



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN  
CONTINUA Y A DISTANCIA**

# **SECTORIZACIÓN DE LA RED DE AGUA POTABLE**

## **CI 18**

**TEMA:**

**ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

**EXPOSITOR: ING. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS  
DEL 13 DE OCTUBRE AL 24 DE OCTUBRE DE 2008  
INGENIERÍA AMBIENTAL**

---

**INTRODUCCION**

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo innegables ventajas como son el mejoramiento económico, social y cultural. Sin embargo, también es cierto que por esta causa han surgido múltiples problemas de tipo ambiental como la contaminación atmosférica, el transporte y disposición de desechos líquidos y sólidos y el abastecimiento de agua para usos municipales.

El agua es indispensable para la vida y por ello el hombre, en muchos casos ha buscado para su establecimiento los lugares que le ofrecen mayores comodidades y facilidades para el desarrollo de sus múltiples actividades, procurando tener cerca una fuente de abastecimiento de agua, pero no siempre ha podido conseguirlo por razones diversas teniendo que establecerse en sitios que quizá no fueron los mejores para su desenvolvimiento. Así surgió la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, pero las grandes ventajas de tener agua donde se necesita justifican los trabajos para captarla y conducirla. El conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua constituye un **sistema de abastecimiento de agua potable**.

El problema del agua potable no tiene solución permanente, por lo que en este aspecto siempre se debe estar buscando nuevas fuentes de aprovisionamiento, realizando estudios hidrológicos o geohidrológicos para tener a la mano forma de ampliar los sistemas. El aumento de la población y el ascenso de su nivel cultural y social hacen insuficiente en poco tiempo las obras proyectadas, imposibilitándose de esa manera que con las existentes se pueda seguir el ritmo de crecimiento que las necesidades

exigen y complicando cada vez más la obtención de nuevos caudales, pues las fuentes actuales van haciéndose incapaces y es necesario utilizar las que están situadas a mayor distancia, u otras cuyas aguas requieren tratamientos más elaborados para hacerlas adecuadas para el consumo.

Para desempeñar un papel activo en la solución a tales problemas, el Ingeniero Civil debe comprender claramente los fundamentos en que se basan. Por tanto, la finalidad de estos apuntes es delinear los principios fundamentales de ingeniería implicados en las obras que constituyen el sistema de abastecimiento de agua potable e ilustrar su aplicación al proyecto.

### **1.1 EVOLUCION DE LA NECESIDAD Y DISPONIBILIDAD DEL AGUA EN MEXICO EN LA EPOCA MODERNA**

#### **1.1.1 Población y disponibilidad del agua**

México ha tenido índices de crecimiento poblacional de los más altos del mundo: 3.1% anual en los años cincuenta; 3.8% en los sesenta y sólo 2.9% en los setenta. La población de México, comparada con la cifra de 1970 creció en las dos últimas décadas (1970 a 1990) a una tasa media anual de 2.6%. Es interesante observar la dinámica del crecimiento demográfico de nuestro país (Cuadro 1.1) desde 1790 hasta los resultados obtenidos en el XI Censo General de Población y Vivienda, 1990. Podemos ver que la población, aún cuando no siempre con la misma rapidez, ha ido continuamente en aumento, excepción hecha de 1921, en que la población disminuye con respecto a la registrada en el censo de 1910, año en que se inició la Revolución.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Cuadro 1.1

POBLACION TOTAL 1970 - 1990		
AÑO	POBLACION	FUENTE
1790	4636074	1 Censo de Revillagigedo
1803	5764731	2 Tribunal del consulado
1810	6122354	3 Fernando Navarro y Noriega
1820	6204000	4 1er Congreso Mexicano
1827	8000000	5 H G Ward
1830	7996000	6 Burkhardt
1831	6382284	7. A.J. Valdes
1834	7734292	8 Mariano Galván
1836	7843132	9 Noticias de los Estados y territorios de la Union Mexicana de 1836
1838	7004140	10 Instituto Nacional de Geografía y Estadística de la República Mexicana
1842	7015509	11. Estimación gubernamental en Brantz Mayer
1846	7000000	12. Thomas J Farnham
1850	7500000	13 N.A., Mexico
1852	7661919	14. Juan N. Almonte
1854	7853395	15 Manuel Orozco y Berra
1856	7859564	16 Lerdo de Tejada
1857	8247060	17 Jesus Hermosa
1858	8604000	18 J.M. Pérez Hernández
1861	8174400	19 Antonio García Cubes
1862	8396524	20 J.M. Pérez Hernández
1865	8200000	21 M.E. Guillemin Tarayre
1869	8812850	22 H.W. Bates
1870	8782198	23 Jesús Hermosa
1871	9176082	24 Antonio García Cubes
1872	9141661	25 Antonio García Cubes
1874	8743614	26 M. Rivera Cambes
1878	9169700	27 H.W. Bates
1880	9000000	28 N. Winneburgh
1882	10001884	29 Charles W. Zarembo
1885	10879398	30 Memorias de Fomento
1893	11994347	31. Memorias de Fomento
1895	12632427	32 I Censo General de Población
1900	13607272	33 II Censo General de Población
1903	14074149	34 Memorias de Fomento
1905	14331188	35 Memorias de Fomento
1907	14222445	36 Memorias de Fomento
1910	15160369	37 III Censo General de Población
1921	14334780	38 IV Censo General de Población
1930	16552722	39 V Censo General de Población
1940	19653552	40 VI Censo General de Población
1950	25791017	41 VII Censo General de Población
1960	34923129	42 VIII Censo General de Población
1970	48225238	43 IX Censo General de Población
1974	58320335	44 INEGI
1975	60153387	45 INEGI
1976	61978684	46 INEGI
1977	63812850	47 INEGI
1978	65658312	48 INEGI
1979	67517498	49 INEGI
1980	69392835	50 INEGI
1981	71249069	51 INEGI
1982	73122295	52 INEGI
1983	74980539	53 INEGI
1984	76791819	54 INEGI
1985	78524158	55 INEGI
1990	81140822	56 INEGI

FUENTE: CONAPO (Consejo Nacional de Población)

La mayor parte de esta disminución no obedece, como podría creerse, a la pérdida de vidas en los años de lucha armada, sino a la enorme mortalidad causada por la epidemia de gripe conocida como "influenza española" y a la emigración motivada por el movimiento armado.

El aumento y la expansión territorial de la población ejercen fuertes presiones sobre la disponibilidad de recursos del país y la capacidad del sistema para hacer frente a las demandas derivadas de este crecimiento poblacional es limitada. El país se encuentra dividido en 320 cuencas hidrológicas, con un escurrimiento medio anual de aproximadamente 410,000 millones de m<sup>3</sup> en promedio, cifra que representa prácticamente el total disponible como recurso renovable. Sin embargo, el territorio nacional tiene una distribución heterogénea de los recursos hidráulicos, existiendo grandes extensiones con precipitaciones muy escasas, mientras que en algunas partes las lluvias son tan abundantes que provocan inundaciones frecuentes. Por otra parte, el 74% de los habitantes del país se concentra en altitudes mayores a 500 m, en contraste, el 85% de la disponibilidad de agua se localiza abajo de esta cota. Además existe una desproporción importante en la densidad poblacional de las diferentes entidades federativas con la particularidad de que los recursos humanos se han polarizado en la zona central del país, donde los recursos naturales son relativamente escasos, mientras que en otras regiones se registra el fenómeno inverso.

La Figura 1.1 muestra cómo la población de nuestro país presenta una muy marcada tendencia hacia la urbanización. La agudización de la concentración de habitantes por la inmigración proveniente de zonas rurales es alarmante, reviviendo en muchos casos problemas que ya se consideraban resueltos, sobre todo lo que toca a la dotación de servicios públicos.

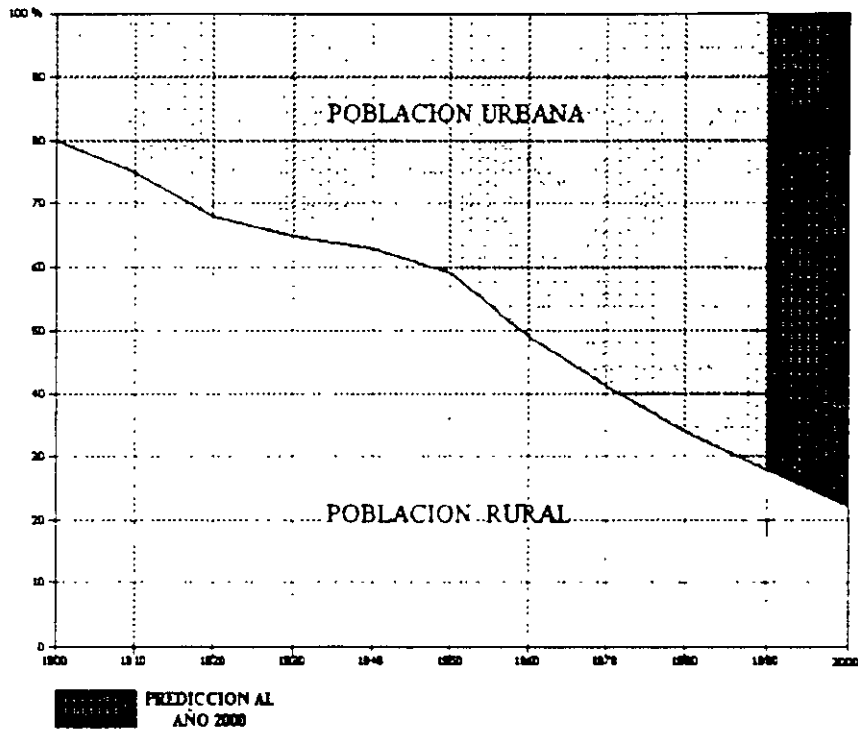
La precipitación media anual en el país se estima en 77.7 cm de lluvia, lo que equivale a 1.53 billones de metros cúbicos anuales, de los que tres cuartas partes se pierden por evaporación o infiltración en acuíferos, siendo el volumen

restante componente principal de los escurrimientos. Este volumen, si se analiza por cuencas hidrológicas, muestra una irregular distribución, con una concentración aproximada del 70% de los escurrimientos en las cuencas del sureste del país, en las que por causas de la orografía, e infraestructura socioeconómica de desarrollo relativo, existen pocas oportunidades de consumo intensivo a corto plazo. La disponibilidad mínima del recurso agua, ocurre en las regiones centro, norte del país y en la península de Baja California, clasificadas como zonas desérticas, áridas y semiáridas y que constituyen el 56% del área del país (1.1 millones de km<sup>2</sup>), superficie equivalente a la de España y Francia juntas (Figura 1.2).

### 1.1.2 Situación de los servicios

Las características de distribución de la población nacional que se han descrito en el apartado anterior, se reflejan en la cobertura de los servicios de abastecimiento de agua potable y alcantarillado en el país. Los avances logrados en este terreno por la multiplicación de las obras de infraestructura no han impedido que todavía en la actualidad sean numerosos los habitantes que carecen de por lo menos uno de estos servicios. Las cifras disponibles para 1994 indican que un 13% de la población total no cuenta con un sistema formal de abastecimiento de agua potable y que 30% no cuenta con alcantarillado (Fuente: Comisión Nacional del Agua).

La solución a la carencia de servicios en las colonias populares de las zonas urbanas, no debe limitarse a la introducción de redes de agua potable y alcantarillado, sino ligarse al problema global del abastecimiento a la ciudad, al de las redes principales de distribución, y al de los colectores principales del sistema de alcantarillado. Con frecuencia, la sola introducción de redes ha sido contraproducente, propiciando la justa irritación de la población que se encuentra con formas sin agua o con un servicio deficiente y escaso.



Grafica elaborada a partir de datos del INEGI y del Plan Nacional Hidraulico

Figura 1.1. México. Población urbana y rural (1900 - 1985).

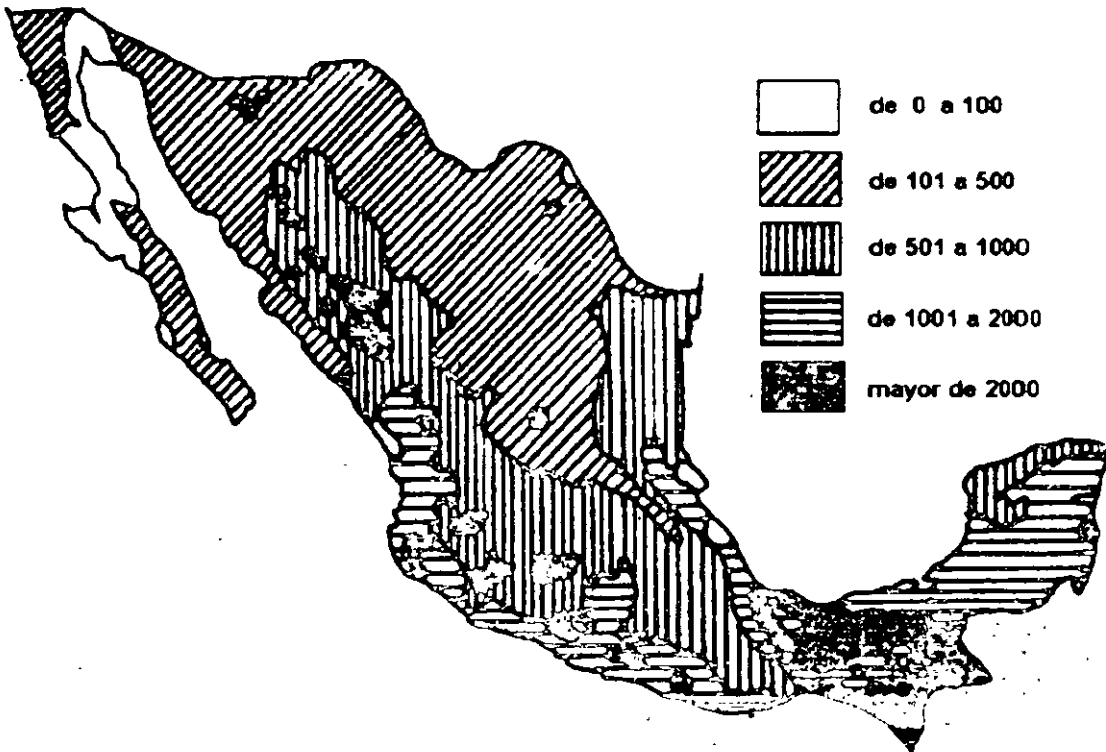
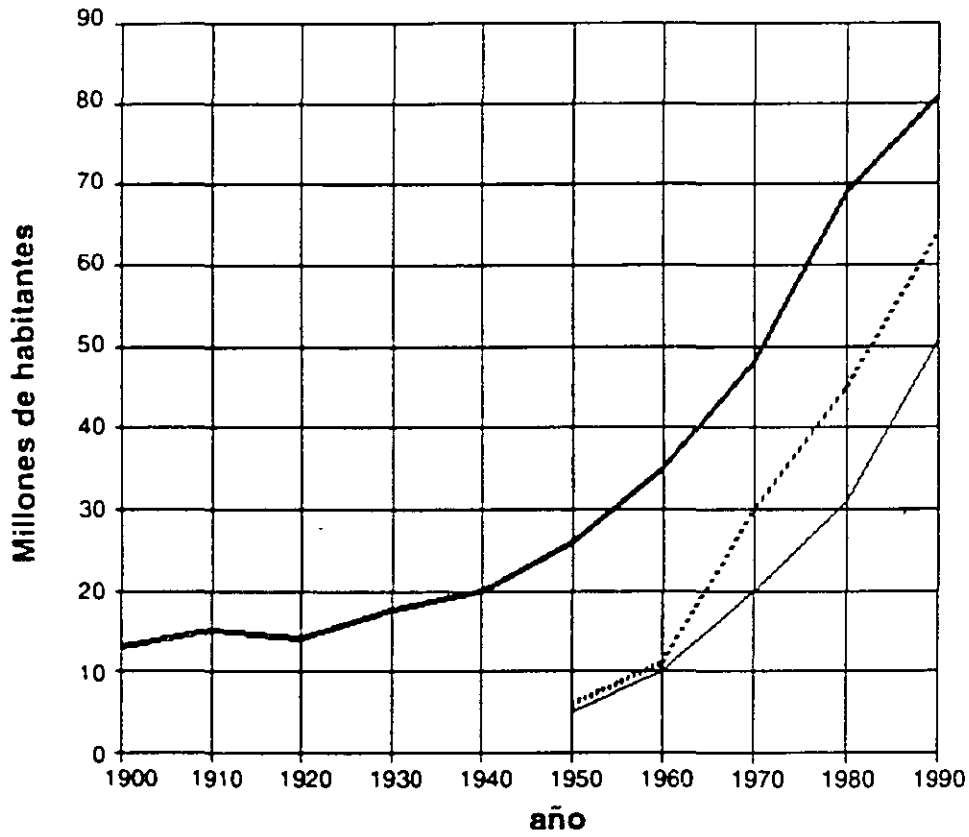


Figura 1.2. Precipitación media anual en mm.



