

92
22j



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

**“CÁLCULO DE REDES DE AGUA POTABLE
ESTÁTICAS QUE INCLUYEN LA ESTIMACIÓN DEL
FACTOR DE FRICCIÓN”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ISMENE LIBERTAD AMERICA ROSALES PLASCENCIA

Asesor: Dr. Óscar A. Fuentes Mariles.

México, 1996



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-187/95

Señorita
ISMENE LIBERTAD AMERICA ROSALES PLASCENCIA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. OSCAR A. FUENTES MARILES**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"CALCULO DE REDES DE AGUA POTABLE ESTATICAS QUE INCLUYEN LA ESTIMACION DEL FACTOR DE FRICCION"

INTRODUCCION

- I. ANTECEDENTES HISTORICOS SOBRE EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN MEXICO**
- II. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA**
- III. FLUJO EN UNA TUBERIA**
- IV. REDES DE TUBERIAS**
- V. DISPOSITIVO FISICO DE UNA RED DE TUBERIAS**
- VI. VERIFICACION DEL MODELO MATEMATICO**
- VII. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario, a 28 de junio de 1996.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*jbr

A mis padres Javier y Leticia

**a ella por ser una mujer de
gran entereza y entrega,**

**a él por la admiración y el
respeto que le tengo.**

**Gracias por el apoyo y el amor
que siempre me han brindado.**

**A Karina por ser una amiga
incondicional,**

a Yerma por su fuerza y carácter.

**Que siempre culminen las metas
planteadas en su vida.**

Agradezco al
Dr. Oscar Fuentes Mariles
el interés y el tiempo
empleado para la realización
de este trabajo
y al Instituto de Ingeniería
por el apoyo otorgado.

CONTENIDO

	Página
LISTA DE TABLAS	i
LISTA DE FIGURAS	iii
INTRODUCCIÓN	v
CAPÍTULO 1	
ANTECEDENTES HISTÓRICOS SOBRE EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN MÉXICO	1
1.1 Abastecimiento de agua a una ciudad	2
1.2 Desarrollo del sistema de abastecimiento de agua en México	3
1.2.1 Período precolombiano	4
1.2.2 Período de transición	5
1.2.3 Período virreynal	5
1.2.4 Período independiente	8
1.2.5 Período del porfiriato	9
1.2.6 Situación actual	10
CAPITULO 2	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	12
2.1 Fuente u origen de abastecimiento	13
2.2 Captación	15
2.3 Conducción	17
2.4 Tratamiento	18
2.5 Regularización	19

	Página
2.6 Red de distribución	23
2.6.1 Características de la red de distribución	26
2.7 Importancia de obtener los gastos y las cargas en una red de distribución	28

CAPITULO 3

FLUJO EN UNA TUBERÍA	30
3.1 Ecuaciones de movimiento	30
3.2 Tipos de flujo	35
3.3 Efecto de rugosidad de las paredés	37
3.4 Rugosidad	40
3.5 Pérdidas menores	46
3.6 Ejemplos	47

CAPITULO 4

REDES DE TUBERÍAS	55
4.1 Fundamentos	55
4.2 Planteamiento del problema	57
4.3 Procedimientos de cálculo de redes	59
4.3.1 Método de la teoría lineal	59
4.3.2 Método de Newton-Raphson	60
4.3.3 Método de Hardy-Cross	63
4.4 Método del Instituto de Ingeniería	66
4.5 Autoselección del coeficiente de rugosidad	69
4.6 Ejemplos	71

CAPITULO 5

DISPOSITIVO FÍSICO DE UNA RED DE TUBERÍAS	84
5.1 Descripción del dispositivo físico	84
5.2 Medición de gastos	88
5.3 Medición de presiones en los nudos	94
5.4 Calibración del modelo físico	97
5.5 Realización de ensayos	99

CAPÍTULO 6

VERIFICACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO	101
6.1 Presiones en los cruceros	101
6.2 Diferencia de presión entre cruceros	103
6.3 Presiones en los nudos de las placas de orificio	105
6.4 Gastos en las tuberías.....	106
6.5 Pérdidas menores	106
6.6 Calibración de los factores de fricción	109
6.7 Verificación del cálculo de gastos y presiones	117

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES	121
7.1 Modelo matemático	121
7.2 Programa de cómputo	121
7.3 Dispositivo físico	122
7.4 Pruebas realizadas en el dispositivo físico	123
7.5 Pérdida de carga de presión	124

BIBLIOGRAFÍA	125
---------------------------	-----

APÉNDICE A	127
-------------------------	-----

APÉNDICE B	136
-------------------------	-----

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
2.1 Ley de variación horaria en el D.F.	20
2.2 Valores de presión usuales en la red de distribución	24
3.1 Clasificación de flujos	37
3.2 Rugosidad absoluta ϵ en tubos comerciales	43
3.3 Coeficientes a de la fórmula de Genijew	45
3.4 Valores del coeficiente K	47
3.5 Cuadro comparativo	50
3.6 Resultados del problema 3.6.2	54
4.1 Características de la red de tubos del ejemplo 4.6.1	71
4.2 Cálculos necesarios para la solución de la red del ejemplo 4.6.1	73
4.3 Características de la red de tuberías del ejemplo 4.6.2	76
4.4 Cálculos para la solución de la red del ejemplo 4.6.2	77
4.5 Cargas en los nudos de la red del ejemplo 4.6.2	78
4.6 Resultados del programa de cómputo para el ejemplo 4.6.2	79
4.7 Cargas en los nudos de la red del ejemplo 4.6.2, de acuerdo con el programa de cómputo	80
4.8 Datos de la red de tubos del ejemplo 4.6.3	81
4.9 Resultados del programa de cómputo para el ejemplo 4.6.3	82
4.10 Cargas en los nudos de la red del ejemplo 4.6.3, de acuerdo con el programa de cómputo	83

Tabla	Página
5.1 Dimensiones de la red del dispositivo físico	87
6.1 Diferencia de presión entre nudos de cruceros, mediciones de laboratorio	105
6.2 Resultados del programa de cómputo con mediciones de pruebas realizadas en el dispositivo físico, y factores de fricción equivalentes calculados independientemente	111
6.3 Coeficiente de fricción equivalente por tubo del dispositivo físico	113
6.4 Resultados del programa de cómputo con mediciones de la segunda prueba realizada, y factores de fricción equivalentes obtenidos con el segundo análisis	117
6.5 Comparación de los gastos en las tuberías medidos en la segunda prueba con los gastos del programa de cómputo	120
6.6 Comparación de las presiones en los nudos de cruce medidas en la segunda prueba con las presiones del programa de cómputo	120

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
2.1 Sistema hidráulico urbano	12
2.2 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable	13
2.3 Variación horaria de la demanda para la ciudad de México	21
2.4 Componentes del sistema de abastecimiento y sus gastos de diseño	23
2.5a Sistema por gravedad	24
2.5b Sistema por bombeo con excedencias al tanque de regularización	25
2.5c Sistema abastecido directamente por bombeo	25
2.6 Sistema ramificado	27
2.7 Sistema en malla	27
2.8 Sistema combinado	27
3.1 Ecuación de continuidad para una vena líquida	30
3.2 Cargas en los extremos de un tubo	32
3.3a Esquema del flujo laminar	35
3.3b Esquema del flujo turbulento	35
3.4 Zonas de la capa límite	38
3.5 Espesor de la subcapa laminar comparado con la rugosidad absoluta	39
3.6 Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody	42
4.1 Red de tuberías	58
4.2 Diagrama de bloques del método	70
4.3 Red de tubos del ejemplo 4.6.1	71
4.4 Red de tuberías del ejemplo 4.6.2	75
4.5 Red de tubos del ejemplo 4.6.3	80

Figura	Página
5.1 Dispositivo físico en el laboratorio del Instituto de Ingeniería	84
5.2 Red del laboratorio del Instituto de Ingeniería	86
5.3 Placa de orificio ubicada en la tubería	88
5.4 Placa de orificio	89
5.5 Manómetro diferencial (invertido)	92
5.6 Manómetro diferencial instalado en la placa de orificio	93
5.7 Manómetro Bourdon	96
5.8 Transductor de presión	96
5.9 Calibración de la placa de orificio	99
6.1 Numeración de nudos y tuberías, y sentido de flujo en el dispositivo físico	102
6.2 Presiones medidas en el dispositivo físico (prueba 1)	104
6.3 Gastos de salida en las llaves de nariz medidas en el dispositivo físico ...	107
6.4 Gastos obtenidos para cada tubería en el dispositivo físico (prueba 1)	108
6.5 Tuberías 2, 38, 3 y 39 del dispositivo físico, todas con $\phi = 4''$	109
6.6 Presiones en los nudos de cruce y gastos de salida de las llaves de nariz, medidas en el dispositivo físico (prueba 2)	119

INTRODUCCIÓN

El propósito de esta tesis, es presentar un modelo matemático para calcular gastos y niveles piezométricos en una red de tuberías con flujo permanente a presión. El factor de fricción de las tuberías es determinado por el método. Es útil para estudiar el comportamiento hidráulico estático de una red de abastecimiento de agua potable.

En este trabajo se explica el método y se estima la bondad en el cálculo de las presiones y los gastos en las redes de tuberías de agua. El estudio está respaldado por ensayos realizados en una red de tuberías construida en el laboratorio de Hidrodinámica del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La red de tuberías (dispositivo físico) permite observar y determinar sus características hidráulicas para ciertas condiciones de operación. Las mediciones tomadas en los ensayos, de presiones y gastos, son comparadas con las calculadas con el modelo matemático.

Se adjunta un programa de cómputo del método que proporciona de manera rápida y confiable los gastos en los tubos y las presiones en los nudos, incluyendo la valoración del factor de fricción f de la expresión de Darcy-Weisbach.

En este escrito, además de la introducción, se exponen seis capítulos, de los cuales, a continuación se presenta una breve reseña.

Capítulo 1. Se delinean las generalidades del sistema de abastecimiento de agua potable y se describe de manera general una semblanza histórica.

Capítulo 2. Se explican los elementos que constituyen un sistema de abastecimiento de agua potable, a su vez, se profundiza sobre el concepto de red de distribución, así como la necesidad de conocer sus características hidráulicas.

Capítulo 3. Se plantean las principales ecuaciones que se utilizan en el análisis de redes de tuberías, de igual manera se muestra la importancia del efecto de la rugosidad en las paredes de la tubería. Se menciona la clasificación ordinaria de los tipos de flujo existentes de acuerdo con el valor de la velocidad del flujo, viscosidad del líquido y características geométricas del conducto. En este capítulo se evalúan varios métodos para estimar el factor de fricción en un conducto. Se tratan las pérdidas menores que intervienen en una red de distribución.

Capítulo 4. Con base en las ecuaciones fundamentales de la hidráulica se deducen las expresiones que se emplean en el cálculo de redes. Se muestra el desarrollo del método propuesto por el Instituto de Ingeniería, en qué consiste y se incluyen ejemplos.

Capítulo 5. Se explica en qué consiste el dispositivo físico del laboratorio y, entre otros aspectos se comenta el diseño, las características geométricas, la forma de operación y la calibración de los elementos de medición que lo constituyen.

Capítulo 6. Se lleva a cabo el análisis con las mediciones que se tomaron en los ensayos realizados bajo diferentes condiciones de funcionamiento. Así mismo, se muestra la comparación con los resultados teóricos y las consideraciones hechas para la estimación de la bondad de los resultados del modelo matemático.

Capítulo 7. Se establecen las conclusiones sobre el trabajo realizado.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES HISTÓRICOS SOBRE EL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN MÉXICO

Desde la antigüedad, el hombre ha buscado establecerse en los lugares que cuentan con una fuente de abastecimiento de agua, debido a que dicha característica le proporciona mayores ventajas para el desarrollo de sus diversas actividades. Esto, en ocasiones no fue posible por múltiples circunstancias y en consecuencia, se tuvo que ubicar en sitios que tal vez no fueron los propicios para su progreso.

Un *sistema de abastecimiento de agua potable* es un conjunto de obras cuya finalidad es proporcionar agua, que no cause daño ni molestia al ser ingerida, a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua.

Para diseñar un proyecto de abastecimiento de agua, es necesario determinar la cantidad de agua requerida, lo que exige obtener información sobre el número de habitantes que serán servidos y su consumo de agua per capita, junto con un análisis de los factores que pueden afectar el consumo.

La disponibilidad de las fuentes de abastecimiento accesibles y baratas, es cada día más escasa, haciendo que la determinación correcta del consumo de agua a futuro sea crítica y de preocupación primordial en todo proyecto.

En la actualidad se cuenta con una extensa literatura sobre el tema que abarca desde los primeros métodos propuestos de cálculo de los datos necesarios para un proyecto, hasta programas y análisis por computadora que facilitan y ayudan a tener un diseño correcto de los proyectos de abastecimiento de agua.

1.1 Abastecimiento de agua a una ciudad

Un factor determinante en el desarrollo de una población, es precisamente el suministro adecuado de agua potable, ya que además de los habitantes, es también demandada por la industria, la agricultura, o como un recurso para obtener energía por medio de ella, estas pesquisas hacen, que cada vez se requiriera mayor cantidad y mejor calidad de agua.

El desarrollo y el mayor uso a través del tiempo de la infraestructura de las redes de distribución de agua potable y de los sistemas de alcantarillado, repercutieron en la rápida disminución de la mortalidad en las aglomeraciones urbanas, pues implican una serie de beneficios tales como: comodidad, limpieza, bienestar, promoción y conservación de la higiene, etc.

Es de suma trascendencia contar con instalaciones de agua y alcantarillado en las ciudades, ya que sus beneficios no se reducen a la salvaguardia de la salud. Con un abastecimiento adecuado de agua, se consigue por otro lado, asegurar la vida y la propiedad frente al fuego. Es posible asimismo el aseo de las calles y su limpieza mediante el riego. Piscinas, fuentes y otros usos ornamentales y recreativos del agua son empleos cotidianos del recurso. Las industrias se ubican en las ciudades con la seguridad de que siempre tendrán agua disponible.

Desde siempre, las grandes ciudades han tenido la necesidad de construir obras que faciliten la transportación del agua desde su fuente de origen hasta el lugar de consumo.

En tiempos pasados, se trataba de obras que eran sistemas de suministro por medio de acueductos, túneles de mampostería y tuberías de arcilla, plomo y estructuras de madera que no resistían siquiera, presiones moderadas. Fue hasta a mediados del siglo XVIII que la tubería de hierro fundido se utilizó ampliamente, este material propiciaba un gran avance por su duración y resistencia contra roturas y escapes.

A través de los años, se mejoraron los métodos para la elevación del agua, de tal forma que la canalización de suministros de agua y su entrega a edificaciones se hicieron económicamente factibles, aunque esto aún no es extensivo a la población mundial, pues hoy en día todavía existen grandes carencias de este servicio.

Por otro lado en las pequeñas poblaciones o los habitantes que no podían pagar los costos del suministro de agua, la conducían en recipientes.

Durante el desarrollo y crecimiento de una población, surge a la par un incremento de demandas de agua imposibles de satisfacer con las obras hidráulicas existentes, por lo que se requieren sistemas cada vez más complejos. Es aquí donde resalta la importancia de proyectar un sistema de abastecimiento de agua potable a futuro, es decir, contemplando para su planeación toda una gama de factores entre los cuales se pueden mencionar: la población actual y su posible aumento, con ello la expansión territorial, la dotación de los servicios públicos, la temperatura en el sitio,

el período de tiempo en el que será eficiente la obra, etc. Cabe señalar la trascendencia de buscar siempre nuevas fuentes de aprovisionamiento de agua con base en estudios hidrológicos.

El agua suministrada a una ciudad puede clasificarse de acuerdo con su uso en:

- *Doméstico*. Incluye el suministro de agua a las casas, hoteles, etc., para uso sanitario, culinario, bebida, lavado, baño y otros.
- *Comercial e Industrial*. El agua así clasificada, es la que se suministra a las instalaciones industriales y comerciales, su importancia dependerá de las condiciones locales tales como la existencia de grandes industrias. La cantidad de agua requerida se ha relacionado, con las necesidades de los edificios servidos.
- *Usos públicos*. Los edificios públicos, tales como cárceles y escuelas, y los servicios públicos como riego y limpieza de las calles, protección contra incendios que requieren mucha agua, de la que usualmente, la ciudad no es recompensada.
- *Pérdidas y derroches*. Es la que se pierde, debido al deslizamiento en contadores y bombas conexiones no autorizadas, fugas en cañerías de distribución, bombas o depósitos, derroche de los consumidores, etc.

En el caso de una ciudad en particular se tendrá que realizar un estudio. Aún cuando el consumo doméstico promedio de agua puede preverse en unos 300 litros diarios por habitante, se han encontrado grandes variaciones. Éstas dependen en gran parte de la situación económica de los consumidores y diferirán en gran manera según los distintos barrios de la ciudad.

En general, los registros más bajos de consumo se presentan en los sitios populares en donde no se dispone de alcantarillado. Las altas temperaturas pueden conducir a un alto consumo de agua para acondicionamientos de aire. En las regiones áridas o donde los veranos son calurosos y secos, se emplea más agua para diferentes actividades.

La elevación y tratamiento del agua cuestan dinero, y derrocharla significa aumentar el costo unitario de la que ha de ser distribuida entre los consumidores. La falta de un servicio de medición tiene un efecto terminante sobre el consumo de agua.

1.2 Desarrollo del sistema de abastecimiento de agua en México

En México las obras hidráulicas de abastecimiento de agua se han venido desarrollando desde la época prehispánica, dado que su evolución ha estado directamente vinculada con la del país.

A pesar de que los primeros pobladores para abastecerse de agua recurrían a las lagunas y a los manantiales más cercanos del lugar donde se asentaban, al aumentar la población y ampliarse el área urbana, estas fuentes ya no fueron suficientes, por lo que, se vieron obligados a conseguir agua de otro lugar.

Desde tiempos lejanos, la necesidad de transportar el agua y la imposibilidad de conducirla a presión, obligó a diseñar y construir obras que permitieran llevar el agua por gravedad con pendientes hidráulicas muy pequeñas, en forma de canal.

México cuenta con grandes obras de abastecimiento de agua que se encuentran entre las mejores de su época a nivel mundial, siendo reconocidas aún en la actualidad. Desafortunadamente obras monumentales como los acueductos de Zempoala, Querétaro, Morelia, Estado de México y Zacatecas, así como el gran sistema de abastecimiento de la época del porfiriato, han tenido una escasa difusión.

1.2.1 Período precolombiano

El primer sistema de abastecimiento del que se tiene noticia es el Acueducto de Chapultepec que transportaba las aguas del manantial del mismo nombre hasta el centro de la urbe, se construyó con el asesoramiento de Netzahualcóyotl a principios del siglo XV.

Para 1465 Moctezuma I reconstruyó el acueducto con mampostería, contaba con 5 km de longitud y 1.60 m de altura. Una gran innovación que se realizó en ese entonces, fue que contaba con dos caños paralelos, uno que operaba regularmente y el otro que se usaba como reserva para casos de reparación o limpieza. Al término de la reconstrucción de esta obra, hubo un rezago en el desarrollo del abastecimiento de agua en México-Tenochtitlan y fue hasta 1508 que se tuvo un seguimiento cuando Moctezuma II mandó reparar nuevamente el acueducto antes citado.

Los iniciadores en la población de Tenochtitlan distribuían el agua dentro de la ciudad transportándola por medio de canoas las cuales vendían el líquido a los habitantes, este lento procedimiento se llevó a cabo hasta después de comenzada la época virreinal.

Hubo quienes se vieron obligados a construir obras que les permitieran almacenar el agua pluvial para poder subsistir ante condiciones adversas de la zona agravadas en las estaciones de sequía, que duraban entre 4 y 6 meses, dependiendo de la parte del país que habitaban.

Donde escurría agua de los cerros circundantes a una determinada área o donde había manantiales, se construían presas cuyas cortinas eran de tierra y piedra con la finalidad de almacenar el agua.

1.2.2 Período de transición

El conquistador trató de rendir a los mexicas privándolos de alimento y bebida por lo que destruyeron parte del acueducto que abastecía a la ciudad. Sin embargo, se tuvieron que adaptar obras secundarias al acueducto para que éste continuara proveyendo de agua a la ciudad.

Los ramales del acueducto eran hechos con mampostería y sólo se derivaban hacia conventos, colegios, hospitales, hospicios, negocios y casas que pudieran pagar el costo que este privilegio implicaba.

Más tarde, el abastecimiento de agua en esta época, propició obras que beneficiaban un sector más amplio de la población, ya que se construyeron numerosas fuentes para que los habitantes tomaran el agua de ellas.

1.2.3 Período virreynal

Con los nuevos gobernantes se prolongaron los ramales de distribución, de igual manera, se mandaron construir acueductos. Estos últimos consistían en zanjas de tierra o barro poco resistentes.

Fue así como se originaron los acueductos de arquería para proporcionar la altura necesaria a los conductos de agua que la transportaban por gravedad, en ocasiones estos arcos tenían que librar barrancas enormes lo que dio origen a crear verdaderas obras de arte como las que se nombraran a continuación:

a) *Acueducto de Belén, de Chapultepec (Santa Fe) y Tlatelolco.*- Se concluyó la obra en junio de 1620, se componía de 1000 arcos, su longitud total era de 1766 m, siendo el agua conducida en tubería de plomo.

b) *Acueducto de Oaxaca.*- Este sólido acueducto de cantera se terminó en 1739, transportaba el agua hasta la ciudad que lleva su nombre salvando profundos barrancos ocasionando que sus arcos se elevaran a grandes alturas, los pilares de éstos fueron reforzados con contrafuertes, característica que hace resaltar la influencia romana.

c) *Acueducto de Xalpa.*- Ubicado en el estado de México, en su parte más estrecha se construyeron dos arcos muy macizos separados por una resistente pila cuyo cimiento muestra que ya se sabía impedir la socavación provocada por los vórtices y los remolinos. Sobre estos dos arcos, se construyeron otros dos, encima nueve menos gruesos y finalmente doce más delgados.

Por diversos motivos, esta obra quedó suspendida a los 61 años de haberse iniciado, por lo que se retomó su construcción hasta 1852 y se terminó dos años después.

d) *Acueducto de San Angel*.- Actualmente se puede apreciar parte de la arquería en la fachada de una casa particular sobre Avenida Revolución. El nivel inferior de la arquería sostenía un ducto que llevaba un mayor volumen de agua para el riego y el superior otro más pequeño, para abastecer los servicios propiamente domésticos de los religiosos a los que estaba destinado el servicio de este acueducto.

e) *Acueducto de Zempoala*.- Una sorprendente obra cuyos arcos atravesaban profundas hondonadas y de los cuales el más alto media 38.75 m con un claro de 17 m, la atarjea soportada por esta obra le dejaron las exiguas dimensiones de 36 cm de ancho por 20 de altura, además en algunas partes estaba cubierta y en otras no.

Como obras subsidiarias se construyeron a lo largo del acueducto varias alcantarillas para proveer de agua a los convecinos. La arquería mayor fue la admiración de cuantos la visitaron a través de los siglos.

f) *Acueducto de Querétaro*.- Aunque Querétaro no tenía problemas por abastecerse de agua, esta carecía de las garantías necesarias de salubridad e higiene, por lo que en 1726 se inició la construcción de un acueducto para transportar desde otros lugares, agua en mejores condiciones de calidad. Como hubo la necesidad de atravesar una barranca profunda se procedió a la construcción de una arquería compuesta por 66 arcos. La obra se terminó en 1735. La distribución a los principales puntos interiores de la ciudad se realizó a través de 60 pilas o fuentes.

g) *Acueducto de Chihuahua*.- La construcción del acueducto se inició en 1768, fue realizado con arcos de mampostería, media poco menos de 6 km, desde la toma de agua del río Chuvíscar hasta la plaza principal.

h) *Acueducto de Zacatecas*.- Constaba de 39 arcos, todos elevados. En 1921 parte fue destruida para aprovechar el material en la construcción de un santuario.

y) *Acueducto de Guadalajara*.- Fue hasta fines del siglo XIX cuando se construyó ésta gran arquería.

Las elevaciones de los arcos dependían de las depresiones del terreno y eran construidos con diferentes materiales tales como cal, piedra, ladrillo, cantera labrada al estilo romano, etc. Aunque era deficiente el funcionamiento de las arquerías de los acueductos, poseían gran valor artístico, por ejemplo, el Acueducto de Los Remedios que fue una obra eminente, digna de romanos y de gran trascendencia estética, tal fue así, que se llevó a los más bonitos y originales paisajes de la pintura mexicana.

La introducción de la tubería de plomo fue seguramente otra influencia romana como la de construir acueductos, por medio de arquería de mampostería y ladrillo, ya que se tienen noticias de que los romanos empleaban estas tuberías para la distribución de agua en sus ciudades desde mediados del siglo II a.C.

Para cambiar por tubería de plomo los antiguos caños de la ciudad de México, que seguramente eran de barro, se consideraron las ventajas de un conducto sobre el otro, tales como la capacidad para soportar mayores presiones, el ser menores las pérdidas por fricción, las fugas de agua etc.

Comenzando del siglo XVIII casi medio siglo después de haberse instalado tubería de plomo, se detectó entre los habitantes de la ciudad una enfermedad estomacal que fue atribuida a dicha tubería, por lo que se decidió cambiarla nuevamente por una de barro. Cabe señalar que el agua se encontraba en pésimas condiciones lo que pudo haber sido la causa principal de las enfermedades gastrointestinales y no propiamente el plomo.

A los hacendados se les facilitaba surcos a cambio de que mantuvieran los acueductos en forma funcional, objetivo que no se cumplía, ya que sólo se pretendía un beneficio personal.

A finales del siglo XVIII, las autoridades correspondientes se preocuparon por realizar una mejor distribución del agua manejando el concepto de gasto y aunque no lo mencionan se supone que de igual manera consideraron la carga de posición; determinando lo que ahora se denomina *dotación*¹ de agua para diferentes edificaciones.

Los que gozaban de un buen servicio de agua eran finalmente los que controlaban y concentraban la riqueza como la iglesia, los hacendados, los comerciantes, etc., los indios difícilmente eran considerados en los proyectos, propiciando que éstos hurtaran el agua.

La estabilidad de las arquerías estaba amenazada constantemente por los sismos. Los conductos tenían que resistir una presión del agua para la que no estaban diseñados y en ocasiones su capacidad no era suficiente para contener el gasto que a través de ellos circulaba.

En aquella época difícilmente se consideraban las pérdidas de fricción y locales en los acueductos. Los medios con que se contaba para transportar el agua propiciaban grandes pérdidas de ésta, ya fuera por fugas, por filtración, etc., incluso los medios de repartición como las cajas o fuentes.

En tramos donde el acueducto se encontraba descubierto, las aguas pluviales se mezclaban con el agua transportada por dicha obra. Había un gran abuso por parte de los pobladores ya que hacían aberturas a los ductos para su propio abastecimiento, originando una todavía más deficiente distribución del líquido.

¹ Se entiende por *dotación*, la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual. *Referencia No. 1.*

Para la construcción de una obra de conducción de agua, se consultaba un manuscrito (que data del siglo XVII), en donde se plantean los problemas que eran más comunes con sus respectivas soluciones. El primer paso a realizar era observar si la fuente tenía suficiente corriente para poder llegar al lugar deseado. Una vez hecho esto, se podían presentar los siguientes casos:

- Cuando el manantial estaba más alto que el lugar destinado para servirse de ella. En este caso solamente se le abría camino al agua por medio de una zanja a flor de tierra, una cañería o una atarjea elevada.
- Que entre el manantial y el destino final se hallara una hondonada. La estructura que frecuentemente solía emplearse era la de arcos, aunque por alguna causa no siempre se podían usar. Otra forma de atravesar una hondonada era por medio de caños de plomo embutidos en otros de madera, apoyados sobre pilares de ladrillo o estructuras de madera.
- Que entre éstos se encontrara un monte o cerro alto. En este caso no había más remedio que minar el cerro, empleando una brújula y un nivel, para ir en la dirección correcta y nivelando el suelo.
- Que al estar éstos en el mismo valle, se tuviera duda de cuál estaba más alto. En este caso se debía hacer la nivelación con mucho cuidado y observar si en el manantial se podía elevar el nivel del agua y cuanto.
- Que el manantial estuviera más alto, pero para llegar al lugar requerido hubiera muchos impedimentos como cerros altos, ciénegas o pantanos y algún río caudaloso o barranca. Para tal circunstancia había que guiar el agua por zanja o cañería hasta la ciénega donde había que construir un depósito para recibir el agua, o por otro lado se construían estructuras para soportar la cañería sobre la ciénega. Al final de la ciénega se construía otra cerca y de ahí continuaban sobre los arcos, zanja abierta o cañería hasta llegar a una sierra o cerro alto, donde, si no se podía rodear, se hacía un socavón.

El análisis más detallado de cada una de las opciones descritas anteriormente, sale al alcance de esta tesis, por lo que se recomienda consultar la referencia No. 4 para mayor información.

1.2.4 Período independiente

En la época independiente hubo un estancamiento en cuanto a obras públicas, aunque hubieron varias por parte de particulares para provecho individual. Inicialmente el agua se distribuyó empleando las obras heredadas por el virreinato.

A pesar de tener en esta época un gran interés por una distribución de agua más justa, no se hizo nada debido a la inestabilidad de los gobiernos, más tarde la situación respectiva se alarmó, ya que se presentaron sismos que dañaron los acueductos existentes gravemente.

En la época independiente la dotación de agua era insuficiente, y más todavía considerando la necesaria para el uso industrial.

El agua que era conducida por los acueductos y distribuida en las fuentes públicas, a pesar de que en sus orígenes era muy pura, estaba en condiciones alarmantes, altamente desfavorables para la salud pública, ya que, entre otros factores, recogía en su curso los materiales orgánicos de los alrededores.

Fue a causa de éstos problemas que poco a poco se sustituyeron los arcos por tuberías de fierro de 50 y 60 cm de diámetro.

En 1852 se cambió el sistema de distribución, es decir, los arcos se demolieron casi en su totalidad, porque, además de interrumpir el tránsito, facilitaba el robo de agua, éstos fueron sustituidos por tubería de plomo y de igual manera se comenzó a adoptar la tubería de fierro.

En 1847 se comenzaron a abrir *pozos artesianos*² tanto en la ciudad como en el valle de México, destinados unos para riego y otros para casas particulares, habiendo algunos de una profundidad de hasta 105 m, ya que, el agua que de ellos se extraía a poca profundidad, no se recomendaba para uso alguno.

En los pozos se obtenían aguas más puras y diáfanas, sin temor a que pudiera faltar puesto que se encontró que la capa de agua se extendía a lo largo de todo el valle. Como no se contaba con ningún control de su aportación, gran parte del agua se desperdiciaba.

