	0.02	
16	9	13	200	2	0.02	
17	10	14	200	3	0.02	
18	11	12	150	3	0.02	
19	12	13	200	3	0.02	
20	13	14	150	3	0.02	
1						
15	100	100	4.0	1	0.0225	

NO

15	
1	44
2	43
3	39
4	46
5	49
6	54
7	61
8	62
9	57
10	46
11	43
12	44
13	46
14	42
15	100

14	
1	0.001004
2	0.002210
3	0.001607
4	0.001205
5	0.001205
6	0.001607
7	0.001607
8	0.001004
9	0.002009
10	0.001808
11	0.001406
12	0.002210
13	0.002210
14	0.001406

0
0
0

1	6.25	20.5	0.04	20.5	6.25	0.25
---	------	------	------	------	------	------

1
SI

PROGRAMA REDINA/II/OAFM/JOR

TIEMPO 7 h P=1.1

Suma Q sumun 0.032 Vol acum sumun 80.931 Vol acum dem 80.931 Def en vol 0.000

Nudo Piaz	Nivel	Carga	Q sumun	Q dem	Def Nudo Piaz	Terr	Sumun	Dem	Q sumun	Q dem	Def
14	89.62	47.62	1.4	1.4	0.0	1	95.47	51.87	1.0	1.0	0.0
2	93.28	50.28	2.2	2.2	0.0	1	93.50	52.50	1.6	1.6	0.0
7	87.85	38.88	1.2	1.2	0.0	7	90.67	39.67	1.2	1.2	0.0
4	87.85	38.88	1.2	1.2	0.0	7	90.67	39.67	1.2	1.2	0.0
8	80.82	28.82	1.0	1.0	0.0	7	89.56	33.56	2.0	2.0	0.0
10	90.11	44.11	1.8	1.8	0.0	11	90.42	47.62	1.4	1.4	0.0
12	89.66	45.66	2.2	2.2	0.0	11	89.57	43.57	2.2	2.2	0.0
15	104.00	4.00	0.0	0.0	0.0						
Suma Q sumun	Suma Q dem	Suma Q dem	Vol acum sumun	Vol acum dem	Def en vol						
0.032	0.032	0.032	80.931	80.931	0.000						

TIEMPO 8 h P=1.1

Suma Q sumun 0.039 Vol acum sumun 186.283 Vol acum dem 186.283 Def en vol 0.000

Nudo Piaz	Nivel	Carga	Q sumun	Q dem	Def Nudo Piaz	Terr	Sumun	Dem	Q sumun	Q dem	Def
14	79.61	37.61	1.8	1.8	0.0	1	90.30	46.30	1.3	1.3	0.0
2	83.81	42.81	2.9	2.9	0.0	1	82.80	43.80	2.1	2.1	0.0
4	88.26	42.26	1.6	1.6	0.0	5	88.57	36.57	1.6	1.6	0.0
6	85.16	31.16	2.1	2.1	0.0	7	81.42	20.42	2.1	2.1	0.0
8	85.67	31.67	1.2	1.2	0.0	7	79.58	22.58	2.6	2.6	0.0
10	85.67	31.67	1.2	1.2	0.0	7	79.58	22.58	2.6	2.6	0.0
12	80.06	36.06	2.9	2.9	0.0	11	79.55	33.55	2.9	2.9	0.0
15	103.92	3.92	0.0	0.0	0.0						
Suma Q sumun	Suma Q dem	Suma Q dem	Vol acum sumun	Vol acum dem	Def en vol						
0.039	0.039	0.039	186.283	186.283	0.000						