—	Población total
.....	Población total servida con drenaje
—	Población total servida con agua entubada

Figura 1.3. Población servida con agua potable y alcantarillado en la República Mexicana.

Los porcentajes de cobertura mencionados no revelan la calidad del servicio, el cual en muchos casos es intermitente y no se cuenta con datos sobre la calidad del agua, que generalmente no se desinfecta

Con respecto al medio rural, no están totalmente caracterizados los casos en los que la falta de agua es aguda o su acceso a ella penoso, y aquellos en que aún sin una infraestructura formal, la población se abastece de manera aceptable

La infraestructura del abastecimiento de agua potable y la de alcantarillado, incluyendo las plantas de tratamiento de aguas residuales, han recibido un escasísimo o nulo mantenimiento, y requieren considerables recursos humanos y materiales para su rehabilitación

De acuerdo con el examen preliminar de este problema se concluye que es urgente capacitar a muchos miles de personas en labores técnicas y administrativas, así como formar y capacitar a un número considerable de ingenieros especializados

### 1.1.3 El abastecimiento de agua potable y su relación con la salud pública.

Históricamente, a los servicios de agua potable y alcantarillado se les ha inscrito en el campo de la salud pública. La razón es que, siendo el agua fuente de vida, también es paradójicamente, vehículo para la transmisión de gérmenes patógenos, causantes de enfermedades tales como el cólera, la tifoidea, la disenteria y las parasitosis intestinales. La salud humana depende no sólo de la cantidad de agua suministrada, sino principalmente de su calidad; según la Organización Mundial de la Salud (OMS), "casi la cuarta parte de las camas disponibles en todos los hospitales del mundo están ocupadas por enfermos cuyas dolencias se deben a la insalubridad del agua".

Los microorganismos patógenos transmitidos

directamente por ingestión o uso del agua en poblaciones que carecen de un sistema municipal de abastecimiento de agua potable, constituyen una de las principales causas de morbilidad y mortalidad en los países en desarrollo

Por lo que se refiere a México, en el transcurso de los últimos 55 años la mortalidad por diarreas ha disminuido en forma sostenida. Sin embargo, las tasas de mortalidad observadas continúan siendo muy elevadas si se les compara con las de los países desarrollados (la tasa de mortalidad por diarreas es inferior a uno por 100,000 habitantes).

En México, las gráficas históricas de mortalidad son francamente descendentes; sin embargo, todavía en 1985 murieron por enfermedades infecciosas intestinales 30,786 personas, lo que representa una tasa de 39,5 por 100,000 habitantes.

Los cuadros 1.2 y 1.3 se refieren a las veinte principales causas de mortalidad en la República Mexicana en 1985 y a las tasas de mortalidad por infecciones intestinales en las entidades federativas para 1984, respectivamente.

En el cuadro 1.2 se observa que las enfermedades infecciosas ocuparon el cuarto lugar de mortalidad con una tasa de 39.5 por 100,000 habitantes. En el cuadro 1.3 se muestra que las tasas más altas de mortalidad por infecciones intestinales en 1984, se registraron en los Estados de Oaxaca, Chiapas, Guanajuato, Tlaxcala y Puebla, con valores muy superiores al promedio nacional. En dichas entidades federativas las condiciones de saneamiento son deficientes.

Debe resaltarse que aunque los servicios sanitarios tienen un papel de primera importancia, otros factores influyen en la configuración del cuadro descrito, como son la inequitativa distribución del ingreso por regiones y sectores de la población, los deficientes niveles de nutrición y los bajos índices de educación.

Cuadro 1.2. Principales causas de mortalidad en la República Mexicana, (1985).

	DEFUNCIONES	TASA/100,000 HAB.
Enfermedades del corazón (Primer Lugar)	52, 174.00	66.90
Accidentes (Segundo lugar)	45, 504.00	58.40
Tumores malignos (Tercer lugar)	34, 974.00	44.90
Enfermedades infecciosas intestinales (Cuarto lugar)	30, 786.00	39.50
Las veinte principales causas	337, 067.00	432.50
Las demas causas	76, 936.00	98.70
TOTALES	414, 003.00	531.20

Cuadro 1.3. Mortalidad por infecciones intestinales (1984).

	Número de defunciones	Tasa por 100,000 hab	Porcentaje
República Mexicana	33,533	43.67	100.00
Oaxaca	3,790	149.30	11.30
Chiapas	2,323	99.69	6.90
Guerrero	2,609	77.58	7.70
Tlaxcala	459	74.77	1.30
Puebla	2,680	71.87	8.00

### 1.2 Dependencias relacionadas con la planeación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable.

En 1948, la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) asume la responsabilidad de administrar los servicios de abastecimiento de agua potable y alcantarillado a través de las Juntas Federales de Agua Potable; en ellas se alcanzó un cierto grado de descentralización y participación ciudadana por lo que la SRH intentó entonces la entrega de las obras a los usuarios.

A finales de 1976, las funciones y los recursos humanos de la SRH y de la Comisión Constructora de la Secretaría de Salubridad y Asistencia (SSA), abocada hasta entonces a la realización de las obras en el medio rural,

pasaron a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), conservando la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) aquellas obras cuya magnitud y complejidad técnica requerían de su atención directa. Se creó así una división artificial entre lo que se llamó "obras de abastecimiento de agua en bloque" y el resto de las que componen un sistema de agua potable y alcantarillado.

En 1980, el Ejecutivo Federal por medio de la SAHOP, entregó la responsabilidad de la operación de los sistemas a los gobiernos estatales: éstos a su vez, en algunos casos la pasaron a los municipios. Con frecuencia, la carencia de recursos en los gobiernos municipales, propició utilizar en otras necesidades los fondos provenientes del cobro por el servicio de agua potable. La



descapitalización resultante y un manejo temeroso para establecer las tarifas, propiciaron que los sistemas de agua potable se convirtieran en demandantes de subsidios, incluso para la operación.

A partir de 1982, la responsabilidad de la intervención federal pasó a la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), la cual descentralizó también la construcción de las obras, cumpliendo las funciones de agente técnico en las obras realizadas con créditos internacionales. La SARH continuó encargada de las obras de abastecimiento de agua en bloque cuando, acordado así con los gobiernos estatales, se considerase conveniente que los proyectos y obras fuesen ejecutados por el Gobierno Federal

Desde 1983, las reformas y adiciones al Artículo 115 Constitucional establecen la responsabilidad de los municipios en la prestación de los servicios.

Como responsable a nivel nacional de la administración integral de los recursos hidráulicos y el cuidado de la conservación de su calidad, en enero de 1989 se creó la Comisión Nacional del Agua (CNA) como órgano administrativo desconcentrado de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH). La CNA tiene además a su cargo las actividades de planeación y excepcionalmente construcción, operación y conservación de obras hidráulicas, así como fundamentalmente de apoyo técnico a las autoridades estatales, locales y organismos operadores de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado.

Esta Comisión se ha formado como instrumento para llevar a cabo el manejo integral del gasto, el financiamiento y el ingreso; es por eso que, en materia de infraestructura hidráulica urbana e industrial, resaltan dentro de sus atribuciones: a) definir, establecer y vigilar las políticas y la normatividad en materia de agua potable, alcantarillado y saneamiento; y b) intervenir en la

dotación de agua a los centros de población, industriales y turísticos.

A nivel regional se han establecido seis gerencias de la CNA que abarcan todo el territorio nacional, las cuales ejercen en su ámbito las atribuciones similares a las unidades administrativas a nivel central, delegando funciones en las Gerencias Estatales residenciadas en cada capital de las Entidades Federativas.

Por su parte, la Secretaría de Salud como dependencia responsable de la salud de los mexicanos, ejerce una coordinación con dependencias federales y estatales en materia de sanidad. De acuerdo con la legislación nacional, corresponde a la Secretaría de Salud emitir las normas técnicas para el tratamiento del agua, establecer criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales. Finalmente, corresponde a la Secretaría de Desarrollo Social (antes SEDUE) entre otras atribuciones, formular y conducir la política de saneamiento ambiental, y regular el abajamiento, la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas residuales.

Estas tres dependencias están coordinadas a nivel federal y estatal por sus respectivos titulares.

## DESCRIPCION GENERAL DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

### Generalidades

Se considera agua potable o agua apta para consumo humano, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Se considera que no causa efectos nocivos a la salud cuando se encuentra libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumpla además con los requisitos que se señalan en el Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios y en la Norma Oficial Mexicana correspondiente. Las descargas de excreta de enfermos o portadores contienen los agentes biológicos que son responsables de que la enfermedad se extienda por medio del agua; el portador puede no darse cuenta de que está infectado. Por estas razones es muy importante tomar precauciones con el agua desde que se extrae del medio natural, hasta que se le descarga de nueva cuenta ya usada en el ambiente. La Figura 2.1 muestra la configuración de un sistema hidráulico urbano, que tiene por objeto evitar la propagación de enfermedades infecciosas mediante el adecuado tratamiento y disposición de los desechos humanos y con la potabilización de los suministros de agua.

En la Figura 2.1 se observa que las partes de que consta un sistema hidráulico urbano son las siguientes: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, conducción, regularización, distribución, recolección, conducción, tratamiento del agua residual y disposición. El sistema de abastecimiento de agua potable es un subsistema del sistema

hidráulico urbano y está integrado por los siguientes elementos (Figura 2.2): fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, regularización y distribución. A continuación se describe la función de cada uno de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable.

### 2.1 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

El origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el Ciclo Hidrológico, o sea, los pasos del agua, circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios (Fig. 2.3). Tomando como punto de partida la evaporación del agua en la superficie del océano, el agua en estado gaseoso circula con la atmósfera presentando desplazamientos vertical y horizontal. En la atmósfera se condensa y se precipita nuevamente a la superficie; tres cuartas partes al mismo océano y un poco menos de la cuarta parte a la superficie continental. En el océano y en el continente inicia nuevamente el paso de evaporación y en la superficie continental llena lagos, se infiltra en el terreno y circula dentro de él para aflorar en áreas de menor elevación o hasta volver subterráneamente al mar, se retiene en la vegetación y finalmente escurre superficialmente y forma cauces desembocando en lagos o vasos de almacenamiento artificiales para su regulación a fin de usarla, o controlar los caudales de escurrimiento para su uso; de la superficie del terreno se produce la evaporación de agua que transporta la atmósfera junto con la que transpiran los organismos animales y vegetales y el resto vuelve al mar.

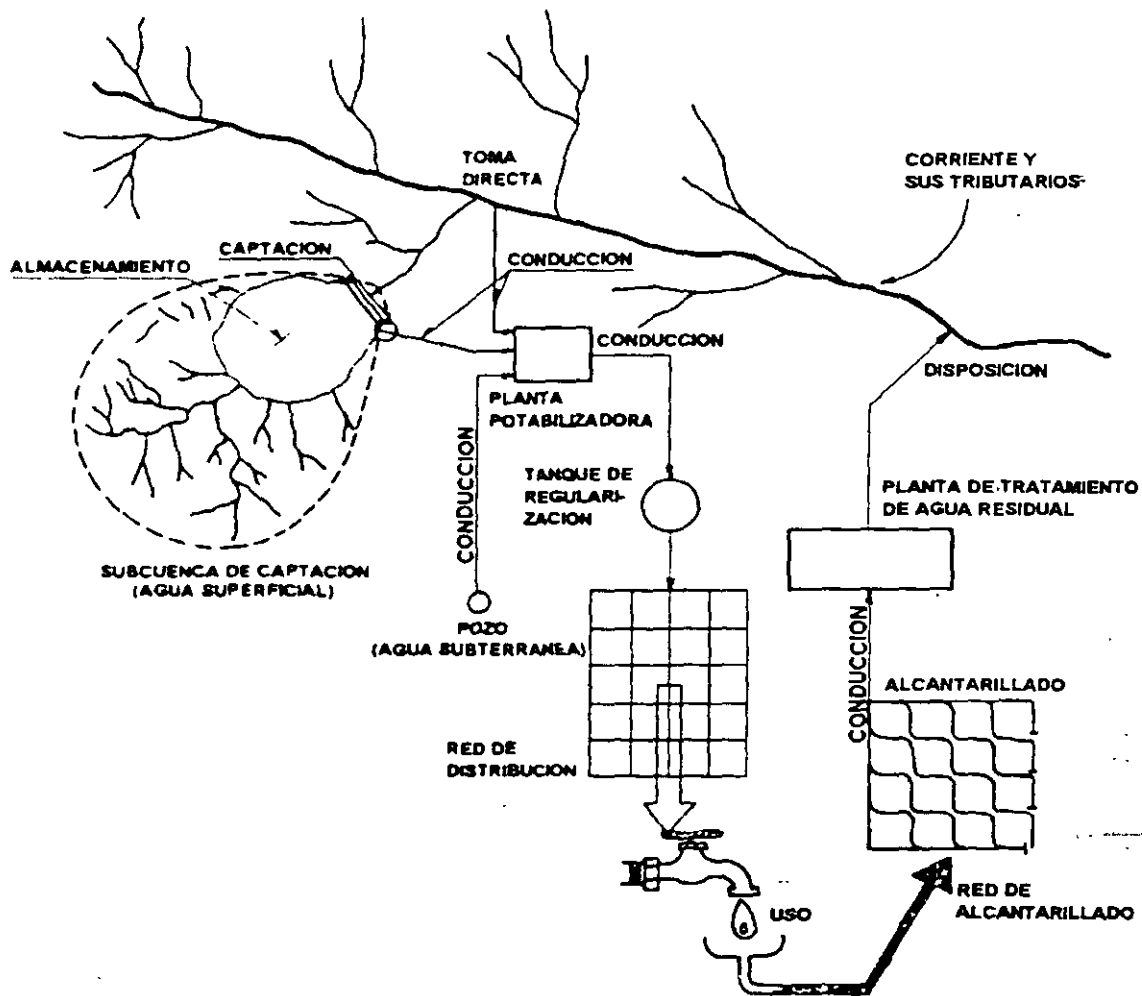


Figura 2.1. Configuración general de un sistema hidráulico urbano.