A fines del siglo XIX por reglamento se implantó el uso de tinacos. Los primeros estudios exhaustivos que se realizaron acerca de las obras de captación, bombeo, regularización y distribución del agua fueron elaborados por Manuel Marroquín y Rivera, quien propuso una nueva conducción del agua y más tarde dirigió su construcción.

1.2.5. Período del porfiriato

Este período estuvo caracterizado por la construcción del sistema de abastecimiento dirigido por el Ing. Marroquín, que consistía en encauzar por varias instalaciones de bombas centrífugas accionadas por motores eléctricos el agua de los manantiales de origen, de las estaciones de

² Un *pozo artesiano* es aquel en el que el agua se eleva por encima del nivel en que se encuentra el acuífero, debido a la presión del agua aprisionada o bloqueada en el acuífero. *Referencia No. 1.*

bombeo el agua se llevaba a un acueducto de concreto armado con forma de arco parabólico, que la conducía por gravedad a la estación principal de bombeo, de aquí se enviaba a cuatro depósitos de 50 000 m² ubicados en una zona alta de la Loma del Molino del Rey con el objeto de regularizar la distribución en la ciudad o se mandaba directamente al sistema de distribución según se requiriera. La capacidad máxima del acueducto era de 2500 l/s.

En los conductos se instalaron chimeneas que permitían la salida del aire contenido en el interior del acueducto, colocando simultáneamente a ambos lados de la chimenea unos registros de inspección que hacían posible el fácil acceso a personas. Hoy en día aún funcionan estas chimeneas en el acueducto que conduce las aguas de Xochimilco a la planta de bombeo de Xotepingo.

Contaba con canales de desfogue que conducían las aguas sobrantes al lago de Xochimilco por medio de vertedores.

El acueducto contaba con los mejores adelantos de la profesión, tanto en sus dimensiones como en su localización, las estaciones de bombeo eran magníficas. Las condiciones deplorables de las aguas, cambiaron radicalmente.

Sin embargo, este novedoso sistema carecía de diversos elementos para contar con una operación eficiente, tales como juntas adecuadas, generando la falta de éstas una gran pérdida de presión; válvulas que facilitarían aislar tramos de tuberías para su reparación o mantenimiento, etc.

En octubre de 1912, se comenzó a entregar el agua con presión a los edificios de la ciudad. No sólo en la ciudad de México se dieron cambios. En 1910 en Morelia el acueducto se entubo debido a sus condiciones. El acueducto de Zempoala se trató de reconstruir sin tener éxito; en el acueducto de Querétaro se sustituyó la cañería de barro por una de fierro, se instaló una bomba para extraer una mayor cantidad de agua y se reconstruyó gran parte del caño general. El acueducto de Guadalajara se inauguró en 1903, abasteciendo de agua a la ciudad hasta terminado el porfiriato.

1.2.6. Situación actual

Actualmente para poder atender los requerimientos de agua potable de la zona metropolitana de la ciudad de México, se suministra un caudal medio anual de 59 m³/s, con los que se alcanza una cobertura mediante tomas domiciliarias del 98% en los 17 municipios conurbados del Estado de México. El resto de los habitantes, se abastecen a través de carros cisterna y medios particulares.

En el Distrito Federal, se distribuyen en promedio 35.4 m³/s, de los cuales el 69% proviene de fuentes subterráneas: 55% del acuífero del valle de México y 14% del Lerma; en tanto que el 31%

restante corresponde a fuentes superficiales, básicamente de la cuenca del río Cutzamala. Por lo que respecta al consumo, el 67% del caudal suministrado es destinado al uso habitacional, el 17% a las industrias y el 16% restante se emplea en los comercios y en los servicios (*FUENTE: Departamento del Distrito Federal, Secretaría General de Obras, 1994*).

En México, se ha desarrollado en las últimas décadas una gran infraestructura, caracterizada por su magnitud, llegando a ser una de las más grandes y complejas del mundo desde el punto de vista operativo. En el Distrito Federal se cuenta con 514 km. de líneas de conducción a 279 tanques de almacenamiento, con capacidad conjunta de 1,700 millones de litros. El agua se distribuye a los consumidores mediante más de 10,700 km. de redes primaria y secundaria. Conjuntamente se utilizan 227 plantas de bombeo para incrementar la presión en la red y dotar de agua a los usuarios que habitan las partes altas.

Sin embargo, la distribución del agua aún no es uniforme en toda la ciudad. Generalmente en zonas de crecimiento desordenado el suministro es problemático y costoso, resaltando la trascendencia de la ubicación de las fuentes de abastecimiento y la falta de infraestructura para conducir mayores volúmenes de agua a las zonas donde se presentan las mayores deficiencias.

A pesar de que México cuenta con una dotación promedio de 290 l/hab/día. El grave incremento de la población repercute directamente en la demanda del agua, desencadenando a la par, una problemática, que no puede ignorarse; así:

- La extracción del agua del Valle de México es superior a la que se infiltra, provocando abatimientos en los niveles freáticos, lo que obliga, a crear nuevas políticas de explotación de pozos.
- La explotación de la fuente más importante de abastecimiento, el acuífero del valle de México, sigue provocando los hundimientos del terreno que afectan el funcionamiento hidráulico de las redes.
- Por la ampliación de la zona urbana, el sistema hidráulico se ha tomado cada vez más extenso y complejo; además la distribución de caudales no es uniforme, por lo que se presenta una actitud de desperdicio del recurso por parte de los consumidores.
- El servicio de agua potable permanece subsidiado, prevaleciendo una baja eficiencia en la medición, facturación y cobro, que propician el derroche del agua e impiden la autosuficiencia en el suministro.

CAPÍTULO 2

ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Para la mayoría de las actividades del hombre es indispensable el agua potable (figuras 2.1 y 2.2), como esta agua no se encuentra disponible en la cantidad necesaria en condiciones naturales; para contar con ella en las ciudades, se requiere de acciones de captación, potabilización, transporte, almacenamiento y distribución.

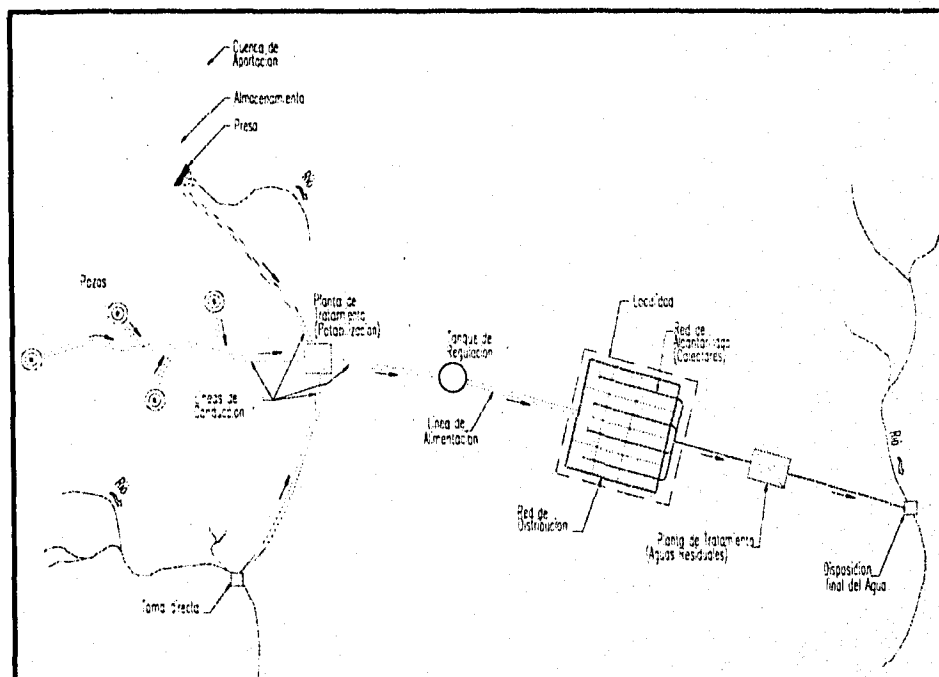


Figura 2.1 Sistema hidráulico urbano
(FUENTE: César Valdez, 1991)

Los componentes principales 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.

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

Un sistema hidráulico urbano es 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.

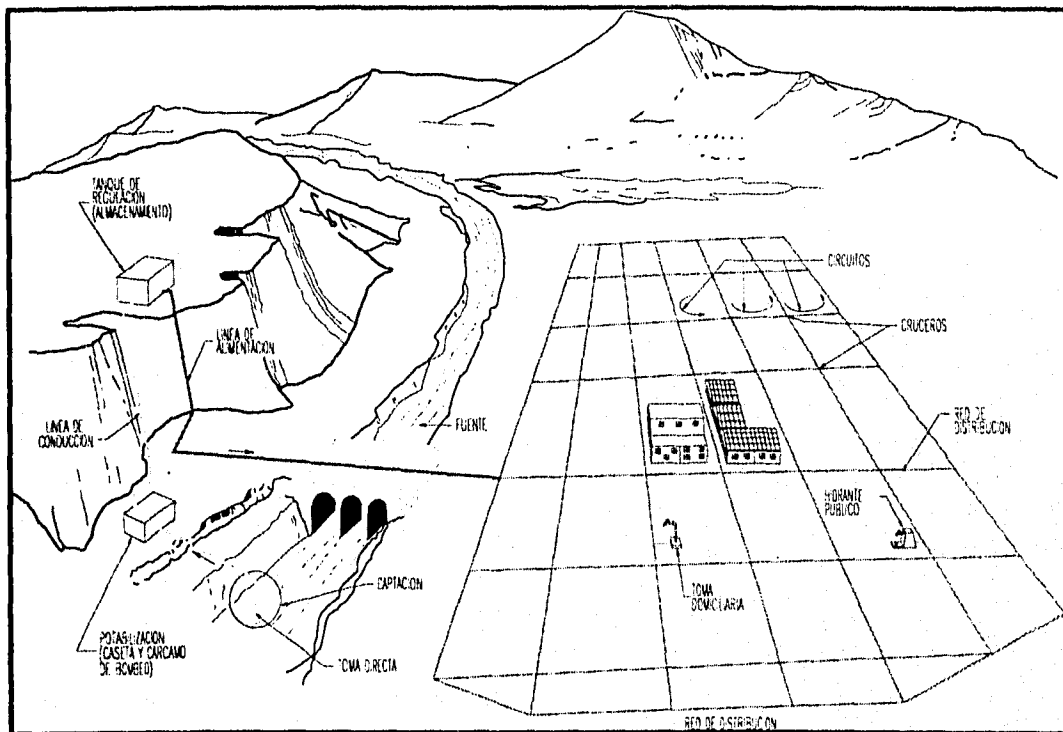


Figura 2.2 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable
(FUENTE: César Valdez, 1991)

2.1 Fuente u origen de abastecimiento

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

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

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

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

Al estrato o formación portadora del agua subterránea se le conoce como *acuifero*. Desde el punto de vista hidráulico, los acuíferos pueden clasificarse en tres tipos principales: *confinado*, *semiconfinado* y *libre* (Referencia No. 3).

La importancia de los terrenos como portadores de agua depende de su *porosidad*² 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 que se describen a continuación.

- *Pozo ordinario o de capa libre*, el agua se eleva a la altura del material saturado que lo rodea, y no se halla sometida en el acuífero a otra presión más que la atmosférica.
- *Pozo artesiano*, es aquel en que el agua se eleva por encima del nivel en que se encuentra el acuífero, debido a la presión del agua confinada en el acuífero.
- *Pozo brotante*, es un pozo artesiano en el que la presión eleva el agua por encima del nivel del terreno.

¹La *electrodialisis* 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. Referencia No. 2.

²La *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. Referencia No. 2.

El agua superficial es visible y de fácil disponibilidad. Sin embargo, tiene las desventajas de tener afectaciones por las variaciones climáticas, turbiedad, materias en suspensión, organismos vivos, oxígeno disuelto, mayores pérdidas por evaporación, entre otras (*Referencia No.1*); en ocasiones requiere de un tratamiento complicado.

El agua superficial está disponible en estos medios:

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

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

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

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

2.2 Captación

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

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

Por lo que se refiere al agua subterránea, las posibles obras de captación son cajas de manantial, pozos o galerías filtrantes. Las cajas de manantial se pueden hacer cerradas de concreto reforzado o de mampostería de piedra o tabique, el agua se debe extraer solamente con una tubería que

atraviere 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) (*Referencia No. 1*), 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 (*Referencia No. 1*):

- 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 (*Referencia No. 2*):

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

2.3 Conducción

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

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

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

Para la fabricación de los tubos, se han utilizado diversos materiales, entre los cuales se hallan la arcilla vitrificada, madera, plomo, fierro fundido, acero y concreto. A través del tiempo algunos de estos materiales han sido relegados y en la actualidad los tubos más utilizados son fabricados a base 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 (*Referencia No. 1*).

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

2.4 Tratamiento

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

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

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

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

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

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

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

El *almacenamiento* y la *sedimentación simple* son todavía utilizados, apesar 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 (*Referencia No. 2*), escapa a al alcance de esta tesis.

2.5 Regularización

Desde los sistemas primitivos se sentía la necesidad de contar con un almacenamiento de agua para que se disponga de la misma en distintos tiempos, 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

³ El *ablandamiento* es la eliminación de cationes divalentes, generalmente calcio y magnesio. *Referencia No. 2*.

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 discurra a través de la red de distribución. Son utilizadas bombas para elevar el agua después de ser tratada. Las bombas pueden descargar toda o parte del agua en depósitos elevados o no, que suministran el agua necesaria en emergencias.

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

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

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

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

Tabla 2.1 Ley de variación horaria en el D. F.
FUENTE: DGCOH, 1994

t (hr)	q/q_{med}	t (hr)	q/q_{med}
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

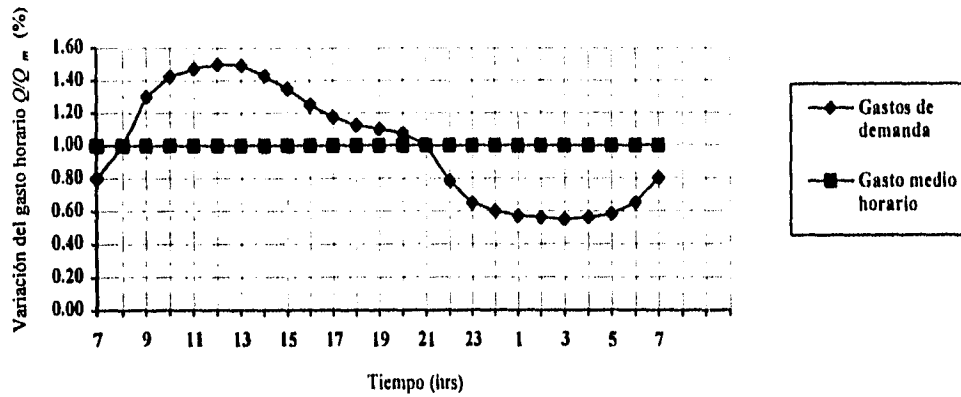


Figura 2.3 Variación horaria de la demanda para la ciudad de México

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:

$$V_{ma} = \frac{D \times P \times 365}{1000} \quad (2.5.1)$$

donde:

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

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

$$V_{md} = \frac{D \times P}{1000} \quad (2.5.2)$$

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

$$Q_m = \frac{D \times P}{86400} \quad (2.5.3)$$

donde 86400 son los segundos que tiene un día.

Las condiciones climáticas, los días de trabajo, etc., tienden a causar 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 picos de demanda durante el día. Habrá un pico 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.

El gasto máximo diario alcanzará probablemente el 120% del medio diario es decir

$$Q_{MD} = Q_m \times C_D \quad (2.5.4)$$

donde

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

El gasto máximo horario será probablemente de alrededor del 150% del gasto medio diario

$$Q_{MH} = Q_m \times C_H \quad (2.5.5)$$

donde:

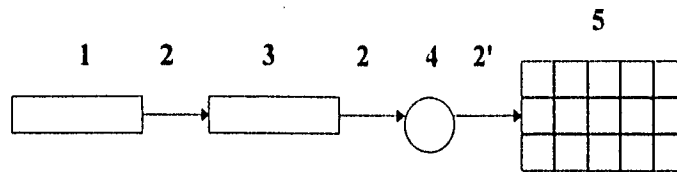
Q_{MH} es el gasto máximo horario en litros por segundo,
 C_H es el coeficiente de variación horaria.

De acuerdo con lo observado la ciudad de México, se tienen los siguientes valores de los coeficientes de variación:

$$C_D = 1.2 \text{ a } 1.5$$

$$C_H = 1.5 \text{ a } 2.0$$

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable se indican el cuadro de la figura 2.4



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 2.4 Componentes del sistema de abastecimiento y sus gastos de diseño
FUENTE: César Valdez, 1991

2.6 Distribución

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

- Instalaciones de servicio público, que comprende la red y las tomas domiciliarias.
- 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 bajos es mayor a 50 m.

- *Planimetría de la localidad.* Este factor es determinante para seleccionar el tipo de red por diseñar. En localidades en que se tiene una zona poblada concentrada y otra dispersa, debe estudiarse cuidadosamente la localización de las tuberías, tomando como base el plano de predios habitados, el que se obtendrá el año en que se efectúe el proyecto, a fin de definir las etapas de construcción inmediata y futura.
- *Gasto por distribuir.* La red se diseña generalmente con el gasto máximo horario, el cual se obtiene en función del gasto máximo diario, adoptando para el coeficiente de variación horaria un valor que fluctúe de 1.3 para localidades urbanas pequeñas a 1.5 para los demás (figura 2.4).
- *Situación y características del tanque de regularización.* La localización del depósito regulador tiene gran influencia y puede tener las variantes que se muestran en la figura 2.5, al igual que si se trata de un tanque superficial o elevado, según sea la situación topográfica de la localidad.

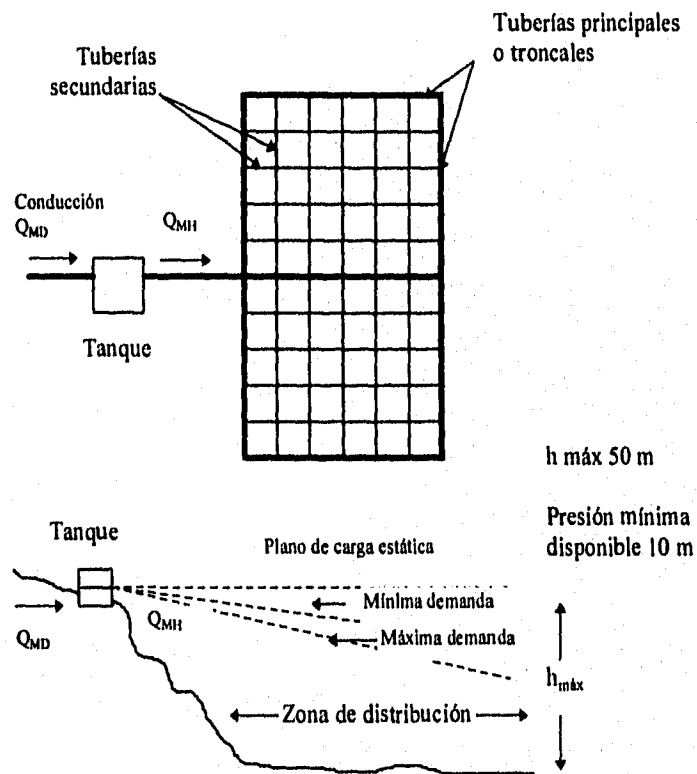


Figura 2.5a Sistema por gravedad

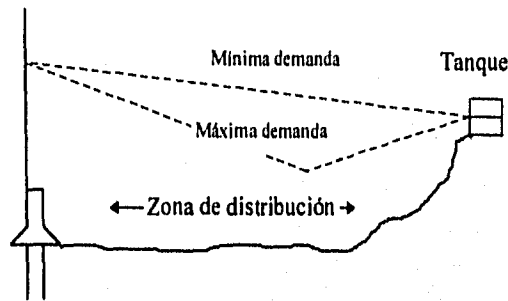
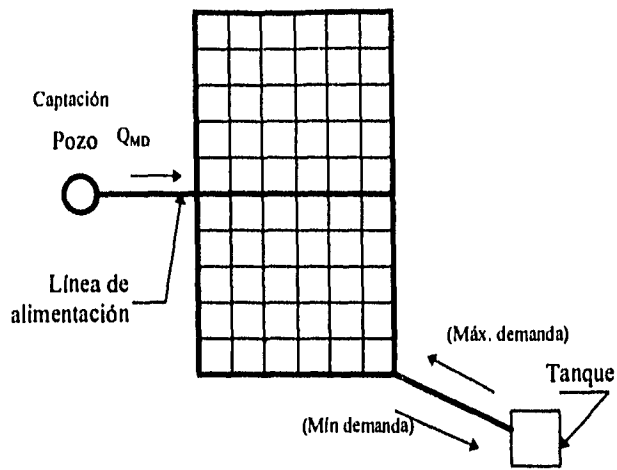
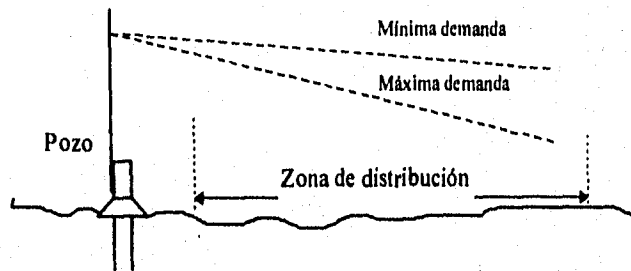
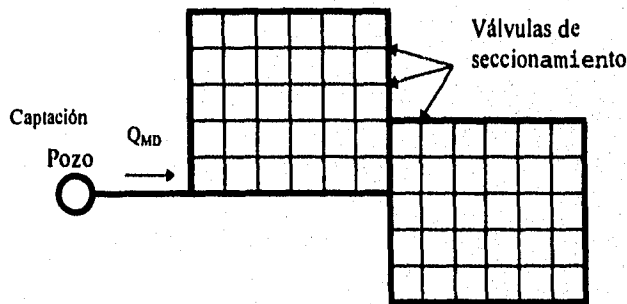


Figura 2.5b Sistema por bombeo con excedencias al tanque de regularización



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

Es conveniente el tanque de regularización.

Figura 2.5c Sistema abastecido directamente por bombeo

- *Situación de la captación con respecto a la red.* La situación de la obra de captación o captaciones que se tengan, influyen de manera notable en el diseño de la red. Los casos más comunes que se presentan están indicados en la figura 2.5.

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

2.6.1 Características de la red de distribución

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* (figura 2.2).

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

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

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

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

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

- *Sistema ramificado.* Consiste en una línea de alimentación principal que suministra el agua a todos los ramales que de ella se derivan. Es el tipo de sistema que presenta mayores desventajas por la inactividad del flujo en los extremos de los ramales y el escaso control del mismo flujo (figura 2.6)

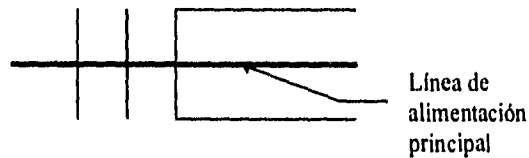


Figura 2.6 Sistema ramificado

- *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 (figura 2.7).

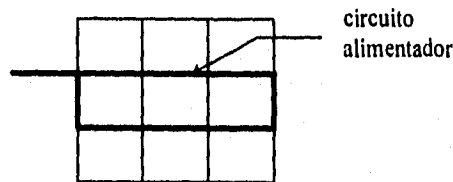


Figura 2.7 Sistema en malla

- *Sistema combinado.* Por razones topográficas o por una mala planeación del proyecto, en ocasiones son necesarias ampliaciones que obligan a dejar ramas abiertas en el sistema, por lo que se le denomina combinado. Existe la ventaja de suministrar agua a una zona de servicio desde más de una dirección, lo que se conoce como "alimentadores en circuito" (figura 2.8).

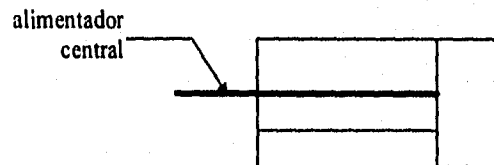


Figura 2.8 Sistema combinado

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

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

- *Tuberías de alimentación.* El número de estas tuberías estará en función del número de tanques que suministren el agua a la red denominados "tanques de regularización", comenzará en este punto y terminará en la primer derivación, todo esto es válido cuando la red trabaja por gravedad, si por el contrario se trata de un sistema por bombeo, las líneas de alimentación tendrán origen en las estaciones de bombeo y terminarán como las anteriores.
- *Tuberías primarias.* Llamadas también principales (figura 2.5a), son las segundas en cuanto a dimensión, ya que en estas descargan las líneas de alimentación y son las encargadas de distribuir el agua a las líneas secundarias.
- *Tuberías secundarias.* Son las encargadas de cubrir en su totalidad el área de servicio proporcionando a las tomas domiciliarias el gasto requerido en la edificación (figura 2.5a).
- *Tomas domiciliarias.* Son las líneas terminales de una red de distribución localizadas en los predios servidos y son las que alimentan directamente a las instalaciones hidráulicas de las edificaciones (figura 2.2).

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

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

2.7 Importancia de obtener los gastos y las cargas en una red de distribución

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

El cálculo de las presiones en una red de distribución tiene gran trascendencia, por un lado deben ser lo suficientemente altas para cumplir con los gastos de demanda de los usuarios, en los pisos

más altos de las casas y fábricas y en los edificios comerciales de no más de seis pisos; y por otro lado, no deben ser muy grandes para no causar problemas como: daño a la red interior de las edificaciones, excedencia en los costos, incremento en las fugas a través de la red, etc. Los valores de presión que generalmente se aplican se muestran en la tabla 2.2.

De acuerdo con la reglamentación correspondiente del Distrito Federal, la presión máxima debe ser de 50 m de columna de agua (m.c.a.) y mínima de 10 m.c.a. 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 a el nivel de la calle.

Tabla 2.2 Valores de presión usuales en la red de distribución

FUENTE: César Valdez, 1992.

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

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

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

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

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

CAPÍTULO 3

FLUJO EN UN TUBERÍA

3.1 Ecuaciones de movimiento

Ecuación de continuidad en un conducto cerrado

La figura 3.1 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..

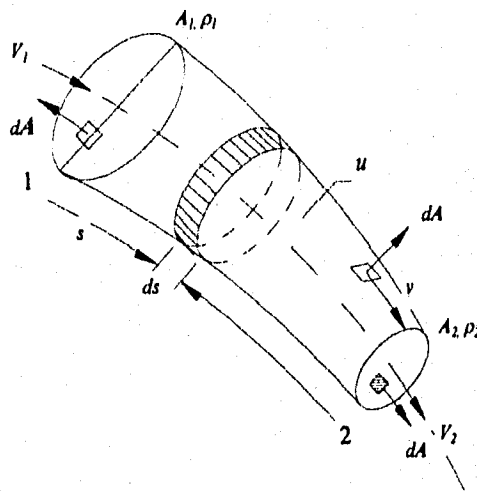


Figura 3.1 Ecuación de continuidad para una vena líquida.

Se considera como volumen elemental de líquido el limitado lateralmente por la superficie que envuelve a la vena líquida (mostrado en la figura 3.1), 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:

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

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

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

Tomando en cuenta que el flujo es *permanente*¹, el cambio de la masa (contenida dentro del volumen) respecto al tiempo es igual a cero, de donde resulta que

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

Si el fluido es incompresible ρ no varía y, por tanto VA 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:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (3.1.1)$$

Ecuación de la energía

La ecuación de la energía planteada en dos secciones transversales de una tubería de longitud L funcionando a presión (figura 3.2), en flujo permanente queda establecida así:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (3.1.2)$$

La deducción de la ecuación anterior puede ser consultada en la referencia No.5.

Cada uno de los términos, de la ecuación 3.1.2 corresponden a una longitud de carga. El término z medido desde un plano horizontal de referencia, se llama carga de posición; donde

¹ 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. *Referencia No. 5.*

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.

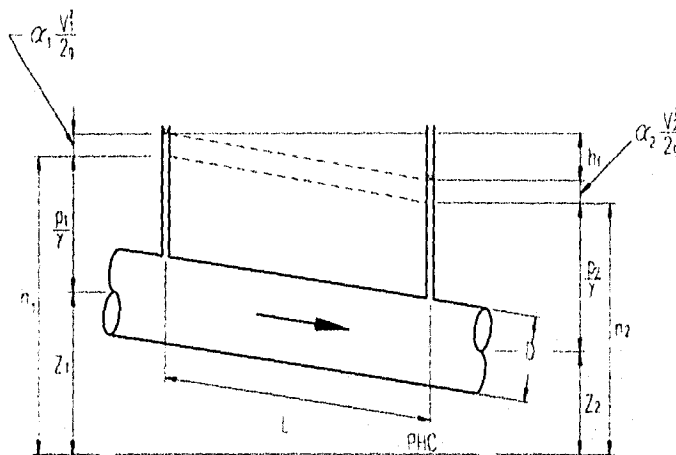


Figura 3.2 Cargas en los extremos de un tubo

La ecuación 3.1.2 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 3.1.2 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 ($\sum_1^2 h_m$, subcapítulo 3.5), esto es:

$$\sum_1^2 h_r = \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m \quad (3.1.3)$$

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

En estructuras largas, es decir, cuando no se trata de problemas locales de flujo, la pérdida por fricción es muy importante, por lo que ha sido objeto de investigaciones teórico-experimentales para llegar a soluciones satisfactorias de fácil aplicación.

Es necesario, para estudiar el problema de resistencia al flujo, hacer una clasificación inicial de los flujos y considerar las grandes diferencias de su comportamiento entre los flujos laminar y turbulento (*subcapítulo 3.3*).

En el cálculo de las pérdidas por fricción, existen tres importantes conceptos geométricos:

Área hidráulica A, es decir, se refiere al área de la sección transversal ocupada por el líquido dentro del conducto.

Perímetro mojado P, que es el perímetro de la sección transversal del conducto en el que hay contacto del líquido con la pared (no incluye la superficie libre si es que ésta existe).

Radio hidráulico R_h, es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado de la sección ($R_h = A / P$).

A partir de la expresión general (ecuación 3.1.4) que evalúa la velocidad en un conducto se deducen las expresiones mundialmente conocidas para determinar la pérdidas por fricción (ecuaciones 3.1.5, 3.1.6 y 3.1.7).

$$V = K D^x S^y \quad (3.1.4)$$

donde V es la velocidad media del fluido (en m/s o ft/s); D el diámetro de la tubería (en m o ft); S la pendiente hidráulica, $S = h_f / L$ (parámetro adimensional); h_f la pérdida por fricción (en m o ft); L la longitud de la línea de conducción (en m o ft); x, y exponentes constantes (adimensionales) y K coeficiente que depende del factor de fricción.