TIEMPO 9 h P=1.425

Suma Q sumun 0.032 Vol acum sumun 301.458 Vol acum dem 301.458 Def en vol 0.000

Nudo Piaz	Nivel	Carga	Q sumun	Q dem	Def Nudo Piaz	Terr	Sumun	Dem	Q sumun	Q dem	Def
14	71.45	32.45	3.0	3.0	0.0	1	87.15	49.15	1.4	1.4	0.0
2	81.88	32.88	3.1	3.1	0.0	3	74.37	32.37	2.2	2.2	0.0
4	84.82	39.82	1.7	1.7	0.0	5	83.60	32.60	1.7	1.7	0.0
6	81.11	27.11	2.3	2.3	0.0	7	74.61	15.61	2.3	2.3	0.0
8	78.97	14.97	1.4	1.4	0.0	9	74.61	17.61	2.9	2.9	0.0
10	78.97	14.97	1.4	1.4	0.0	9	74.61	17.61	2.9	2.9	0.0
12	74.97	30.97	3.1	3.1	0.0	11	74.38	28.38	3.1	3.1	0.0
15	103.44	3.44	0.0	0.0	0.0						
Suma Q sumun	Suma Q dem	Suma Q dem	Vol acum sumun	Vol acum dem	Def en vol						
0.032	0.032	0.032	301.458	301.458	0.000						

TIEMPO 10 h P=1.475

Suma Q sumun 0.033 Vol acum sumun 421.443 Vol acum dem 421.443 Def en vol 0.000

Nudo Piaz	Nivel	Carga	Q sumun	Q dem	Def Nudo Piaz	Terr	Sumun	Dem	Q sumun	Q dem	Def
14	72.04	38.04	2.1	2.1	0.0	1	85.42	41.42	1.5	1.5	0.0
2	82.13	37.13	1.2	1.2	0.0	1	76.14	37.14	2.4	2.4	0.0
4	81.11	25.11	1.4	1.4	0.0	3	74.34	13.34	2.4	2.4	0.0
6	78.45	12.45	1.5	1.5	0.0	7	74.34	13.34	2.4	2.4	0.0
10	73.11	27.11	2.7	2.7	0.0	11	74.22	14.99	3.0	3.0	0.0
12	72.57	28.57	3.3	3.3	0.0	11	71.94	25.94	3.3	3.3	0.0
15	103.29	3.29	0.0	0.0	0.0						
Suma Q sumun	Suma Q dem	Suma Q dem	Vol acum sumun	Vol acum dem	Def en vol						
0.033	0.033	0.033	421.443	421.443	0.000						

TIEMPO 11 h P=1.5

Suma Q sumun 0.034 Vol acum sumun 542.513 Vol acum dem 542.513 Def en vol 0.135

Nudo Piaz	Nivel	Carga	Q sumun	Q dem	Def Nudo Piaz	Terr	Sumun	Dem	Q sumun	Q dem	Def
14	70.44	28.44	2.1	2.1	0.0	1	84.68	40.68	1.5	1.5	0.0
2	78.87	35.87	3.1	3.1	0.0	3	74.86	35.86	2.4	2.4	0.0
4	82.10	36.10	1.8	1.8	0.0	5	78.54	29.54	1.8	1.8	0.0
6	78.00	24.00	2.4	2.4	0.0	7	73.05	12.05	2.4	2.4	0.0
8	71.77	15.77	1.7	1.7	0.0	9	71.77	15.77	2.1	2.1	0.0
10	71.77	15.77	1.7	1.7	0.0	9	71.77	15.77	2.1	2.1	0.0
12	71.23	27.23	3.3	3.3	0.0	11	70.56	24.56	3.3	3.3	0.0
15	102.90	2.90	0.0	0.0	0.0						
Suma Q sumun	Suma Q dem	Suma Q dem	Vol acum sumun	Vol acum dem	Def en vol						
0.034	0.034	0.034	542.513	542.513	0.135						