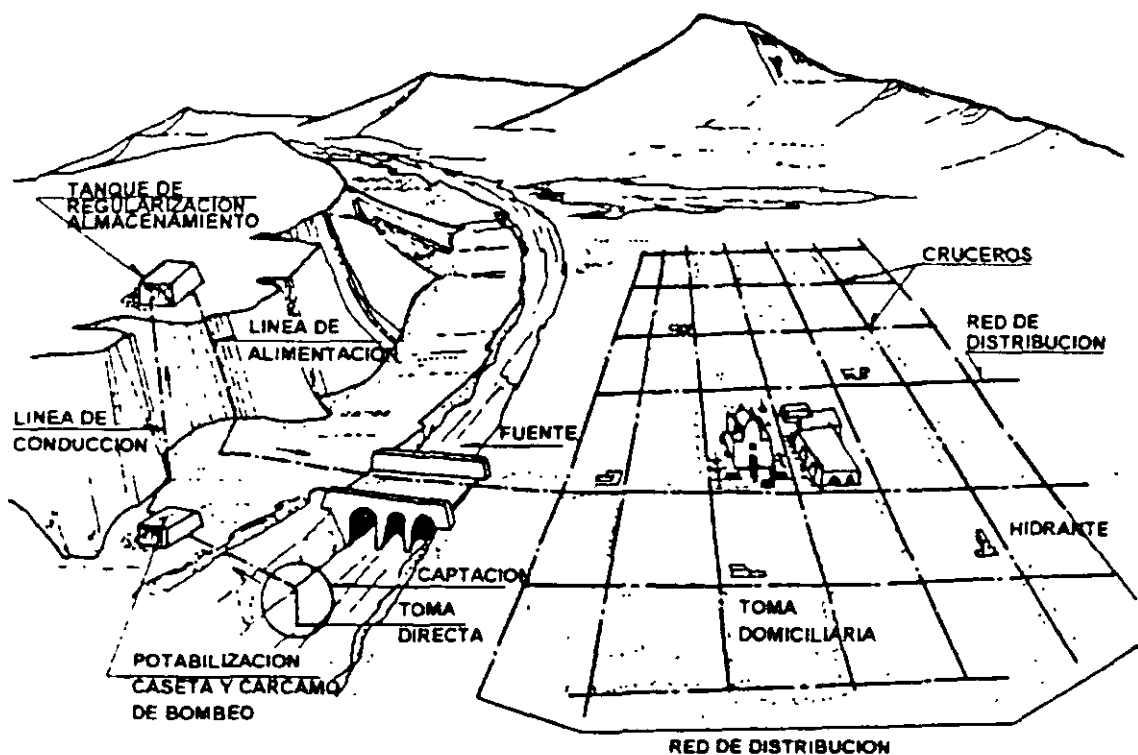


Figura 2.2. Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable.

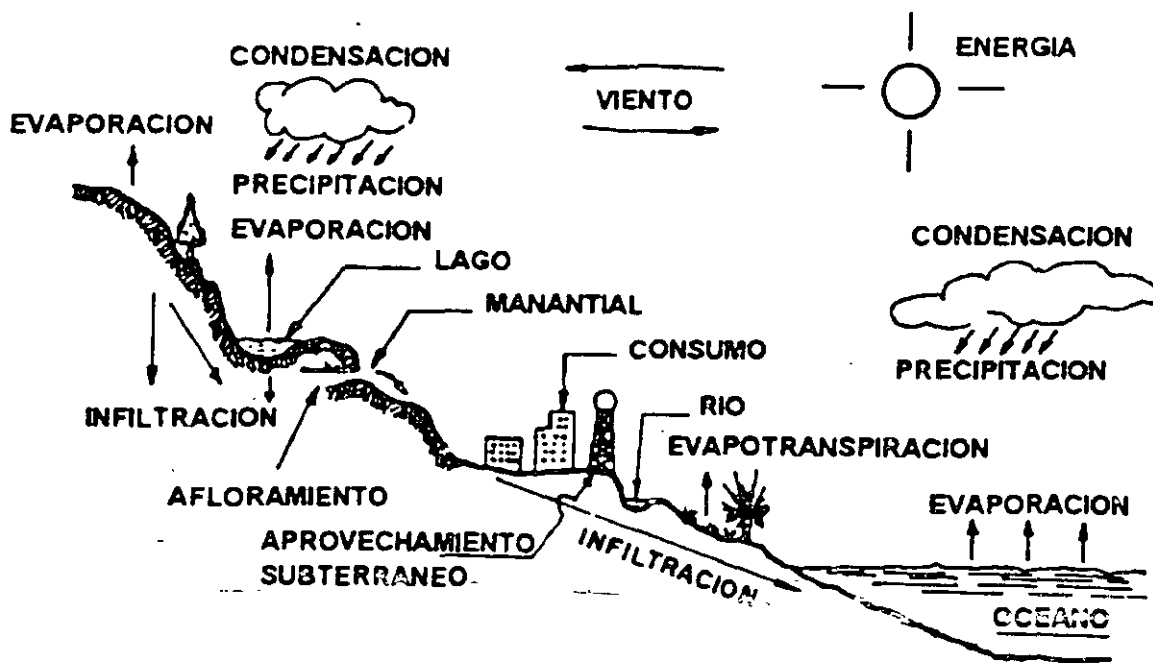


Figura 2.3. Ciclo hidrológico.

Así, gracias al ciclo hidrológico, se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento:

- a) Agua superficial;
- b) Agua subterránea;
- c) Agua atmosférica y
- d) Agua salada

Se recurre a las aguas atmosféricas y a las saladas muy raras veces y solamente cuando no existe otra posibilidad ya sea por escasas o de muy mala calidad las aguas subterráneas y superficiales, o también en ocasiones por factores económicos. En el caso de las aguas atmosféricas, tienen el inconveniente de que se requiere de obras civiles importantes para recolectarlas y almacenarlas en las cantidades requeridas, por lo que sólo podrán emplearse en poblaciones muy pequeñas. Para las aguas saladas, la Ingeniería Sanitaria ha desarrollado nuevas tecnologías que permiten desalarla para ser utilizada como fuente de abastecimiento de agua potable, pero por su alto costo de inversión, operación y mantenimiento, tales tecnologías resultan prohibitivas en nuestro medio y sólo se aplican en casos excepcionales.

Por lo tanto, hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable: las aguas superficiales y las aguas subterráneas. Cada una de ellas tienen diferentes características que pueden verse en el Cuadro 2.1. Es importante destacar que el abastecimiento de agua potable no depende solamente de qué fuente esté disponible, sino también de la cantidad y calidad del agua.

Las aguas superficiales incluyen ríos, lagos y acuíferos superficiales que no estén confinados. Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y que están visibles; son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y su contaminación puede ser

removida con relativa facilidad. Generalmente las fuentes superficiales tienen 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. Normalmente las aguas superficiales están libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor, similar al de los huevos podridos.

Las aguas superficiales pueden sanearse cuando son contaminadas. Por otra parte, las aguas superficiales son variables en cantidad y se contaminan fácilmente por descargas de aguas residuales; su alta actividad biológica puede producir sabor y olor aún cuando el agua haya sido tratada. Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento adicional; generalmente tienen mucha materia orgánica que forma trihalometanos (conocidos cancerígenos) cuando se usa cloro para la desinfección.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es más uniforme. El color natural y la materia orgánica son más bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de allí que el tratamiento para remoción de color no lo requieren; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de aguas subterráneas. Es menos probable que las aguas subterráneas tengan sabor y olor, contaminación producida por actividad biológica. Las aguas subterráneas no son corrosivas porque el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas, reduce la posibilidad de que entre en juego la media reacción química necesaria a la corrosión.

Las desventajas del agua subterránea incluyen la comparativa inaccesibilidad de estas fuentes; las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente de bajo oxígeno y estas son las condiciones típicas encontradas en las aguas subterráneas. Las características reductoras de estas aguas, solubilizan al hierro y manganeso, los cuales al entrar en contacto con el oxígeno durante el consumo del agua, forman precipitados que tienden a manchar la superficie de los muebles sanitarios.

Una vez que los acuíferos se contaminan, no existe un método conocido que los pueda limpiar. Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza tan alta que deben ser ablandadas para minimizar la formación de

incrustaciones en las tuberías. Las ventajas y desventajas de las fuentes de agua potable subterráneas y superficiales se resumen en el Cuadro 2.2.

Cuadro 2.1 Principales diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas.

CARACTERISTICA	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
Turbiedad, matenas en suspensión	Variables, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc.	Bajas o nulas
Hierro y manganeso	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación	Generalmente presentes.
Gas carbónico agresivo	Generalmente ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente sólo en aguas contaminadas	Presencia frecuente sin ser índice de contaminación
Sulfuro de Hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Sílice	Contenido moderado	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en general	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus, plancton	Ferrobacterias
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a la saturación	Normalmente ausente o muy bajo

## 2.2 CAPTACION

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento. Dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud. Algunos ejemplos de obras de captación se esquematizan en la Fig. 2.4. El diseño de la obra de captación debe ser tal que se prevean las posibilidades de contaminación del agua, para evitarlas.

Es necesario desglosar al término general de "obras de captación" en el dispositivo de captación propiamente dicho y las estructuras complementarias que hacen posible su buen

funcionamiento. Un dique toma, por ejemplo, es una estructura complementaria, ya que su función es represar las aguas de un río, a fin de asegurar una carga hidráulica suficiente para la entrada de una cantidad predeterminada de agua en el sistema, a través del dispositivo de captación. Dicho dispositivo puede consistir en un simple tubo, la pichancha de una bomba, un tanque, un canal, una galería filtrante, etc., y representa aquella parte vital de las obras de toma, que asegura bajo cualquier condición de régimen, la captación de las aguas en la cantidad y calidad previstas. Mientras los requisitos primordiales del dique son la estabilidad y durabilidad, el mérito principal de los dispositivos de captación radica en su buen funcionamiento hidráulico.

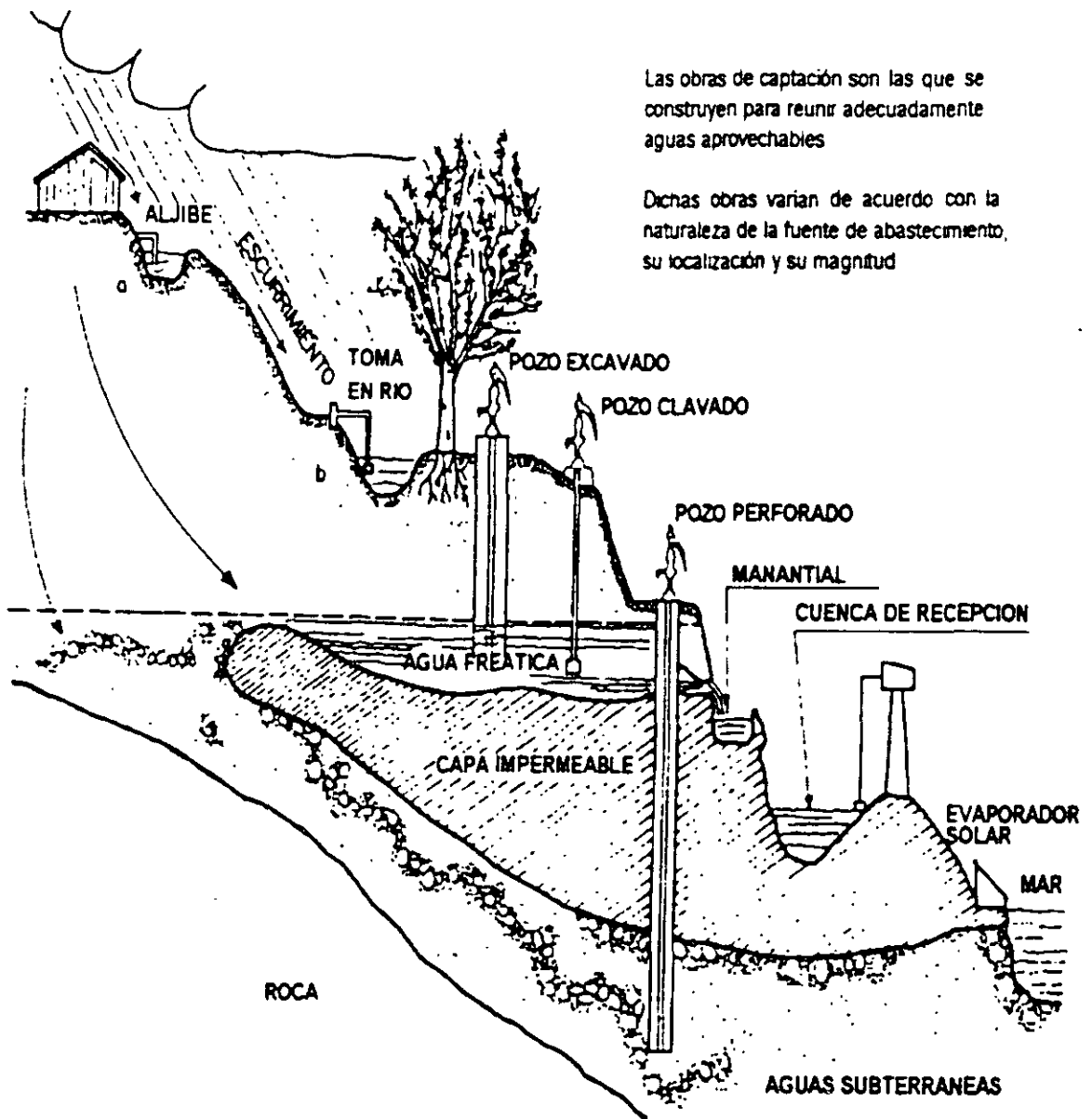


Figura 2.4. Obras de captación.

## 2.3 CONDUCCION

Se denomina "línea de conducción" a la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta un punto que puede ser un tanque de regularización, a un cárcamo para una segunda conducción, o a una planta potabilizadora.

Fue precisamente la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, lo que dió lugar a los acueductos de tipo romano. La imposibilidad, en aquellos tiempos lejanos, de conducir el agua a presión, obligó a realizar obras de ingeniería, verdaderas obras de arte, para conducir el agua por gravedad con pendientes hidráulicas muy pequeñas, en forma de canal cerrado o abierto. El suministro de agua para la antigua Roma llegaba a la ciudad por diferentes acueductos, ya en el año 100 de nuestra era. Hace más de 1800 años, los romanos tenían más de 430 kilómetros de sistemas de conducción de agua que abastecían a toda la ciudad.