Las siguientes expresiones: la de Hazen-Williams (ecuación 3.1.5), la de Manning (ecuación 3.1.6) y la de Darcy-Weisbach (ecuación 3.1.7), se están expresadas en el Sistema Internacional de Unidades.

Como las fórmulas de Hazen-Williams y Manning no abarcan los tipos de funcionamiento de la ecuación de Darcy-Weisbach (ecuación 3.1.7), se considera que la mejor manera de calcular las pérdidas por fricción es mediante la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$h_f = \frac{6.84 L \left(\frac{V}{C_{H-W}} \right)^{1.85}}{D^{1.16}} \quad (3.1.5)$$

$$h_f = \frac{6.349 L (n V)^2}{D^{4/3}} \quad (3.1.6)$$

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (3.1.7)$$

Fórmula de Darcy-Weisbach

Para un flujo permanente, en un tubo de diámetro constante, la línea de cargas piezométricas es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento. En 1850, Darcy, Weisbach y otros, dedujeron experimentalmente una fórmula (ecuación 3.1.7) para calcular en un tubo la pérdida por fricción:

donde

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

El factor de fricción es función de la rugosidad ε y del número de Reynolds (\mathfrak{R}) en el tubo, esto es:

$$f = f(\varepsilon, \mathfrak{R})$$

La expresión propuesta por Darcy-Weisbach (ecuación 3.1.7), para determinar las pérdidas por fricción es función lineal del factor de fricción f . Ésta se puede derivar por medio del análisis dimensional (*Referencia No. 5*).

Si S_f representa la relación entre la pérdida de energía y la longitud del tubo en que ésta ocurre (pendiente de fricción), la ecuación 3.1.7 también es:

$$S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{f V^2}{D 2g} \quad (3.1.8)$$

3.2 Tipos de flujo

La clasificación del flujo en laminar y turbulento, es el resultado de *viscosidad*² y gravedad relativa a las fuerzas de *inercia*³ del flujo.

En ausencia de la viscosidad, no habría diferencia entre los flujos laminar, turbulento y de transición (de laminar a turbulento y viceversa). Esta distinción depende del efecto de dicha propiedad con respecto a la inercia.

El flujo es laminar si las fuerzas viscosas son tan fuertes comparadas con las fuerzas de inercia. Las partículas del agua parecen moverse en recorridos calmados, separados, perfectamente definidos, no necesariamente paralelos o líneas de corriente, sin existir mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas. Las capas infinitesimalmente delgadas del fluido parecen deslizarse sobre las capas adyacentes.

Si se inyecta colorante (de la misma densidad que el líquido), dentro de un flujo laminar, éste se mueve como un filamento delgado que sigue las trayectorias del flujo (figura 3.3a).

El flujo laminar se presenta únicamente en casos excepcionales (flujo de líquidos muy viscosos).

El flujo es turbulento (figura 3.3b) si las fuerzas viscosas son débiles comparadas con las fuerzas de inercia. En este tipo de flujo, las partículas de agua se mueven sobre trayectorias erráticas sin seguir un orden establecido, en recorridos irregulares, los cuales no son ni calmados ni determinados pero que en su conjunto provocan el movimiento hacia adelante de la corriente total.

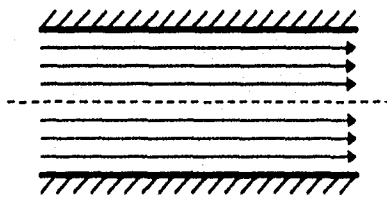


Figura 3.3a Esquema del flujo laminar

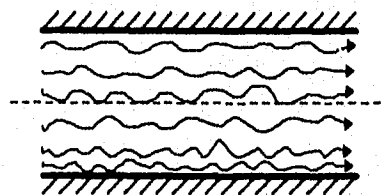


Figura 3.3b Esquema del flujo turbulento

² La *viscosidad* de un fluido es una medida de su resistencia a fluir, como resultado de la interacción y cohesión de sus moléculas. *Referencia No. 5.*

³ La *inercia* es la oposición que presentan los cuerpos a dejar su estado de reposo o movimiento. *Referencia No. 6.*

Existen pequeños componentes de la velocidad en direcciones transversales a las del movimiento general, los cuales originan en cada punto un mezclado intenso de las partículas, que consume parte de la energía del movimiento por efecto de fricción interna, como resultado también de los efectos viscosos del fluido.

El estado turbulento, en general, es la forma natural del movimiento debido a que tiene fluctuaciones irregulares de la velocidad, por ejemplo el flujo de agua en ríos o el movimiento del aire cerca de la superficie de la tierra. Se caracteriza porque el fluido continuamente se mezcla, de una manera caótica, como resultado de la ruptura de un flujo ordenado de vórtices que afectan zonas en dirección del movimiento.

Existen dos tipos de turbulencia de acuerdo con Taylor y Von Kármán:

- *Turbulencia de pared.* Que es la generada por efectos viscosos debidos a la presencia de paredes o superficies de frontera, por ejemplo, el fluido turbulento en condiciones naturales o artificiales y alrededor de cuerpos sólidos.
- *Turbulencia libre.* Se produce en ausencia de la pared y que se genera por el movimiento de capas de fluidos a diferentes velocidades; por ejemplo, las regiones de mezclas de chorros turbulentos y estelas.

Una vez establecido el movimiento turbulento tiene una naturaleza aleatoria difícil de describir con exactitud y su aproximación es posible con base en una serie de propiedades estadísticas (*Referencia No.5*).

El estado de *transición* se encuentra entre los estados laminar y turbulento, y es un estado mixto.

Osborne Reynolds (1883) con base en sus experimentos fue el primero que propuso el criterio para distinguir los tipos de flujo mediante el número que lleva su nombre, el cual permite evaluar el efecto de viscosidad relativo al de inercia.

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

$$\Re = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza viscosa}} = \frac{VD}{\nu} \quad (3.2.1)$$

donde

- V es la velocidad del flujo en m/s.
 D es el diámetro de la tubería en m.

ν (nu) es la *viscosidad cinemática del agua*⁴ en m^2/s , y es igual a la *viscosidad dinámica*⁵ μ (mu) en $kg\ seg/m^2$, dividida por la *densidad de masa*⁶ ρ (ro) en $kg\ seg^2/m^4$.

Un flujo es laminar si el número de Reynolds (\Re) es pequeño y es turbulento si \Re es grande. En conductos a presión, los flujos se pueden clasificar como se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Clasificación de flujos
FUENTE: Rojas Ortuste, 1994

Número de Reynolds	Tipo de fluido
Menor a 2000	Laminar
Entre 2000 a 3000	En Transición
Mayor a 3000	Turbulento

3.3 Efecto de la rugosidad en las paredes

A pesar de que el ingeniero civil se enfrenta en la mayoría de los casos a problemas de flujo turbulento, donde los efectos viscosos son despreciables aún para este tipo de flujo, los efectos de viscosidad se confinan a una capa muy delgada en las proximidades de las fronteras sólidas, que se conoce como capa límite.

La *capa límite laminar* (figura 3.4) actúa por sí misma como un disturbio; de tal modo que a una distancia x_c , desde el principio de la pared, se torna turbulenta con un comportamiento distinto.

Cuando la capa límite laminar se adelgaza hasta alcanzar un espesor muy pequeño, adquiere el nombre de *subcapa laminar*. La turbulencia originada en la capa límite es posible debido al efecto de alguna irregularidad sobre la superficie de la pared, produciendo el disturbio que se transmite hacia afuera. A partir de x_c el espesor de la *capa límite turbulenta* crece más rápidamente que en el caso laminar (figura 3.4).

⁴ La ventaja de utilizar esta propiedad es sus dimensiones $[L^2 T^{-1}]$, independientes de los conceptos masa y fuerza, el coeficiente ν representa características semejantes a las de μ . Referencia No. 5.

⁵ μ es una constante de proporcionalidad que representa la magnitud característica de la viscosidad del fluido, es función principalmente de la temperatura y la presión. Referencia No. 5.

⁶ ρ representa la masa del fluido contenida en la unidad de volumen. Referencia No. 5.

Por lo que respecta a la velocidad, se observa que el efecto de fricción se presenta en la capa límite por la modificación de su distribución, según la línea ABC, variando su velocidad de cero -en la pared- al valor medio V_0 . Las fuerzas de viscosidad son importantes dentro de la capa límite; fuera de ésta, la distribución de velocidades es prácticamente uniforme y las fuerzas de viscosidad son despreciables.

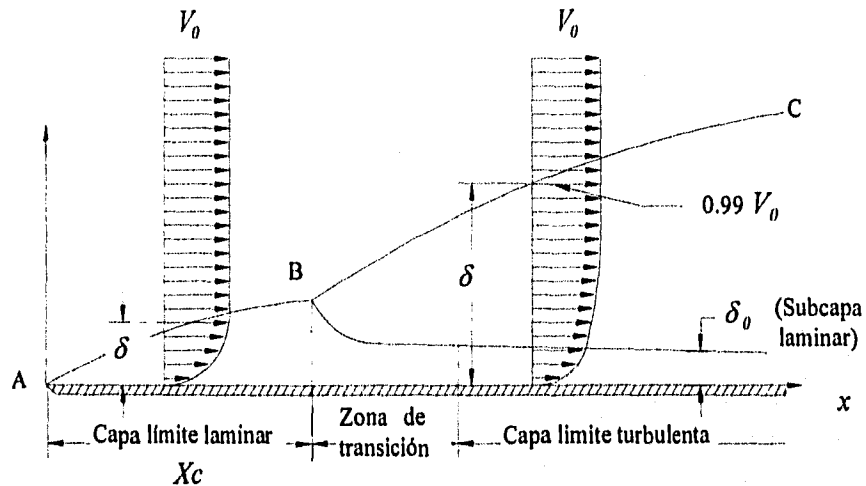


Figura 3.4 Zonas de la capa límite

El espesor δ , de la capa límite turbulenta, no se puede definir con exactitud debido que su curva de distribución de velocidades se aproxima asintóticamente al valor V_0 ; sin embargo, es común aceptar como espesor la magnitud de la distancia normal a la pared de un nivel en el que la velocidad difiere -en 1%- de la velocidad que existiría sin pared.

En el punto A donde se inicia la perturbación el flujo próximo a la placa es enteramente laminar y se desarrolla una capa límite laminar a lo largo de la superficie de la pared, siguiendo la línea AB. La distribución transversal de velocidades es aproximadamente parabólica y a partir de B, el flujo se torna turbulento, desarrollándose una capa turbulenta limitada por la pared y la línea BC.

Si la superficie de la pared es relativamente lisa, en la proximidad de ella se forma una película delgada, dentro de la cual el flujo se conserva más o menos laminar, la cual se conoce como *subcapa laminar*.

Cuando el perfil de una superficie por la que circula un flujo se agranda, se observa que está compuesta de picos y valles irregulares. Puesto que prácticamente es imposible tomar a

consideración diversos factores, se admite que la rugosidad puede expresarse por la altura media ε de las asperezas (*rugosidad absoluta equivalente*⁷), como un promedio obtenido del resultado de un cálculo con las características del flujo, más no propiamente por el obtenido con la media de las alturas determinadas físicamente de la pared, en cada conducción. Es más importante la relación que la rugosidad absoluta guarda con el diámetro del tubo, esto es, la relación ε / D , que se conoce como *rugosidad relativa* k .

A pesar de que existen rangos de valores específicos de ε propuestos por diferentes investigadores, no se cuenta en general con un valor característico en cada tipo de material, debido a que no se emiten recomendaciones que permitan seleccionar el valor adecuado de ε del material deseado (*Referencia No. 7*)

Si la altura de rugosidad ε es menor que una cierta fracción del espesor de la subcapa laminar (δ_0), las irregularidades de la superficie, serán tan pequeñas que todos los elementos de rugosidad estarán enteramente sumergidos dentro de la subcapa laminar (figura 3.5).

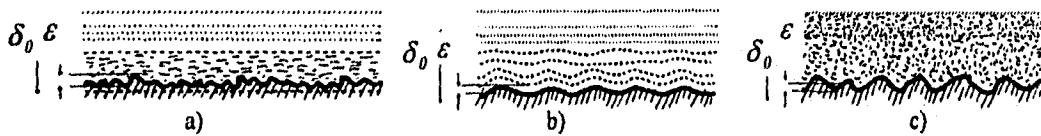


Figura 3.5 Espesor de la subcapa laminar comparado con la rugosidad absoluta

Bajo esta condición, la rugosidad no tiene efecto sobre el flujo fuera de la subcapa laminar y la superficie se dice que es *hidráulicamente lisa* o *simplemente lisa* debido a que la rugosidad no se manifiesta ya que no hay efecto alguno (figura 3.5a).

Puede ser *ondulada* si el perfil medio de la superficie sigue una curva regular. En paredes como el vidrio, plástico, asbesto-cemento, la capa limite va paralela a la rugosidad (figura 3.5b).

Si las rugosidades son muy grandes, extienden su efecto más allá de la subcapa laminar y producen disturbios en el flujo, entonces se dice que la pared es *hidráulicamente rugosa* o *simplemente rugosa*, esto es que la pequeña capa laminar δ_0 manifiesta vórtices a través del flujo (figura 3.5c).

⁷ La *rugosidad absoluta equivalente* ε representa un parámetro que se obtiene a partir de pruebas de laboratorio y puede ser proporcionado por los diversos fabricantes de tuberías o bien tomarse de tablas normalizadas.

3.4 Rugosidad

Cuando se diseña un acueducto o un sistema de redes de distribución, es necesario conocer la carga total requerida, esto conlleva a determinar de manera precisa los factores de fricción para las pérdidas de carga.

Si se trata de conductos a presión, el mal cálculo de la carga dinámica total requerida implicaría un monto de inversión innecesario, ya que repercute directamente en el tamaño de las tuberías y la potencia de los equipos de bombeo.

Para calcular las pérdidas de carga, se cuenta con una extensa diversidad de expresiones, de las cuales como ya se mencionó la de Darcy-Weisbach (ecuación 3.1.7) es la general, cuyo uso se extiende mundialmente en el campo de la ingeniería hidráulica y sanitaria. A pesar de esto, ecuaciones como las de Hazen-Williams (ecuación 3.1.5) y Manning (ecuación 3.1.6), continuamente son empleadas debido a la dificultad aparente que implica obtener el factor de fricción f , sin embargo los trabajos realizados por Moody, Colebrook-White, y Swamee y Jain, que a continuación se describen, demostraran la eficacia del empleo de la ecuación de Darcy-Weisbach.

Diagrama de Moody

Desde el punto de vista de pérdida, existe un valor medio característico que es equivalente a la rugosidad uniformemente distribuida, debido a que la rugosidad de los tubos comerciales no es homogénea. En dicho valor intervienen, además otros factores como el tipo de costura o remachado en los tubos de acero, o bien la frecuencia y alineamiento de las juntas en los conductos de concreto y asbesto-cemento y, por último, el efecto de incrustaciones y acumulamientos en los conductos principalmente metálicos, por la acción corrosiva del agua.

Diversos investigadores con el fin de comprobar los resultados en tuberías comerciales, obtuvieron experimentalmente la pérdida de fricción en una tubería de características hidráulicas y geométricas conocidas, determinaron el coeficiente f de la fórmula de Darcy-Weisbach y obtuvieron a partir de la siguiente ecuación de *Nikuradse*⁸ válida para tubos rugosos en la zona turbulenta.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2 \epsilon} + 1.74 \quad (3.4.1a)$$

o bien,

⁸ *Nikuradse* realizó importantes investigaciones alrededor de 1920 para tubos lisos y rugosos. Trabajo con tubos de rugosidad artificial perfectamente verificada en el laboratorio, mediante granos de arena adheridos con diferente distribución sobre la superficie interna del tubo. Una adecuada combinación de ϵ y D le permitieron establecer seis valores distintos de la rugosidad relativa ϵ / D , que van de 1/30 hasta 1/1014. *Referencia No. 5.*

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71 D}{\varepsilon} \quad (3.4.1b)$$

El valor de ε con números grandes de Reynolds.

Colebrook y White comprobaron los resultados de Nikuradse, para zonas laminar y turbulenta en tubos de rugosidad comercial, lo que revalidó la ecuación de *Poiseuille*⁹ para flujo laminar (ecuación 3.4.2) y la ecuación 3.4.1 a tubos comerciales.

$$f = \frac{64}{\Re} = \frac{64}{\frac{v D}{\nu}} \quad (3.4.2)$$

Sin embargo, dentro de la zona de transición encontraron discrepancias, razón por la cual presentaron la siguiente fórmula empírica para la zona de transición de flujo laminar a turbulento en tubos comerciales, a saber:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon / D}{3.71} + \frac{2.51}{\Re \sqrt{f}} \right) \quad (3.4.3)$$

Con base en estos resultados, Moody preparó el diagrama universal que lleva su nombre (figura 3.6), para determinar el coeficiente de fricción f en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido.

Dependiendo del valor de ε seleccionado (según el material de que está constituido el tubo), será la precisión del coeficiente de fricción f obtenido en el diagrama universal de Moody.

En la tabla 3.2 se presentan los valores de ε para tubos comerciales.

Para evaluar el efecto corrosivo del agua en conductos, se han llevado a cabo distintos intentos, basándose en la reducción del gasto calculado teóricamente, de acuerdo con el P.H. del agua y el número de años de servicio de la tubería. No obstante, el criterio de Genijew resulta más práctico debido a que modifica la rugosidad absoluta del tubo nuevo, dependiendo del tipo de agua que va a escurrir y el número de años de servicio.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_o + a t \quad (3.4.4)$$

donde:

ε_o rugosidad del tubo (nuevo), en mm;

⁹ *Poiseuille* en 1846, fue el primero en determinar matemáticamente el factor de fricción en flujo laminar y su ecuación (ecuación 2.4.2.) es válida para tubos lisos o rugosos, en los cuales el número de Reynolds no rebasa el valor crítico 2,300. *Referencia No. 5.*

- a coeficiente que depende del grupo en el que se clasifique el agua que va a escurrir, según la tabla 3.3.
- l número de años de servicio de la tubería;
- ϵ_l rugosidad del conducto, después de l años de servicio, en mm.

Ecuación de Colebrook-White (1939)

La ecuación propuesta por Colebrook-White es aplicable para tuberías en transición (liso-rugosas).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{\epsilon}{3.71 D} + \frac{2.51}{\Re \sqrt{f}} \right] \quad (3.4.5)$$

Ecuación de Swamee y Jain (1976)

La ecuación de Swamee y Jain (ecuación 3.4.6) permite calcular el factor de fricción f sin necesidad de tanteos. Ella facilita (con un grado de precisión muy aceptable) el uso de la ecuación de Darcy-Weisbach.

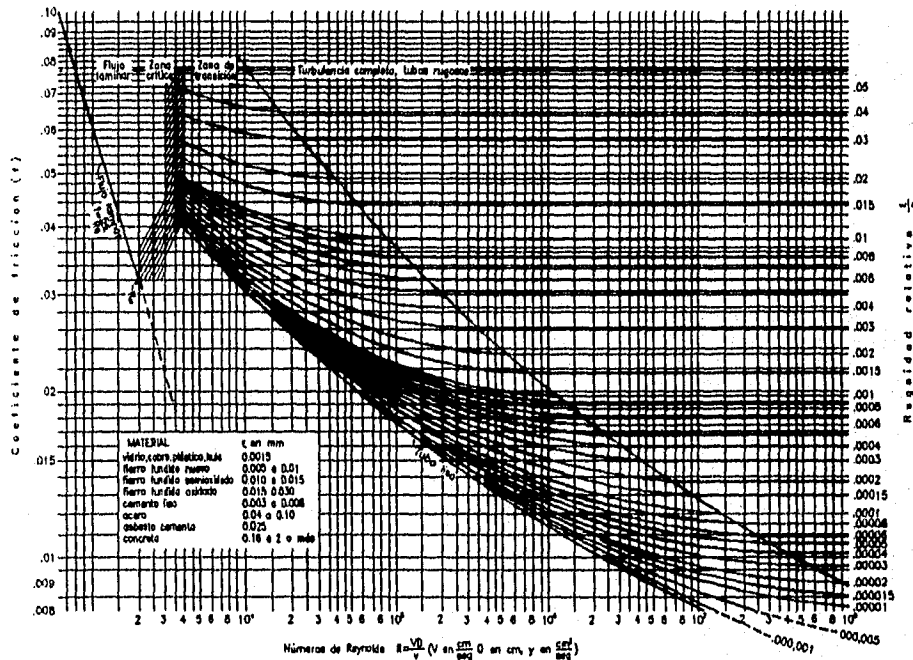


Figura 3.6 Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody

Tabla 3.2 Rugosidad absoluta ϵ en tubos comerciales
 FUENTE: Sotelo Ávila, Gilberto, 1989

Tubos lisos	ϵ (mm)
De vidrio, cobre, latón, madera, (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, serpientes industriales, plástico, hule	0.0015
Tubos industriales de latón	0.025
Tubos de madera	0.2 a 1
Hierro forjado	0.05
Fierro fundido nuevo	0.25
Fierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12
Fierro fundido oxidado	1 a 1.5
Fierro fundido, con incrustaciones	1.5 a 3
Fierro fundido, centrifugado	0.05
Fierro fundido nuevo, con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.3
Fierro fundido para agua potable, con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm	1 a 4
Fierro galvanizado	0.15
Acero rolado, nuevo	0.05
Acero laminado, nuevo	0.04 a 0.1
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05

Tubos de acero soldado de calidad normal	ϵ (mm)
Nuevo	0.05 a 0.10
Limpiado después de mucho uso	0.15 a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4
Con muchas incrustaciones	3
Con remaches transversales, en buen estado	0.1
Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta, o bien laqueado interiormente	0.3 a 0.4
Con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla, sin incrustaciones	0.6 a 0.7
Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones, con circulación de agua turbia	1
Acero soldado, con doble hilera transversal de pernos, agua turbia, tuberías remachadas con doble costura longitudinal de remaches y transversal sencilla interior asfaltado o laqueado	1.2 a 1.3
Acero soldado, con costura doble de remaches transversales, muy oxidado.	2
Acero remachado, de cuatro a seis filas longitudinales de remaches, con mucho tiempo de servicio	

Tabla 3.2 (continuación) Rugosidad absoluta ϵ en tubos comerciales
 FUENTE: Sotelo Ávila, Gilberto, 1989

Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales	ϵ (mm)
a) espesor de lámina < 5 mm	0.65
b) espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95
c) espesor de lámina > 12 mm, o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cobrejuntas	3
d) espesor de lámina > 12 mm con cobrejuntas	5.5
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cobrejuntas interiores	4
Asbesto-Cemento nuevo	0.025
Asbesto-Cemento, con protección interior de asfalto	0.0015
Concreto centrifugado, nuevo	0.16
Concreto centrifugado, con protección bituminosa	0.0015 a 0.125
Concreto en galerías, colado con cimbra normal de madera	1 a 2
Concreto en galerías, colado con cimbra rugosa de madera	10
Concreto armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.01
Concreto de acabado liso	0.025
Conductos de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2 a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25
Galerías con acabado interior de cemento	1.5 a 1.6
Concreto con acabado normal	1 a 3
Concreto con acabado rugoso	10
Cemento liso	0.3 a 0.8
Cemento no pulido	1 a 2
Concreto presforzado Freyssinet	0.04
Concreto presforzado Bona y Socoman	0.25
Mampostería de piedra, bien juntada	1.2 a 2.5
Mampostería de piedra rugosa, sin juntar	8 a 15
Mampostería de piedra, mal acabada	1.5 a 3

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\epsilon}{3.7 D} + \frac{5.75}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (3.4.6)$$

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

Es una de las ecuaciones más confiables y fáciles de utilizar que otras expresiones propuestas, en la literatura técnica como son la de Moody (1947, ecuación 3.4.7), Jain (1976, ecuación 3.4.8), Haaland (1983, ecuación 3.4.9), etc. En general el problema que radica en que las más simples son imprecisas (error $\pm 4\%$) y las más precisas (0.3% de error) son más complicadas.

$$f = 0.0055 \left[1 + \left(\frac{20,000 \varepsilon}{D} + \frac{10^6}{\Re} \right)^{1/3} \right] \quad (3.4.7)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.14 - 2 \log \left[\frac{\varepsilon}{D} + \frac{21.25}{\Re^{0.9}} \right] \quad (3.4.8)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -1.8 \log \left[\left(\frac{\varepsilon}{3.71 D} \right)^{1.11} + \frac{6.9}{\Re} \right] \quad (3.4.9)$$

Tabla 3.3 Coeficientes α de la fórmula de Genijew
FUENTE: Sotelo Ávila, Gilberto, 1989

Grupos	Variación del coeficiente α
Agua con poco contenido mineral que no origina corrosión. Agua con un pequeño contenido de materia orgánica y de solución de hierro	0.005 a 0.055 Valor medio 0.025
Agua con poco contenido mineral que origina corrosión. Agua que contiene menos de 3 mg/lit de materia orgánica y hierro en solución	0.055 a 0.18 Valor medio 0.07
Agua que origina fuerte corrosión y con escaso contenido de cloruros y sulfatos (menos de 100 a 150 mg/lit). Agua con un contenido de hierro de más de 3 mg/lit	0.18 a 0.40 Valor medio 0.20
Agua que origina corrosión con gran contenido de cloruros y sulfatos (más de 500 a 700 mg/lit). Agua impura con gran cantidad de materia orgánica	0.40 a 0.60 Valor medio 0.51
Agua con cantidades importantes de carbonatos, pero de dureza pequeña permanente, con residuo denso de 2000 mg/lit	0.6 a más que 1

3.5 Pérdidas menores

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*. Ellas 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:

$$h_m = K \frac{V^2}{2g} \quad (3.5.1.)$$

donde

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

A continuación se presentan algunos valores del coeficiente K , de acuerdo con el tipo de perturbación, sin embargo en el Apéndice A se pueden consultar figuras y tablas más completas del valor de dicho coeficiente.

En ciertas ocasiones, la determinación de las pérdidas locales por medio de la fórmula 3.5.1 ofrece dificultades y por esta razón se recurre a otros métodos como el de las *longitudes virtuales*¹⁰ o *equivalentes*.

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 5.2.6 que más adelante en el subcapítulo 5.2 se mostrará y en donde interviene el coeficiente de descarga C_d que en el caso de las pérdidas menores esta en función del parámetro K y se calcula como sigue

$$C_d = \frac{1}{\sqrt{K}} \quad (3.5.2)$$

¹⁰ El método de las *longitudes virtuales* 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. *Referencia No. 8.*

Tabla 3.4 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

3.6 Ejemplos

Ejemplo 3.6.1

Una tubería de hierro galvanizado de 65 m de longitud, y 250 mm de diámetro conduce agua con un gasto de 0.04 m³/s. Determinar la pérdida de energía debida a la fricción por los siguientes criterios.

- Diagrama de Moody
- Coolebrok-White
- Swamee y Jain

Solución:

De la tabla 3.2 tenemos que $\varepsilon = 1.5 \times 10^{-4}$ m. La rugosidad relativa equivale a

$$k = \frac{\varepsilon}{D} = \frac{1.5 \times 10^{-4}}{0.25} = 0.0006$$

El área de la sección transversal de la tubería es

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.25)^2}{4} = 0.05 \text{ m}^2$$

La velocidad media del flujo es

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.04}{0.05} = 0.08 \text{ m/s}$$

De la ecuación 3.2.1, se puede calcular el número de Reynolds, usando un valor aproximado para la viscosidad cinemática del agua a temperaturas normales como $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, lo que resulta

$$\Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{0.80 (0.25)}{10^{-6}} = 2 \times 10^5$$

- a) Con los valores antes obtenidos $\varepsilon/D = 0.0006$ y $\Re = 2 \times 10^5$, se entra al diagrama de Moody (figura 3.6), para encontrar el correspondiente factor de fricción.

$$f = 0.0194$$

Con estos datos, sustituyendo en la ecuación 3.1.7 de Darcy-Weisbach se tendrá

$$h_f = \frac{L V^3}{D 2g} = 0.0194 \frac{65}{0.25} \frac{0.8^2}{(2)(9.81)} = 0.165 \text{ m}$$

o aproximadamente 17 cm. Por consiguiente la pérdida de energía en la tubería es de 0.17 m.

- b) Por el criterio de Coolebrook-White tenemos la ecuación implícita

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3.71 D} + \frac{2.51}{\Re \sqrt{f}} \right]$$

El procedimiento de solución, será por medio de iteraciones, ya que el factor f de fricción está involucrado en ambas partes de la ecuación. Suponiendo inicialmente $f=0.0193$ y sustituyendo en la ecuación 3.4.5 se tendrá:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{0.00015}{(3.71)(0.25)} + \frac{2.51}{(2 \times 10^5) \sqrt{0.0193}} \right]$$

siendo $\varepsilon = 1.5 \times 10^{-4}$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 7.197$$

despejando f resulta

$$f = \left[\frac{1}{7.197} \right]^2 = 0.019306$$

iterando nuevamente con $f = 0.019306$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{0.00015}{3.71 (0.25)} + \frac{2.51}{(2 \times 10^5) \sqrt{0.019306}} \right]$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 7.19703$$

$$f = \left[\frac{1}{7.19703} \right]^2 = 0.019306$$

por lo que finalmente $f = 0.019306$ y la pérdida de energía debida a la fricción en la tubería es

$$h_f = 0.019306 \frac{65}{0.25} \frac{0.8^2}{(2)(9.81)} = 0.164 \text{ m}$$

c) De la ecuación de Swamee y Jain

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.7 D} + \frac{5.74}{\Re^{0.9}} \right) \right]^2}$$

con $\varepsilon = 1.5 \times 10^{-4}$ y $\Re = 2 \times 10^5$, resulta

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{0.00015}{3.7 (0.75)} + \frac{5.74}{(2 \times 10^5)^{0.9}} \right) \right]^2} = \frac{0.25}{14.593}$$

$$f = 0.01713$$

la pérdida de energía será

$$h_f = 0.01713 \frac{65}{0.25} \frac{0.8^2}{(2)(9.81)} = 0.1453 \text{ m}$$

Tabla 3.5 Cuadro Comparativo

Criterio	f	Pérdidas debidas a la fricción $\sum h_f$
Diagrama de Moody	0.0194	0.165 m
Coolebrok-White	0.0193	0.164 m
Swamee y Jain	0.0171	0.145 m

Como se puede observar la expresión que presenta menor dificultad en el cálculo es la ecuación de Swamee y Jain, además se obtiene un buen resultado por lo que su uso se adopta cada vez más.