TIEMPO 13 h P=1.455

Suma Q sumun 0.034 Vol acum sumun 663.414 Vol acum dem 663.726 Def en vol 0.222

Nudo Piaz	Nivel	Carga	Q sumun	Q dem	Def Nudo Piaz	Terr	Sumun	Dem	Q sumun	Q dem	Def
14	70.47	28.47	2.1	2.1	0.0	1	84.40	40.40	1.4	1.4	0.0
2	78.43	35.43	3.1	3.1	0.0	3	74.66	35.66	2.4	2.4	0.0
4	81.88	35.88	1.8	1.8	0.0	5	78.21	29.21	1.8	1.8	0.0
6	77.77	23.77	2.4	2.4	0.0	7	72.87	11.87	2.4	2.4	0.0
8	73.20	13.20	1.5	1.5	0.0	9	70.42	13.42	3.0	3.0	0.0
10	71.58	25.58	2.7	2.7	0.0	11	72.72	20.72	2.1	2.1	0.0
12	71.04	27.04	3.3	3.3	0.0	11	70.39	24.39	3.3	3.3	0.0
15	102.90	2.90	0.0	0.0	0.0						
Suma Q sumun	Suma Q dem	Suma Q dem	Vol acum sumun	Vol acum dem	Def en vol						
0.034	0.034	0.034	663.414	663.726	0.222						

TIEMPO 13 h F= 1.43

Suma Q suman Suma Q dem Vol acum suman Vol acum dem Def en vol

0 032 0 032 779 313 779 336 0 322

Nivel	Carga	Terr	Suman	Dem	Def Nudo Pies	Terr	Suman	Dem	Def		
14	72.53	30.52	2.0	2.0	0.0	1.85	38	41.34	1.4	1.4	0.0
2	80.06	37.06	3.2	3.2	0.0	3	37.40	2.13	2.13	0.0	
4	73.02	37.02	1.3	1.7	0.0	7	37.16	3.76	1.7	1.7	0.0
6	75.01	37.01	1.4	1.4	0.0	9	72.43	15.48	2.8	2.8	0.0
10	73.56	27.56	2	2.6	0.0	11	74.60	21.60	2.0	2.0	0.0
12	73.09	29.09	3.2	3.2	0.0	13	72.46	26.46	3.2	3.2	0.0
15	102.11	2.11	0.0	0.0	0.0						

TIEMPO 14 h F= 1.35

Suma Q suman Suma Q dem Vol acum suman Vol acum dem Def en vol

0 030 0 030 888 374 888 896 0 322

Nivel	Carga	Terr	Suman	Dem	Def Nudo Pies	Terr	Suman	Dem	Def		
14	75.41	33.41	1.9	1.9	0.0	1.66	87	43.87	1.4	1.4	0.0
2	82.12	39.12	3.0	3.0	0.0	3	78.86	39.66	2.2	2.2	0.0
4	84.77	38.77	1.6	1.6	0.0	8.1	86.37	34.6	3.6	1.6	0.0
6	81.41	27.41	2.2	2.2	0.0	7	77.36	18.36	2.2	2.2	0.0
8	77.49	18.49	1.4	1.4	0.0	9	79.38	26.38	2.7	2.7	0.0
10	76.34	30.34	2.4	2.4	0.0	11	72.26	34.26	3.0	3.0	0.0
15	101.79	1.79	0.0	0.0	0.0						

TIEMPO 15 h F= 1.25

Suma Q suman Suma Q dem Vol acum suman Vol acum dem Def en vol

0 028 0 028 991 413 991 377 0 322

Nivel	Carga	Terr	Suman	Dem	Def Nudo Pies	Terr	Suman	Dem	Def		
14	74.91	34.91	1.8	1.8	0.0	1.68	74	44.74	1.3	1.3	0.0
2	84.96	40.96	3.5	3.5	0.0	4	84.48	33.48	1.5	1.5	0.0
4	84.06	30.06	2.0	2.0	0.0	7	80.58	21.88	2.5	2.5	0.0
8	80.82	18.82	1.3	1.3	0.0	78	89	21.89	2.5	2.5	0.0
10	79.71	33.71	2.3	2.3	0.0	11	80.50	37.50	3.1	3.1	0.0
12	74.32	19.32	2.8	2.8	0.0	13	78.66	32.66	2.8	2.8	0.0
15	101.93	1.93	0.0	0.0	0.0						