Estos acueductos conducían el agua a través de túneles en las montañas y estaban soportados por enormes arcos de piedra en los valles. Uno de los últimos acueductos romanos, construido alrededor del año 700 tiene cerca de 100 metros de altura. Los romanos también construían acueductos en los países que conquistaban. Uno de ellos, construido en Segovia, España, el año 109 de nuestra era, todavía suministra agua a buena parte de la ciudad.

En México son clásicos tres ejemplos de obras de conducción de gran magnitud recientes: el acueducto para la conducción de las aguas del Sistema Lerma (60.117 km); el acueducto "Linares-Monterrey" y las obras del Sistema Cutzamala. La etapa del acueducto "Linares-Monterrey" que empezó a funcionar en 1984, está compuesta por una línea de conducción de tubería de 2.10 m de diámetro y 135 km de longitud, más una conexión a la Presa de la Boca de 5 km, 113 km de esta conducción son de tubería de concreto; incluidas

una serie de estructuras especiales de cruce con los ríos, arroyos y vías de comunicación, se instalaron 25 km de tubería de acero.

Por su parte, el Sistema Cutzamala, cuyo caudal es conducido hasta el área metropolitana de la Ciudad de México, cuenta con 6 plantas de bombeo, 2 acueductos paralelos de 100 km cada uno, 2 túneles con longitud de 19 km. y un canal cubierto de 7.5 km de longitud.

## 2.4 TRATAMIENTO

El término "tratamiento", se refiere a todos aquellos procesos que de una u otra manera sean capaces de alterar favorablemente las condiciones de un agua. El tratamiento no está, en general, constituido por un sólo proceso, sino que será necesario, de acuerdo con las características propias del agua cruda, integrar un "tren de procesos" esto es, una serie de procesos capaz de proporcionar al agua las distintas características de calidad que sea necesario para hacerla apta para su utilización. Cuando el tratamiento que se le da al agua es con el fin de hacerla apta para la bebida, se le llama "potabilización" a este tratamiento y "planta potabilizadora" a la obra de ingeniería civil en la que se construyen las unidades necesarias para producir el agua potable.

Son tres los objetivos principales de una planta potabilizadora, proporcionar agua:

1. Segura para consumo humano
- 2 Estéticamente aceptable y
3. Económica.

En grado significativo, cuanto más sea protegida la fuente, será menor el tratamiento requerido; así, dicha protección juega un papel primordial en la consecución de los objetivos anteriores.



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 la Figura 2.5 se presenta un diagrama de flujo de planta de tratamiento convencional para agua potable que incluye la siguiente secuencia de pasos o "tren de procesos": mezclado, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

Básicamente, la idea del tratamiento es coagular las partículas suspendidas que causan turbiedad, sabor, olor y color para que puedan ser removidas por sedimentación y filtración (ver Figura 2.5).

En el mezclado rápido, un coagulante tal como el sulfato de aluminio se agrega al agua cruda y se mezcla vigorosamente por un corto lapso. El coagulante envuelve las partículas coloidales, las cuales aumentan de tamaño cuando entran en contacto por efecto del turbulento mezclado; a estas partículas coloidales unidas por fuerzas químicas se les denomina micro- flóculos, o núcleos de flóculo. Resulta esencial en esta etapa obtener una dispersión rápida y uniforme del coagulante para asegurar una reacción completa.

En el tanque de floculación, el agua que proviene del mezclado rápido se agita lentamente por un período prolongado propiciando que las partículas coaguladas submicroscópicas (micro-flóculos) se unan entre sí para constituir aglomerados plenamente visibles. Estas partículas llamadas flóculos son suficientemente pesadas para sedimentarse a una velocidad rápida o pueden ser removidas de la suspensión por filtración. A los fenómenos que se suceden en las etapas de mezclado rápido y floculación se les denomina "coagulación".

Del floculador, el agua se pasa a un Tanque de Sedimentación, donde se retiene por un tiempo de 2 a 4 horas. Aquí los grandes flóculos se sedimentan bajo la acción de la gravedad, para que, posteriormente sean recolectados como lodo y puedan ser tratados y dispuestos fuera del tanque. El efluente del tanque de

sedimentación se dirige entonces a la unidad de filtración.

La unidad de filtración comúnmente usada es denominada Filtro Rápido de Arena, el cual consiste en un estrato de arena cuidadosamente tamizada, de 60 a 76 centímetros de espesor que se coloca sobre una cama de grava graduada de 30 a 45 centímetros de espesor. Los intersticios del estrato de arena son frecuentemente más pequeños que las partículas de flóculos que tienen que ser removidas.

Cuando el filtro reduce su eficiencia por obstrucción de los intersticios se le efectúa un retrolavado, para su limpieza en un lapso de 2 a 3 minutos.

Durante la coagulación, sedimentación y filtración, prácticamente todos los sólidos suspendidos, la mayor parte del color y aproximadamente 98% de las bacterias son removidas. Por seguridad, el efluente debe ser desinfectado, usualmente por cloración. La desinfección es el paso final en el tratamiento del agua antes de ser almacenada y distribuida. La cloración es particularmente efectiva contra las bacterias patógenas pero su capacidad para destruir amibas y virus es cuestionable.

Pueden verse en el diagrama de la fig. 2.5 operaciones previas que dependen de la fuente de suministro; así para el agua de río se requiere eliminar sólidos arrastrados por la corriente, mediante sedimentación; para el agua de lagos es necesario remover sólidos arrastrados del fondo del lago por medio de cribado; y por último, para el agua subterránea es necesario en ocasiones eliminar gases disueltos, como el bióxido de carbono por medio de aeración.

El diseño de una planta potabilizadora requiere de un análisis minucioso de la calidad de las aguas y de los procesos, lo cual constituye por sí mismo un curso que escapa a los alcances de estos apuntes.

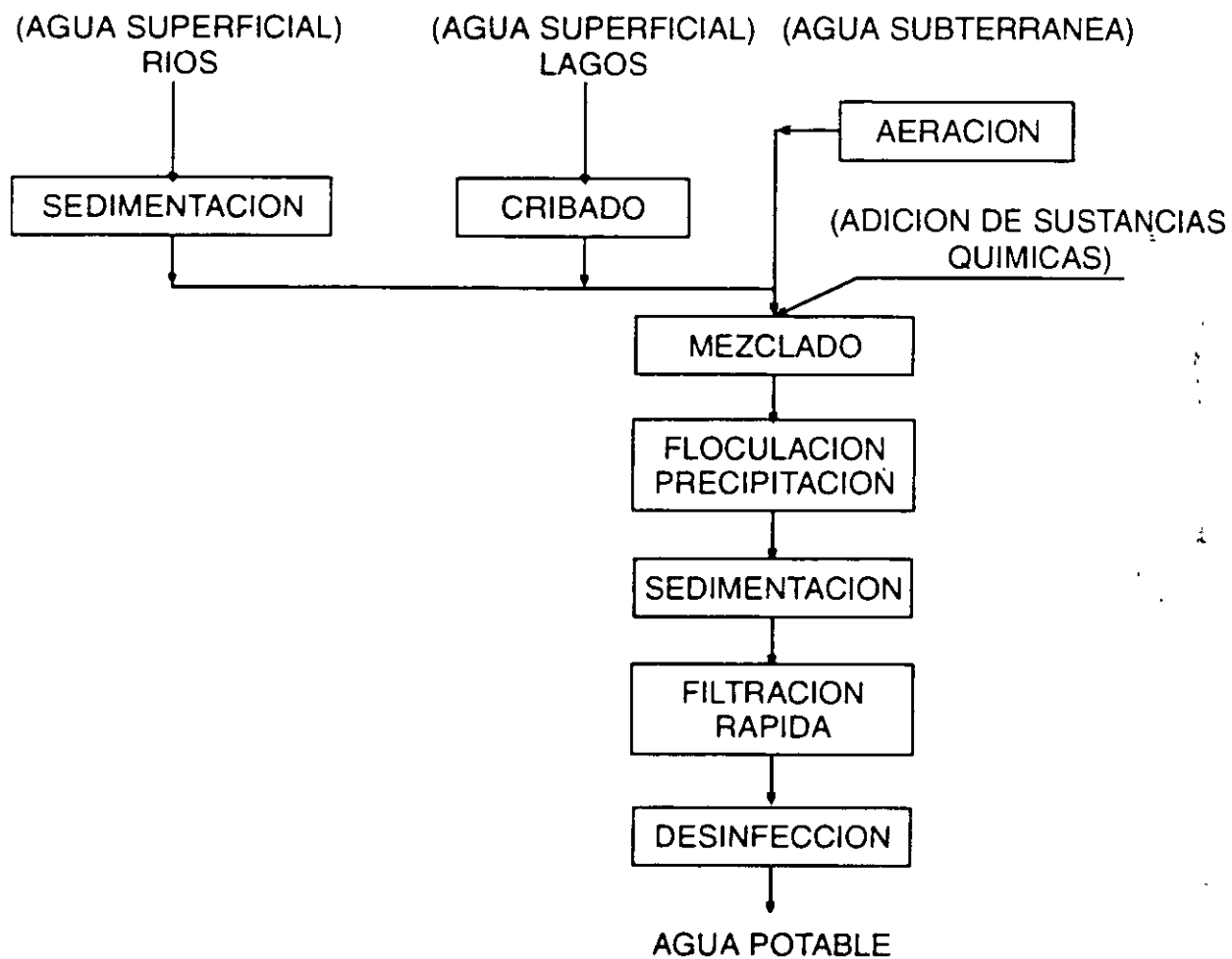


Figura 2.5. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento convencional para agua potable.

## 2.5 ALMACENAMIENTO Y REGULARIZACION

Probablemente, la génesis de los sistemas primitivos de abastecimiento de agua fue la necesidad de almacenarla para contar con un abastecimiento disponible cuando fuera necesario. El almacenamiento es un elemento esencial de cualquier sistema de agua y está adquiriendo mayor importancia al continuar el desarrollo, la ampliación de las zonas de servicio y otros usos que aumentan la demanda de agua.

El término "almacenamiento para distribución", se ha de entender que incluye el almacenamiento de agua en el punto de tratamiento, lista para distribución; no así el embalse de aguas para propósito de abastecimiento o de utilización a largo plazo. Este último es propiamente un elemento de las obras de captación.

La función principal del almacenamiento para distribución es hacer posible que la planta de tratamiento de agua siga trabajando durante el tiempo en el que, en otra forma, los elementos se encontrarían ociosos, y almacenar el agua anticipadamente a su necesidad real, en uno o más lugares de la zona de servicio, cercanos a su consumidor final. Las principales ventajas del almacenamiento para distribución son.

1. Se logra casi igualar las demandas sobre la fuente de abastecimiento, los medios de producción y la línea de conducción y distribución, no necesitando ser tan grandes los tamaños o capacidades de estos elementos de la planta.
2. Se mejoran los gastos y presiones del sistema y se estabilizan mejor para servir a los consumidores en toda la zona de servicios.
3. Se dispone de abastecimiento de reserva en el sistema de distribución para el caso de contingencias tales como la lucha contra incendios y las fallas de la corriente eléctrica.

Por otra parte, la regularización tiene por objeto transformar el régimen de alimentación de agua proveniente de la fuente que generalmente es constante en régimen de demanda que es variable en todos los casos, ya que la población consume agua en forma variada, incrementándose su consumo por la mañana y por la noche, descendiendo en el mediodía y en la madrugada (Figura 2.6).

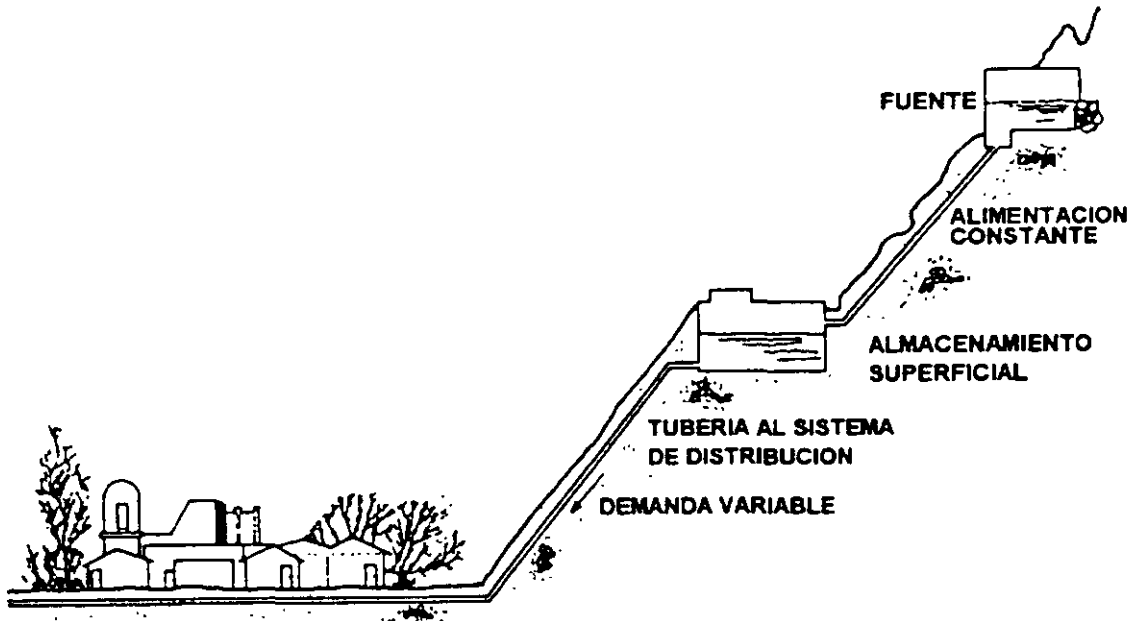
## 2.6 DISTRIBUCION

Después de la regularización, el sistema de distribución debe entregar el agua a los propios consumidores. Es obvia la importancia del sistema de distribución, si se toma en cuenta que más de la mitad de la inversión total en un sistema de abastecimiento de agua corresponde a la distribución del agua potabilizada.