Ejemplo 3.6.2

Cálculo la pérdida total de energía en un tramo de tubería lisa de 153 m. de longitud y 0.08 m de diámetro, donde fluye agua con una viscosidad $\mu = 0.0016 \text{ kg. seg/m}^2$, si la velocidad media es de $V = 0.56 \text{ m/s.}$ y se tienen en el trayecto de la tubería los siguientes accesorios que contribuyen adicionalmente a las pérdidas de energía: un codo cerrado, una válvula esférica totalmente abierta, a la salida se encuentra un difusor con un ángulo de 15° cuya relación de diámetros es mayor que dos $D/d > 2$.

Para el cálculo de las pérdidas por fricción hacerlo con los siguientes criterios:

- Diagrama de Moody
- Coolebrok - White
- Swamee y Jain

Finalmente comparar resultados.

Solución:

Cálculo de las pérdidas menores Σh_m

Del apéndice A los coeficientes de pérdida local correspondientes a los accesorios citados son:

Codo cerrado	$K = 2.2$
Válvula esférica abierta	$K = 10$
Difusor a la salida con $\beta = 15^\circ$	$K = 0.18$

Sumando los coeficientes obtenidos

$$\Sigma K = 2.2 + 10 + 0.18 = 12.38$$

El término de la energía cinética es

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(0.56)^2}{2(9.81)} = 0.01598 \text{ m}$$

De la ecuación 3.5.1 se tendrá

$$\Sigma h_m = \Sigma K \frac{V^2}{2g} = 12.38 \times 0.01598$$

$$\Sigma h_m = 0.1979 \text{ m}$$

Cálculo de las pérdidas debidas a la fricción Σh_f

El número de Reynolds es

$$v = \frac{\mu}{\rho} = \frac{\mu}{\frac{\gamma}{g}} = \frac{0.0016}{\frac{1000}{9.81}} = 15.696 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{seg}$$

$$\Re = \frac{VD}{v} = \frac{0.56(0.08)}{15.696 \times 10^{-6}} = 2854$$

de acuerdo con la tabla 3.1

$$2000 < \Re < 3000$$

es un flujo en estado de transición, de la tabla 3.2, se tiene $\varepsilon = 0.0015 \text{ mm} = 1.5 \times 10^{-6} \text{ m}$

$$k = \frac{\varepsilon}{D} = \frac{1.5 \times 10^{-6}}{0.08} = 0.00001875$$

a) de la figura 3.6 (diagrama de Moody), se encuentra

$$f = 0.044$$

con la ecuación 3.1.7 se calcula la pérdida de energía por fricción en la tubería siendo

$$h_f = (0.044) \frac{(153)}{0.08} \frac{(0.56)^2}{(2)(9.81)}$$

$$h_f = 1.345 \text{ m}$$

b) Proponiendo inicialmente $f = 0.04425$ y sustituyendo en la ecuación 3.4.5.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.71 (0.08)} + \frac{2.51}{(2854) \sqrt{0.04425}} \right]$$

$$\frac{1}{f} = 4.756$$

despejando f

$$f = \left(\frac{1}{4.756} \right)^2 = 0.0442$$

considerando ahora $f = 0.0442$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.71 (0.08)} + \frac{2.51}{(2854) \sqrt{0.0442}} \right]$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 4.756$$

$$f = \left(\frac{1}{4.756} \right)^2 = 0.04421$$

se tiene una pérdida de energía de

$$h_f = (0.04421) \frac{153}{0.08} \frac{(0.56)^2}{(2)(9.81)}$$

$$h_f = 1.351 \text{ m}$$

- c) con $\varepsilon = 1.5 \times 10^{-6}$ y $Re = 2854$, se sustituye en la expresión propuesta por Swamee y Jain (ecuación 3.4.6)

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7(0.08)} + \frac{5.74}{(2854)^{0.9}} \right) \right]^2}$$

$$f = \frac{0.25}{5.5249} = 0.04525$$

la pérdida de energía debida a la fricción es

$$h_f = (0.04525) \frac{153}{0.08} \frac{(0.56)^2}{(2)(9.81)}$$

$$h_f = 1.383 \text{ m}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 4.756$$

$$f = \left(\frac{1}{4.756}\right)^2 = 0.04421$$

se tiene una pérdida de energía de

$$h_f = (0.04421) \frac{153}{0.08} \frac{(0.56)^2}{(2)(9.81)}$$

$$h_f = 1.351 \text{ m}$$

- c) con $\varepsilon = 1.5 \times 10^{-6}$ y $\Re = 2854$, se sustituye en la expresión propuesta por Swame y Jain (ecuación 3.4.6)

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7(0.08)} + \frac{5.74}{(2854)^{0.9}} \right) \right]^2}$$

$$f = \frac{0.25}{5.5249} = 0.04525$$

la pérdida de energía debida a la fricción es

$$h_f = (0.04525) \frac{153}{0.08} \frac{(0.56)^2}{(2)(9.81)}$$

$$h_f = 1.383 \text{ m}$$

Tabla 3.6 Resultados del problema 3.6.2

Criterio	f	Pérdidas debidas a la fricción Σh_f	Pérdidas menores Σh_m	Pérdidas totales Σh_t
Diagrama de Moody	0.04400	1.345 m	0.1979 m	1.5429 m
Coolebrok - White	0.04421	1.351 m	0.1979 m	1.5489 m
Swamee y Jain	0.04525	1.383 m	0.1979 m	1.5809 m

De los resultados antes obtenidos (tabla 3.6) se aprecia que la selección de f con el diagrama de Moody dependerá en mucho de la apreciación que se tenga en éste; por el contrario con las expresiones propuestas por Colebrook-White y Swamee y Jain se llega a un valor más preciso de f . Sólo que la primera debido a que es una ecuación implícita requiere de un proceso iterativo, que en ocasiones representa mayor trabajo en el análisis. De igual forma se nota el fácil manejo de la fórmula de Darcy-Weisbach.

CAPÍTULO 4

REDES DE TUBERÍAS

4.1 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 3.1.2 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

$$h_s = z_s + \frac{P_s}{\gamma} \quad (4.1.1)$$

$$h_i = z_i + \frac{P_i}{\gamma} \quad (4.1.2)$$

la ecuación 3.1.2 se puede escribir como

$$h_s + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (4.1.3)$$

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 4.1.3 se reduce a

$$h_f = h_s - h_i \quad (4.1.4)$$

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 (*subcapítulo 3.1*), se puede utilizar para calcular dicha pérdida.

De la ecuación 3.1.1 se sabe que

$$V = Q/A \quad (4.1.5)$$

sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación 3.1.7 tendremos

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (4.1.6)$$

si además

$$C = f \frac{L}{D} \frac{1}{2gA^2} \quad (4.1.7)$$

donde

$$A = \pi D^2 / 4 \quad (4.1.8)$$

como C es un parámetro que depende de las características geométricas de la tubería, la ecuación 3.1.7 se puede escribir como

$$h_f = C_j |Q_j| Q_j \quad (4.1.9)$$

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 4.1.7 en la 4.1.4 se obtiene

$$h_s - h_i = C_j |Q_j| Q_j \quad (4.1.10)$$

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

$$Q_j = \begin{cases} k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad (4.1.11)$$

El coeficiente k_j está definido como

$$K_j = \left(\frac{l}{C_j} \right)^{1/2} \quad (4.1.12)$$

4.2 Planteamiento de problema

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

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

Al aplicar este principio en cada nudo de la red se establece una ecuación lineal en términos de los gastos. Por ejemplo, para el nudo 15 de la red de la figura 4.1 se tiene que

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

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:

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

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

Si ahora se sustituye cada uno de los gastos que circulan dentro de las tuberías en términos de los niveles piezométricos (según la ecuación 4.1.11), se forma un sistema no lineal de ecuaciones.

Así para el nudo 15 de la figura 4.1 se tendrá que

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

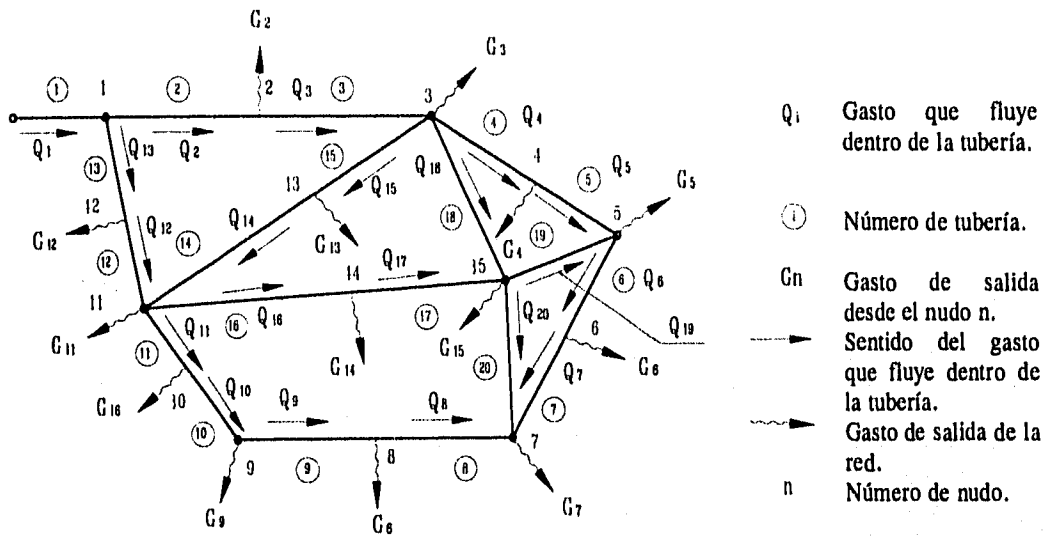


Figura 4.1 Red de Tuberías

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

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

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

La solución a la red consiste en encontrar las cargas h que satisfacen simultáneamente el sistema de ecuaciones 4.2.4. Una vez obtenidas las cargas de presión, con la ecuación 4.1.11 se calculan los gastos que fluyen dentro de las tuberías.

4.3 Procedimientos de cálculo de redes

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

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

4.3.1 Método de la teoría lineal

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

Si se recuerda que la carga total disponible en una tubería está dada por la ecuación 4.1.9 escrita como sigue:

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

donde el coeficiente C'_j está definido para cada tubería como el producto de C_j multiplicado por Q_j^{n-1} , siendo éste último una estimación casi igual al caudal que fluye en la tubería. Si se 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 (*Referencia No.13*), sugiere que después que han sido obtenidas dos soluciones iterativas, el promedio de ambas sea utilizado para la siguiente iteración, esto es:

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

La solución del sistema de ecuaciones lineales se puede conseguir utilizando alguno de los siguientes métodos: Eliminación de Gauss, Eliminación de Gaus-Jordan, Descomposición LU , Gauss-Seidel, Sobrerrelajación, Jacobi, etc. Para la consulta de cualquiera de los métodos antes citados se recomienda la referencia No.14. 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 (*Referencia No.13*).

4.3.2 Método de Newton-Raphson

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

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

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

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

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

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

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

y la ecuación 4.3.4 se puede escribir como

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

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

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

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

Para extender la aplicación de este método de una sola función a un sistema de ecuaciones, basta con remplazar la variable independiente x y la función $f(x)$ por los vectores \vec{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

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

Al resolver un sistema de ecuaciones donde las incógnitas son las cargas en el sistema, el vector \vec{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

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

La matriz J denominada jacobiano es la que está constituida por las derivadas de las funciones del sistema, el primer renglón será la derivada de la primera función con respecto a las variables

independientes, de la misma forma el segundo renglón estará constituido por las derivadas de la segunda función con respecto a las variables independientes, respetando el orden establecido inicialmente y así sucesivamente; por ejemplo el jacobiano cuando se tienen las cargas como incógnitas es el de la ecuación 4.3.9.

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

El último término de la ecuación 4.3.8 contiene la inversa del jacobiano (J^{-1}), sin embargo, en el caso de la aplicación del método de Newton-Raphson no conviene obtener dicha inversa y premultiplicarla por el vector de funciones $\vec{f}(x)$ 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 4.3.10.

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

La equivalencia de las ecuaciones 4.3.8 y 4.3.10 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.

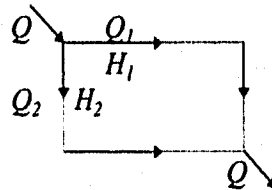
4.3.3 Método de Hardy Cross

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

a) *Balanceo de cargas por corrección de gastos acumulados.*

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

Si se analiza el siguiente circuito



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

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

donde

C es una constante que depende de la tubería,
 m es una constante común en todas las tuberías, adopta el valor de 2 cuando se aplican las fórmulas de Darcy-Weisbach (ecuación 4.1.9, subcapítulo 4.1) 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

$$H_1 = C_1 Q_1^m$$

$$H_2 = C_2 Q_2^m$$

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

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

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

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

Si se desarrollan los binomios de la ecuación 4.3.12 y se considera que la primera estimación del gasto ha sido razonable de tal forma que q será pequeño pudiéndose despreciar algunos términos, se llega a la expresión (Referencia No.1):

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

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

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

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

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

Tabulados los datos se determinan las pérdidas de carga en las ramas de los circuitos y se hacen las correcciones que sean necesarias a los diámetros supuestos, a continuación se determinan las diferencias de pérdidas de carga con que se llega a los puntos de equilibrio en cada uno de

los circuitos que se tienen, se aplican las correcciones consiguientes y se determinan nuevamente las pérdidas de carga en cada tramo de las tuberías principales. Se repite el procedimiento hasta que las pérdidas de carga que se tengan en las dos ramas de cada circuito sean prácticamente iguales.

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

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

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

b) Balanceo de gastos por corrección de cargas.

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

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

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

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

en donde h es la corrección de la carga, sustituyendo las ecuaciones 4.3.11 y $H/Q = C Q^{m-1}$ (del desarrollo de la ecuación 4.3.12. Referencia No.1), se tendrá

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

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

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

despejando la corrección de la carga h

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

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

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

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

4.4 Método del Instituto de Ingeniería

Para resolver las ecuaciones de una red de tuberías se puede utilizar un procedimiento apoyado en el método de Newton-Raphson (*Referencia No.*).

Considerando nuevamente la serie de Taylor (ecuación 4.3.4)

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

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

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

de la ecuación 4.1.9 se obtiene

$$f(Q) = C_j | Q_j | Q_j \quad (4.4.2)$$

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

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

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

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

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

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

sustituyendo las ecuaciones anteriores en la ecuación (4.4.1)

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

despejando Q_j^{k+1} se tendrá

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

Si se considera

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

entonces la ecuación 4.4.6 se puede escribir

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

A medida que k aumenta, Q_j^k y Q_j^{k+1} tienden a ser iguales y la ecuación 4.4.8 se hace similar a la ecuación 4.1.11. La expresión 4.4.8 es la ecuación fundamental del método.

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

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

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

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

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

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

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

Los coeficientes de la matriz A dependen de los parámetros 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 4.4.7 es posible calcular los parámetros α y luego, es sencillo formar el sistema de ecuaciones lineales, 4.4.11.

La solución del sistema 4.4.11 proporciona los valores de las cargas piezométricas h^{k+1} . A partir de estas cargas, con la ecuación 4.4.6 se calculan los gastos Q_j^{k+1} . Cuando en todas las tuberías los gastos entre dos iteraciones consecutivas Q_j^k y Q_j^{k+1} son aproximadamente iguales se obtuvo la solución de la red. Cuando se llega a esta situación se afirma que los gastos que fluyen en 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 la figura 4.2 se puede observar la secuela de calculo a seguir.

4.5 Autoselección del coeficiente de rugosidad

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

En este trabajo se presenta un programa de cómputo para resolver redes de tuberías, en el cual se escoge al factor de pérdida de la fórmula de Darcy-Weisbach. Está escrito en lenguaje Quickbasic y basado en el método propuesto por el Instituto de Ingeniería. El cálculo del factor de pérdida f de la expresión de Darcy-Weisbach (*subcapítulo 3.1*) se hace a partir de una suposición inicial de dicho factor que se mejora de acuerdo con el número de Reynolds y la rugosidad en cada tubería de la red de distribución en estudio.

Para la estimación del factor f se prefiere emplear la fórmula de Swamee-Jain (ecuación 3.4.6). En el subcapítulo 3.4 se expusieron las ventajas que tiene esta fórmula respecto a otras que permiten obtener el factor f .

Al aplicar el método del Instituto de Ingeniería en una red de tuberías y realizar un análisis del sistema de ecuaciones lineales resultante, se puede observar (*subcapítulo 4.6*) que la matriz de coeficientes tiene muchos elementos nulos, es decir, es una matriz porosa; esta particularidad es considerada en el programa de cómputo ya que, en éste solo se guardan los elementos distintos de cero de cada renglón, lo que hace más eficiente la ejecución del programa.

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

La secuela de cálculo que requiere el método del Instituto de Ingeniería para resolver una red de tubos se muestra en el diagrama de bloques de la figura 4.2.

En el apéndice B se describe como formar el archivo de datos requerido, como utilizar el programa y además, se anexa el listado de éste.

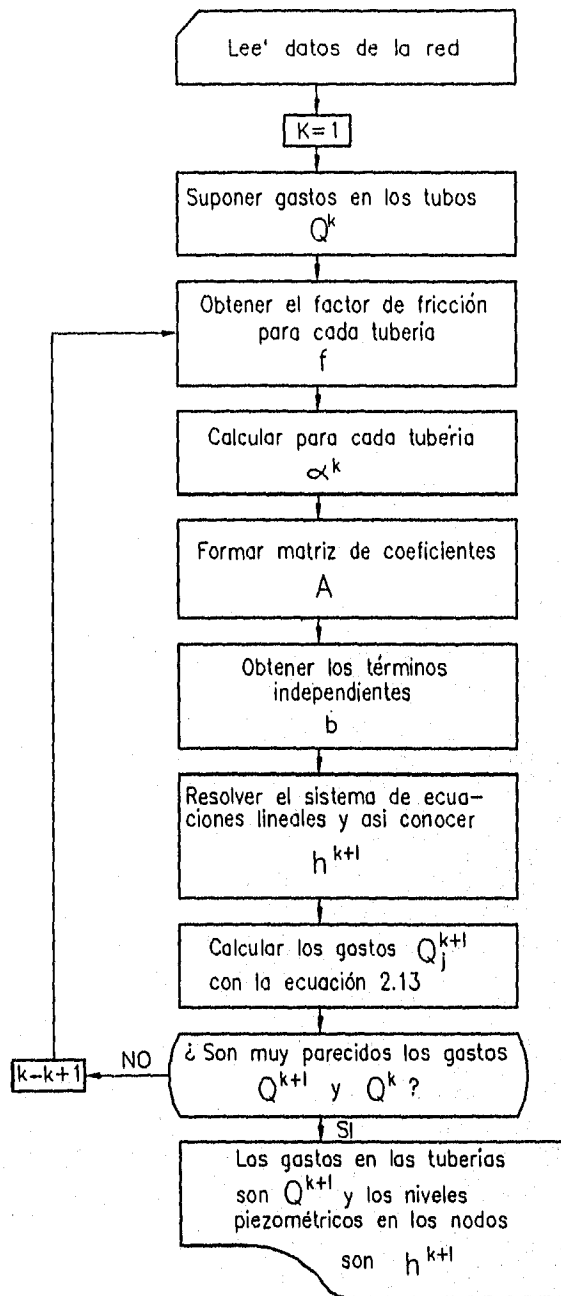


Figura 4.2 Diagrama de bloques del método

4.6 Ejemplos

Ejemplo 4.6.1

Resolver la red de la figura 4.3 donde se conoce la carga en el nudo 5. Los nudos y las tuberías están numerados distinguiendo a estas últimas con números encerrados en un círculo. Aparecen con flechas los gastos (q) que ingresan o egresan de la red y cuyos valores se muestran en la tabla 4.1, de igual manera están tabuladas las características geométricas. Para los gastos (Q) que escurren en las tuberías se ha supuesto el sentido del flujo expuesto en la figura.

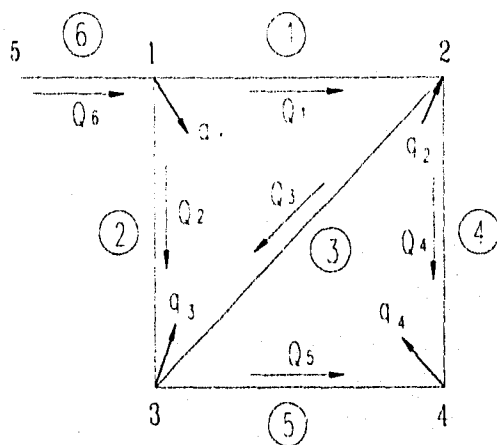


Figura 4.3 Red de tubos del ejemplo 4.6.1

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

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

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

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

Solución:

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

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

Al expresar los gastos Q_1 a Q_5 en función de las cargas mediante la ecuación 4.1.11 y sustituirlos en el sistema 4.6.1 se tendrá

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

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

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

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

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

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

es un sistema de ecuaciones lineales, donde las incógnitas siguen siendo las cargas h_1, h_2, h_3 y h_4 , ya que los coeficientes α_j se calculan con la ecuación 4.4.7 y los elementos que aparecen en los segundos términos son conocidos. En el nudo 5 la carga h_5 es conocida y sirve como nivel de referencia para las demás.

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

Para el cálculo del factor de fricción se empleó la expresión propuesta por Swame y Jain (ecuación 3.4.6), por lo que fue necesario contar con el número de Reynolds (\mathcal{R} , ecuación 3.2.1), el cual se obtuvo con la velocidad calculada a partir del gasto supuesto en la tubería.

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

Se tomó la viscosidad cinética $\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$, por ser éste un valor que tiene el agua a temperaturas normales. El parámetro C_f está calculado con la expresión 4.1.7, se consigna en la tabla 4.2.

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

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

Tabla 4.2 Calculos necesarios para la solución de la red del ejemplo 4.6.1 (Continuación)

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

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

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

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

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

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

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

Además se calcula la pérdida de carga con la ecuación 3.1.7, por ejemplo en la tubería 6

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

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

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

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

Ejemplo 4.6.2

En la figura 4.4 se muestra una red abierta de tuberías, la cual es alimentada por un tanque ubicado en el nudo 1, cuya elevación se encuentra a 195 msnm, las características de las tuberías, los gastos de demanda (q) en los nudos y las elevaciones de los mismos se muestran en la tabla 4.3, la tubería es de hierro fundido con protección interior de asfalto ($\varepsilon = 0.12 \text{ mm}$).

- Resolver la red aplicando el método propuesto por el Instituto de Ingeniería
- Obtener los gastos (Q_j)¹ y las cargas (h_j) en el sistema con el programa "Red estática-factor de fricción".
- Comparar los resultados

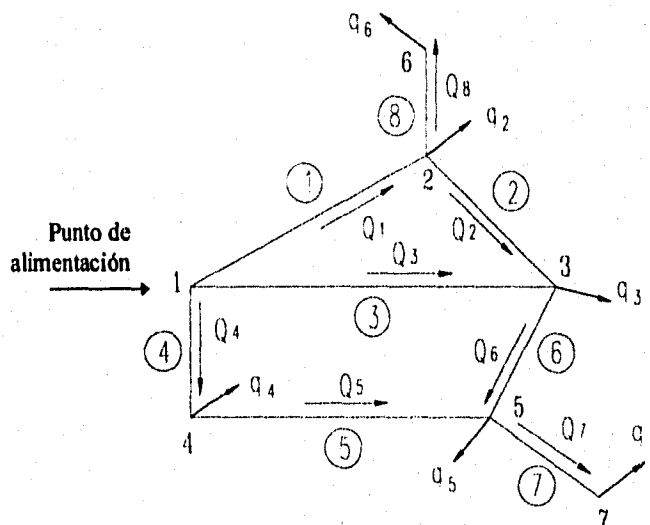


Figura 4.4 Red de tuberías del ejemplo 4.6.2

¹ Realizar el análisis con base en el sentido de flujo que se propone en la figura.

Además se calcula la pérdida de carga con la ecuación 3.1.7, por ejemplo en la tubería 6

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

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

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

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

Ejemplo 4.6.2

En la figura 4.4 se muestra una red abierta de tuberías, la cual es alimentada por un tanque ubicado en el nudo 1, cuya elevación se encuentra a 195 msnm, las características de las tuberías, los gastos de demanda (q) en los nudos y las elevaciones de los mismos se muestran en la tabla 4.3, la tubería es de fierro fundido con protección interior de asfalto ($\epsilon = 0.12 \text{ mm}$).

- Resolver la red aplicando el método propuesto por el Instituto de Ingeniería
- Obtener los gastos (Q_j)¹ y las cargas (h_j) en el sistema con el programa "Red estática-factor de fricción".
- Comparar los resultados

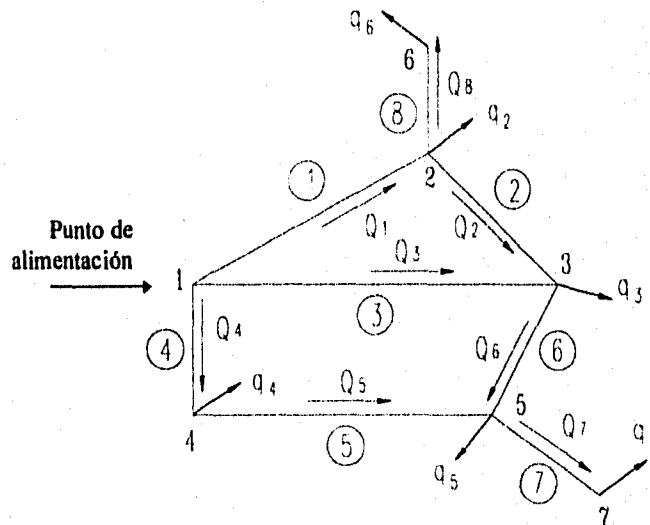


Figura 4.4 Red de tuberías del ejemplo 4.6.2

¹ Realizar el análisis con base en el sentido de flujo que se propone en la figura.

Tabla 4.3 Características de la red de tuberías del ejemplo 4.6.2

(a)

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

(b)

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

Solución:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Formando la matriz de coeficientes α y el vector de términos independientes del sistema 4.6.6 se tendrá

$$\begin{bmatrix} -33.75 & 0.1765 & 0.00 & 0.00 & 0.0813 & 0.00 \\ 0.1765 & -0.3330 & 0.00 & 0.1021 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & -0.2587 & 0.0521 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.1021 & 0.0521 & -0.2295 & 0.00 & 0.0753 \\ 0.0813 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & -0.813 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.0753 & 0.00 & -0.0753 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -15.397 \\ -10.449 \\ -40.131 \\ 0.135 \\ 0.075 \\ 0.065 \end{bmatrix}$$

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

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

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

Con la ecuación 4.4.8 y con las cargas encontradas, se calculan los gastos que circulan por cada una de las ocho tuberías; obteniendo $Q_1 = 0.5092$, $Q_2 = 0.0704$, $Q_3 = 0.3691$, $Q_4 = 0.5918$, $Q_5 = 0.2705$, $Q_6 = 0.1295$, $Q_7 = 0.13$ y $Q_8 = 0.15$ m³/s. En todos los casos el sentido de flujo indicado en la figura 4.4 resultó ser el correcto.

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

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

$$Q_5 + Q_6 - Q_7 = q_5$$

$$(0.2705) + (0.1295) - (0.13) = 0.27 = 0.27$$

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

b) Para correr el programa "Red estática-factor de fricción" es necesario capturar en un archivo independiente las características tanto geométricas como hidráulicas de la red de distribución a solucionar.

En el apéndice B se muestra la forma en que se debe preparar el archivo de datos necesario para su aplicación.

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

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

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

Tabla 4.6 Resultados del programa de cómputo para el ejemplo 4.6.2

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

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

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

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

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

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

Ejemplo 4.6.3

Se propone la siguiente red de tuberías para abastecer de agua a una población, en la tabla 4.8 se muestran los datos necesarios para su análisis, resolver con el programa "Red estática-factor de fricción".

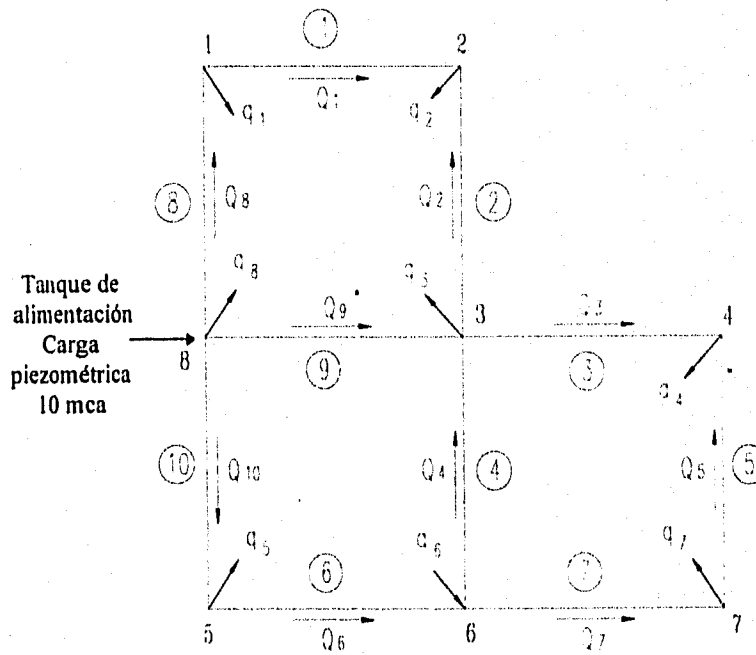


Figura 4.5 Red de tubos del ejemplo 4.6.3

Tabla 4.8 Datos de la red de tubos del ejemplo 4.6.3

(a)

(b)

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

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

Solución:

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

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

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

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

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

Tabla 4.9 Resultados del programa de cómputo para el ejemplo 4.6.3

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

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

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

CAPÍTULO 5

DISPOSITIVO FÍSICO DE UNA RED DE TUBERÍAS

5.1 Descripción del dispositivo físico

En el laboratorio de Hidromecánica del Instituto de Ingeniería se construyó una red de tuberías para representar a una red de agua potable (figura 5.1). Este dispositivo permite observar una serie de fenómenos de tipo hidráulico presentes en las redes de tuberías que distribuyen el agua potable en las ciudades.



Figura 5.1 Dispositivo físico en el laboratorio del Instituto de Ingeniería

La razón principal de la construcción de este dispositivo, consiste en observar el funcionamiento a presión de redes de agua y comparar las mediciones de gastos y presiones con respecto a las que se obtienen con los modelos matemáticos para calcular redes de tuberías. Con el dispositivo físico también es posible simular fugas en las redes de tuberías.

Para el diseño, se revisaron publicaciones sobre instalaciones de redes hidráulicas en laboratorios. Se prestó especial atención al cálculo de las pérdidas locales.

Las principales pérdidas locales, se deben a piezas especiales (codos, tees, válvulas de compuerta, etc), placas de orificio y a la rugosidad de las paredes de los conductos.