TIEMPO 16 h F= 1.175

Suma Q suman Suma Q dem Vol acum suman Vol acum dem Def en vol

0 026 0 026 1084 981 1085 303 0 322

Nivel	Carga	Terr	Suman	Dem	Def Nudo Pies	Terr	Suman	Dem	Def		
14	61.34	39.34	1.7	1.7	0.0	1.90	63	46.03	1.2	1.2	0.0
2	86.43	43.43	2.6	2.6	0.0	3	83.96	44.96	1.9	1.9	0.0
4	88.44	42.44	1.4	1.4	0.0	5	86.24	37.24	1.4	1.4	0.0
6	85.90	21.90	1.9	1.9	0.0	7	82.82	21.82	1.9	1.9	0.0
8	81.02	14.02	1.2	1.2	0.0	8	81.72	14.72	1.2	1.2	0.0
10	81.70	37.70	2.6	2.6	0.0	11	81.30	26.30	2.6	2.6	0.0
15	101.34	1.34	0.0	0.0	0.0						

TIEMPO 17 h F= 1.125

Suma Q suman Suma Q dem Vol acum suman Vol acum dem Def en vol

0 025 0 025 1176 936 1176 420 0 322

Nivel	Carga	Terr	Suman	Dem	Def Nudo Pies	Terr	Suman	Dem	Def		
14	82.87	40.87	1.6	1.6	0.0	1.85	84	44.44	1.1	1.1	0.0
2	87.54	44.54	2.5	2.5	0.0	3	85.27	44.27	1.6	1.6	0.0
4	89.38	43.38	1.4	1.4	0.0	5	87.16	38.16	1.4	1.4	0.0
6	85.52	22.52	1.1	1.1	0.0	7	82.48	28.48	1.1	1.1	0.0
10	83.52	37.52	2.0	2.0	0.0	11	84.15	43.15	1.6	1.6	0.0
12	83.39	39.39	2.5	2.5	0.0	13	82.83	36.83	1.6	1.6	0.0
15	101.21	1.21	0.0	0.0	0.0						

TIEMPO 18 h F= 1.1

Suma Q suman Suma Q dem Vol acum suman Vol acum dem Def en vol

0 025 0 025 1265 190 1265 512 0 322

Nivel	Carga	Terr	Suman	Dem	Def Nudo Pies	Terr	Suman	Dem	Def		
14	83.57	41.57	1.5	1.5	0.0	1.91	87	43.19	1.1	1.1	0.0
2	88.04	45.04	3.4	3.4	0.0	3	85.87	46.87	1.8	1.8	0.0
4	88.80	43.80	1.3	1.3	0.0	5	87.86	38.86	1.3	1.3	0.0
6	87.57	33.57	1.8	1.8	0.0	7	84.87	28.87	1.6	1.6	0.0
8	85.05	20.05	1.1	1.1	0.0	9	83.55	24.55	2.2	2.2	0.0
10	84.18	38.18	2.0	2.0	0.0	11	83.80	43.80	1.4	1.4	0.0
15	101.52	1.52	0.0	0.0	0.0						

TIEMPO 19 h F= 1.075

Suma Q suman Suma Q dem Vol acum suman Vol acum dem Def en vol

0 024 0 024 1329 251 1329 380 0 322

Nivel	Carga	Terr	Suman	Dem	Def Nudo Pies	Terr	Suman	Dem	Def		
14	84.28	42.28	1.5	1.5	0.0	1.91	84	42.56	1.1	1.1	0.0
2	89.55	49.55	2.4	2.4	0.0	3	86.97	50.97	1.7	1.7	0.0
4	88.20	34.20	1.7	1.7	0.0	5	84.52	24.52	1.7	1.7	0.0
6	85.49	23.49	1.1	1.1	0.0	7	84.28	27.28	2.3	2.3	0.0
8	84.87	38.87	1.9	1.9	0.0	9	85.45	42.45	1.5	1.5	0.0
10	84.58	40.58	2.4	2.4	0.0	11	84.24	38.24	2.4	2.4	0.0
15	101.04	1.04	0.0	0.0	0.0						