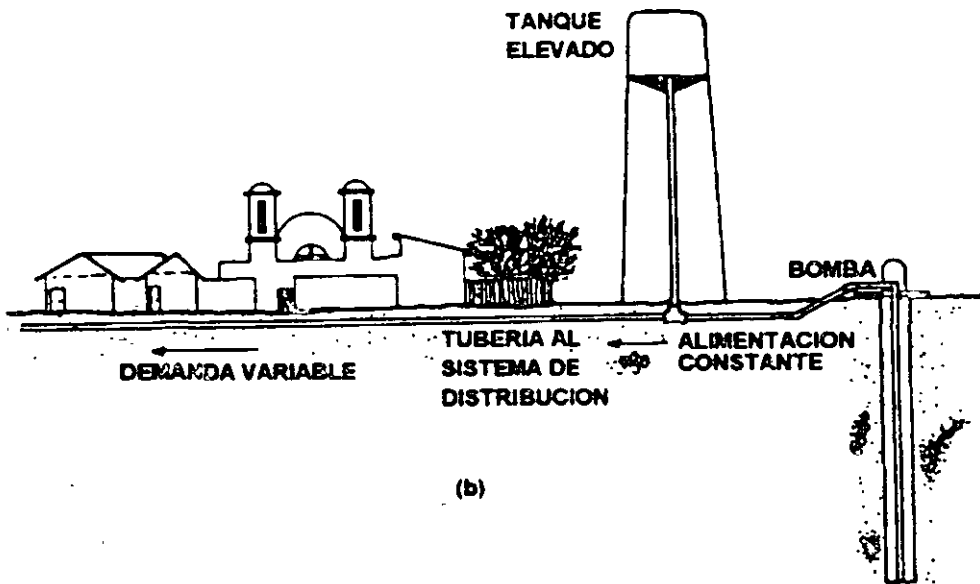
Para ser adecuado, un sistema de distribución debe poder proporcionar un amplio suministro de agua potable, cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio. El sistema debe mantener presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual que ha de proporcionar el abastecimiento necesario para la protección contra incendio.

A veces se requieren bombeos auxiliares para poder servir a las zonas más elevadas o a los consumidores más remotos. El sistema de distribución incluye bombas, tuberías, válvulas de regulación, tomas domiciliarias, líneas principales y medidores.

Si se trata de proporcionar un buen servicio, cualquier sistema público de agua debe contar con medios adecuados de distribución. Sin embargo, no son suficientes tales medios en forma aislada; la persona o personas responsables de la distribución deben estar familiarizados con los medios y métodos para su diseño, construcción y mantenimiento, temas que serán tratados en los próximos capítulos.



(a)

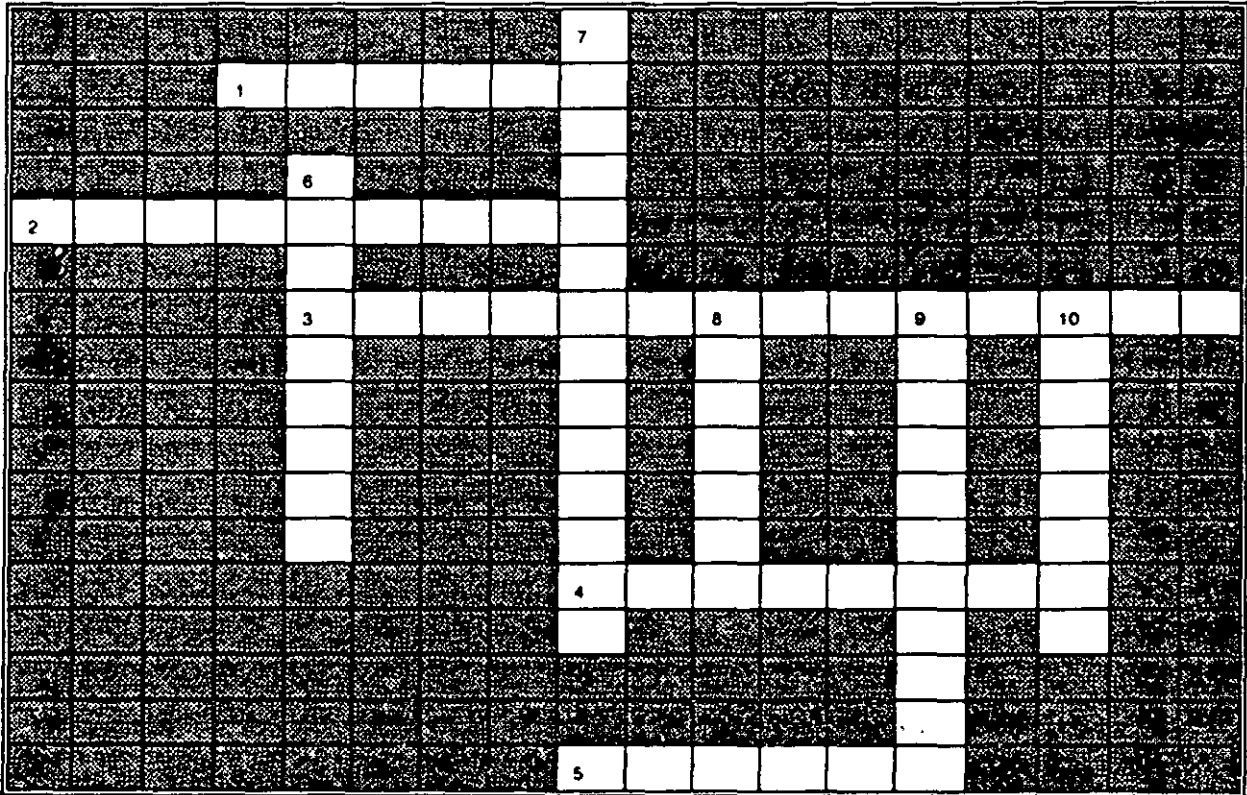


(b)

Figura 2.6. a) Depósito Superficial, b) Depósito elevado.

## Problemas

2.1 Resuelva el crucigrama que se muestra a continuación.



**HORizontales**

**Verticales**

- |  |  |
|--|--|
| <p>1 Su contenido es moderado en aguas superficiales y normalmente elevado en aguas subterráneas.</p> <p>2 Junto con el hierro está generalmente presente en las aguas subterráneas y ausente en las aguas superficiales, lo cual constituye una ventaja de estas aguas.</p> <p>3 Se forman cuando se usa cloro para la desinfección en aguas con alta materia orgánica, son cancerígenas.</p> <p>4 En las aguas superficiales está presente si está contaminadas. En las aguas subterráneas está presente sin ser índice de contaminación.</p> <p>5 Es alta en las aguas subterráneas y baja en las aguas superficiales, lo cual es una ventaja de estas últimas al no formar incrustaciones.</p> | <p>6 Junto con virus y plancion son organismos presentes en las aguas superficiales.</p> <p>7. Microorganismos que pueden estar presentes en las aguas subterráneas.</p> <p>8 En las aguas superficiales está próximo a la saturación debido a la aereación natural, mientras que en las aguas subterráneas está normalmente ausente.</p> <p>9 En las aguas superficiales es variable según las estaciones. En las aguas subterráneas es relativamente constante.</p> <p>10 Producen el síndrome del niño azul o metahemoglobinemia.</p> |
|--|--|

2.2 Investigue acerca de la historia de las obras de abastecimiento de agua potable en México. Se sugiere dividir la investigación en los siguientes periodos:

- a. Epoca prehispánica (antes de 1521)
- b. Epoca colonial (1521-1821)
- c. Epoca independiente. Primer periodo (1521-1866)
- c. Epoca independiente. Segundo periodo (1868-1911)
- d. Epoca revolucionaria

## DESCRIPCION GENERAL DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

### Generalidades

Se considera agua potable o agua apta para consumo humano, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Se considera que no causa efectos nocivos a la salud cuando se encuentra libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumpla además con los requisitos que se señalan en el Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios y en la Norma Oficial Mexicana correspondiente. Las descargas de excreta de enfermos o portadores contienen los agentes biológicos que son responsables de que la enfermedad se extienda por medio del agua; el portador puede no darse cuenta de que está infectado. Por estas razones es muy importante tomar precauciones con el agua desde que se extrae del medio natural, hasta que se le descarga de nueva cuenta ya usada en el ambiente. La Figura 2.1 muestra la configuración de un sistema hidráulico urbano, que tiene por objeto evitar la propagación de enfermedades infecciosas mediante el adecuado tratamiento y disposición de los desechos humanos y con la potabilización de los suministros de agua

En la Figura 2.1 se observa que las partes de que consta un sistema hidráulico urbano son las siguientes: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, conducción, regularización, distribución, recolección, conducción, tratamiento del agua residual y disposición. El sistema de abastecimiento de agua potable es un subsistema del sistema

hidráulico urbano y está integrado por los siguientes elementos (Figura 2.2): fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, regularización y distribución. A continuación se describe la función de cada uno de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable.

### 2.1 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

El origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el Ciclo Hidrológico, o sea, los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios (Fig. 2.3). Tomando como punto de partida la evaporación del agua en la superficie del océano, el agua en estado gaseoso circula con la atmósfera presentando desplazamientos vertical y horizontal. En la atmósfera se condensa y se precipita nuevamente a la superficie: tres cuartas partes al mismo océano y un poco menos de la cuarta parte a la superficie continental. En el océano y en el continente inicia nuevamente el paso de evaporación y en la superficie continental llena lagos, se infiltra en el terreno y circula dentro de él para aflorar en áreas de menor elevación o hasta volver subterráneamente al mar, se retiene en la vegetación y finalmente escurre superficialmente y forma cauces desembocando en lagos o vasos de almacenamiento artificiales para su regulación a fin de usarla, o controlar los caudales de escurrimiento para su uso; de la superficie del terreno se produce la evaporación de agua que transporta la atmósfera junto con la que transpiran los organismos animales y vegetales y el resto vuelve al mar.

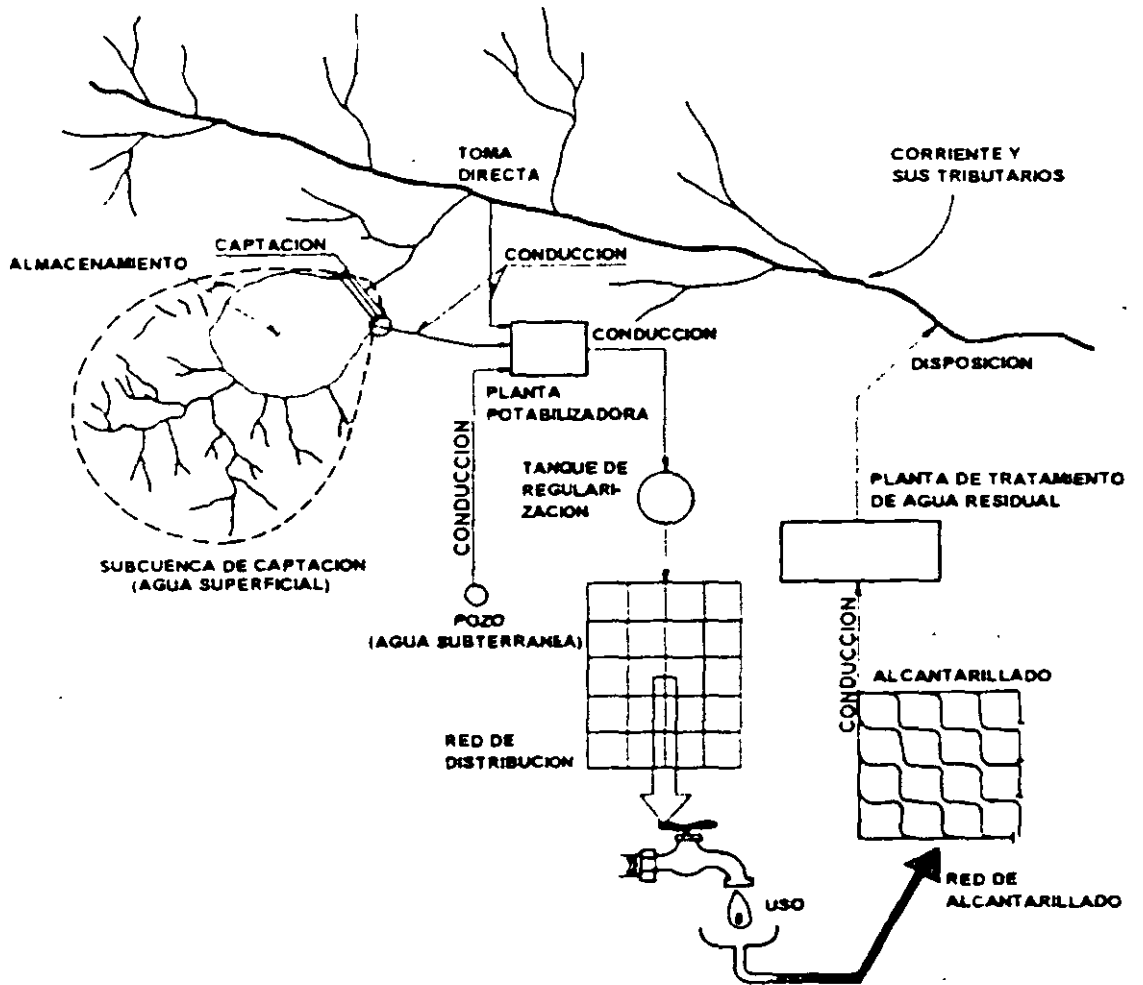


Figura 2 1 Configuración general de un sistema hidráulico urbano.

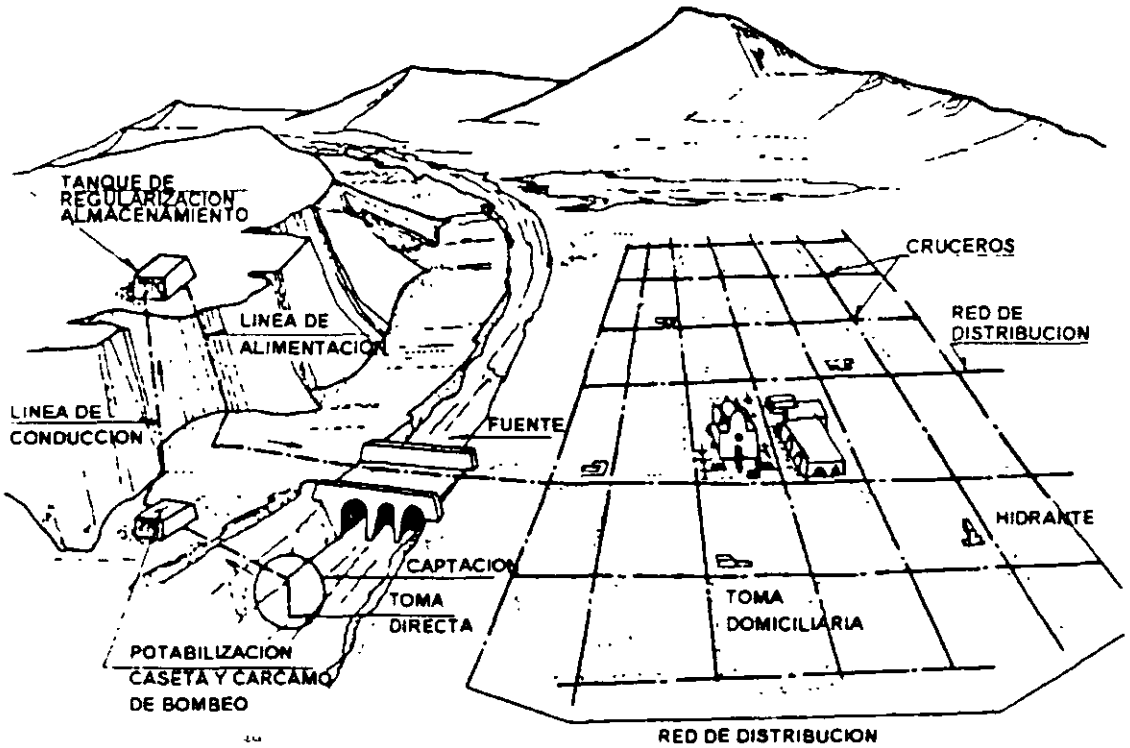


Figura 2.2. Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable.