La red se diseñó con datos obtenidos de un levantamiento topográfico del sitio disponible en el laboratorio y de acuerdo a las necesidades planteadas.

Después de analizar varias opciones en cuanto a trazo y dimensionamiento de la red, se llegó a una solución definitiva. Ésta consta de una tubería galvanizada con tramos de 4", 3" y 2" de diámetro, con una serie de llaves que permiten extraer un gasto que simula tanto la demanda en la red como las posibles fugas que se pueden presentar en ésta.

La red tiene cuatro circuitos abarcando un área total de 11 X 20.6 m (figura 5.2 y tabla 5.2). Las tuberías de 11 m de largo se dividieron en cuatro tramos de 2.75 y las de 9.6 m, en cuatro tramos de 2.4 m cada uno. En cada unión de tramos se colocó una llave de nariz de 1/2", con lo que se tienen 33 salidas de agua.

En el centro de cada tramo se ubicó una placa de orificio para medir el caudal que conduciría el tramo y, de esta manera determinar el gasto que se descarga en cada llave que se encuentre entre dos placas de orificio.

La tubería de alimentación es de 6" de diámetro para reducir las pérdidas de carga que se presentan antes de llegar a la red.

Cabe mencionar que la longitud de cada tramo de la red se calculó tomando en cuenta las dimensiones de accesorios como tees, bridas, reducciones, válvulas, y niples.

Las alturas de las bases donde se apoya la red se calcularon de manera que el eje de las tuberías se encontrará a 1.55 m de altura, para facilitar la manipulación de las llaves de nariz y las válvulas de compuerta, así como para permitir el libre desplazamiento a través de la red. La separación entre los apoyos varía de 2.2 m a 1.9 m.

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

placas de orificio de la red. Luego de pasar por el vertedor, el agua cae en un depósito para ser recirculada por medio de una bomba.

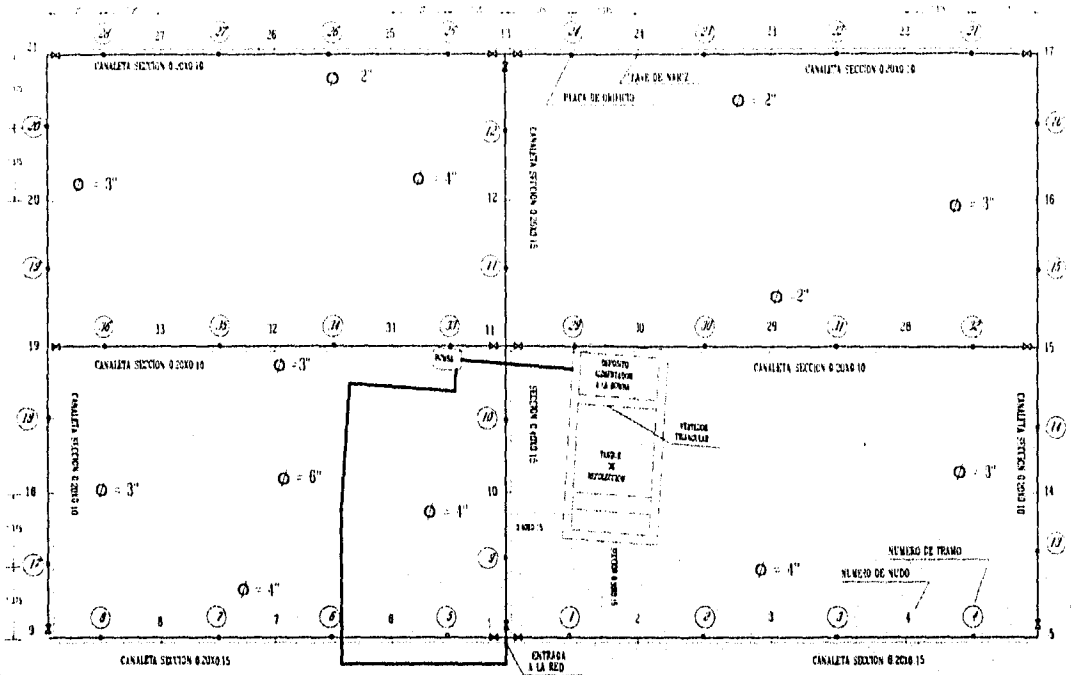


Figura 5.2 Red del laboratorio del Instituto de Ingeniería

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

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

El diseño de las canaletas se realizó con base en el cálculo de flujo permanente a superficie libre, utilizando un coeficiente de Manning $n = 0.014$. Las secciones resultaron diferentes en cada ramal, siendo de 10 X 20 cm (6 tramos, 54.62 m), 15 X 20 cm (2 tramos, 20.46 m), 15 x 25 cm (1 tramo, 11.12 m) y 15 X 30 cm, (2 tramos, 3.78 m).

La altura de cada apoyo (54 apoyos) de las canaletas se calculó considerando la pendiente de 0.006. Los apoyos se colocaron con una separación cercana a 1.7 m.

Tabla 5.1 Dimensiones de la red del dispositivo físico
(Consultar figura 5.2)

Tramo	de nudo	a nudo	Longitud m	Diámetro (plg)	Tramo	de nudo	a nudo	Longitud m	Diámetro (plg)
1	1	2	2.75	4	19	19	20	2.75	3
2	2	3	2.75	4	20	20	21	2.75	3
3	2	3	2.75	4	21	17	22	2.75	2
4	4	5	2.85	4	22	22	23	2.75	2
5	1	6	2.4	4	23	23	24	2.75	2
6	6	7	2.4	4	24	24	13	2.75	2
7	7	8	2.4	4	25	13	25	2.4	2
8	8	9	2.4	4	26	25	26	2.4	2
9	1	10	2.75	4	27	26	27	2.4	2
10	10	11	2.75	4	28	27	21	2.4	2
11	11	12	2.75	4	29	11	30	2.75	2
12	12	13	2.75	4	30	30	29	2.75	2
13	5	14	2.75	3	31	29	28	2.75	2
14	14	15	2.75	3	32	28	15	2.75	2
15	15	16	2.75	3	33	11	31	2.4	3
16	16	17	2.75	3	34	31	32	2.4	3
17	9	18	2.75	3	35	32	33	2.4	3
18	18	19	2.75	3	36	33	19	2.4	3

Entre las bases metálicas (apoyos) y la tubería o canaleta se colocaron trozos de madera que ayudan por un lado a proporcionar el nivel deseado y por otro a disminuir la vibración entre la base y la tubería, lo cual causaba algunas dificultades al medir las presiones.

La medición de los gastos se lleva a cabo por medio de placas de orificios de aluminio que se encuentran entre cada brida y que fueron diseñadas de acuerdo con su localización en la red, por lo cual hay orificios de diferentes tamaños.

5.2 Medición de gastos

El gasto total que circula por toda la red se mide con un vertedor triangular situado en el tanque de recolección que recibe el agua de las canaletas y alimenta al cárcamo de bombeo.

Para determinar el gasto que circula por cada una de las tuberías de la red del dispositivo físico del laboratorio se utilizan placas de orificio de aluminio. La placa de orificio es un instrumento que de acuerdo con el gasto que fluye a través de ella produce una pérdida de carga (igual a la diferencia de niveles) entre dos tubos piezométricos localizados antes y después de la placa. Así al medir esta pérdida de carga es posible obtener el caudal que circula por la placa (figura 5.3).

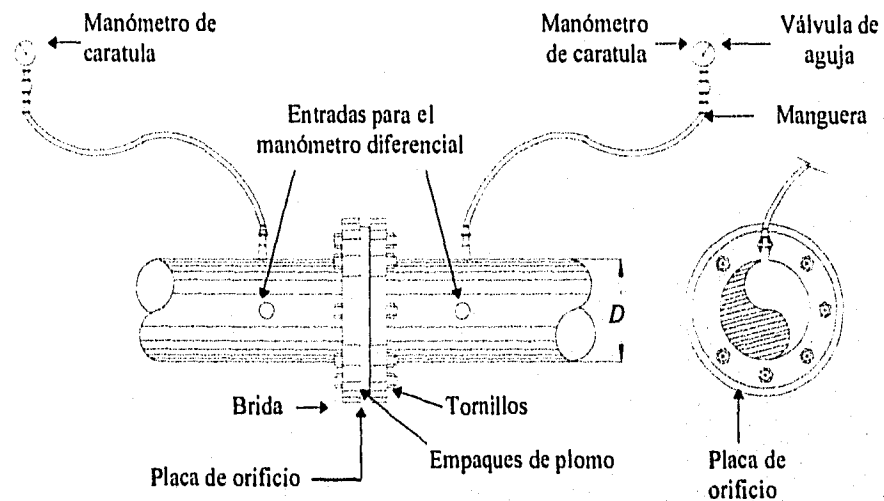


Figura 5.3 Placa de orificio ubicada en la tubería

Para la medición de la pérdida de carga antes mencionada se emplearon manómetros diferenciales de la placa de orificio. Los extremos del manómetro diferencial se instalaron en conexiones hechas previamente en la tubería (aguas arriba y aguas abajo de la placa), la diferencia medida se considera en la ecuación de ajuste de la placa para encontrar el gasto que fluye por la tubería).

Con la abertura que se da a la llave de nariz se tiene control sobre el gasto que sale de la red.

Diseño de las placas de orificio

Para diseñar las placas de orificio, que se usan para estimar el gasto en las tuberías, se consultaron informes de investigación realizados por el Instituto de Ingeniería y artículos técnicos.

El diseño de las placas de orificio (figura 5.4), se refiere a encontrar un coeficiente β que relaciona el diámetro de la tubería con el del orificio de la placa, es decir

$$\beta = \frac{\text{diámetro del orificio}}{\text{diámetro de la tubería}} \quad (5.2.1)$$

Del coeficiente β depende la pérdida de carga real que produzca la placa.

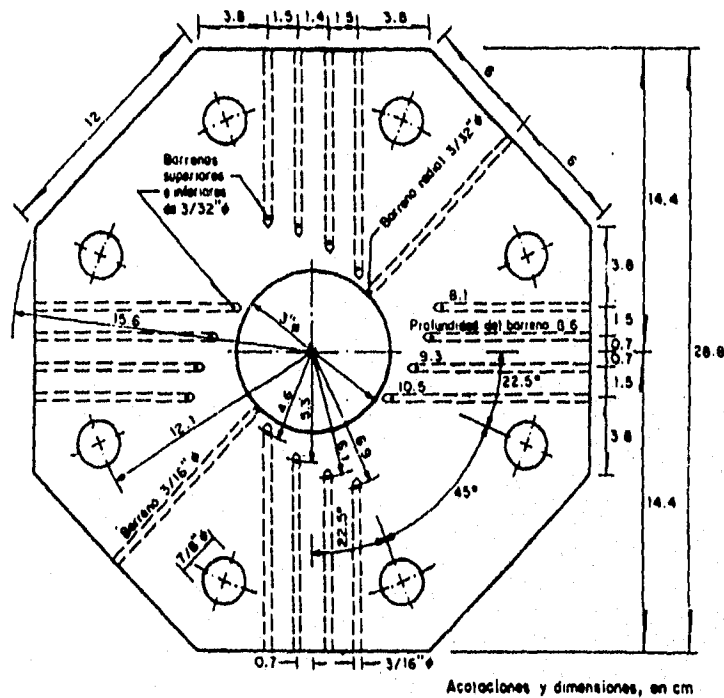


Figura 5.4 Placa de orificio

Como la diferencia de presión es función del gasto que circula por la placa, es necesario obtener la presión en la red para varios valores de los coeficientes β de las placas. Se llevó a cabo el proceso iterativo que se describe a continuación:

- Primeramente, se planteó cuál sería la forma de operar de la red para la cual se haría el diseño de las placas. Se decidió que la red funcionaría con todas las válvulas de compuerta abiertas y que el gasto de salida de las llaves de nariz sería en promedio de 1.2 l/seg.
- Se calcularon las presiones y gastos de la red con los datos antes mencionados sin tomar en cuenta las pérdidas de carga locales producidas por las placas de orificio y por los demás

accesorios (sólo se consideraron las pérdidas por fricción). De esta manera se obtuvieron los gastos iniciales para comenzar las iteraciones.

- Obtenidos los caudales de cada tramo, se varía el coeficiente β para que la diferencia de presión en el manómetro se encuentre en un rango de 5 a 30 cm de carga de agua, esto con el fin de facilitar el proceso de lectura cuando el dispositivo esté en funcionamiento.
- Se calculan las pérdidas locales que producen los accesorios que se encuentran en cada tramo de la red. Para facilitar el proceso iterativo, las pérdidas se expresan como un factor equivalente f , se suman todos los factores equivalentes debidos a los accesorios y a la placa orificio con el f de fricción, para obtener un f total equivalente para cada uno de los tramos.
- Con este último f de cada tramo se resuelve nuevamente la red y así se encuentran los nuevos caudales para la siguiente iteración.
- El proceso se detiene cuando la variación de caudales sea mínima entre dos iteraciones.

Las fórmulas que se requieren en este proceso son las siguientes:

$$C_d = \frac{C}{\sqrt{1 - \beta^4}} \quad (5.2.2)$$

donde

$$C = 0.5959 + 0.0312 \beta^{2.1} - 0.1840 \beta^8 + 0.0029 \beta^{2.5} (10^6 / \Re)^{0.23} + 0.090 L_1 \beta^4 (1 - \beta^4)^{-1} + 0.0337 L_2 \beta^3 \quad (5.2.3)$$

$$L_1 = \frac{l_1}{D}$$

$$L_2 = \frac{l_2}{D}$$

$$\Re = \frac{VD}{\nu}$$

siendo

- l_1 distancia entre la placa y la toma de presión hacia aguas arriba, en m ;
- l_2 distancia entre la placa y la toma de presión hacia aguas abajo, en m ;
- D diámetro de la tubería, en m ;
- \Re número de Reynolds en la tubería, adimensional.

accesorios (sólo se consideraron las pérdidas por fricción). De esta manera se obtuvieron los gastos iniciales para comenzar las iteraciones.

- Obtenidos los caudales de cada tramo, se varía el coeficiente β para que la diferencia de presión en el manómetro se encuentre en un rango de 5 a 30 cm de carga de agua, esto con el fin de facilitar el proceso de lectura cuando el dispositivo esté en funcionamiento.
- Se calculan las pérdidas locales que producen los accesorios que se encuentran en cada tramo de la red. Para facilitar el proceso iterativo, las pérdidas se expresan como un factor equivalente f , se suman todos los factores equivalentes debidos a los accesorios y a la placa orificio con el f de fricción, para obtener un f total equivalente para cada uno de los tramos.
- Con este último f de cada tramo se resuelve nuevamente la red y así se encuentran los nuevos caudales para la siguiente iteración.
- El proceso se detiene cuando la variación de caudales sea mínima entre dos iteraciones.

Las fórmulas que se requieren en este proceso son las siguientes:

$$C_d = \frac{C}{\sqrt{1 - \beta^4}} \quad (5.2.2)$$

donde

$$C = 0.5959 + 0.0312 \beta^{2.1} - 0.1840 \beta^8 + 0.0029 \beta^{2.3} (10^6 / \Re)^{0.73} + 0.090 L_1 \beta^4 (1 - \beta^4)^{-1} + 0.0337 L_2 \beta^3 \quad (5.2.3)$$

$$L_1 = \frac{l_1}{D}$$

$$L_2 = \frac{l_2}{D}$$

$$\Re = \frac{VD}{\nu}$$

siendo

- l_1 distancia entre la placa y la toma de presión hacia aguas arriba, en m ;
- l_2 distancia entre la placa y la toma de presión hacia aguas abajo, en m ;
- D diámetro de la tubería, en m ;
- \Re número de Reynolds en la tubería, adimensional.

En el caso de la red a construir, $l_1 = D$ y $l_2 = D/2$ por lo que $L_1 = 1$ y $L_2 = 0.5$. La pérdida local debido a la placa de orificio, se calcula de manera siguiente:

$$H = \frac{Q^2}{C_d^2 a^2 2g} \quad (5.2.4)$$

$$h = \frac{1 - C_D \beta^2}{1 + C_D \beta^2} \quad (5.2.5)$$

donde

- H diferencia de cargas entre los puntos de toma de presión con una ampliación de la pérdida real, resultado de una zona turbulenta aguas arriba, en m ;
- h pérdida real de carga debida a la placa orificio, en m y,
- a área del orificio, en m^2 .

Para el cálculo del f equivalente para la placa orificio se utiliza

$$f = \left(\frac{D A^2}{L} \right) \left(\frac{1}{C_d^2 a^2} \right) \quad (5.2.6)$$

donde

- A área de la tubería, en m^2 ;
- L longitud del tramo, en m ;
- a área del orificio, en m^2 ,
- C_d coeficiente de descarga, adimensional y
- D diámetro de la tubería, en m .

Para calcular el f equivalente para otros accesorios se usa la fórmula anterior utilizando $A = a$ y $C_d = 1/(K)^{1/2}$, donde K es un coeficiente adimensional utilizado para expresar las pérdidas locales que depende del tipo de accesorio (*subcapítulo 3.6*).

Diseño de los manómetros diferenciales

Cuando la diferencia de presión entre dos puntos es muy pequeña, se dificulta la determinación del gasto debido a la imprecisión en la lectura de la diferencia de niveles. En estos casos es recomendable aumentar dicha diferencia utilizando un fluido manométrico más ligero que el agua. Los manómetros diferenciales diseñados para operar con fluidos de esta característica son de tipo invertido (figura 5.5). Esta clase de manómetros fueron empleados en el laboratorio, lo que implicó la realización de pruebas con diferentes fluidos para llegar a escoger uno de ellos.

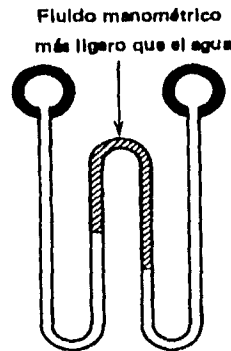


Figura 5.5 Manómetro diferencial (invertido)

Los manómetros utilizados se formaron con mangueras piezométricas de 3/8 de pulgada de diámetro y válvulas de aguja. Se colocaron cuatro válvulas de aguja por cada manómetro diferencial, dos de los cuales sirven para controlar el paso del agua en cada extremo y las otras dos para purgar ambos lados del manómetro; éstas se encontraban ubicadas en la parte superior cercanas a la conexión con la tubería.

Una vez preparadas las mangueras, de los manómetros se insertaron éstas en las preparaciones de las tuberías y se colocaron en tableros de madera que se fabricaron para este uso. Cabe señalar que una de las dos preparaciones en la tubería, que son necesarias para los manómetros diferenciales; está ubicada a una distancia D (siendo D el diámetro del tubo) aguas arriba de la placa de orificio y la otra a una distancia $D/2$ aguas abajo de la misma placa (figura 5.6).

El sentido del flujo se consideró a partir de los resultados del cálculo teórico de la red de tuberías, el cual se verificó posteriormente con la lectura de los manómetros en el dispositivo físico.

Se colocaron manómetros diferenciales en cada una de la placas de orificio y entre nudos de cruces, se procedió a purgar cada uno de ellos y sellar las fugas en los mismos.

Después de analizar varias opciones, finalmente se decidió por trabajar sólo con aire y agua (quedando el aire arriba por ser de menor densidad).

Con lo cual se vió la necesidad de hacer algunas adaptaciones a los manómetros diferenciales, por citar algunas de ellas, se incrementó la longitud de las mangueras en cada extremo, se colocaron las válvulas de aguja en la parte inferior cercanas al suelo para facilitar la purga de éstos.

Debido a la dificultad de medir la diferencia de niveles producida en 4 placas de orificio (tramos 21, 22, 27 y 28), se tenía incertidumbre en el gasto que salía por las llaves de nariz localizadas en esos tramos; por lo que fue necesario diseñar pequeños vertedores triangulares instalados en las canaletas que produjeran el menor error posible.

El diseño de estos vertedores conllevó a la elaboración de sus respectivas curvas de carga (h en cm) contra gasto (Q en l/seg) que toda vez que era necesario conocer el caudal de salida en esos trayectos se tomaba la lectura de la carga sobre el vertedor (se adaptaron reglas para facilitar su lectura) y se consultaban dichas curvas.

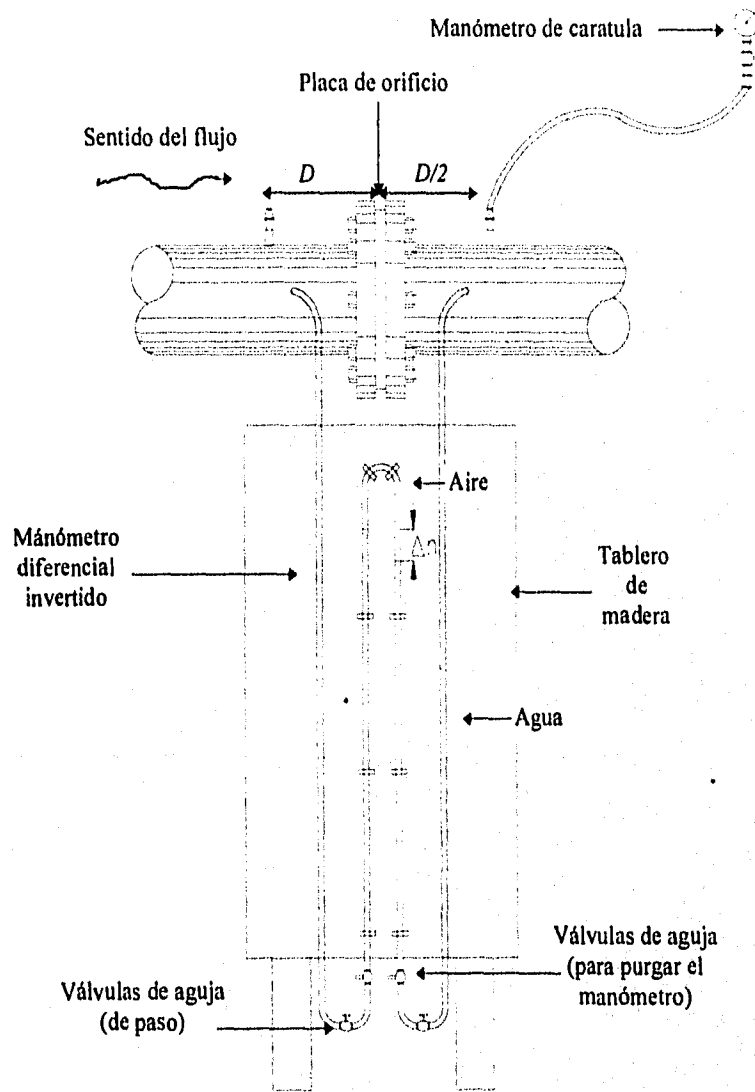


Figura 5.6 Manómetro diferencial instalado en la placa de orificio

5.3 Medición de presiones en los nudos

La red en el laboratorio cuenta con las preparaciones necesarias para la instalación del instrumento que permite medir la presión a la que se encuentra el flujo dentro de la tubería, dichas preparaciones se localizan en los nueve nudos de cruce y antes y después de cada placa de orificio. El instrumento de medición puede ser un *manómetro* ya sea *simple*, *diferencial*, *Bourdon*, o bien un *transductor de presión*.

Los manómetros son dispositivos que con base en la ecuación:

$$p = p_a + \gamma(z_0 - z) \quad (5.3.1)$$

donde:

p_a	es la <i>presión atmosférica</i> ¹ sobre la superficie libre del líquido,
$(z_0 - z)$	es la profundidad del punto considerado,
γ	es el peso específico (peso del fluido por unidad de volumen).

Estos manómetros proporcionan la presión en un punto. Las presiones medidas en la red de laboratorio fueron *manométricas*, es decir, se utilizó como valor cero de referencia a la atmosférica local.

El *manómetro simple*, también conocido como *tubo piezométrico* se utiliza para medir presiones estáticas moderadas de un líquido que fluye dentro de una tubería, consiste en un tubo transparente de diámetro pequeño, conectado al interior de la tubería mediante un niple y con el otro extremo abierto a la atmósfera. La altura h de la columna piezométrica, multiplicada por el peso específico del líquido en la tubería, determina la presión en la misma para el punto de contacto con el piezómetro.

El *manómetro diferencial* consiste en un conducto transparente en forma de U , parcialmente lleno de un líquido pesado (comúnmente mercurio). Uno de sus extremos se conecta de manera perpendicular a la pared que confina el flujo, si se trata de un *manómetro diferencial abierto* el otro extremo estará abierto o en contacto con la atmósfera.

Si se tiene un *manómetro diferencial cerrado* el segundo extremo estará conectado a otro punto de la pared en este caso se estará midiendo la diferencia de presiones entre los puntos en los que está conectado el manómetro. Si se desea expresar esta diferencia de presiones como una diferencia de carga para el fluido, se tiene:

¹ La *presión atmosférica* a nivel del mar equivale a la producida en la base de un columna de agua de 10.33 m de altura. *Referencia No.5.*

$$h_1 - h_2 = \frac{P_1 - P_2}{\gamma} = \Delta h \quad (5.3.2)$$

Cuando las diferencias de presión en líquidos son pequeñas, su medición se dificulta por lo que se recomienda el uso de *los manómetros diferenciales invertidos*, como el que se ilustra en la figura 5.5.

Otro instrumento para medir presión es el *manómetro Bourdon*, es un medidor directo de desplazamiento, fiable cuando no se requiere de gran precisión en la lectura. Es un aparato que indica la presión por medio de un tubo curvado con sección transversal aplanada que se deflectará hacia afuera cuando se le presurice internamente. La deflexión puede ser medida por medio de una ligadura con una aguja indicadora calibrada que señala el valor en una carátula graduada. Con un diseño correcto se puede conseguir una confiabilidad del orden de ± 0.1 por 100 de la escala en instrumentos comerciales (figura 5.7)

Por último, el *transductor de presión* registran electrónicamente las pequeñas deformaciones de un diafragma debidas a los cambios de presión. Su funcionamiento se basa en el principio de un medidor de la formación, un circuito puente de Wheatstone o se relaciona con el movimiento de un transformador diferencial, de una cámara de capacitancia o con el comportamiento piezoeléctrico de un cristal sometido a esfuerzos (figura 5.8)

Para realizar las mediciones de presión durante las pruebas en el dispositivo físico, fueron preferidos los transductores de presión, debido a que se obtuvieron resultados más confiables.

El emplear transductores de presión permitió que por medio de un sistema de computación se guardaran los valores transmitidos durante el tiempo de lectura de la presión absoluta (se tenían alrededor de 300 valores en un segundo); gracias a esto fue posible analizar los datos y obtener parámetros estadísticos como son: la media, la varianza, etc.

En una primera instancia se utilizaron *los manómetros Bourdon* para tomar las presiones en los cruceros y así determinar la diferencia de presión con las lecturas, sin embargo los resultados que se obtenían no eran confiables debido a diversos factores como: la poca diferencia que se llega a dar entre crucero y crucero, el rango de valores especificados en las carátulas de los manómetro comerciales, etc.

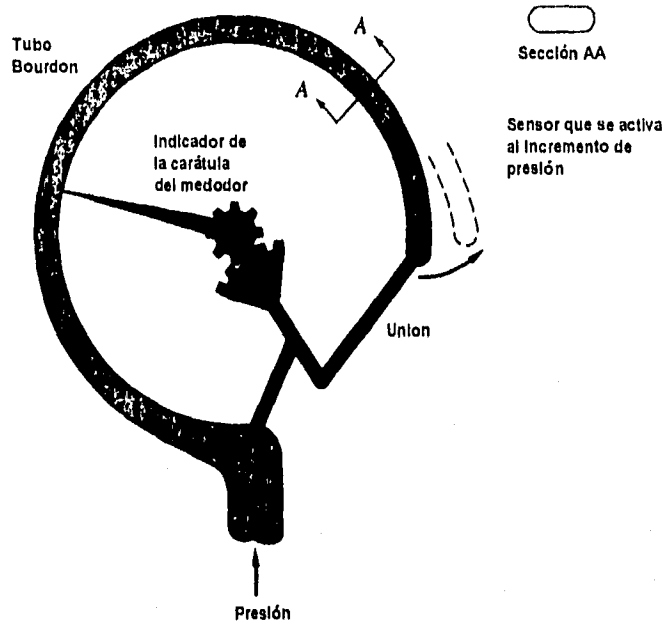


Figura 5.7 Manómetro Bourdon

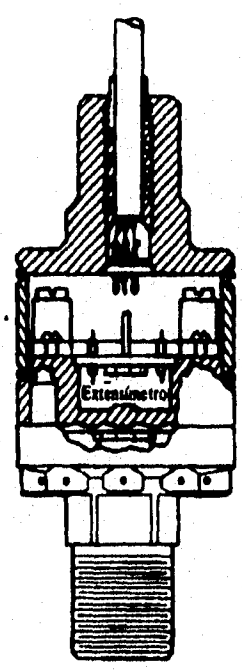


Figura 5.8 Transductor de presión

5.4 Calibración del modelo físico

Fue necesario calibrar cada una de la placas de orificio que se encuentran instaladas en el dispositivo físico con la finalidad de obtener el gasto circulante por cada tramo de tubería (*subcapítulo 5.2*). Así con la diferencia de éstos, es posible conocer la descarga que se tiene por cada llave de nariz, ya que entre cada una de ellas se encuentra entre dos placas de orificio.

La calibración de las placas de orificio fue de la manera siguiente:

- Se ponía a funcionar el dispositivo y se asignaba cierto gasto por tres tramos de tuberías, calibrando así las placas de orificio de estos tubos. Esto se lograba cerrando válvulas de compuertas que se tienen estratégicamente colocadas en todo el dispositivo.
- A la entrada de la red se tenía una cierta presión y con ello se abría una llave de nariz, ubicada después del tercer tramo escogido; por lo tanto se hacía circular un gasto único que regresaba de nuevo al tanque por medio de las canaletas.
- Las llaves de nariz que están localizadas en los tres tramos se encontraban cerradas; sin embargo, se tomaba la lectura de las diferencias de nivel de los manómetros diferenciales instalados en esos tramos para conocer el gasto.
- Conforme se tomaban las lecturas de los manómetros diferenciales, se registraban dichas diferencias de presión, especificando de que placa de orificio se trataba y el sentido del flujo real.
- Una vez estabilizado el flujo en el dispositivo, en el tanque del modelo se tomaba la lectura en el limnómetro para conocer la carga en el vertedor triangular, instalado en este tanque, y saber el gasto total que estaba pasando, verificando siempre que la descarga del vertedor no estuviera ahogada.
- Cuando ya se tenían registradas todas las lecturas, se abría una segunda llave de nariz del mismo tramo en que se encontraba abierta la primera; y se procedía de nuevo a tomar y registrar todas las lecturas para las primera llaves de nariz, en donde el flujo se alteraba debido a la disminución de presión por el aumento del gasto liberado.