TIEMPO 20 h F= 1

Suma Q suman Suma Q dem Vol acum suman Vol acum dem Def en vol

0 022 0 022 1433 350 1433 573 0 322

Nivel	Carga	Terr	Suman	Dem	Def Nudo Pies	Terr	Suman	Dem	Def		
14	66.19	44.19	1.4	1.4	0.0	1.92	79	44.79	1.0	1.0	0.0
2	89.49	47.49	2.2	2.2	0.0	3	87.33	48.33	1.6	1.6	0.0
4	91.44	45.44	1.2	1.2	0.0	5	90.04	41.04	1.2	1.2	0.0
6	89.80	33.80	1.6	1.6	0.0	7	87.58	24.58	1.6	1.6	0.0
8	87.01	25.01	1.8	1.8	0.0	9	85.28	24.28	1.4	1.4	0.0
10	87.01	25.01	1.8	1.8	0.0	11	87.83	24.83	1.4	1.4	0.0
12	86.75	49.75	2.2	2.2	0.0	13	86.46	40.46	2.2	2.2	0.0
15	101.00	1.00	0.0	0.0	0.0						

TIEMPO 30 h F= 1

Suma Q suman Suma Q dem Vol acum suman Vol acum dem Def en vol

0 022 0 022 1433 350 1433 573 0 322

Nivel	Carga	Terr	Suman	Dem	Def Nudo Pies	Terr	Suman	Dem	Def		
14	66.19	44.19	1.4	1.4	0.0	1.92	79	44.79	1.0	1.0	0.0
2	89.49	47.49	2.2	2.2	0.0	3	87.33	48.33	1.6	1.6	0.0
4	91.44	45.44	1.2	1.2	0.0	5	90.04	41.04	1.2	1.2	0.0
6	89.80	33.80	1.6	1.6	0.0	7	87.58	24.58	1.6	1.6	0.0
8	87.01	25.01	1.8	1.8	0.0	9	85.28	24.28	1.4	1.4	0.0
10	87.01	25.01	1.8	1.8	0.0	11	87.83	24.83	1.4	1.4	0.0
12	86.75	49.75	2.2	2.2	0.0	13	86.46	40.46	2.2	2.2	0.0
15	101.00	1.00	0.0	0.0	0.0						

TIEMPO 21 h F= 78

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 018		0 018		1496 424		1496 747		0 323	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def
14	62 40	20 40	1 1	1 1	0 0	1	64 97	20 97	0 8
2	63 82	20 82	1 7	1 7	0 0	3	63 15	24 15	1 3
4	64 40	18 40	0 9	0 9	0 0	5	63 67	14 67	0 9
6	63 48	9 48	1 3	1 3	0 0	7	62 51	1 52	1 3
8	62 51	0 51	0 8	0 8	0 0	9	63 18	6 18	1 6
10	62 56	16 56	1 4	1 4	0 0	11	62 44	19 44	1 1
12	62 13	18 13	1 7	1 7	0 0	13	62 17	1 7	1 7
15	101 08	1 08	0 0	0 0	0 0				

Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf	Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf
No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)	No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)
20	0 8	14a	13	0 05	0 23	2	6 9	1a	2
3	4 7	2a	3	0 58	0 68	4	9 2	1a	4
5	2 6	4a	5	0 58	0 74	6	0 7	2a	5
7	5 7	4a	6	1 24	0 92	8	1 2	6a	7
9	0 4	8a	7	0 20	0 05	10	2 3	5a	8
11	0 7	8a	9	0 44	0 05	12	0 5	10a	9
13	3 5	3a	10	0 77	0 59	14	3 2	6a	11
15	0 8	7a	12	0 39	0 38	16	0 1	13a	9
17	1 5	10a	14	0 33	0 15	18	2 2	11a	12
19	1 2	12a	13	0 27	0 00	1	1 6	15a	1

TIEMPO 1 h F= 56

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 013		0 013		1689 187		1689 510		0 323	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def
14	83 91	41 91	0 8	0 8	0 0	1	85 90	41 90	0 6
2	85 08	42 08	1 2	1 2	0 0	3	84 51	45 51	0 9
4	85 54	39 54	0 7	0 7	0 0	5	85 03	38 03	0 7
6	84 95	30 95	0 9	0 9	0 0	7	84 24	23 24	0 8
8	84 29	22 29	0 6	0 6	0 0	9	83 90	26 90	1 1
10	84 07	38 07	1 0	1 0	0 0	11	84 23	41 23	0 8
12	83 99	39 99	1 2	1 2	0 0	13	83 90	37 90	1 2
15	102 24	2 24	0 0	0 0	0 0				

Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf	Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf
No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)	No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)
20	0 3	14a	13	0 02	0 01	2	5 2	1a	2
3	3 5	2a	3	0 43	0 57	4	6 9	1a	4
5	2 0	4a	5	0 43	0 50	6	0 4	2a	5
7	4 3	4a	6	0 93	0 58	8	1 0	6a	7
9	0 5	8a	7	0 22	0 05	10	1 7	5a	8
11	0 7	8a	9	0 36	0 12	12	0 5	10a	9
13	2 6	3a	10	0 57	0 44	14	2 4	6a	11
15	0 5	7a	12	0 25	0 26	16	0 1	13a	13
17	1 1	10a	14	0 25	0 17	18	1 6	11a	12
19	0 8	12a	13	0 18	0 09	1	1 2	15a	1

TIEMPO 22 h F= 65

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 015		0 015		1549 070		1549 392		0 323	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def
14	76 13	34 13	0 9	0 9	0 0	1	78 63	34 63	0 7
2	77 59	34 59	1 4	1 4	0 0	3	76 88	37 88	1 0
4	78 16	32 16	0 8	0 8	0 0	5	77 53	28 53	0 8
6	77 41	23 41	1 0	1 0	0 0	7	76 54	15 54	1 0
8	76 59	14 59	0 7	0 7	0 0	9	76 18	19 18	1 3
10	76 32	30 32	1 2	1 2	0 0	11	76 48	33 48	0 9
12	76 19	32 19	1 4	1 4	0 0	13	76 08	30 08	1 4
15	101 27	1 27	0 0	0 0	0 0				

Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf	Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf
No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)	No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)
20	0 3	14a	13	0 02	0 05	2	6 1	1a	2
3	4 1	2a	3	0 51	0 71	4	8 0	1a	4
5	2 3	4a	5	0 51	0 63	6	0 5	2a	5
7	5 0	4a	6	1 09	0 76	8	1 1	6a	7
9	0 5	8a	7	0 26	0 05	10	2 0	5a	8
11	0 8	8a	9	0 42	0 41	12	0 6	10a	9
13	3 0	3a	10	0 67	0 56	14	2 8	6a	11
15	0 6	7a	12	0 29	0 35	16	0 1	13a	13
17	1 1	10a	14	0 29	0 19	18	1 4	11a	12
19	1 0	12a	13	0 21	0 10	1	1 4	15a	1

TIEMPO 2 h F= 55

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 012		0 012		1733 733		1734 056		0 323	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def
14	84 90	42 90	0 8	0 8	0 0	1	86 82	42 82	0 6
2	86 03	43 03	1 2	1 2	0 0	3	85 48	46 48	0 9
4	86 47	40 47	0 7	0 7	0 0	5	85 98	36 98	0 7
6	85 91	31 91	0 9	0 9	0 0	7	85 22	24 22	0 9
8	85 27	23 27	0 6	0 6	0 0	9	84 69	27 69	1 1
10	85 06	35 06	1 0	1 0	0 0	11	85 21	42 21	0 8
12	84 98	40 98	1 2	1 2	0 0	13	84 89	38 89	1 2
15	102 59	2 59	0 0	0 0	0 0				

Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf	Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf
No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)	No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)
20	0 3	14a	13	0 02	0 01	2	5 1	1a	2
3	3 5	2a	3	0 43	0 55	4	6 8	1a	4
5	1 9	4a	5	0 43	0 49	6	0 4	2a	5
7	4 2	4a	6	0 92	0 56	8	1 0	6a	7
9	0 4	8a	7	0 22	0 05	10	1 7	5a	8
11	0 7	8a	9	0 35	0 38	12	0 5	10a	9
13	2 6	3a	10	0 56	0 42	14	2 3	6a	11
15	0 5	7a	12	0 25	0 25	16	0 1	13a	13
17	1 1	10a	14	0 25	0 18	18	1 5	11a	12
19	0 8	12a	13	0 18	0 09	1	1 2	15a	1