Figura 2.3. Ciclo hidrológico



Así, gracias al ciclo hidrológico, se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento.

- a) Agua superficial;
- b) Agua subterránea,
- c) Agua atmosférica y
- d) Agua salada

Se recurre a las aguas atmosféricas y a las saladas muy raras veces y solamente cuando no existe otra posibilidad ya sea por escasas o de muy mala calidad las aguas subterráneas y superficiales, o también en ocasiones por factores económicos. En el caso de las aguas atmosféricas, tienen el inconveniente de que se requiere de obras civiles importantes para recolectarlas y almacenarlas en las cantidades requeridas, por lo que sólo podrán emplearse en poblaciones muy pequeñas. Para las aguas saladas, la Ingeniería Sanitaria ha desarrollado nuevas tecnologías que permiten desalarla para ser utilizada como fuente de abastecimiento de agua potable, pero por su alto costo de inversión operación y mantenimiento, tales tecnologías resultan prohibitivas en nuestro medio y sólo se aplican en casos excepcionales.

Por lo tanto, hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable las aguas superficiales y las aguas subterráneas. Cada una de ellas tienen diferentes características que pueden verse en el Cuadro 2.1. Es importante destacar que el abastecimiento de agua potable no depende solamente de que fuente esté disponible, sino también de la cantidad y calidad del agua.

Las aguas superficiales incluyen ríos, lagos y acuíferos superficiales que no estén confinados. Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y que están visibles; son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y su contaminación puede ser

removida con relativa facilidad. Generalmente las fuentes superficiales tienen 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. Normalmente las aguas superficiales están libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor, similar al de los huevos podridos.

Las aguas superficiales pueden sanearse cuando son contaminadas. Por otra parte, las aguas superficiales son variables en cantidad y se contaminan fácilmente por descargas de aguas residuales; su alta actividad biológica puede producir sabor y olor aún cuando el agua haya sido tratada. Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento adicional; generalmente tienen mucha materia orgánica que forma trihalometanos (conocidos cancerígenos) cuando se usa cloro para la desinfección.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es más uniforme. El color natural y la materia orgánica son más bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de allí que el tratamiento para remoción de color no lo requieren; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de aguas subterráneas. Es menos probable que las aguas subterráneas tengan sabor y olor, contaminación producida por actividad biológica. Las aguas subterráneas no son corrosivas porque el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas, reduce la posibilidad de que entre en juego la media reacción química necesaria a la corrosión.

Las desventajas del agua subterránea incluyen la comparativa inaccesibilidad de estas fuentes; las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente de bajo oxígeno y estas son las condiciones típicas encontradas en las aguas subterráneas. Las características reductoras de estas aguas, solubilizan al hierro y manganeso, los cuales al entrar en contacto con el oxígeno durante el consumo del agua, forman precipitados que tienden a manchar la superficie de los muebles sanitarios.

Una vez que los acuíferos se contaminan, no existe un método conocido que los pueda limpiar. Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza tan alta que deben ser ablandadas para minimizar la formación de

incrustaciones en las tuberías. Las ventajas y desventajas de las fuentes de agua potable subterráneas y superficiales se resumen en el Cuadro 2.2.

Cuadro 2.1 Principales diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas.

CARACTERISTICA	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
Turbiedad, materias en suspensión	Variables, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc	Bajas o nulas
Hierro y manganeso	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación	Generalmente presentes
Gas carbónico agresivo	Generalmente ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente sólo en aguas contaminadas	Presencia frecuente sin ser indice de contaminación
Sulfuro de Hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Silice	Contenido moderado	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en general	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus, plancton	Ferrobacterias
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a la saturación	Normalmente ausente o muy bajo

## 2.2 CAPTACION

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento. Dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud. Algunos ejemplos de obras de captación se esquematizan en la Fig. 2.4 El diseño de la obra de captación debe ser tal que se prevean las posibilidades de contaminación del agua, para evitarlas.

Es necesario desglosar al término general de "obras de captación" en el dispositivo de captación propiamente dicho y las estructuras complementarias que hacen posible su buen

funcionamiento. Un dique toma, por ejemplo, es una estructura complementaria, ya que su función es represar las aguas de un río, a fin de asegurar una carga hidráulica suficiente para la entrada de una cantidad predeterminada de agua en el sistema, a través del dispositivo de captación. Dicho dispositivo puede consistir en un simple tubo, la pichancha de una bomba, un tanque, un canal, una galería filtrante, etc., y representa aquella parte vital de las obras de toma, que asegura bajo cualquier condición de régimen, la captación de las aguas en la cantidad y calidad previstas. Mientras los requisitos primordiales del dique son la estabilidad y durabilidad, el mérito principal de los dispositivos de captación radica en su buen funcionamiento hidráulico.

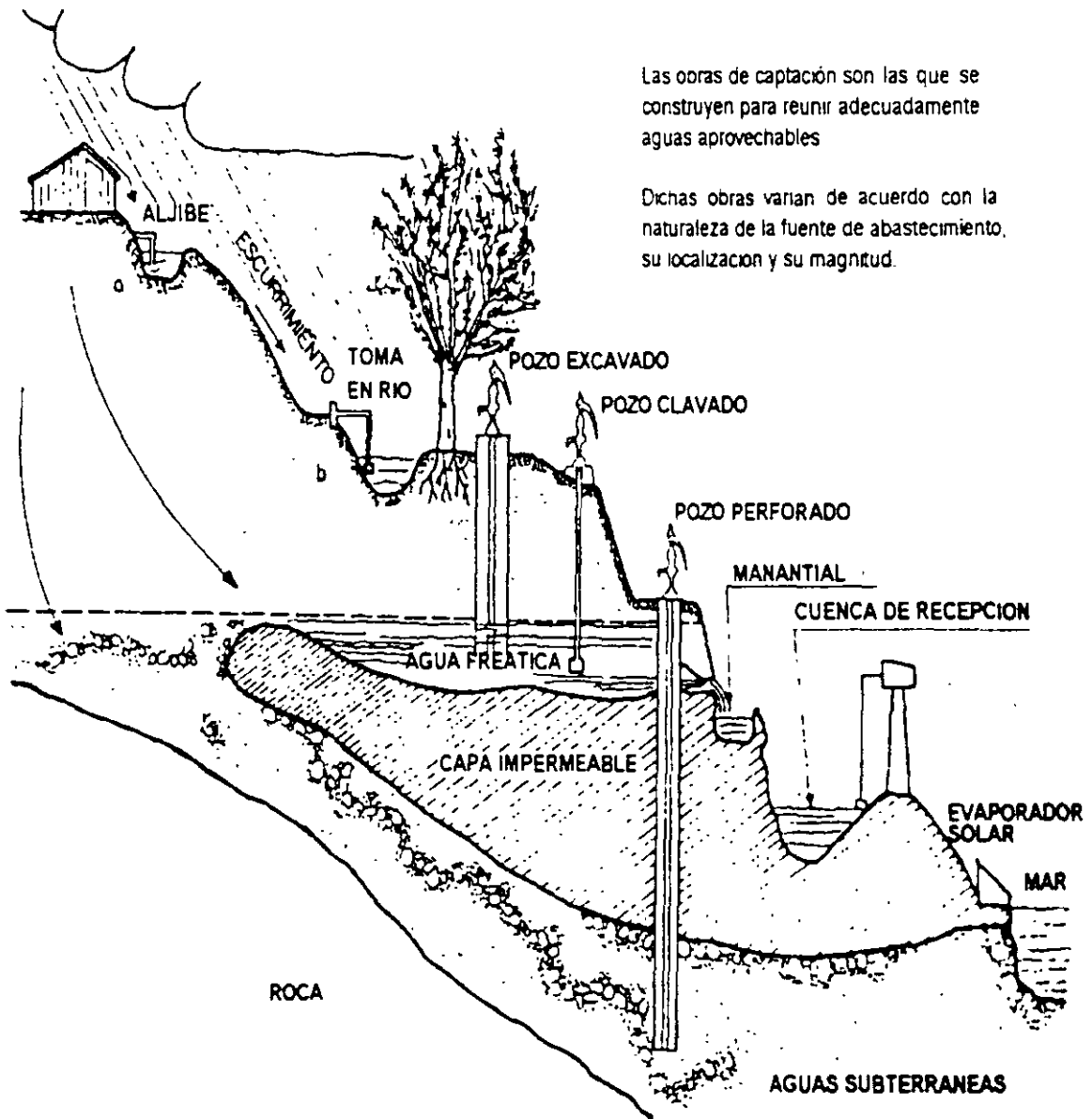


Figura 2.4. Obras de captación.

### 2.3 CONDUCCION

Se denomina "línea de conducción" a la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta un punto que puede ser un tanque de regularización, a un cárcamo para una segunda conducción, o a una planta potabilizadora.

Fue precisamente la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, lo que dió lugar a los acueductos de tipo romano. La imposibilidad, en aquellos tiempos lejanos, de conducir el agua a presión, obligó a realizar obras de ingeniería, verdaderas obras de arte, para conducir el agua por gravedad con pendientes hidráulicas muy pequeñas, en forma de canal cerrado o abierto. El suministro de agua para la antigua Roma llegaba a la ciudad por diferentes acueductos, ya en el año 100 de nuestra era. Hace más de 1800 años, los romanos tenían más de 430 kilómetros de sistemas de conducción de agua que abastecían a toda la ciudad.

Estos acueductos conducían el agua a través de túneles en las montañas y estaban soportados por enormes arcos de piedra en los valles. Uno de los últimos acueductos romanos, construido alrededor del año 700 tiene cerca de 100 metros de altura. Los romanos también construían acueductos en los países que conquistaban. Uno de ellos, construido en Segovia, España, el año 109 de nuestra era, todavía suministra agua a buena parte de la ciudad.

En México son clásicos tres ejemplos de obras de conducción de gran magnitud recientes: el acueducto para la conducción de las aguas del Sistema Lerma (60.117 km); el acueducto "Linares-Monterrey" y las obras del Sistema Cutzamala. La etapa del acueducto "Linares-Monterrey" que empezó a funcionar en 1984, está compuesta por una línea de conducción de tubería de 2.10 m de diámetro y 135 km de longitud, más una conexión a la Presa de la Boca de .5 km, 113 km de esta conducción son de tubería de concreto; incluidas

una serie de estructuras especiales de cruce con los ríos, arroyos y vías de comunicación, se instalaron 25 km de tubería de acero.

Por su parte, el Sistema Cutzamala, cuyo caudal es conducido hasta el área metropolitana de la Ciudad de México, cuenta con 6 plantas de bombeo, 2 acueductos paralelos de 100 km cada uno, 2 túneles con longitud de 19 km y un canal cubierto de 7.5 km de longitud.

### 2.4 TRATAMIENTO

El término "tratamiento", se refiere a todos aquellos procesos que de una u otra manera sean capaces de alterar favorablemente las condiciones de un agua. El tratamiento no está, en general, constituido por un sólo proceso, sino que será necesario, de acuerdo con las características propias del agua cruda, integrar un "tren de procesos" esto es, una serie de procesos capaz de proporcionar al agua las distintas características de calidad que sea necesario para hacerla apta para su utilización. Cuando el tratamiento que se le da al agua es con el fin de hacerla apta para la bebida, se le llama "potabilización" a este tratamiento y "planta potabilizadora" a la obra de ingeniería civil en la que se construyen las unidades necesarias para producir el agua potable

Son tres los objetivos principales de una planta potabilizadora; proporcionar agua:

1. Segura para consumo humano
2. Estéticamente aceptable y
3. Económica.

En grado significativo, cuanto más sea protegida la fuente, será menor el tratamiento requerido; así, dicha protección juega un papel primordial en la consecución de los objetivos anteriores.

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 la Figura 2.5 se presenta un diagrama de flujo de planta de tratamiento convencional para agua potable que incluye la siguiente secuencia de pasos o "tren de procesos": mezclado, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

Basicamente, la idea del tratamiento es coagular las partículas suspendidas que causan turbiedad, sabor, olor y color para que puedan ser removidas por sedimentación y filtración (ver Figura 2.5)

En el mezclado rápido, un coagulante tal como el sulfato de aluminio se agrega al agua cruda y se mezcla vigorosamente por un corto lapso. El coagulante envuelve las partículas coloidales, las cuales aumentan de tamaño cuando entran en contacto por efecto del turbulento mezclado, a estas partículas coloidales unidas por fuerzas químicas se les denomina micro- flóculos, o nucleos de flóculo. Resulta esencial en esta etapa obtener una dispersión rápida y uniforme del coagulante para asegurar una reacción completa.

En el tanque de floculación, el agua que proviene del mezclado rápido se agita lentamente por un periodo prolongado propiciando que las partículas coaguladas submicroscópicas (micro-flóculos) se unan entre sí para constituir aglomerados plenamente visibles. Estas partículas llamadas flóculos son suficientemente pesadas para sedimentarse a una velocidad rápida o pueden ser removidas de la suspensión por filtración. A los fenómenos que se suceden en las etapas de mezclado rápido y floculación se les denomina "coagulación".

Del floculador, el agua se pasa a un Tanque de Sedimentación, donde se retiene por un tiempo de 2 a 4 horas. Aquí los grandes flóculos se sedimentan bajo la acción de la gravedad, para que, posteriormente sean recolectados como lodo y puedan ser tratados y dispuestos fuera del tanque. El efluente del tanque de

sedimentación se dirige entonces a la unidad de filtración.

La unidad de filtración comúnmente usada es denominada Filtro Rápido de Arena, el cual consiste en un estrato de arena cuidadosamente tamizada, de 60 a 76 centímetros de espesor que se coloca sobre una cama de grava graduada de 30 a 45 centímetros de espesor. Los intersticios del estrato de arena son frecuentemente más pequeños que las partículas de flóculos que tienen que ser removidas.

Cuando el filtro reduce su eficiencia por obstrucción de los intersticios se le efectúa un retrolavado para su limpieza en un lapso de 2 a 3 minutos.

Durante la coagulación, sedimentación y filtración, prácticamente todos los sólidos suspendidos, la mayor parte del color y aproximadamente 98% de las bacterias son removidas. Por seguridad, el efluente debe ser desinfectado, usualmente por cloración. La desinfección es el paso final en el tratamiento del agua antes de ser almacenada y distribuida. La cloración es particularmente efectiva contra las bacterias patógenas pero su capacidad para destruir amibas y virus es cuestionable.

Pueden verse en el diagrama de la fig. 2.5 operaciones previas que dependen de la fuente de suministro; así para el agua de río se requiere eliminar sólidos arrastrados por la corriente, mediante sedimentación; para el agua de lagos es necesario remover sólidos arrastrados del fondo del lago por medio de cribado; y por último, para el agua subterránea es necesario en ocasiones eliminar gases disueltos, como el bióxido de carbono por medio de aeración.