Esta secuencia de pasos se llevó a cabo de tal forma que para cada una de las 36 placas de orificio que están instaladas en el modelo físico se obtuvieron de 8 a 15 lecturas.

Los gastos utilizados en las pruebas se calcularon a partir de las cargas tomadas del limnómetro y con una ecuación para vertedores triangulares; en la que previamente se realizó un ajuste a partir de la curva de datos de cargas y gastos obtenidos experimentalmente (y de manera independiente a

la calibración de las placas) en el vertedor del modelo, se logró una buena aproximación entre la *ecuación teórica propuesta*² y la curva correspondiente a datos reales. La ecuación del vertedor triangular a la que se llegó es

$$Q = 0.005995 (H - 10)^{2.48} \quad (5.4.1)$$

donde:

Q es el gasto del vertedor triangular, en l/s y,
 H la carga de agua sobre el vertedor, en cm.

Por otra parte, la serie de datos que se registró para cada placa de orificio en particular, fue dibujada y analizada por mínimos cuadrados; con lo cual se llegó a una ecuación que se ajusta al comportamiento de los puntos experimentales. En todos los casos se ajustaron a una ecuación del tipo de potencias, es decir

$$Q = a H_1^b \quad (5.4.2)$$

se obtuvieron muy buenos resultados, ya que el coeficiente de correlación siempre fue mayor a 0.99. Siendo un ejemplo de estas ecuaciones (para la placa número 1), la que se presenta a continuación

$$Q = 1.91895 H_1^{0.485} \quad (5.4.3)$$

donde:

Q gasto que pasa por la placa de orificio, en l/s;
 H_1 lectura tomada del manómetro diferencial, en cm.

Como en ciertos tramos de la red (diámetros de 2 y 3 pulgadas) el flujo puede circular en ambos sentidos, dependiendo del manejo que se tiene en las válvulas de compuerta, fue necesario calibrar en los dos sentidos las placas de orificio.

Las ecuaciones y los puntos experimentales de cada una de las placas de orificio se dibujaron en gráficas, además se agregó la curva teórica. Con esto se finalizó la calibración de las placas de orificio. Un ejemplo de este tipo de gráficas de calibración se muestra en la figura 5.9.

El vertedor triangular del tanque se calibró captando el volumen de agua desalojado en un recipiente graduado, tomando el tiempo con un cronómetro se calculó el gasto para más tarde trazar una curva de gastos reales contra las mediciones del limnómetro. A pesar de que se hizo la medición en esta forma los resultados fueron satisfactorios.

² La *ecuación teórica propuesta* fue $Q = C h^{3/2}$ donde C depende del ángulo del vértice del vertedor, la viscosidad dinámica del fluido y de la aceleración de la gravedad (θ, μ, g). Referencia No. 5.

la calibración de las placas) en el vertedor del modelo, se logró una buena aproximación entre la *ecuación teórica propuesta*² y la curva correspondiente a datos reales. La ecuación del vertedor triangular a la que se llegó es

$$Q = 0.005995 (H - 10)^{2.48} \quad (5.4.1)$$

donde:

Q es el gasto del vertedor triangular, en l/s y,
 H la carga de agua sobre el vertedor, en cm.

Por otra parte, la serie de datos que se registró para cada placa de orificio en particular, fue dibujada y analizada por mínimos cuadrados; con lo cual se llegó a una ecuación que se ajusta al comportamiento de los puntos experimentales. En todos los casos se ajustaron a una ecuación del tipo de potencias, es decir

$$Q = a H_1^b \quad (5.4.2)$$

se obtuvieron muy buenos resultados, ya que el coeficiente de correlación siempre fue mayor a 0.99. Siendo un ejemplo de estas ecuaciones (para la placa número 1), la que se presenta a continuación

$$Q = 1.91895 H_1^{0.485} \quad (5.4.3)$$

donde:

Q gasto que pasa por la placa de orificio, en l/s;
 H_1 lectura tomada del manómetro diferencial, en cm.

Como en ciertos tramos de la red (diámetros de 2 y 3 pulgadas) el flujo puede circular en ambos sentidos, dependiendo del manejo que se tiene en las válvulas de compuerta, fue necesario calibrar en los dos sentidos las placas de orificio.

Las ecuaciones y los puntos experimentales de cada una de las placas de orificio se dibujaron en gráficas, además se agregó la curva teórica. Con esto se finalizó la calibración de las placas de orificio. Un ejemplo de este tipo de gráficas de calibración se muestra en la figura 5.9.

El vertedor triangular del tanque se calibró captando el volumen de agua desalojado en un recipiente graduado, tomando el tiempo con un cronómetro se calculó el gasto para más tarde trazar una curva de gastos reales contra las mediciones del limnómetro. A pesar de que se hizo la medición en esta forma los resultados fueron satisfactorios.

² La *ecuación teórica propuesta* fue $Q = C h^{3/2}$ donde C depende del ángulo del vértice del vertedor, la viscosidad dinámica del fluido y de la aceleración de la gravedad (θ, μ, g). Referencia No.5.

CURVAS DE CALIBRACIÓN DE PLACAS DE ORIFICIO

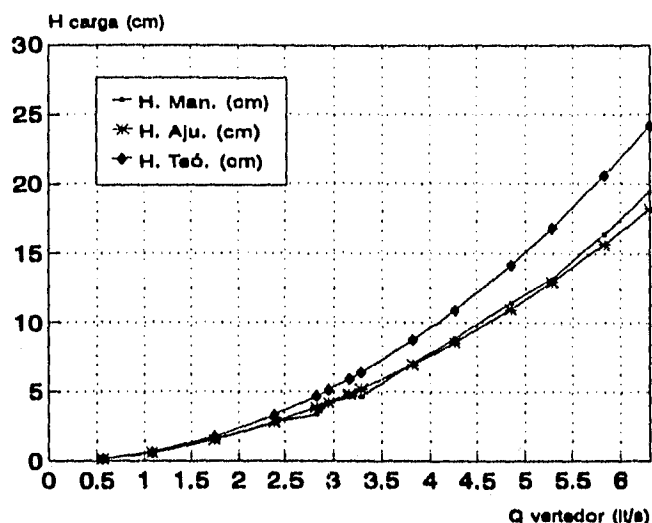


Figura 5.9 Calibración de la placa de orificio

5.5 Realización de ensayos

Los ensayos consisten básicamente en tomar dos tipos de mediciones; uno es la lectura de los manómetros diferenciales para conocer los gastos que atraviesan por cada placa de orificio y el otro es la toma de las presiones en los cruceros y en las placas de orificio.

En cada prueba el dispositivo físico se pone en operación bajo ciertas condiciones preestablecidas, todas las llaves de nariz se dejan a una misma abertura ($1/2$ de vuelta, $1/4$ de vuelta, etc., dependerá del gasto que se quiera dejar circular en toda la red), esto lo hace una misma persona para de alguna manera uniformizarlo. Todas las válvulas de compuerta se abren y se controla la presión a la entrada de la red; es decir, se manipula la válvula de compuerta ubicada después de la bomba para lograr la presión deseada.

Primeramente se toma la lectura de los manómetros diferenciales instalados en cada placa de orificio, en algunos casos la condición de presión implica que la diferencia de alturas de los manómetros sea insuficiente y en otros las variaciones de los niveles es considerable, lo cual requiere sacar un promedio de la mayor y menor diferencia a fin de reducir los errores de medición; asimismo se leen las h de los pequeños vertedores de las canaletas (a causa de no ser posible la medición de los manómetros diferenciales correspondientes a esas placas de orificio).

De igual forma se toman las lecturas de los manómetros diferenciales que se encuentran conectados de crucero a crucero con la finalidad de rectificar la pérdida de presión en ese trayecto.

Una vez establecida la circulación del flujo se toma la h del limnómetro en el tanque de recolección.

Con las mismas condiciones de operación de la red, se leen las presiones en los nueve crueros con los transductores de presión (celdas de presión) y también aguas arriba de cada una de las placas de orificio con los manómetros de carátula.

Con los valores obtenidos experimentalmente se procede a calcular lo siguiente:

- El gasto total que circula por la red, con la ecuación del vertedor triangular (ecuación 5.4.1).
- El gasto que circula por cada tubo, con las diferencias leídas en los manómetro diferenciales, las ecuaciones de calibración de cada placa de orificio, las cargas sobre los vertedores de las canaletas y las curvas ($h-Q$) de dichos vertedores.
- Los gastos que se liberan por cada llave de nariz, debido a que cada una de éstas se encuentra entre dos placas de orificio, por continuidad (*subcapítulo 3.1*) con una diferencia de gastos en los tubos es posible determinar el caudal liberado por cada llave.
- Las presiones en aguas arriba de cada placa de orificio, los valores leídos se corregían con la ecuación correspondiente obtenida en la calibración.
- Las presiones en cada crucero, los valores arrojados con las celdas de presión aparecen en voltaje por lo que es necesario realizar la equivalencia del valor a metros columna de agua.

Así, a través de la ecuaciones generadas en la calibración de los componentes del modelo y con las lecturas hechas con éste en funcionamiento, es posible obtener resultados de gastos y presiones en el dispositivo físico.

CAPÍTULO 6

VERIFICACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

En el dispositivo físico del laboratorio del Instituto de Ingeniería se llevaron a cabo varios ensayos para estimar la bondad del modelo para calcular redes de tuberías.

La estimación consistió básicamente en una comparación de las mediciones obtenidas en laboratorio con los resultados del método para calcular redes (*subcapítulo 4.4*).

En las pruebas realizadas en laboratorio se obtuvieron las siguientes mediciones: presiones en los cruceros y en las placas de orificio, carga en el limnómetro del vertedor triangular ubicado en el tanque y gasto de salida por cada una de las llaves de nariz.

Fue necesario considerar además de los 33 nudos ubicados en los cruceros y en las llaves de nariz, otros 36 nudos localizados en las placas de orificio, lo que aumentó el número de tuberías a 72. De esta manera se contó con mayor cantidad de ductos. La numeración tanto de los nudos como de los tubos se muestra en la figura 6.1, al igual que el sentido del flujo del agua que se observó en los ensayos.

6.1 Presiones en los cruceros

La medición de presiones se realizó por medio de *transductores de presión*¹ (*subcapítulo 5.3*). Se utilizó un programa de cómputo que con base en la señal transmitida en voltaje, proporciona la presión en metros columna de agua (m.c.a.). Se tiene la opción de elegir el tiempo durante el cual se lleva a cabo la captura de los puntos y el tiempo entre ellos, para determinar el número de datos recibidos por medición; posteriormente se calcula la media y la desviación estándar de la serie de datos recibidos, también muestra la gráfica de las presiones en m.c.a. con respecto al tiempo.

¹ Comercialmente se denominan *celdas de presión*.

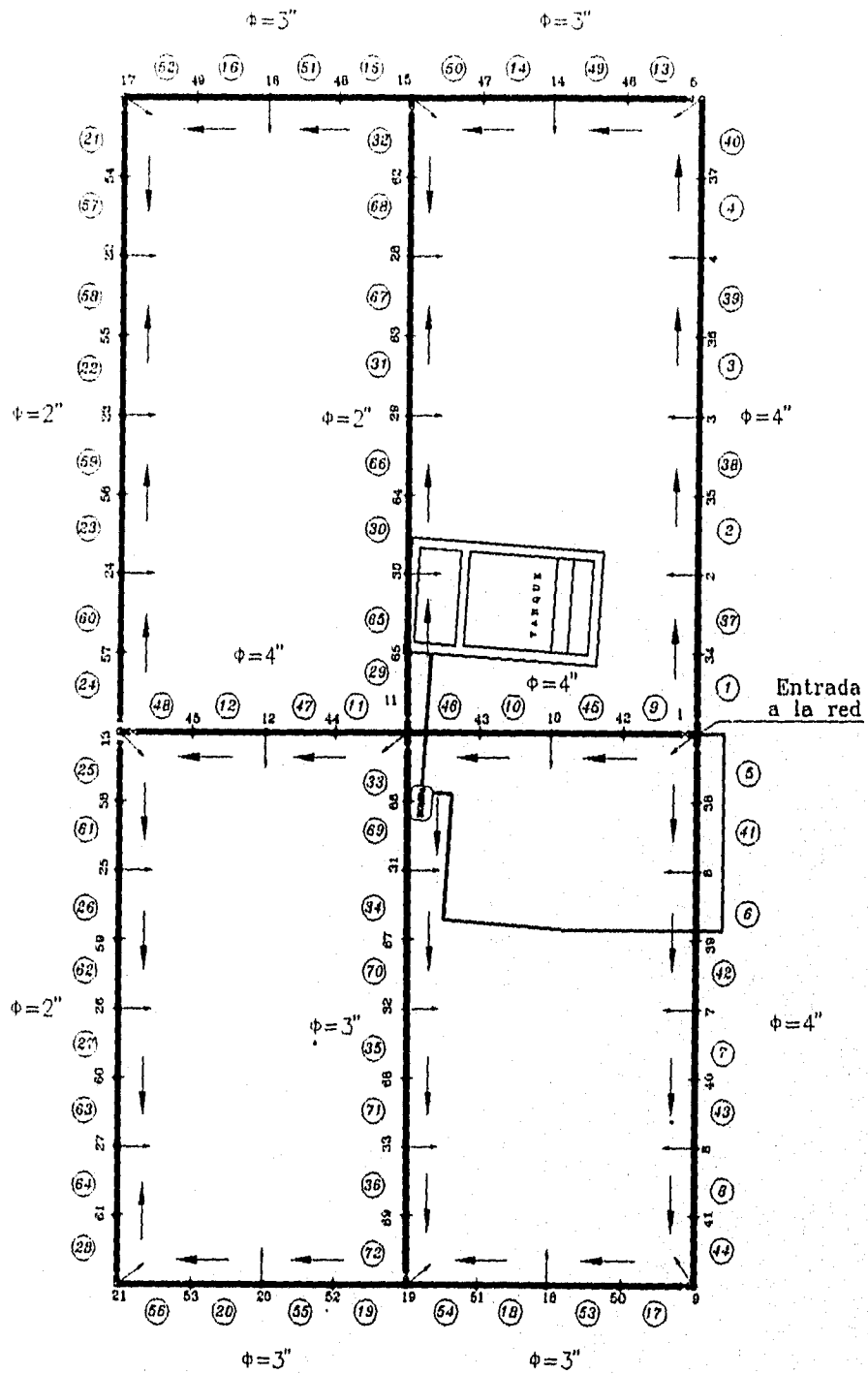


Figura 6.1 Numeración de nudos y tuberías, y sentido de flujo en el dispositivo físico

El programa fue escrito por el personal del área de Instrumentación del Instituto de Ingeniería de acuerdo a los requerimientos de medición y al equipo disponible (tarjeta de adquisición de datos, fuente de alimentación, características de las celdas de presión, etc.).

La calibración de las celdas de presión, se realizó con el programa mismo -ya que cuenta con esta opción- y con una báscula de pesos muertos, con la cual se transmitía una cierta carga en lb/plg^2 a la celda y ésta a su vez enviaba la señal eléctrica al equipo de cómputo. De esta manera, dando los datos de las cargas transmitidas, el programa (ya que se habían registrado todos los puntos) procedía a calcular la pendiente y la ordenada de la recta de calibración de la serie de datos.

Por cada medición que se hacía, se tomaba inicialmente el *cero*² de la celda con la finalidad de tener mayor precisión en las lecturas.

Como es posible observar en la figura 6.1, la red del laboratorio cuenta con nueve cruceros. En ellos se ubicó un dispositivo constituido por una manguera, una tee y válvulas de aguja conectadas, para colocar la celda de presión y purgarla.

En la figura 6.2 se muestran las mediciones de la presión en los cruceros de la red.

6.2 Diferencia de presión entre cruceros

La diferencia de presión entre cruceros depende del gasto que este circulando por las tuberías, porque de éste depende la magnitud de las pérdidas de energía. En el caso del dispositivo físico las pérdidas por fricción son menores que las pérdidas locales, ya que como se verá más adelante la perturbación que originan las placas de orificio es considerable, y más aún cuando la diferencia entre el diámetro de la tubería y el de la placa es grande.

En el caso de las pruebas realizadas, la diferencia de presión entre cruceros tuvo una variación de entre 15 a 50 cm, son pequeñas para los manómetros de carátula, razón por la cual se utilizaron las celdas de presión.

En la primer prueba realizada para este estudio, las diferencias de presiones que resultan, están mostradas en la tabla 6.1.

Como se describió en el capítulo 5, se colocaron manómetros diferenciales conectados de nudo a nudo de los cruceros para complementar la medición de la pérdida de energía total existente. Debido al uso de las celdas de presión, estos manómetros sólo se emplearon para determinar el sentido del flujo en los tramos de tubería, existentes entre los nudos.

² Si el *cero* leído resultaba positivo, se restaba a la lectura realizada y por el contrario, si era negativo se sumaba.

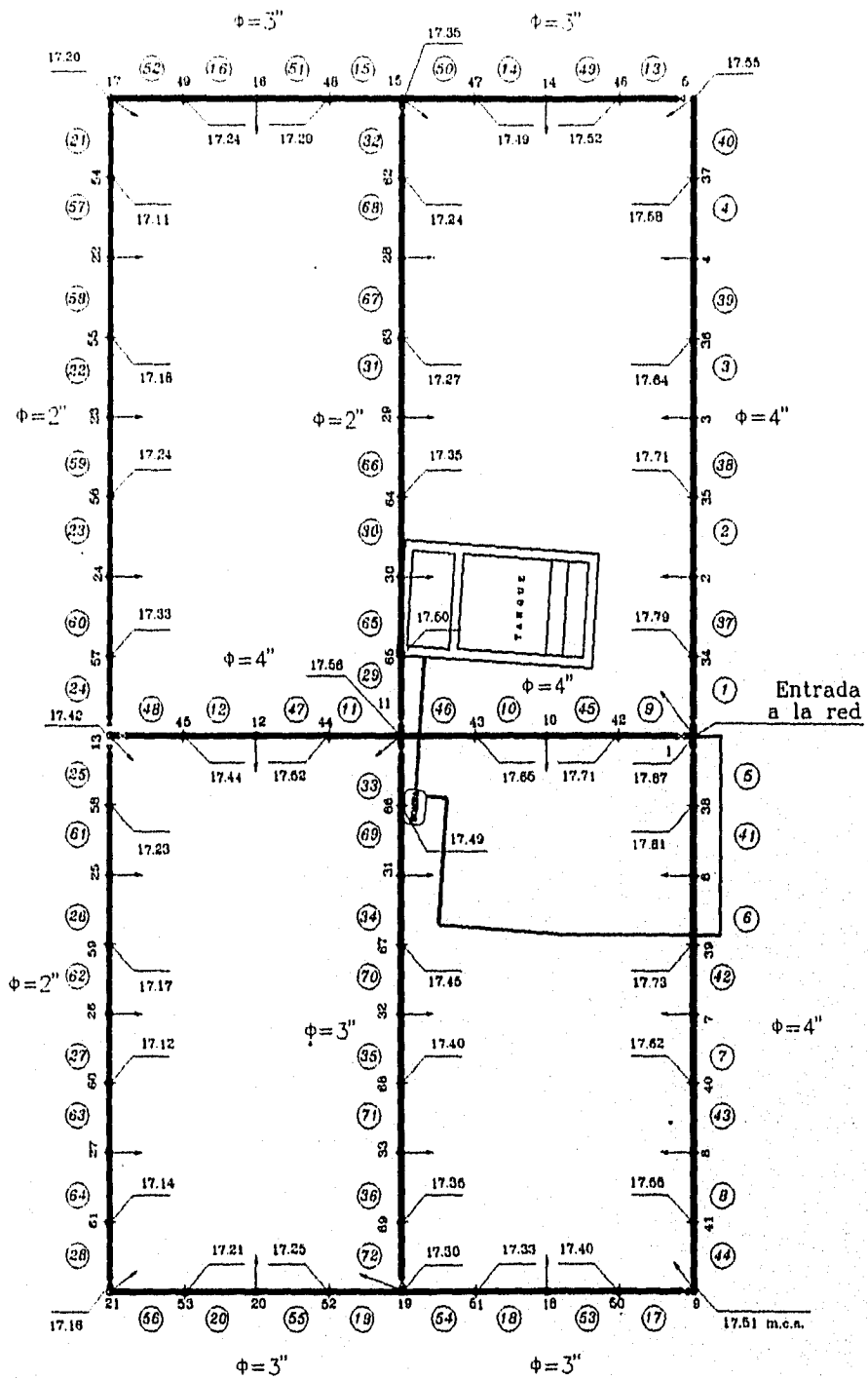


Figura 6.2 Presiones medidas en el dispositivo físico (prueba 1)

Tabla 6.1 Diferencia de presión entre nudos de cruceros
Mediciones de laboratorio

Del nudo	Al nudo	Diámetro de las tuberías (pulg)	Longitud total de tuberías (m)	Diferencia de presión (mca)
1	5	4	11.00	0.32
1	9	4	9.60	0.36
1	11	4	5.50	0.31
11	13	4	5.50	0.14
9	19	3	5.50	0.21
19	21	3	5.50	0.14
5	15	3	5.50	0.20
15	17	3	5.50	0.15
11	15	2	11.00	0.21
11	19	3	9.60	0.26
13	17	2	11.00	0.22
13	21	2	9.60	0.26

6.3 Presiones en los nudos de las placas de orificio

Para la verificación del modelo matemático en el programa se mantuvo constante el coeficiente de fricción equivalente f y se proporcionaba al programa como dato, de tal forma que el valor de f para cada tubo estuviera considerando tanto pérdidas por fricción como pérdidas menores. De no haber hecho esta variación y dejar sólo unos valores de f supuestos, como en el caso de los ejemplos del capítulo 4, el programa originaría los gastos en las tuberías y las cargas piezométricas en los nudos sin considerar las pérdidas menores, lo que alteraría los resultados debido a la gran pérdida de presión que ocasionan en el dispositivo físico los cambios de dirección del flujo, las válvulas de compuerta, las reducciones de diámetro, pero sobre todo las placas de orificio.

Las presiones en las placas de orificio se tomaron aguas abajo de éstas, al igual que en los nudos de cruce, se tomaron en promedio cinco mediciones por la variación que se tenía. En la figura 6.2 se muestran las lecturas.

El contar con estas mediciones facilitó la determinación del factor de fricción f equivalente para cada tubería. Debido a que aún cuando dichos parámetros se calcularon de manera independiente considerando cada uno de los elementos que producían una pérdida de presión y el gasto que circulaba por cada tubería, no se lograron resultados satisfactorios como se verá en el subcapítulo 6.5.

6.4 Gastos en las tuberías

En la red de la figura 6.3 se pueden observar los gastos de salida de las llaves de nariz medidos en laboratorio, el aforo se realizó con una probeta graduada y un cronómetro al dividir el volumen de agua almacenado entre el tiempo. Cada aforo se realizó de tres a cinco veces para contar con una medición más precisa. Estas mediciones se compararon con las estimadas con las placas de orificio.

La figura 6.1 muestra el sentido del flujo que se presentó con la red en operación, se advierte que en los nudos 22, 28 y 27 el flujo se encuentra, lo que ocasiona que el agua liberada por las llaves ubicadas en esos nudos provengan de las dos tuberías que se unen en los mismos.

Lo antes mencionado permite suponer que el gasto que fluye por cada tubería que converge en esos puntos, corresponde al 50% del gasto total que sale en ese nudo por la llave de nariz.

A partir del gasto de salida por las llaves se estimó el gasto que fluye por las tuberías. En un principio se supuso el gasto en cada tubería y luego se modificó para que concordara lo mejor posible las presiones medidas con las calculadas.

La figura 6.4 muestra los gastos supuestos para cada tubería. El gasto total que circulaba en la red, medido con el vertedor triangular era de $Q=2.1546$ l/s.

6.5 Pérdidas menores

Con la finalidad de aplicar el programa realizado a los datos obtenidos a partir de las mediciones que se hicieron en el laboratorio, fue necesario encontrar un factor de fricción f equivalente que tuviera implícito el valor de las pérdidas totales.

Para cada uno de los tramos de la red que se construyó en el laboratorio, se calculó el factor de fricción f equivalente a las pérdidas totales que se presentan durante el funcionamiento; es decir, pérdidas debidas a la fricción y pérdidas locales (incluyendo las reducciones, las válvulas, el cambio de dirección del flujo, las placas de orificio, etc., ver tabla 6.3). Sin embargo, aunque los coeficientes de fricción resultaron muy altos debido a la presencia de las placas de orificio, el análisis posterior que se realizó con las mediciones tomadas durante las pruebas, reflejó que los valores obtenidos de dicho parámetro no eran los correspondientes a las tuberías, por lo que se procedió a realizar otra serie de cálculos que permitieran por un lado calibrar nuevamente el dispositivo físico (encontrando los valores correctos de f en cada tubería) y por el otro verificar el modelo matemático propuesto.

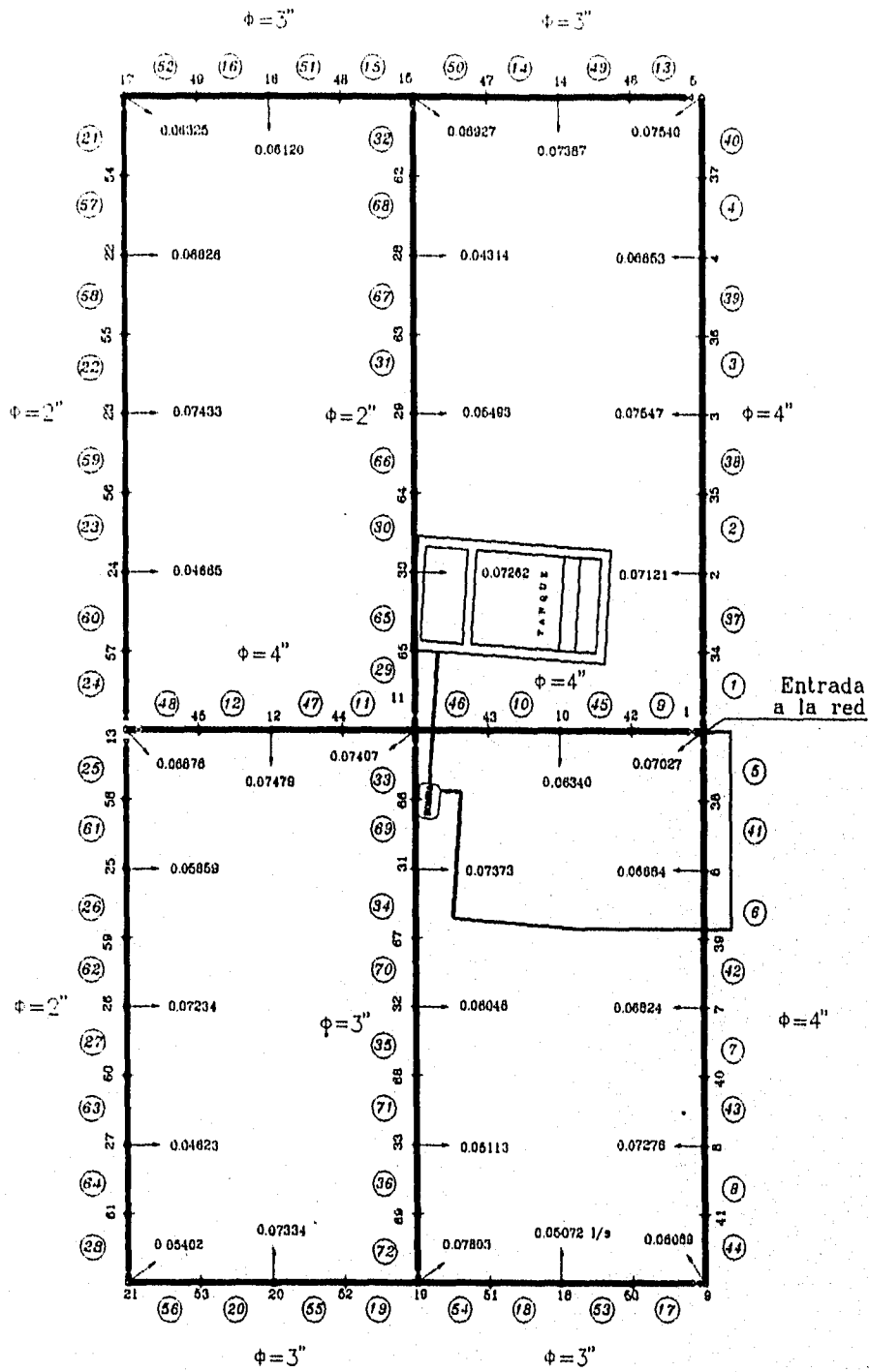


Figura 6.3 Gastos de salida en las llaves de nariz medidas en el dispositivo físico (prueba 1)

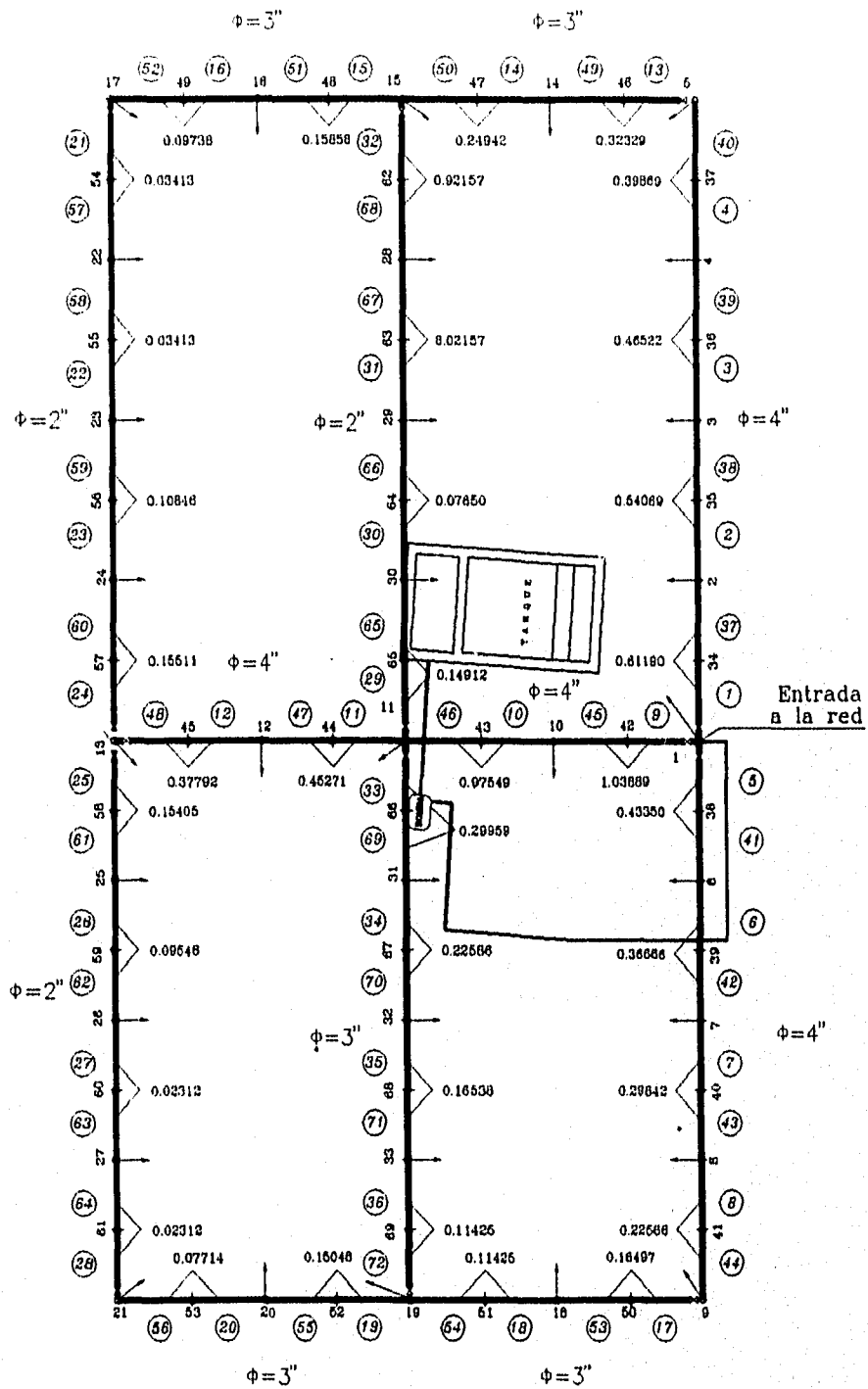


Figura 6.4 Gastos obtenidos para cada tubería en el dispositivo físico (prueba 1)

6.6 Calibración de los factores de fricción

Para ejemplificar la metodología que se siguió en el cálculo de los coeficientes de fricción equivalentes f , se analizarán las tuberías 2, 38, 3 y 39 de la red. En la figura 6.5 se tienen esos tramos así como las presiones aguas arriba de las placas de orificio.