TIEMPO 23 h F= 6

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 013		0 013		1597 666		1597 988		0 323	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def
14	80 56	38 56	0 8	0 8	0 0	1	82 82	38 82	0 6
2	81 88	38 88	1 3	1 3	0 0	3	81 24	42 24	1 0
4	82 40	36 40	0 7	0 7	0 0	5	81 83	32 83	0 7
6	81 74	27 74	1 0	1 0	0 0	7	80 94	19 94	1 0
8	80 99	18 99	0 6	0 6	0 0	9	80 56	23 56	1 2
10	80 74	34 74	1 1	1 1	0 0	11	80 92	37 92	0 8
12	80 64	36 64	1 3	1 3	0 0	13	80 54	34 54	1 3
15	101 56	1 56	0 0	0 0	0 0				

Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf	Tubo	Gasto	Va del	Vel	Hf
No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)	No	(lps)	nudo	(m/s)	(m)
20	0 3	14a	13	0 02	0 01	2	5 6	1a	2
3	3 8	2a	3	0 46	0 64	4	7 4	1a	4
5	2 1	4a	5	0 47	0 57	6	0 5	2a	5
7	4 6	4a	6	1 00	0 67	8	1 1	6a	7
9	0 5	8a	7	0 34	0 06	10	1 9	5a	8
11	0 8	8a	9	0 39	0 44	12	0 5	10a	9
13	2 8	3a	10	0 61	0 50	14	2 5	6a	11
15	0 5	7a	12	0 27	0 29	16	0 1	13a	13
17	1 2	10a	14	0 27	0 19	18	1 7	11a	12
19	0 9	12a	13	0 20	0 10	1	1 3	15a	1

TIEMPO 3 h F= 56

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 013		0 013		1779 849		1779 412		0 323	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Nivel	Carga
Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def	Nudo	Terr	Sumin	Dem	Def
14	84 92	42 92	0 8	0 8	0 0	1	86 90	42 90	0 6
2	86 08	43 08	1 2	1 2	0 0	3	85 52	46 52	0 9
4	86 54	40 54	0 7	0 7	0 0	5	86 04	37 04	0 7
6	85 96	31 96	0 9	0 9	0 0	7	85 26	24 26	0 9
8	85 31	23 31	0 6	0 6	0 0	9	84 92	27 92	1 1
10	85 09	39 09	1 0</						

TIEMPO 5 h F= 65

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol			
0 015		0 015		1878 710		1879 033		0 323			
Nudo	Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def	
14	79 95	37 95	0 9	0 9	0 0	1	82 57	38 87	0 7	0 7	0 0
2	81 49	38 49	1 4	1 4	0 0	3	80 74	41 74	1 0	1 0	0 0
4	82 09	38 09	0 8	0 8	0 0	5	81 42	31 42	0 8	0 8	0 0
6	81 32	37 32	1 0	1 0	0 0	7	80 40	19 40	1 0	1 0	0 0
8	80 46	38 46	0 7	0 7	0 0	9	79 94	22 94	1 3	1 3	0 0
10	80 15	34 15	2 2	1 2	0 0	11	80 37	37 37	0 9	0 9	0 0
12	80 08	36 08	1 4	1 4	0 0	13	79 93	33 93	1 4	1 4	0 0
15	103 63	3 63	0 0	0 0	0 0						

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0 4	14a	13	0 02	0 02	2	6 0	1a	2	0 73	1 09
3	4 0	2a	3	0 50	0 75	4	7 9	1a	4	0 98	0 48
5	7 3	4a	5	0 50	0 87	6	0 5	2a	5	0 25	0 06
7	4 9	4a	6	1 07	0 77	8	1 1	6a	7	0 55	0 93
9	0 5	8a	7	0 24	0 04	10	2 0	8a	8	0 98	0 97
11	0 8	8a	9	0 41	0 52	12	0 6	10a	9	0 27	0 22
13	3 0	3a	10	0 66	0 58	14	2 7	6a	11	0 60	0 95
15	0 6	7a	12	0 29	0 34	16	0 1	9a	13	0 05	0 01
17	1 3	10a	14	0 28	0 21	18	1 8	12a	12	0 40	0 32
19	1 0	12a	13	0 21	0 12	1	14 5	15a	1	3 17	21 05