El diseño de una planta potabilizadora requiere de un análisis minucioso de la calidad de las aguas y de los procesos, lo cual constituye por sí mismo un curso que escapa a los alcances de estos apuntes.

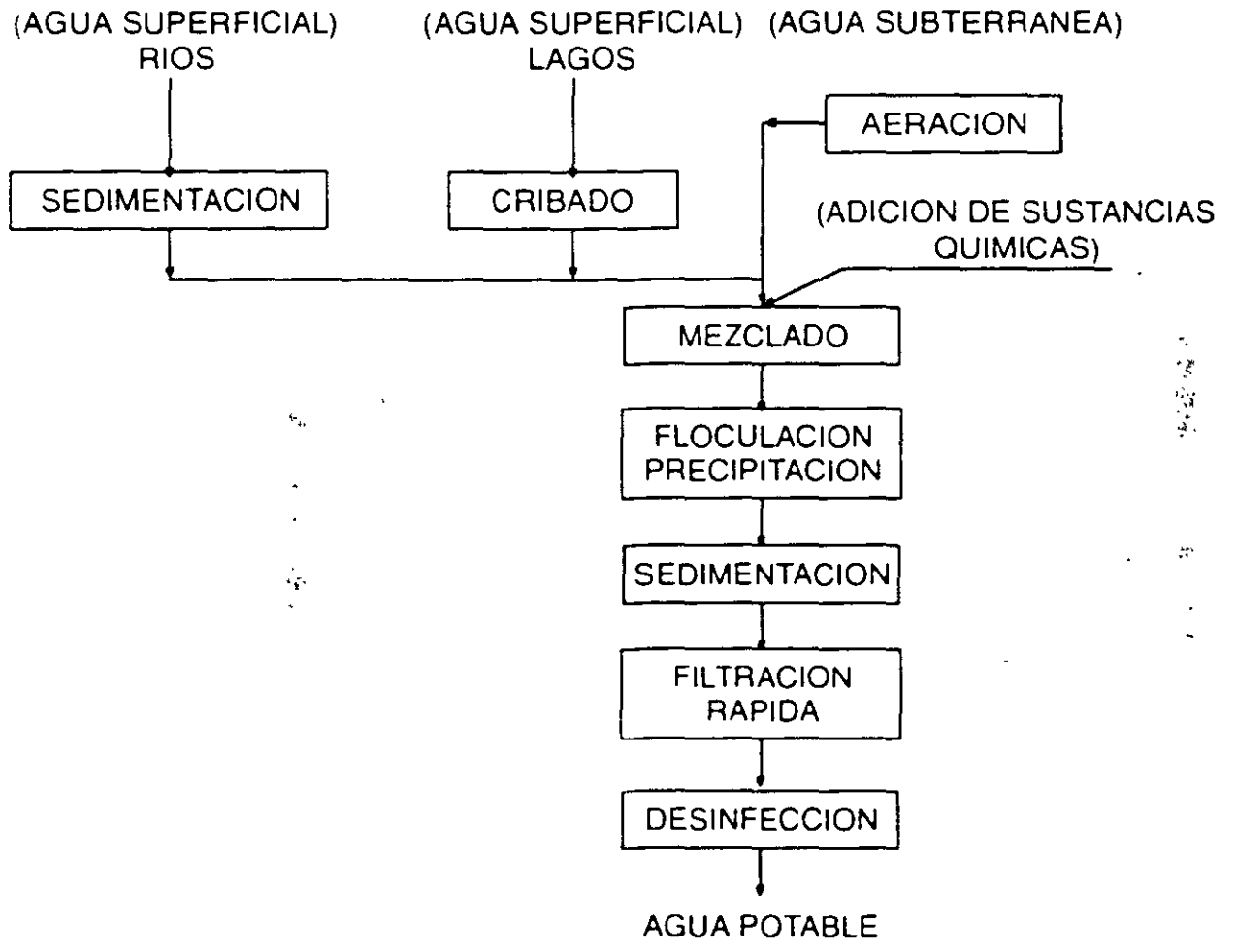


Figura 2.5. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento convencional para agua potable.

## 2.5 ALMACENAMIENTO Y REGULARIZACION

Probablemente, la génesis de los sistemas primitivos de abastecimiento de agua fue la necesidad de almacenarla para contar con un abastecimiento disponible cuando fuera necesario. El almacenamiento es un elemento esencial de cualquier sistema de agua y está adquiriendo mayor importancia al continuar el desarrollo, la ampliación de las zonas de servicio y otros usos que aumentan la demanda de agua.

El término "almacenamiento para distribución", se ha de entender que incluye el almacenamiento de agua en el punto de tratamiento, lista para distribución; no así el embalse de aguas para propósito de abastecimiento o de utilización a largo plazo. Este último es propiamente un elemento de las obras de captación.

La función principal del almacenamiento para distribución es hacer posible que la planta de tratamiento de agua siga trabajando durante el tiempo en el que, en otra forma, los elementos se encontrarían ociosos, y almacenar el agua anticipadamente a su necesidad real, en uno o más lugares de la zona de servicio, cercanos a su consumidor final. Las principales ventajas del almacenamiento para distribución son:

1. Se logra casi igualar las demandas sobre la fuente de abastecimiento, los medios de producción y la línea de conducción y distribución, no necesitando ser tan grandes los tamaños o capacidades de estos elementos de la planta.
2. Se mejoran los gastos y presiones del sistema y se estabilizan mejor para servir a los consumidores en toda la zona de servicios.
3. Se dispone de abastecimiento de reserva en el sistema de distribución para el caso de contingencias tales como la lucha contra incendios y las fallas de la corriente eléctrica.

Por otra parte, la regularización tiene por objeto transformar el régimen de alimentación de agua proveniente de la fuente que generalmente es constante en régimen de demanda que es variable en todos los casos, ya que la población consume agua en forma variada, incrementándose su consumo por la mañana y por la noche, descendiendo en el mediodía y en la madrugada (Figura 2.6)

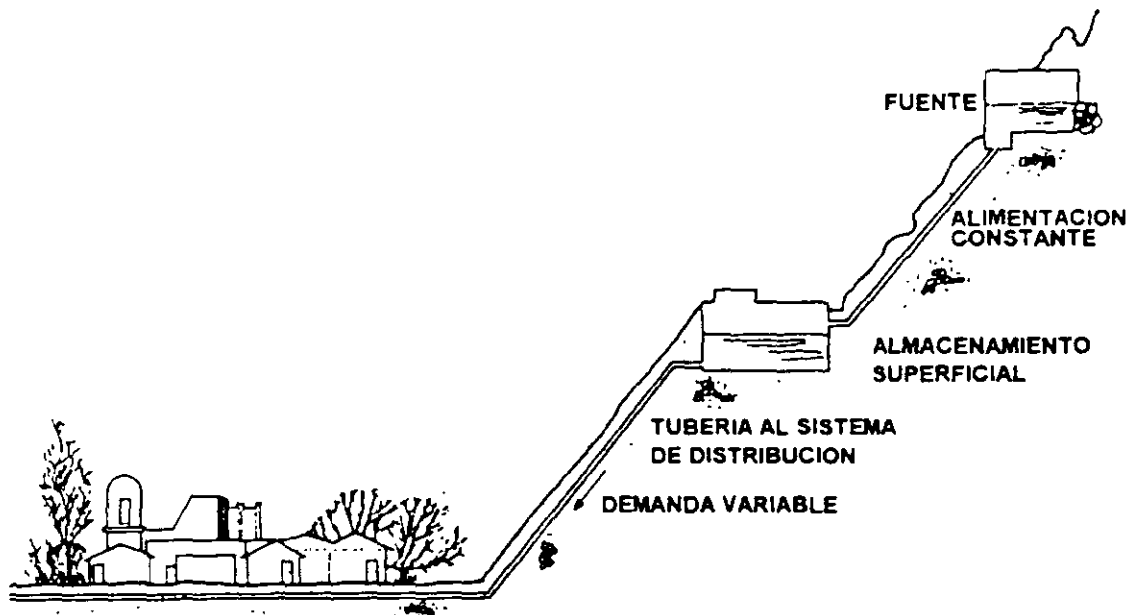
## 2.6 DISTRIBUCION

Después de la regularización, el sistema de distribución debe entregar el agua a los propios consumidores. Es obvia la importancia del sistema de distribución, si se toma en cuenta que más de la mitad de la inversión total en un sistema de abastecimiento de agua corresponde a la distribución del agua potabilizada.

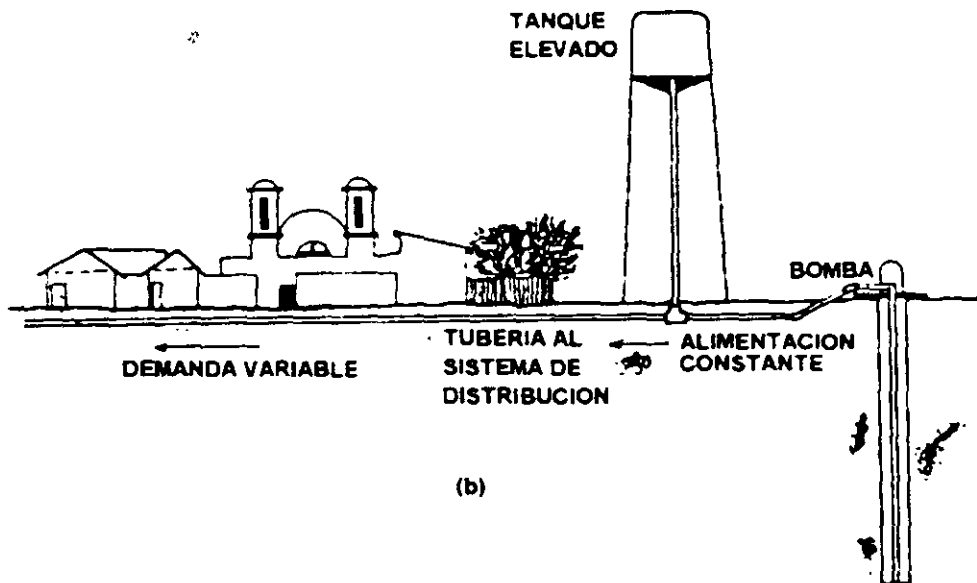
Para ser adecuado, un sistema de distribución debe poder proporcionar un amplio suministro de agua potable, cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio. El sistema debe mantener presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual que ha de proporcionar el abastecimiento necesario para la protección contra incendio.

A veces se requieren bombeos auxiliares para poder servir a las zonas más elevadas o a los consumidores más remotos. El sistema de distribución incluye bombas, tuberías, válvulas de regulación, tomas domiciliarias, líneas principales y medidores.

Si se trata de proporcionar un buen servicio, cualquier sistema público de agua debe contar con medios adecuados de distribución. Sin embargo, no son suficientes tales medios en forma aislada; la persona o personas responsables de la distribución deben estar familiarizados con los medios y métodos para su diseño, construcción y mantenimiento, temas que serán tratados en los próximos capítulos.



(a)



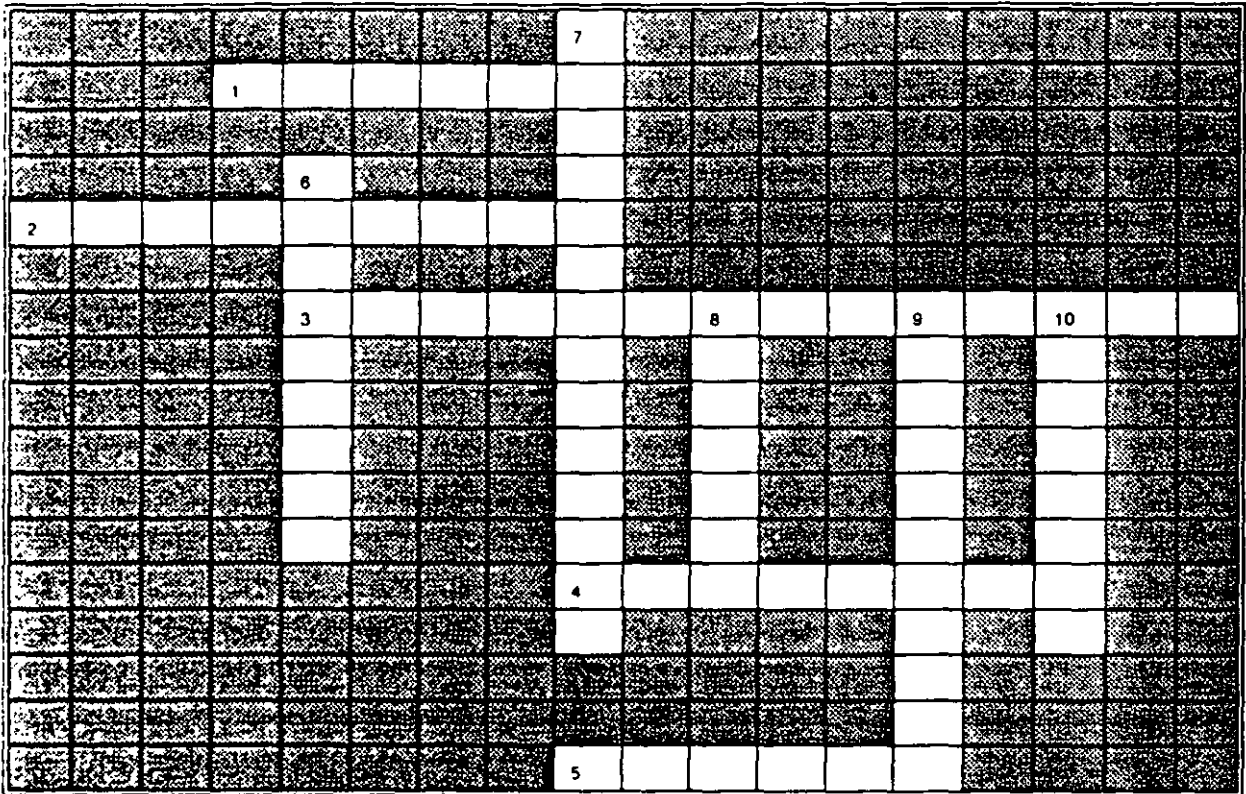
(b)

Figura 2.6. a) Depósito Superficial, b) Depósito elevado.