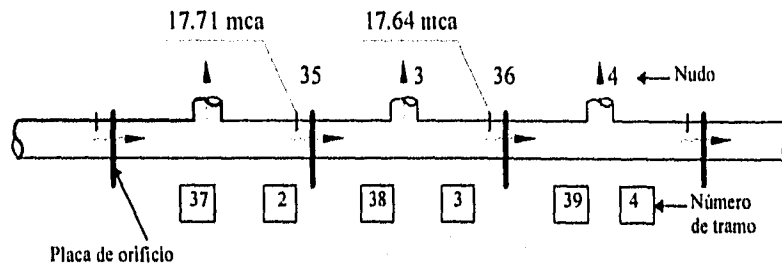


Figura 6.5 Tuberías 2, 38, 3 y 39 del dispositivo físico, todas con $\phi = 4''$

Entre los nudos 35 y 36 existe una diferencia de presión de 0.07 mca , las tuberías 2 y 38 tienen el mismo gasto igual a 0.5407 lps , lo mismo ocurre en las tuberías 3 y 39 con un gasto de 0.4652 lps , si se parte de la hipótesis de que los tramos 38 y 3 tienen el mismo factor de fricción equivalente f y se plantea la ecuación de Darcy-Weisbach para tal pérdida de presión se tiene

$$h_{35} - h_{36} = f \frac{L_{38}}{D_{38}} \frac{Q_{38}^2}{A_{38}^2 2g} + f \frac{L_3}{D_3} \frac{Q_3^2}{A_3^2 2g}$$

en donde todos los parámetros son conocidos a excepción de f que se puede despejar fácilmente.

$$0.07 = f \frac{1.375}{0.1016} \frac{0.5407^2}{0.00811^2 \times 19.62} + f \frac{1.375}{0.1016} \frac{0.4652^2}{0.00811^2 \times 19.62}$$

$$0.07 = 0.003068 f + 0.002271 f$$

$$f = 13.11042$$

Como el cálculo es directo de la diferencia de presiones medidas, el factor de fricción obtenido está considerando las pérdidas totales. La magnitud de este factor muestra que la mayor parte de la disminución de energía se debe a las pérdidas locales.

Es aquí donde hubo la necesidad de considerar en las placas de orificio nudos adicionales y dividir en dos los tramos originales de la figura 5.2, no obstante estos dos tramos seguían teniendo el mismo gasto del tubo original, puesto que en los nudos de las placas la demanda es nula; razón por la cual estas modificaciones no repercuten en los resultados.

Una vez que se calcularon todos los coeficientes de esa forma, se procedió a formar el archivo de datos requerido por el programa, sólo que en esta ocasión como ya se mencionó, se proporcionaron los factores de fricción y se mantuvieron fijos durante la ejecución del programa.

Como se tenía la incertidumbre en la estimación de los gastos que fluyen en los tramos, se elaboró un segundo cálculo de los coeficiente f tomando en cuenta nuevamente las diferencias de presión, pero ahora los gastos obtenidos con el programa. Los resultados de este segundo análisis difieren muy poco de los iniciales.

Los resultados que aportó el programa al igual que el coeficiente de fricción para cada tubo, se muestran en la tabla 6.2.

Si se observa la cuarta columna, a primera instancia pareciera que son excesivamente altos los valores de f , sin embargo, comparando los gastos en las tuberías generados por medio del programa con los gastos obtenidos a partir de las demandas medidas en laboratorio (figura 6.4), la diferencia es escasa. Si por ejemplo se toma el gasto de los tubos 22, 58, 57 y 21 que debe ser el mismo por la hipótesis citada en el subcapítulo 6.4, con las lecturas del laboratorio se tiene $Q=0.03413$ l/s y el programa proporcionó para los tubos 21 y 57 $Q=0.0278$ l/s y para los tubos 22 y 58 $Q=0.0404$ l/s; ahora si se comparan los gastos de los tubos 17 y 53 se tiene $Q=0.1650$ l/s contra $Q=0.1667$ l/s, la diferencia resulta ser en casi todos los casos insignificativa y más aún si se trata de litros por segundo.

Con la comparación de las presiones se obtienen todavía mejores resultados, obsérvese las presiones en los nudos de cruce de la figura 6.2 medidas en laboratorio y las marcadas en la tabla 6.2, en el caso de los nudos 5, 9, 11, 13 y 19 son prácticamente iguales.

Por otro lado, de la tercer columna de la tabla anterior se comprueba el sentido de flujo observado en el laboratorio y así mismo, de los resultados es válido decir que la hipótesis de que en los nudos donde el flujo se encuentra, el gasto que sale en ese punto está repartido en la misma proporción en las tuberías que en ese nudo se conectan, se cumple.

Para mostrar la diferencia de los coeficientes de fricción obtenidos a partir de las presiones y los calculados de manera independiente, es decir, los resultantes de emplear sólo los gastos en los tubos, se realizó la tabla 6.3.

Como se puede observar en la tabla 6.3 se muestra el factor de fricción equivalente f de cada tubo, para obtener los valores correspondientes a las placas de orificio se utilizaron las

ecuaciones 5.2.2, 5.2.3 y 5.2.6, en el caso de los accesorios se emplearon las tablas del apéndice A y la ecuación 3.5.2. El valor de f correspondiente a la pérdida por fricción se calculó con la fórmula de Swamme y Jain (ecuación 3.4.6). Con la finalidad de hacer una mejor comparación de estos valores de f con los coeficientes de fricción utilizados en el análisis de los resultados (los calculados con la diferencia de presión en las placas de orificio), los gastos utilizados en la tabla 6.3, fueron los obtenidos en la primer corrida del programa (mostrados en la tabla 6.2), que como ya se puntualizó no difieren mucho de los medidos.

Se advierte que los coeficientes de la tabla 6.3 son menores que los calculados con la diferencia de presiones.

Tabla 6.2 Resultados del programa de cómputo con mediciones de pruebas realizadas en el dispositivo físico, y factores de fricción equivalentes calculados independientemente.

Tubo No.	Gasto (lps)	Salte del nudo	f equivalente	Nudo No.	Nivel piezométrico	Q de demanda (lps)
1	0.6039	1	20.6558	1	17.870	0.0703
37	0.6039	34	11.6087	34	17.791	0.0000
2	0.5327	2	11.6087	2	17.747	0.0712
38	0.5327	35	13.3417	35	17.712	0.0000
3	0.4572	3	13.3417	3	17.672	0.0755
39	0.4572	36	15.5444	36	17.643	0.0000
4	0.3907	4	15.5444	4	17.609	0.0665
40	0.3907	37	18.3871	37	17.584	0.0000
5	0.4352	1	34.7166	5	17.554	0.0754
41	0.4352	38	26.9661	38	17.810	0.0000
6	0.3684	6	26.9661	6	17.763	0.0668
42	0.3684	39	53.4485	39	17.729	0.0000
7	0.3001	7	53.4485	7	17.663	0.0682
43	0.3001	40	46.4858	40	17.619	0.0000
8	0.2274	8	46.4858	8	17.581	0.0728
44	0.2273	41	106.320	41	17.559	0.0000
9	1.0452	1	14.0312	9	17.508	0.0607
45	1.0452	42	2.7960	42	17.709	0.0000
10	0.9819	10	2.7960	10	17.677	0.0634
46	0.9818	43	8.9479	43	17.649	0.0000
11	0.4558	11	18.4517	11	17.558	0.0741
47	0.4557	44	21.7343	44	17.518	0.0000
12	0.3810	12	21.7343	12	17.471	0.0748
48	0.3810	45	13.2188	45	17.438	0.0000
13	0.3152	5	6.6706	13	17.417	0.0688
49	0.3153	46	4.1947	46	17.525	0.0000
14	0.2414	14	4.1947	14	17.507	0.0739
50	0.2414	47	52.7408	47	17.496	0.0000
15	0.1523	15	56.4727	15	17.560	0.0693

Tabla 6.2 Resultados del programa de cómputo con mediciones de pruebas realizadas en el dispositivo físico, y factores de fricción equivalentes calculados independientemente (continuación).

Tubo No.	Gasto (lps)	Salto del nudo	f equivalente	Nudo No.	Nivel piezométrico	Q de demanda (lps)
51	0.1523	48	34.4458	48	17.305	0.0000
16	0.0911	16	34.4458	16	17.267	0.0612
52	0.0911	49	102.803	49	17.254	0.0000
17	0.1667	9	90.3755	17	17.216	0.0632
53	0.1667	50	38.8020	50	17.397	0.0000
18	0.1159	18	38.8020	18	17.350	0.0507
54	0.1159	51	51.1172	51	17.327	0.0000
19	0.1537	19	48.8081	19	17.296	0.0780
55	0.1537	52	30.7759	52	17.245	0.0000
20	0.0804	20	30.7759	20	17.213	0.0733
56	0.0804	53	181.621	53	17.204	0.0000
21	0.0278	17	288.096	21	17.152	0.0540
57	0.0278	54	88.6422	54	17.142	0.0000
22	0.0404	23	12.7937	22	17.118	0.0683
58	0.0404	55	88.6422	55	17.167	0.0000
23	0.1148	24	7.1032	23	17.174	0.0743
59	0.1148	56	12.7937	56	17.231	0.0000
24	0.1614	13	10.6410	24	17.262	0.0466
60	0.1614	57	7.1032	57	17.324	0.0000
25	0.1508	13	27.9492	58	17.231	0.0000
61	0.1508	58	6.4026	25	17.188	0.0586
26	0.0922	25	6.4026	59	17.173	0.0000
62	0.0922	59	18.4682	26	17.126	0.0723
27	0.0199	26	18.4682	60	17.124	0.0000
63	0.0199	60	63.3052	27	17.117	0.0462
28	0.0264	21	110.065	61	17.130	0.0000
64	0.0264	61	63.3052	62	17.259	0.0000
29	0.1508	11	7.9408	28	17.246	0.0431
65	0.1508	65	15.6777	63	17.264	0.0000
30	0.0782	30	15.6777	29	17.270	0.0549
66	0.0782	64	36.6920	64	17.346	0.0000
31	0.0233	29	36.6920	30	17.378	0.0726
67	0.0233	63	96.0321	65	17.498	0.0000
32	0.0199	15	764.446	66	17.488	0.0000
68	0.0199	62	96.0321	31	17.462	0.0737
33	0.3011	11	20.0988	67	17.448	0.0000
69	0.3012	66	7.3176	32	17.415	0.0605
34	0.2274	31	7.3176	68	17.397	0.0000
70	0.2274	67	16.3957	33	17.384	0.0511
35	0.1669	32	16.3957	69	17.377	0.0000
71	0.1670	68	12.6792			
36	0.1158	33	12.6792			
72	0.1158	69	156.460			

Tabla 6.3 Coeficiente de fricción equivalente por tubo del dispositivo físico

Tubo No.	Gasto (l/s)	Diámetro (plg)	Área (m ²)	Longitud (m)	Tipo de Perturbación	K	C	Cd	f	f total
1	0.6075	4.00	0.00811	2.75	Tee flujo lateral	1.20	0.7031	0.9129	0.0443	0.2265
		4.00	0.00811		Tee flujo principal	0.90		1.0541	0.0333	
		4.00	0.00811		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0055	
		3.20	0.00519		Placa de orificio			0.9150	0.1077	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0357	
2	0.5363	4.00	0.00811	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7031	1.0541	0.0333	0.1766
		3.20	0.00519		Placa de orificio			0.9150	0.1077	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0357	
3	0.4608	4.00	0.00811	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7180	1.0541	0.0333	0.1748
		3.20	0.00519		Placa de orificio			0.9344	0.1033	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0383	
4	0.3943	4.00	0.00811	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7279	1.0541	0.0333	0.1736
		3.20	0.00519		Placa de orificio			0.9497	0.1005	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0399	
5	0.4344	4.00	0.00811	2.40	Tee flujo lateral	1.20	0.7216	0.9129	0.0508	0.2513
		4.00	0.00811		Tee flujo principal	0.90		1.0541	0.0381	
		4.00	0.00811		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0064	
		3.20	0.00519		Placa de orificio			0.9391	0.1172	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0384	
6	0.3676	4.00	0.00811	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.7327	1.0541	0.0381	0.1925
		3.20	0.00519		Placa de orificio			0.9536	0.1137	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0407	
7	0.2993	4.00	0.00811	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.7484	1.0541	0.0381	0.1901
		3.20	0.00519		Placa de orificio			0.9741	0.1089	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0131	
8	0.2266	4.00	0.00811	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.7740	1.0541	0.0381	0.1869
		3.20	0.00519		Placa de orificio			1.0073	0.1019	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0469	
9	1.0424	4.00	0.00811	2.75	2 Tees flujo principal	0.90	0.7265	1.0541	0.0333	0.1531
		4.00	0.00811		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0055	
		3.50	0.00621		Placa de orificio			1.1293	0.0494	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0316	
10	0.9790	4.00	0.00811	2.75	2 Tees flujo principal	0.90	0.7291	1.0541	0.0333	0.1476
		3.50	0.00621		Placa de orificio			1.1333	0.0491	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0320	
11	0.4545	4.00	0.00811	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7188	1.0541	0.0333	0.1748
		3.20	0.00519		Placa de orificio			0.9355	0.1031	
		4.00	0.00811		Fricción				0.0389	

Tabla 6.3 Coeficiente de fricción equivalente por tubo del dispositivo físico (continuación)

Tubo No.	Gasto (l/s)	Diámetro (pulg)	Área (m ²)	Longitud (m)	Tipo de Perturbación	K	C	Cd	f	f _{total}
12	0.3797	4.00	0.00811	2.75	Tee flujo lateral	1.80	0.7305	0.7454	0.0665	0.2122
		4.00	0.00811		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0055	
		3.20	0.00519		Placa de orificio			0.9506	0.0998	
		4.00	0.00811		Fricción			0.0403		
13	0.3189	3.00	0.00456	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7421	1.0541	0.0249	0.1311
		3.00	0.00456		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0042	
		3.00	0.00456		Reducción 4"x 3", ángulo 45°	0.30		1.8257	0.0083	
		2.50	0.00317		Placa de orificio			1.0314	0.0540	
3.00	0.00456	Fricción		0.0397						
14	0.2450	3.00	0.00456	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7414	1.0541	0.0249	0.1601
		2.40	0.00292		Placa de orificio			0.9649	0.0727	
		3.00	0.00456		Fricción			0.0426		
15	0.1550	3.00	0.00456	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7837	1.0541	0.0249	0.1387
		2.40	0.00292		Placa de orificio			1.0199	0.0650	
		3.00	0.00456		Fricción			0.0487		
16	0.0938	3.00	0.00456	2.75	Tee flujo lateral	1.40	0.7744	0.8452	0.0388	0.2425
		2.10	0.00223		Placa de orificio			0.8883	0.1762	
		3.00	0.00456		Fricción			0.0575		
17	0.1659	3.00	0.00456	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7765	1.0541	0.0249	0.1513
		3.00	0.00456		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0042	
		3.00	0.00456		Reducción 4"x 3", ángulo 45°	0.30		1.8257	0.0083	
		2.40	0.00292		Placa de orificio			1.0105	0.0662	
3.00	0.00456	Fricción		0.0477						
18	0.1152	3.00	0.00456	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.8189	1.0541	0.0249	0.1386
		2.40	0.00292		Placa de orificio			1.0671	0.0647	
		3.00	0.00456		Fricción			0.0499		
19	0.1522	3.00	0.00456	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7857	1.0541	0.0249	0.1386
		2.40	0.00292		Placa de orificio			1.0225	0.0647	
		3.00	0.00456		Fricción			0.0499		
20	0.0789	3.00	0.00456	2.75	Tee flujo lateral	1.40	0.7954	0.8452	0.0388	0.2386
		2.10	0.00223		Placa de orificio			0.9124	0.1386	
		3.00	0.00456		Fricción			0.0612		
21	0.0305	2.00	0.00203	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.8826	1.0541	0.0166	0.1764
		2.00	0.00203		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0028	
		2.00	0.00203		Reducción 3"x 2", ángulo 45°	0.30		1.8257	0.0055	
		1.40	0.00099		Placa de orificio			1.0125	0.0751	
2.00	0.00203	Fricción		0.0763						

Tabla 6.3 Coeficiente de fricción equivalente por tubo del dispositivo físico (continuación)

Tubo No.	Gasto (l/s)	Diámetro (plg)	Área (m ²)	Longitud (m)	Tipo de Perturbación	K	C	Cd	f	f _{total}
22	0.0377	2.00	0.00203	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.6391	1.0541	0.0166	3.0551
		0.70	0.00025		Placa de orificio			2.9683		
		2.00	0.00203		Fricción			0.0701		
23	0.1120	2.00	0.00203	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7752	1.0541	0.0166	0.1094
		1.60	0.00130		Placa de orificio			0.0443		
		2.00	0.00203		Fricción			0.0485		
24	0.1587	2.00	0.00203	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.7437	1.0541	0.0166	0.1174
		2.00	0.00203		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0028	
		2.00	0.00203		Reducción 4"x 2", angulo 45°	0.32		1.7678	0.0059	
		1.60	0.00130		Placa de orificio	0.7437		0.9679	0.0481	
2.00	0.00203	Fricción	0.0440							
25	0.1523	2.00	0.00203	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.7470	1.0541	0.0191	0.1282
		2.00	0.00203		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0032	
		2.00	0.00203		Reducción 4"x 2", angulo 45°	0.32		1.7678	0.0068	
		1.60	0.00130		Placa de orificio	0.7470		0.9722	0.0547	
2.00	0.00203	Fricción	0.0445							
26	0.0937	2.00	0.00203	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.7622	1.0541	0.0191	0.1489
		1.50	0.00114		Placa de orificio			0.9218	0.0787	
		2.00	0.00203		Fricción			0.0511		
27	0.0214	2.00	0.00203	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.6235	1.0541	0.0191	13.991
		0.50	0.00013		Placa de orificio			0.6247	13.8831	
		2.00	0.00203		Fricción			0.0888		
28	0.0249	2.00	0.00203	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.9253	1.0541	0.0191	0.1899
		2.00	0.00203		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0032	
		2.00	0.00203		Reducción 3"x 2", angulo 45°	0.30		1.8257	0.0064	
		1.40	0.00099		Placa de orificio	0.9253		1.0615	0.0782	
2.00	0.00203	Fricción	0.0831							
29	0.1500	2.00	0.00203	2.75	Tee flujo lateral	1.20	0.7482	0.9129	0.0222	0.1403
		2.00	0.00203		Tee flujo principal	0.90		1.0541	0.0166	
		2.00	0.00203		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0028	
		2.00	0.00203		Reducción 4"x 2", angulo 80°	0.35		1.6903	0.0065	
		1.60	0.00130		Placa de orificio	0.7482		0.9738	0.0476	
2.00	0.00203	Fricción	0.0446							
30	0.0774	2.00	0.00203	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.8188	1.0541	0.0166	0.1106
		1.60	0.00130		Placa de orificio			1.0657	0.0397	
		2.00	0.00203		Fricción			0.0543		

Tabln 6.3 Coeficiente de fricción equivalente por tubo del dispositivo físico (continuación)

Tubo No.	Gasto (l/s)	Diámetro (pulg)	Area (m ²)	Longitud (m)	Tipo de Perturbación	K	C	Cd	f	f total
31	0.0224	2.00	0.00203	2.75	Tee flujo principal	0.90	0.6579	1.0541	0.0166	2.9055
		0.70	0.00025		Placa de orificio			0.6628	2.8018	
		2.00	0.00203		Fricción			0.0871		
32	0.0207	2.00	0.00203	2.75	Tee flujo lateral	1.30	0.9703	0.8771	0.0240	0.2012
		2.00	0.00203		Tee flujo principal	0.90		1.0541	0.0166	
		2.00	0.00203		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0028	
		2.00	0.00203		Reducción 3"x 2", angulo 45°	0.30		1.8257	0.0055	
		1.40	0.00099		Placa de orificio			1.1130	0.0621	
2.00	0.00203	Fricción		0.0902						
33	0.3004	3.00	0.00456	2.40	Tee flujo lateral	1.20	0.7268	0.9129	0.0381	0.2079
		3.00	0.00456		Tee flujo principal	0.90		1.0541	0.0286	
		3.00	0.00456		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0048	
		3.00	0.00456		Reducción 4"x 3", angulo 45°	0.30		1.8257	0.0095	
		2.40	0.00292		Placa de orificio			0.9459	0.0866	
3.00	0.00456	Fricción		0.0403						
34	0.2267	3.00	0.00456	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.7299	1.0541	0.0286	0.1850
		2.30	0.00268		Placa de orificio			0.9023	0.1129	
		3.00	0.00456		Fricción			0.0435		
35	0.1662	3.00	0.00456	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.6304	1.0541	0.0286	0.5367
		1.80	0.00164		Placa de orificio			0.7293	0.4606	
		3.00	0.00456		Fricción			0.0477		
36	0.1151	3.00	0.00456	2.40	Tee flujo principal	0.90	0.6058	1.0541	0.0286	29.190
		3.00	0.00456		Válvula de compuerta abierta	0.15		2.5820	0.0048	
		0.70	0.00025		Placa de orificio			0.6067	29.103	
		3.00	0.00456		Fricción			0.0536		

6.7 Verificación del cálculo de gastos y presiones

En la figura 6.6 se muestran las lecturas de una segunda prueba, las cuales se utilizaron para el objetivo de este subcapítulo y en la tabla 6.4 los resultados producidos por el programa, empleando al igual que en el caso anterior las demandas en los 33 nudos originales, la presión a la entrada de la red, así como el gasto total que circulaba por la misma medido con el vertedor triangular, que era de $Q=2.432$ l/s y los factores de fricción equivalentes utilizados.

Los factores de fricción equivalentes son los considerados en la tabla 6.2.

Tabla 6.4 Resultados del programa de cómputo con mediciones de la segunda prueba realizada, y factores de fricción equivalentes obtenidos con el segundo análisis.

Tubo No.	Gasto (l/s)	Salte del nudo	f equivalente	Nudo No.	Nivel piezométrico	Q de demanda (lps)
1	0.6853	1	20.6558	1	20.780	0.0799
37	0.6852	34	11.6087	34	20.680	0.0000
2	0.6039	2	11.6087	2	20.623	0.0813
38	0.6039	35	13.3417	35	20.580	0.0000
3	0.5190	3	13.3417	3	20.529	0.0850
39	0.5190	36	15.5444	36	20.492	0.0000
4	0.4441	4	15.5444	4	20.449	0.0748
40	0.4442	37	18.3871	37	20.418	0.0000
5	0.4922	1	34.7166	5	20.381	0.0852
41	0.4922	38	26.9661	38	20.703	0.0000
6	0.4160	6	26.9661	6	20.643	0.0762
42	0.4160	39	53.4485	39	20.600	0.0000
7	0.3366	7	53.4485	7	20.514	0.0795
43	0.3366	40	46.4858	40	20.459	0.0000
8	0.2554	8	46.4858	8	20.410	0.0812
44	0.2554	41	106.320	41	20.382	0.0000
9	1.1751	1	14.0312	9	20.318	0.0682
45	1.1751	42	2.7960	42	20.575	0.0000
10	1.1045	10	2.7960	10	20.534	0.0705
46	1.1045	43	8.9479	43	20.498	0.0000
11	0.5124	11	18.4517	11	20.383	0.0843
47	0.5123	44	21.7343	44	20.332	0.0000
12	0.4282	12	21.7343	12	20.271	0.0841
48	0.4282	45	13.2188	45	20.229	0.0000
13	0.3590	5	6.6706	13	20.204	0.0778
49	0.3590	46	4.1947	46	20.344	0.0000
14	0.2760	14	4.1947	14	20.320	0.0831
50	0.2759	47	52.7408	47	20.307	0.0000
15	0.1746	15	56.4727	15	20.133	0.0780
51	0.1746	48	34.4458	48	20.063	0.0000
16	0.1056	16	34.4458	16	20.019	0.0690
52	0.1056	49	102.803	49	20.002	0.0000

Tabla 6.4 Resultados del programa de cómputo con mediciones de la segunda prueba realizada, y factores de fricción equivalentes obtenidos con el segundo análisis (continuación).

Tubo No.	Gasto (l/s)	Salte del nudo	f equivalente	Nudo No.	Nivel piezométrico	Q de demanda (lps)
17	0.1872	9	90.3755	17	19.955	0.0712
53	0.1872	50	38.8020	50	20.177	0.0000
18	0.1303	18	38.8020	18	20.116	0.0569
54	0.1303	51	51.1172	51	20.086	0.0000
19	0.1723	19	48.8081	19	20.047	0.0886
55	0.1723	52	30.7759	52	19.982	0.0000
20	0.0894	20	30.7759	20	19.940	0.0829
56	0.0894	53	181.621	53	19.929	0.0000
21	0.0345	17	288.096	21	19.862	0.0618
57	0.0345	54	88.6422	54	19.864	0.0000
22	0.0428	23	12.7937	22	19.828	0.0772
58	0.0428	55	88.6422	55	19.883	0.0000
23	0.1260	24	7.1032	23	19.891	0.0832
59	0.1260	56	12.7937	56	19.965	0.0000
24	0.1782	13	10.6410	24	20.005	0.0523
60	0.1783	57	7.1032	57	20.085	0.0000
25	0.1722	13	27.9492	58	19.966	0.0000
61	0.1722	58	6.4026	25	19.912	0.0662
26	0.1060	25	6.4026	59	19.892	0.0000
62	0.1060	59	18.4682	26	19.833	0.0815
27	0.0245	26	18.4682	60	19.830	0.0000
63	0.0245	60	63.3052	27	19.819	0.0521
28	0.0276	21	110.065	61	19.833	0.0000
64	0.0276	61	63.3052	62	20.006	0.0000
29	0.1692	11	7.9408	28	19.988	0.0489
65	0.1692	65	15.6777	63	20.009	0.0000
30	0.0868	30	15.6777	29	20.017	0.0612
66	0.0868	64	36.6920	64	20.113	0.0000
31	0.0255	29	36.6920	30	20.153	0.0824
67	0.0255	63	96.0321	65	20.306	0.0000
32	0.0234	15	764.446	66	20.294	0.0000
68	0.0234	62	96.0321	31	20.261	0.0823
33	0.3388	11	20.0988	67	20.242	0.0000
69	0.3388	66	7.3176	32	20.200	0.0684
34	0.2565	31	7.3176	68	20.178	0.0000
70	0.2565	67	16.3957	33	20.160	0.0574
35	0.1881	32	16.3957	69	20.152	0.0000
71	0.1881	68	12.6792			
36	0.1306	33	12.6792			
72	0.1306	69	156.460			

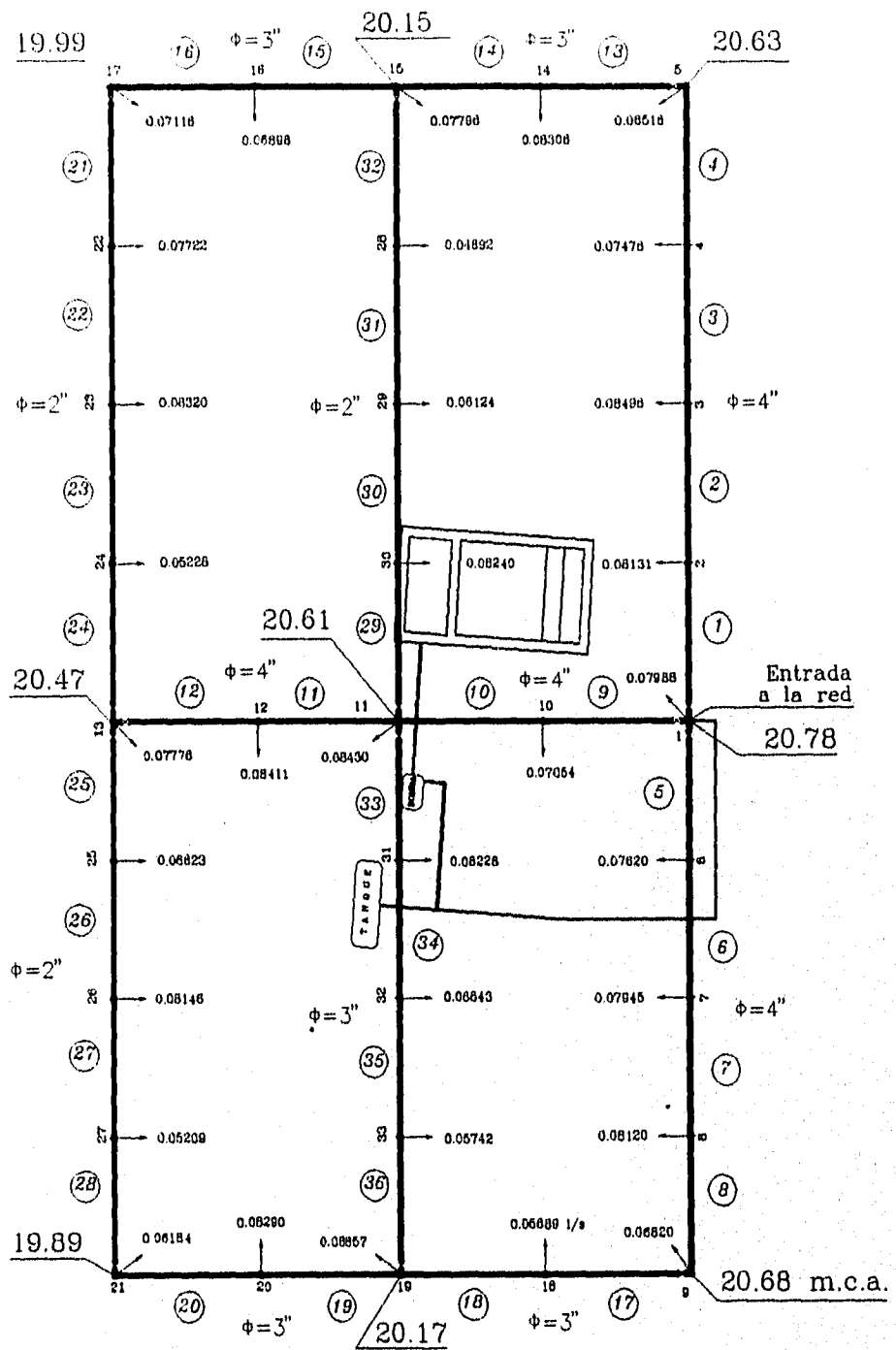


Figura 6.6 Presiones en los nudos de cruce y gastos de salida en las llaves de nariz, medidas en el dispositivo físico (prueba 2)

Si se comparan las presiones en los nudos de cruce así como los gastos medidos en el laboratorio (figura 6.6) con las obtenidas en el programa (marcadas en la tabla 6.4), en los nudos 5, 9 y 11 se observa una diferencia mayor a las obtenidas con la primer prueba; sin embargo, los resultados siguen siendo satisfactorios; se puede observar por otro lado la semejanza de los resultados en los nudos 15, 17 y 21. Ver tablas 6.5 y 6.6.