TIEMPO 6 h F= 6

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol			
0 018		0 018		1943 505		1943 827		0 323			
Nudo	Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def	
14	68 54	26 54	1 1	1 1	0 0	1	72 48	28 48	0 8	0 8	0 0
2	70 85	27 85	1 8	1 8	0 0	3	69 72	30 72	1 3	1 3	0 0
4	71 76	25 76	1 0	1 0	0 0	5	70 75	21 75	1 0	1 0	0 0
6	70 63	16 63	1 3	1 3	0 0	7	69 22	8 22	1 3	1 3	0 0
8	69 10	7 10	0 8	0 8	0 0	9	68 53	11 53	1 4	1 4	0 0
10	68 85	22 85	1 4	1 4	0 0	11	68 18	26 18	1 1	1 1	0 0
12	68 70	24 70	1 8	1 8	0 0	13	68 51	22 51	1 8	1 8	0 0
15	103 87	3 87	0 0	0 0	0 0						

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0 5	14a	13	0 03	0 03	2	7 3	1a	2	0 90	1 63
3	4 9	2a	3	0 61	1 13	4	9 7	1a	4	1 20	0 72
5	2 8	4a	5	0 61	1 00	6	0 6	2a	5	0 31	0 10
7	6 0	4a	6	1 32	1 15	8	1 4	6a	7	0 68	1 39
9	0 6	8a	7	0 29	0 08	10	2 4	8a	8	1 20	1 45
11	1 0	8a	9	0 51	0 78	12	0 9	10a	9	0 32	0 32
13	3 7	3a	10	0 83	0 87	14	3 3	6a	11	0 73	1 43
15	0 7	7a	12	0 34	0 52	16	0 1	9a	13	0 04	0 01
17	1 5	10a	14	0 34	0 31	18	2 3	11a	12	0 49	0 48
19	1 2	12a	13	0 26	0 19	1	17 7	15a	1	3 88	31 40

TIEMPO 7 h F= 1

Suma Q sumin		Suma Q dem		Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol			
0 022		0 022		2024 497		2024 820		0 323			
Nudo	Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def	
14	93 02	51 02	1 4	1 4	0 0	1	99 43	55 43	1 0	1 0	0 0
2	96 78	53 78	2 2	2 2	0 0	3	94 96	55 96	1 8	1 6	0 0
4	98 26	52 26	1 2	1 2	0 0	5	96 64	47 64	1 2	1 2	0 0
6	96 41	42 41	1 6	1 6	0 0	7	94 14	33 14	1 6	1 6	0 0
8	94 30	32 30	1 0	1 0	0 0	9	93 09	36 09	2 0	2 0	0 0
10	93 57	47 57	1 8	1 8	0 0	11	94 09	51 09	1 4	1 4	0 0
12	93 32	49 32	2 2	2 2	0 0	13	93 03	47 03	2 2	2 2	0 0
15	101 88	3 88	0 0	0 0	0 0						

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0 5	14a	13	0 03	0 00	2	9 3	1a	2	1 14	2 65
3	6 3	2a	3	0 77	1 82	4	12 3	1a	4	1 52	1 17
5	3 5	4a	5	0 77	1 62	6	0 8	2a	5	0 38	0 14
7	7 6	4a	6	1 64	1 86	8	1 8	6a	7	0 86	2 27
9	0 8	8a	7	0 39	0 14	10	3 1	8a	8	1 53	2 34
11	1 3	8a	9	0 65	1 27	12	0 8	10a	9	0 42	0 54
13	4 6	3a	10	1 02	1 40	14	4 2	6a	11	0 93	2 13
15	0 9	7a	12	0 45	0 82	16	0 1	9a	13	0 06	0 00
17	2 0	10a	14	0 44	0 58	18	2 8	11a	12	0 61	0 77
19	1 5	12a	13	0 33	0 29	1	22 6	15a	1	4 96	4 55