Tabla 6.5 Comparación de los gastos en las tuberías medidos en la segunda prueba con los gastos del programa de cómputo.

Tubo No.	Gasto medido en el laboratorio (l/s)	Gasto obtenido con el programa (l/s)	Tubo No.	Gasto medido en el laboratorio (l/s)	Gasto obtenido con el programa (l/s)
1	0.6904	0.6853	19	0.1708	0.1723
2	0.6091	0.6039	20	0.0879	0.0894
3	0.5241	0.5190	21	0.0386	0.0345
4	0.4494	0.4441	22	0.0386	0.0428
5	0.4916	0.4922	23	0.1218	0.1260
6	0.4154	0.4160	24	0.1741	0.1782
7	0.3360	0.3366	25	0.1737	0.1722
8	0.2548	0.2554	26	0.1075	0.1060
9	1.1705	1.1751	27	0.0260	0.0245
10	1.1000	1.1045	28	0.0260	0.0276
11	0.5100	0.5124	29	0.1681	0.1692
12	0.4256	0.4282	30	0.0857	0.0868
13	0.3642	0.3590	31	0.0245	0.0255
14	0.2812	0.2760	32	0.0245	0.0234
15	0.1787	0.1746	33	0.3378	0.3388
16	0.1100	0.1056	34	0.2555	0.2565
17	0.1866	0.1872	35	0.1871	0.1881
18	0.1297	0.1303	36	0.1300	0.1306

Tabla 6.5 Comparación de las presiones en los nudos de cruce medidas en la segunda prueba con las presiones del programa de cómputo.

Nudo No.	Presión medida en el laboratorio m.c.a.	Presión obtenida con el programa m.c.a.	Nudo No.	Presión medida en el laboratorio m.c.a.	Presión obtenida con el programa m.c.a.
1	20.78	20.78	15	20.15	20.14
5	20.63	20.38	17	19.99	19.96
9	20.68	20.32	19	20.17	20.05
11	20.61	20.38	21	19.89	19.86
13	20.47	20.20			

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

7.1 Modelo matemático

El análisis de una red de tuberías para abastecimiento de agua potable permite revisar si las presiones en la red son suficientes para proporcionar el servicio de distribución de agua a la población y en que tuberías se pierde mayor cantidad de energía.

El método de solución de la red estática que incluye la estimación del factor de fricción es aplicable a redes de tubos es simple e incorpora aspectos no atendidos por métodos como el de Hardy Cross u otros de la literatura sobre el tema. Para su aplicación es necesario disponer de las longitudes, diámetros, rugosidad absoluta de la tubería y la conexión entre tuberías. También se requiere de las cargas conocidas a la entrada de la red, así como los gastos y las demandas en los nudos.

Es más recomendable usarlo en redes de tubos grandes, sin embargo para casos de redes muy pequeñas, como los ejemplos aquí planteados se muestra que su aplicación es eficiente y no es complicada.

Es sencillo emplear el método para resolver problemas con varios nudos de carga conocida o bombas.

7.2 Programa de cómputo

El programa permite hacer un análisis rápido y eficiente de una red de distribución, el considerar dentro de éste la pérdida debida a la fricción es de suma importancia y más aún cuando se trata de tuberías de gran magnitud en cuanto a su longitud.

El programa realizado para el cálculo de la red calcula de manera precisa la magnitud de las pérdidas debidas a la fricción una vez que seleccionó el valor del factor de fricción, a partir de conocer la rugosidad absoluta (ϵ) de los materiales de las tuberías.

Se prefiere utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach porque se toma en cuenta en la estimación del factor de fricción f , la rugosidad equivalente, la viscosidad cinemática, la velocidad del flujo y el diámetro de la tubería; es decir, variables hidrodinámicas que permiten un cálculo más preciso.

El empleo de la expresión propuesta por Swamme y Jain, permite conocer de una forma rápida y eficiente el factor de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach, lo que conlleva a definir el número de Reynolds para cada tubería y por consiguiente el tipo de flujo que se presenta (capítulo 3), permitiendo realizar las modificaciones pertinentes ya sea en la geometría de la red o en las condiciones de operación con base en los resultados de dicho parámetro.

7.3 Dispositivo físico

El dispositivo físico, ayudó calibrar el modelo matemático propuesto por el Instituto de Ingeniería. Su diseño permitió representar una red de agua potable que permitía observar los cambios de presión y la magnitud de las demandas en diversos nudos.

Los elementos que constituyen este dispositivo, como son los manómetros diferenciales, las placas de orificio, el vertedor triangular del tanque, etc., están calibrados de tal suerte que las mediciones realizadas por medio de éstos tienen un buen grado de precisión. Sin embargo, cuando las condiciones de operación de la red difieren por mucho de las condiciones con las que se realizó la calibración, existe cierta incertidumbre los resultados

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

La pérdida de presión ocasionada por las placas de orificio es considerable y en consecuencia, le resta importancia a la pérdida por fricción que es muy pequeña en los tramos de esta red, además influye también el tamaño de las longitudes de que se trata.

A pesar de que se consultaron diferentes bibliografías para calcular la pérdida de presión no recuperable debida a las placas de orificio (medidores de flujo por obstrucción), esto se logró leyendo una gráfica que relaciona el cociente del diámetro de la tubería con el de la placa de

orificio y el tipo de obstrucción de que se trata, no funcionó, porque como se demostró en el capítulo anterior los valores reales del coeficiente de fricción equivalente de las tuberías en el dispositivo físico del laboratorio son mayores a los teóricos.

7.4 Pruebas realizadas en el dispositivo físico

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

En las pruebas se tuvo el inconveniente de no poder cuantificar el gasto que fluye a través de las tuberías por medio de las placas de orificio, esto se debió básicamente al poco gasto que circulaba por la tubería, lo que hace indispensable hacer más pruebas con la finalidad de determinar el comportamiento del flujo de acuerdo a las condiciones de operación de la red y a las características de la placa de orificio involucrada; con respecto a esto último, cabe señalar que actualmente en la misma Institución se están realizando una serie de pruebas en un dispositivo diseñado especialmente para el estudio de dicho comportamiento.

La disparidad de presión entre las placas de orificio o incluso entre los nudos de cruce, implicó el uso de un equipo especial, porque si se observan los resultados del capítulo 6 estas diferencias son del orden de hasta 0.02 m.c.a. , diferencia que es difícil de determinar con manómetros de carátula.

Debido al manejo de las celdas de presión y al equipo necesario para su uso (sistema de adquisición de datos procesados por computadora, fuente de alimentación, conexiones, etc.), se tuvieron contratiempos que repercutieron en una mejor operación y entendimiento del mismo.

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

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

Debido a que el equipo de medición de presiones es costoso, no se cuenta con un número adecuado de celdas de presión que permitan tomar las lecturas de los puntos de interés en el menor

tiempo posible (es lo conveniente para evitar cualquier tipo de variaciones que afecte los resultados).

Aún cuando los resultados generados a partir del dispositivo físico son alentadores, es necesario realizar más ensayos para tratar de ver en que medida existen pérdidas menores que pudieran alterar los resultados. Lo anterior será posible con un mejor equipo electrónico y de ser factible, llevar a cabo mediciones en redes de tuberías reales.

7.5 Pérdida de carga de presión

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

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

BIBLIOGRAFÍA

1. César Valdez, Enrique: *Abastecimiento de agua potable*; UNAM, Facultad de Ingeniería; Volumen 1; México D.F. julio de 1991.
2. Steel W., Ernest & J. McGhee: *Terence Abastecimiento de agua y alcantarillado*; Editorial Guatavo Gili; Barcelona, 1981.
3. Herrera Toledo, César: *Proyecto de sistemas de abastecimiento de agua*; UNAM, Facultad de Ingeniería, División de educación continua; México D.F. octubre de 1984.
4. Peña Santana, Patricia; Levi, Enzo: *Historia del abastecimiento de agua en México desde la prehistoria hasta el porfiriato*; IMTA; Serie Divulgación 25.
5. Sotelo Ávila, Gilberto: *Hidráulica General*; Editorial Limusa, S.A de C.V.; México D.F., 1991.
6. Colegio de Ciencias y Humanidades, Oriente: *Notas de Física*; UNAM; México D.F., 1982.
7. Rojas Ortuste, Franz José; *Hacia una mayor eficiencia hidráulica en sistemas de agua potable*; Tesis presentada a la División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM;1994.
8. Silvestre, Paschoal: *Fundamentos de Hidráulica General*; Editorial Limusa; México D.F., 1983.
9. Fuentes Mariles, Oscar A.; Sánchez Bribiesca, José L. : *Actualización de un Método para Calcular Redes de Tuberías Funcionando a Presión en Régimen Permanente*; Publicación del Instituto de Ingeniería, UNAM.
10. Fair, Geyer y Okun: *Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales*; Editorial Limusa; México D.F.,1989.
11. Ven Te Chow: *Hidráulica de los Canales Abiertos*; Editorial Diana; México D.F., 1990.

12. Andrew L. Simon: *Hidráulica Básica*; Editorial Limusa; México D.F., 1986.
13. Fuentes Mariles, Oscar A; Martínez A. P.: *Introducción a los métodos numéricos aplicados a la Hidráulica*; IMTA; Serie Divulgación 5; México 1988.
14. White, Frank M.; *Mecánica de fluidos*; Editorial McGraw-Hill; México D.F., 1988.
15. Carmona Paredes, Rafael; Lomónaco Tonda, Pedro; *Calibración del método numérico para solución de red de abastecimiento de agua potable*; Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F. 1991.
16. Sánchez Bribiesca, José L.; Fuentes Mariles, Oscar A.; Val Segura, Rafael; *Método para detectar fugas en redes de tubos*; Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F. 1996.

APÉNDICE A

VALORES DEL COEFICIENTE DE PÉRDIDA LOCAL K , DE ACUERDO CON EL TIPO DE PERTURUBACIÓN

A.1 Entrada a un conducto

Cuando el agua contenida en un depósito penetra en un conducto, hay cierta pérdida de carga cuya proporción depende de las características de la entrada.

Comúnmente se denomina entrada normal aquella en la que el conducto forma un ángulo de 90° con el fondo o con la pared lateral del depósito, presentando aristas vivas. En estas condiciones, $K=0.5$ (figura A.1a).

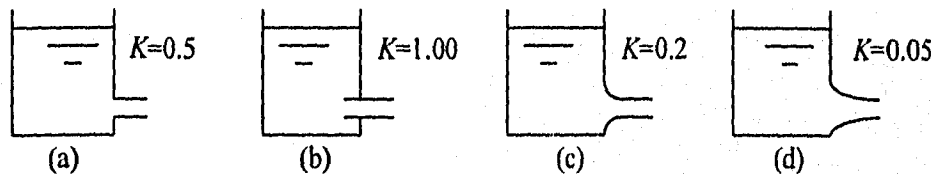


Figura A.1

Hay casos en los que la tubería es reentrante y forma la denominada de Borda, para la cual $K=1.00$ (figura A.1b).

Al redondear la entrada se disminuye mucho la pérdida de carga, siendo $K=0.2$ (figura A.1c) y, si tuviera forma de boquilla de campana, $K=0.05$ (figura A.1d).

4.2 Entrada en un depósito

La entrada del agua en el depósito se efectúa de varias maneras: chorro libre (figura A.2a) y chorro ahogado (figura A.2b). En ambos casos, cabe hacer $K=1.0$.

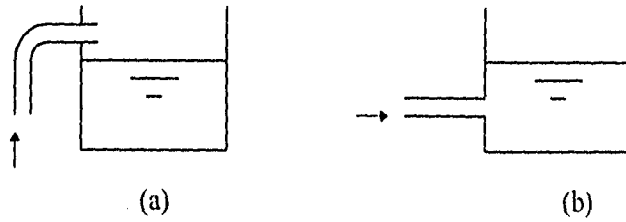


Figura A.2

A.2.1 Entrada perpendicular redondeada

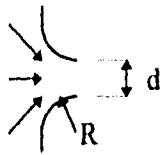
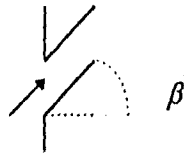


Tabla A.1

FUENTE: Andrew L. Simon, 1983

R/d	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4
K	0.25	0.17	0.08	0.05	0.04

A.2.2. Pérdida adicional debido a la entrada en ángulo



$$K = 0.505 + 0.303 \sin \beta + 0.226 \sin^2 \beta$$

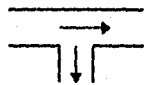
(Referencia No. 12)

A.3 Curva cerrada de retorno



$$K = 2.2$$

A.4 Pérdida de carga en Te estándar, entrada a una línea menor



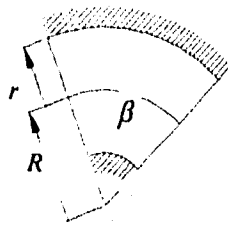
$$K = 1.8$$

A.5 Pérdidas de carga en las curvas

Los experimentos realizados para conocer las pérdidas de carga en las curvas, condujeron a los resultados resumidos en la tabla A.2.

Tabla A.2 Valores de K
FUENTE: Paschoal Silvestre, 1983

R/D	1	2	3	4
β				
22.5°	0.05	0.05	0.05	0.05
45°	0.19	0.10	0.09	0.08
60°	0.26	0.12	0.11	0.10
90°	0.29	0.14	0.12	0.11



Curvas

$$K = (0.13 + 1.85 (r/R)^{1.5}) \sqrt{\beta^0 / 180^0}$$

(Referencia No. 12)

A.5.1 Pérdidas de carga en los codos

Para las pérdidas de carga ocasionadas por estas piezas se recomiendan los valores de K que se muestran en la tabla A.3.

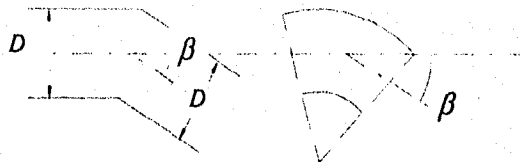


Tabla A.3 Valores de K
FUENTE: Paschoal Silvestre, 1983

β	22.5°	30°	45°	60°	90°
K	0.07	0.11	0.24	0.47	1.13

A.6 Pérdida de carga en las reducciones bruscas de sección

Las tablas A.4 y A.5 muestran los valores de las pérdidas de carga en las reducciones bruscas de sección 2.

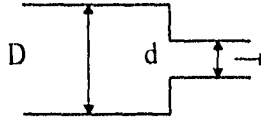


Tabla A.4

FUENTE: Andrew L. Simon, 1983

$(d/D)^2$	0.01	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8
K	0.5	0.5	0.42	0.33	0.25	0.15

Tabla A.5

FUENTE: Paschoal Silvestre, 1983

D/d	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	3.0	4.0	5.0	10.0	
K	0.15	0.25	0.34	0.58	0.41	0.44	0.46	0.48	0.48	0.49	0.49	0.49	0.50

A.7 Pérdidas de carga en los aumentos bruscos de sección

Aumentos bruscos en la sección pueden ocasionar pérdidas de carga cuyos valores se muestran en el cuadro de la tabla A.6.

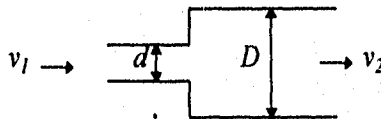


Tabla A.6

FUENTE: Paschoal Silvestre, 1983

D/d	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	10.0	
K	0.10	0.24	0.37	0.47	0.55	0.68	0.77	0.85	0.89	0.95	1.00

O bien (Referencia No. 12)

$$h_m = \left(1 - \frac{v_2}{v_1}\right)^2 \frac{v_1^2}{2g}$$

$$h_m = \left(\frac{v_1}{v_2} - 1\right)^2 \frac{v_2^2}{2g}$$

A.8 Pérdidas de carga en las reducciones graduales de sección (Confusor)

Los valores de pérdidas de carga en las reducciones graduales de sección se dan en las tablas A.7 y A.8.

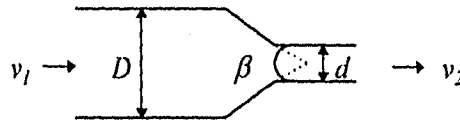


Tabla A.7 Valores de K
FUENTE: Paschoal Silvestre, 1983

D/d	1.15	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50
β						
10°	0.007	0.010	0.012	0.013	0.015	0.018
20°	0.015	0.020	0.025	0.030	0.032	0.035
30°	0.020	0.030	0.040	0.050	0.050	0.055
40°	0.030	0.040	0.060	0.065	0.070	0.075
60°	0.050	0.070	0.090	0.100	0.100	0.110
90°	0.090	0.110	0.150	0.170	0.180	0.180
120°	0.140	0.180	0.280	0.260	0.270	0.280

O bien (Referencia No. 12)

$$h_m = k(v_1^2 - v_2^2) / 2g$$

Tabla A.8 Valores de K
FUENTE: Andrew L. Simon, 1983

β	6°	10°	20°	40°	60°	80°	100°	120°	140°
$D=3d$	0.12	0.16	0.39	0.80	1.0	1.06	1.04	1.04	1.04
$D=1.5d$	0.12	0.16	0.39	0.96	1.22	1.16	1.10	1.06	1.04

A.9 Pérdidas de carga en los aumentos graduales de sección (Difusor)

Las tablas A.9, A.10 y A.11 presentan las pérdidas de carga en los aumentos graduales de sección.

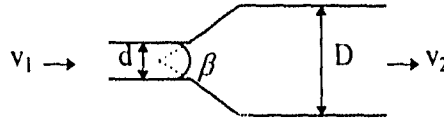


Tabla A.9 Valores de K
FUENTE: Paschoal Silvestre, 1983

D/d	1.15	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00
β							
6°	0.01	0.02	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
8°	0.02	0.03	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05
10°	0.03	0.04	0.06	0.07	0.07	0.08	0.08
15°	0.06	0.10	0.13	0.15	0.16	0.16	0.16
20°	0.13	0.17	0.24	0.28	0.29	0.30	0.31
30°	0.20	0.25	0.39	0.44	0.46	0.48	0.48
40°	0.25	0.35	0.47	0.53	0.56	0.58	0.59
60°	0.30	0.35	0.57	0.64	0.68	0.70	0.71

O bien (Referencia No. 12)

$$h_m = k(v_1^2 - v_2^2) / 2g$$

Tabla A.10 Valores de K
FUENTE: Andrew L. Simon, 1983

$\beta^\circ =$	20°	40°	60°	80°
K	0.20	0.28	0.32	0.35

Para $D/d > 2$

Tabla A.11 Valores de K
FUENTE: Andrew L. Simon, 1983

$\beta^\circ =$	3	15	30°	45°
K	0.05	0.18	0.5	0.6

A.10 Pérdidas de carga en las válvulas de mariposa

Las pérdidas de carga en las válvulas de mariposa se calculan por medio de la tabla A.12

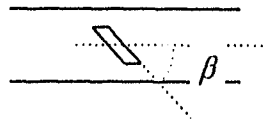


Tabla A.12
FUENTE: Paschoal Silvestre, 1983

β	10°	20°	30°	40°	45°	50°	60°	70°
K	0.52	1.54	3.91	10.3	16.7	32.6	1.18	7.51

A.11 Pérdidas de carga en las válvulas de compuerta

Las pérdidas de carga observadas en las válvulas de compuerta se conocen por la tabla A.13

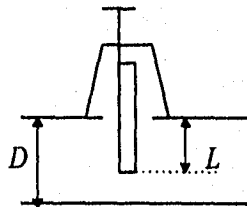


Tabla A.13
FUENTE: Paschoal Silvestre, 1983

L/D	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
K	0.12	0.15	0.26	0.81	2.06	5.52	17	98

A.12 Pérdidas de carga en las uniones

Los valores de K relacionados con las pérdidas de carga en las uniones aparecen en el cuadro de la tabla A.14.

A.13 Pérdidas de carga en las válvulas esféricas

La tabla A.15 presenta los valores de las pérdidas de carga observadas en las válvulas esféricas.

Tabla A.14 Valores de K
FUENTE: Paschoal Silvestre. 1983

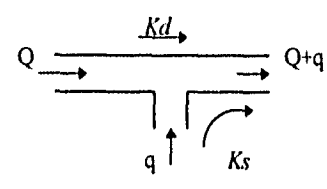
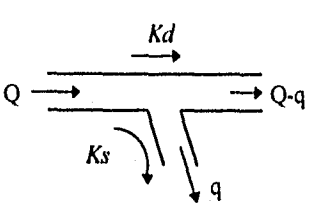
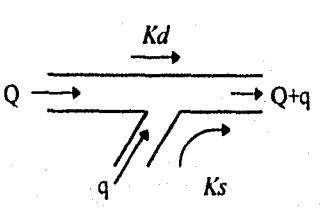
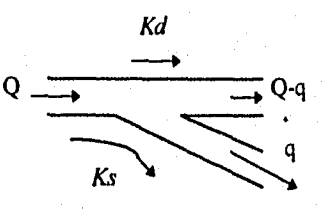
Esquema	Relación de gastos	K_d	K_s
	$q = Q/3$ $q = Q/2$ $q = 2Q/3$ $q = Q$	0.25 0.40 0.50 --	0.05 0.30 0.55 0.90
	$q = Q/3$ $q = Q/2$ $q = 2Q/3$ $q = Q$	0.06 0.01 0.12 --	0.90 0.92 1.00 1.30
	$q = Q/3$ $q = Q/2$ $q = 2Q/3$ $q = Q$	0.10 0.11 0.04 --	-- 0.11 0.26 0.38
	$q = Q/3$ $q = Q/2$ $q = 2Q/3$ $q = Q$	-- 0.02 0.12 --	0.55 0.45 0.32 0.40

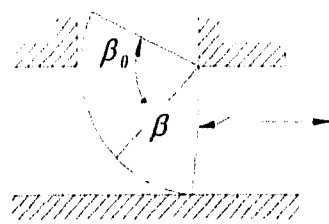


Tabla A.15
FUENTE: Paschoal Silvestre. 1983

β	5°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	60°	70°	80°
K	0.05	0.29	1.56	5.47	17.3	31.2	52.6	20.6	48.6	∞

Si la válvula está totalmente abierta $K = 10$

A.14 Pérdidas de carga en compuerta radial en conducto rectangular



$$K = 0.813 \left[\left(\frac{l}{n} \right) - n \right]^2$$

donde $n = \beta / \beta_0 =$ la razón de apertura con respecto al ángulo central.

A.15 Pérdidas de carga en otras piezas

Válvula de globo o de presión, abierta	$7 < K < 10$
Válvula de pie con colador	$K = 4$
Válvula de flotador	$K = 6$
Válvula de retención	
Tipo bisagra	$K = 2.5$
Tipo bola	$K = 70$
Tipo de cierre vertical	$K = 12$

APÉNDICE B

PROGRAMA DE CÓMPUTO, INSTRUCTIVO DE USO

El programa de cómputo se escribió en lenguaje Quick-basic y éste se hizo de manera que se puedan calcular redes de distribución tuberías. Por ello es indispensable crear un archivo independiente que contiene todos los datos o características de la red y sus elementos requeridos para su análisis.

Dado el arreglo vectorial al que se llegó con el programa y a la posible utilidad que el usuario tenga con el archivo, se requiere de una configuración ordenada y simple. De tal forma que la elaboración de un archivo independiente para cada sistema de distribución que se desee analizar, implique solamente cambiar el nombre de éste toda vez que el programa sea ejecutado, no siendo necesaria otra modificación.

Grosso-modo se indicará la configuración de los datos de entrada y posteriormente se ejemplificará con los datos de un sistema de tuberías de los problemas planteados en el capítulo 4.

Inicialmente se debe introducir la rugosidad absoluta del material de la tubería, el número de tubos; los datos requeridos para cada tubería son, en ese orden: número de tubo, nudo inicial, nudo terminal, longitud (en m), diámetro (en plg), factor de fricción f^1 (valor supuesto)

El número de tanques con los que cuenta el sistema, el nudo en el cual está instalado el tanque, el nivel piezométrico que proporciona (en m), el área transversal del tanque (en m^2), el factor que afecta al gasto y el gasto que aporta al sistema (en l/s).

Enseguida, se anota el número de nudos, el nudo con su respectiva cota de terreno (en m), el número de nudos en donde se presentan las extracciones, el nudo y su demanda (en l/s).

Finalmente se proporcionan el número de bombas que se tienen, el nudo donde están ubicadas, la carga piezométrica que suministra, el tiempo de operación (en seg).

¹ Se recomienda como valor inicial $f = 0.002$, sin embargo, dependerá del tipo de material de la tubería.

En el cuadro B.1 se señalará y al mismo tiempo se ejemplificara el orden en el cual deben capturarse los datos.

Cuadro B.1 Ejemplo de un archivo de datos

Archivo de datos requerido para calcular la red del ejemplo 4.6.2					
Nombre del archivo de datos					
Red del ejemplo 4.6.2					
Rugosidad absoluta de la tubería (m)					
0.00012					
Número de tuberías					
8					
No. tubo, nudo inicial, nudo final, longitud (m), diámetro (plg), coeficiente de fricción inicial					
1	1	2	549.00	22	0.02
2	2	3	305.00	16	0.02
3	1	3	671.00	20	0.02
4	1	4	183.00	22	0.02
5	4	5	549.00	18	0.02
6	3	5	305.00	16	0.02
7	5	7	210.00	14	0.02
8	2	6	170.00	14	0.02
Número de tanques					
1					
Nudo del tanque, nivel piezométrico (m.c.a.), área transversal del tanque (m²), factor que afecta al gasto, gasto que aporta al sistema					
1	198.00	1000	0.50	1	1.47
Número de nudos					
7					
Nudo, cota del terreno					
1	195.00				
2	168.50				
3	175.30				
4	167.20				
5	158.40				
6	165.50				
7	156.40				
Número de nudos en donde existe una demanda					
7					
Nudo, gasto de demanda					
1	0.00				
2	0.29				
3	0.31				
4	0.32				
5	0.27				
6	0.15				
7	0.13				
Número de bombas					
0					
Nudo de la bomba, nivel piezométrico (m.c.a.), tiempo de operación (seg)					
0	0.00	0			

No es necesario predeterminar un sentido del flujo dentro del sistema para insertar los datos en el archivo. Si el número tubos o de nudos no corresponden entre sí, el programa no puede ser ejecutado, por lo que marcará un error.

Se anexa la corrida original del programa, así como una impresión del archivo de datos citado anteriormente, de manera que el usuario pueda corroborar los resultados.

Ejemplo 462

0.00012

8

1,1,2,549,22,.02

2,2,3,305,16,.02

3,1,3,671,20,.02

4,1,4,183,22,.02

5,4,5,549,18,.02

6,3,5,305,16,.02

7,5,7,210,14,.02

8,2,6,170,14,.02

1

1 195 1000 .5 1 1.47

7

1 195

2 168.5

3 175.3

4 167.2

5 158.4

6 165.5

7 156.4

7

1 0

2 0.29

3 0.31

4 0.32

5 0.27

6 0.15

7 0.13

0

1 600 86400 "NO"

Resultados del analisis de la red de Ejemplo 462

Tubo No.	Gasto (lps)	Sale del nudo	Vel. (m/s)	Hf (m)	Nudo No.	Nivel piez. (m)	Carga sobre el terreno	Gasto de demanda (l/s)
6	129.2	3	1.00	0.63	6	190.872	25.372	150.0
2	69.8	2	0.54	0.19	2	191.794	23.294	290.0
7	130.0	5	1.31	0.86	3	191.599	16.299	310.0
8	150.0	2	1.51	0.92	4	193.575	26.375	320.0
5	270.8	4	1.65	2.60	5	190.970	32.570	270.0
1	509.8	1	2.08	3.21	7	190.106	33.706	130.0
3	369.3	1	1.82	3.40	1	195.000	0.000	0.0
4	590.8	1	2.41	1.43				

La suma de los gastos que aportan los tanques es 1.469995 m3/seg

Los gastos de demanda de la red suman 1.47 m3/seg

No. de iteraciones realizadas 31

Error con respecto a la ultima iteracion 8.753177E-05

Desviacion estandar 3.162696E-04

Demandas estimadas para la subred de Ejemplo 462

Tubo No.	Nudo inicial	Nudo final	Diametro (plg)	Numero de	Factor de Reynolds	friccion
6	3	5	16		404,659.47	0.0166
2	2	3	16		218,752.81	0.0176
7	5	6	14		465,466.13	0.0167
8	2	1	14		537,073.38	0.0166
5	4	5	18		754,238.75	0.0156
1	7	2	22		1,161,650.13	0.0148
3	7	3	20		925,712.44	0.0152
4	7	4	22		1,346,216.25	0.0147