# Problemas

2.1 Resuelva el crucigrama que se muestra a continuación



**HORIZONTALES**

**VERTICALES**

- |   |   |
|---|---|
| <p>1 Su contenido es moderado en aguas superficiales y normalmente elevado en aguas subterráneas.</p> <p>2 Junto con el hierro esta generalmente presente en las aguas subterráneas y ausente en las aguas superficiales, lo cual constituye una ventaja de estas aguas.</p> <p>3 Se forman cuando se usa cloro para la desinfección en aguas con alta materia orgánica son cancerígenos.</p> <p>4 En las aguas superficiales esta presente si esta contaminadas. En las aguas subterráneas está presente sin ser indice de contaminación.</p> <p>5 Es alta en las aguas subterráneas y baja en las aguas superficiales, lo cual es una ventaja de estas ultimas al no formar incrustaciones.</p> | <p>6 Junto con virus y plancton son organismos presentes en las aguas superficiales.</p> <p>7 Microorganismos que pueden estar presentes en las aguas subterráneas.</p> <p>8 En las aguas superficiales está próximo a la saturación debido a la aereación natural, mientras que en las aguas subterráneas está normalmente ausente.</p> <p>9 En las aguas superficiales es variable según las estaciones. En las aguas subterráneas es relativamente constante.</p> <p>10 Producen el síndrome del niño azul o metahemoglobinemia.</p> |
|---|---|

2.2 Investigue acerca de la historia de las obras de abastecimiento de agua potable en México. Se sugiere dividir la investigación en los siguientes periodos:

- a Época prehispánica (antes de 1521)
- b Época colonial (1521-1821)
- c Época independiente. Primer periodo (1821-1868)
- c Época independiente. Segundo periodo (1868-1911)
- d Época revolucionaria

## 8.1 GENERALIDADES

Una vez que se dispone de agua potable en el tanque de regularización, debe ponerse a disposición de los habitantes, distribuyéndola por toda la población, por medio de la red de distribución. Un adecuado sistema de distribución debe ser capaz de proporcionar agua potable en cantidad adecuada y a la presión suficiente cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio.

Las redes de distribución se clasifican generalmente como sistemas en malla, sistemas ramificados y sistemas combinados (Figura 8.1). La configuración que se dé al sistema depende principalmente de la trayectoria de las calles, topografía, grado y tipo de desarrollo del área y localización de las obras de tratamiento y regularización.

### *Sistema ramificado.*

El tipo ramificado de red de distribución se muestra en la Figura 8.1 a. Como se observa, la estructura del sistema es similar a un árbol. La línea de alimentación o troncal es la principal fuente de suministro de agua, y de ésta se derivan todas las ramas.

Aunque estos sistemas son simples de diseñar y construir, no son favorecidos en la actualidad por las siguientes razones: 1) en los extremos finales de las ramas se pueden presentar crecimientos bacterianos y sedimentación debido a estancamiento; 2) es difícil que se mantenga una dosis de cloro residual en los extremos muertos de la tubería; 3) cuando tienen que

hacerse reparaciones a una línea individual en algún punto, deben quedar sin servicio las conexiones que se encuentran más allá del punto de reparación hasta que ésta sea efectuada; y 4) la presión en los puntos terminales de las ramas puede llegar a ser indeseablemente baja conforme se hacen ampliaciones a la red.

El sistema ramificado se tiene generalmente cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permitan tener circuitos, o bien, en comunidades con predios muy dispersos.

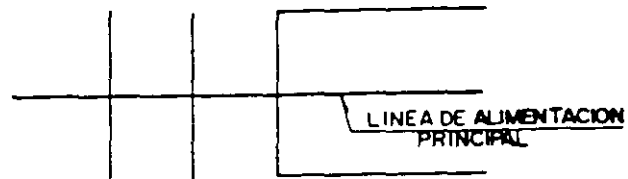
### *Sistema en malla*

El rasgo distintivo del sistema en malla, como el mostrado en la Figura 8.1 b, es que todas las tuberías están interconectadas y no hay terminales o extremos muertos. En estos sistemas, el agua puede alcanzar un punto dado desde varias direcciones, superando todas las dificultades del sistema ramificado, discutido previamente. La desventaja es que el diseño de estos sistemas es algo más complicado.

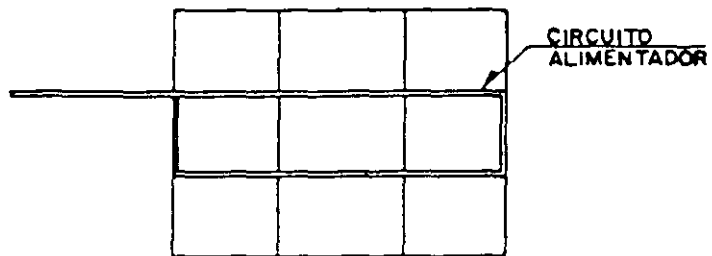
### *Sistema combinado*

De acuerdo con las características de la zona, en algunos casos se hacen ampliaciones a la red de distribución en malla con ramas abiertas, como se muestra en la Figura 8.1 c, resultando un sistema combinado.

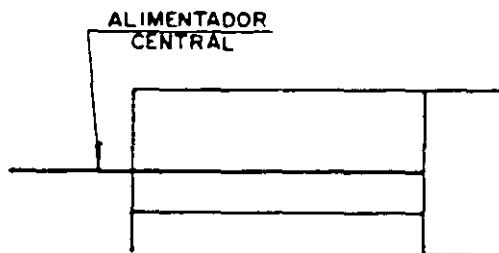
Este tipo de sistema, tiene la ventaja de permitir el uso de alimentadores en circuito que suministran agua a una área desde más de una dirección.



a) Sistema ramificado.



b) Sistema en malla.



c) Sistema combinado.

Figura 8.1. Configuraciones del sistema de distribución.

## 8.2 COMPONENTES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

### *Tuberías*

Un sistema de distribución está formado por una red de tuberías y a su vez ésta se compone de tuberías de alimentación, principales y secundarias; esta designación depende de la magnitud de su diámetro y de su posición relativa con respecto a las demás tuberías, como se explica a continuación:

- a) *Líneas de alimentación.* Cuando la red trabaja por gravedad, la línea de alimentación parte del tanque de regularización y termina en el lugar donde se hace la primera derivación. En esta línea fluye el total del gasto considerado, por lo tanto resulta la de diámetro mayor; esto sucede cuando se ha de proyectar un solo tanque de regularización. Cuando haya más de uno, habrá tantas líneas de alimentación como tanques se tengan, pero en todo caso, la suma de los gastos que fluye en estas líneas debe ser igual al gasto máximo horario. (Figura 8.2). Cuando el sistema es por bombeo directo a la red con excedencias al tanque, las líneas de alimentación se originan en las estaciones de bombeo y terminan en la primera inserción.
- b) *Tuberías primarias.* En el sistema de malla, son las tuberías que forman los circuitos, localizándose a distancias entre 400 y 600 m. En el sistema ramificado es la tubería troncal de donde se hacen las derivaciones. A estas líneas están conectadas las líneas secundarias o de relleno.
- c) *Tuberías secundarias o de relleno.* Una vez localizadas las tuberías de alimentación, a las tuberías restantes para cubrir el área de proyecto se les llama secundarias o de relleno.
- d) *Tomas domiciliarias.* Es la parte de la red gracias a la cual los habitantes de la población tienen agua en su propio predio.

Se recomienda al lector la consulta del documento titulado: "Especificaciones para la

selección de materiales e instalación de tomas domiciliarias para agua (diámetros de 13 a 19 mm)", elaborado por la Comisión Nacional del Agua.

En las tuberías de alimentación y en las primarias, el diámetro se determina en función del gasto máximo horario. El diámetro mínimo a utilizar es de 100 mm, excepto en colonias urbanas populares, donde se puede aceptar 75 mm, y en zonas rurales hasta 50 mm de diámetro. Las tuberías pueden ser de fibrocemento clase A-5, PVC y polietileno.

La red secundaria no se calcula hidráulicamente. Las tuberías secundarias o de relleno son de 75 ó 100 mm de diámetro mínimo. Sólo en localidades urbanas populares puede ser de 50 a 60 mm. Los materiales son los mismos que para las tuberías primarias.

Con el fin de reducir al máximo el costo por concepto de piezas especiales y válvulas de seccionamiento así como para facilitar la operación de la red, se buscará proyectar las tuberías secundarias a desnivel en los cruces interiores de los circuitos (red en dos planos) (Figura 8.4).

### *Válvulas.*

Los tipos de válvulas comúnmente usadas en la red de distribución son las de compuerta, de expulsión de aire y de retención. En general tres válvulas de compuerta se usan en las tuberías que concurren a cruces y dos válvulas en todas las té; sin embargo, para un proyecto en particular se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de estos accesorios. La principal función de estas válvulas es aislar subsecciones del sistema para reparaciones y mantenimiento. En los puntos bajos de la red para desagüe y en los sitios altos se colocan válvulas de expulsión de aire; las válvulas de retención se usan para limitar el flujo del agua hacia una dirección. En los cruces con válvulas debe construirse una caja adecuada para su operación, en función del diámetro, número de válvulas y su ubicación.

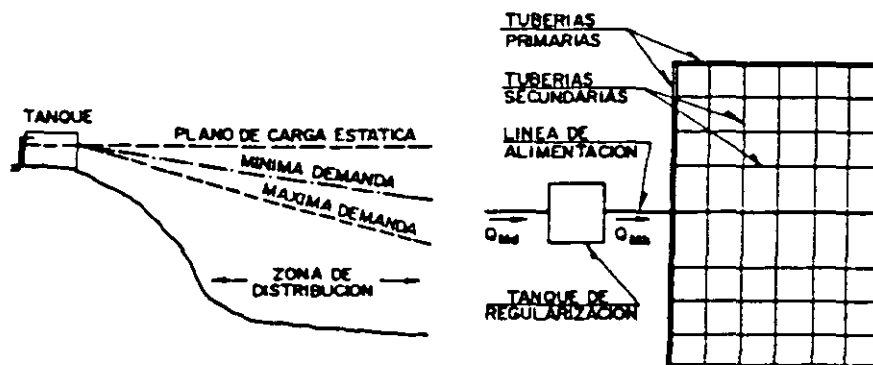


Figura 8.2. Sistema por gravedad

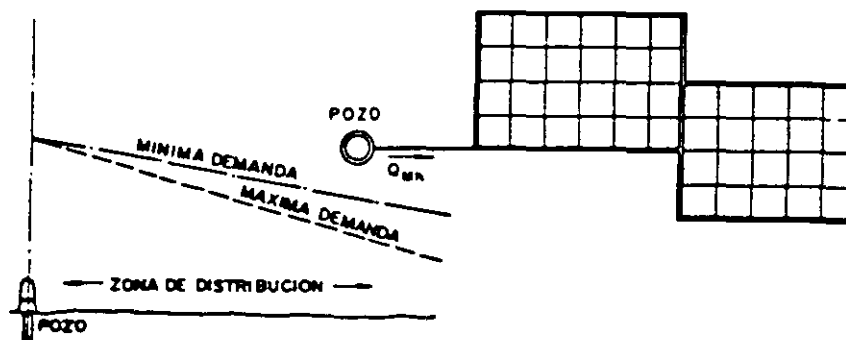


Figura 8.3. Sistema abastecido directamente por bombeo.

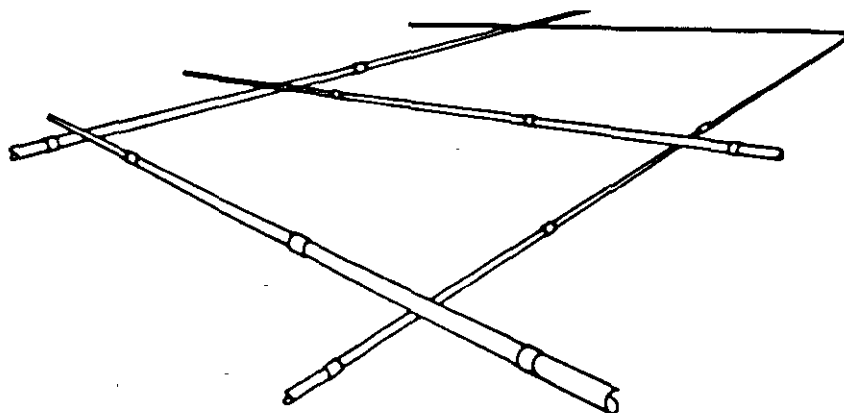


Figura 8.4. Tuberias secundarias a desnivel en los cruces interiores en un circuito.

### 8.3 PRESIONES REQUERIDAS Y VELOCIDAD DE FLUJO EN LA RED

El buen funcionamiento de un sistema de distribución se juzga con base en las presiones disponibles para un gasto especificado. Las presiones deberán ser lo suficientemente altas para cubrir las necesidades de los usuarios y por otro lado no deberán ser excesivas para no elevar los costos y evitar dañar la red interior de los edificios. Además, cuando la presión es excesiva se incrementan las fugas, lo que implica un costo no recuperable. Las presiones que se han de mantener en cualquier punto de la red deben permitir el suministro de una cantidad razonable de agua en los pisos más altos de las casas y fábricas y en los edificios comerciales de no más de 4 pisos. En general, se adoptan los valores que se presentan en el cuadro 8.1.

**Cuadro 8.1. Valores de presión usuales en la red de distribución**

Zonas.	Presión disponible (kg/cm <sup>2</sup> )
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

En el proyecto, las presiones resultantes se calculan con relación al nivel de la calle en cada cruce de las tuberías primarias o de circuito. La presión mínima debe ser de 15 m de columna de agua y máxima de 50 m. En el caso de localidades urbanas pequeñas se puede admitir una presión mínima de 10 m de columna de agua. Para el cálculo de la presión máxima se partirá de la elevación máxima del agua en el tanque.

En las localidades que presenten cambios bruscos de su topografía, es común dividir el sistema de distribución en dos o más zonas de servicio, una zona de presión alta y una zona de

presión baja. Con esto se evitan las presiones excesivas en las zonas bajas cuando se quieren mantener al mismo tiempo presiones razonables en las zonas altas. Normalmente se interconectan los sistemas para casos de emergencia.

En cuanto a la velocidad de flujo en la red, para diseño se recomienda partir de valores comprendidos entre 1.2 y 1.8 m/s, los cuales se ajustarán en cada caso particular.

Para el diseño de la red de distribución, se debe disponer de un plano topográfico de la población de escala 1:2000 con curvas de nivel de equidistancia en los alrededores de 0.50 m o por lo menos con cotas en las intersecciones de las calles.

### 8.4 DISEÑO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION RAMIFICADOS.

El procedimiento a seguir es, en general, el siguiente:

1. Se divide la ciudad en zonas de distribución, atendiendo al carácter de las mismas en: residencial, comercial e industrial. Resulta práctico colorear las zonas con un color distinto para cada clase, con el fin de localizarlas rápidamente durante el diseño.
2. Se procede a un trazado tentativo, que tenga un conducto principal, que se ramifique para conducir el agua a cada zona o grupo de zonas de distribución y se anotan las longitudes de cada tramo de tubería, que se obtendrán con el uso de un escalímetro.
3. Se determina el coeficiente de gasto por metro de tubería, dividiendo el gasto máximo horario entre la longitud virtual de toda la red. El concepto de "longitud virtual" se usará exclusivamente para definir qué gasto ha de circular por cada tramo de tubería al cual se le denomina gasto propio. Así por ejemplo, resulta evidente que un tramo de tubería que abastezca predios por un solo lado, como el A-B de la Figura 8.5, deberá conducir menos gasto que el tramo C-D de la misma Figura,

ya que este último abastece de agua a predios ubicados a cada lado del mismo. Si se trata de una zona con población uniformemente distribuida, resulta de lo antes dicho que el tramo C-D conducirá el doble de gasto que el tramo A-B. Correlacionando gastos con longitudes, es como si el tramo C-D, tuviera una longitud del doble de la del tramo A-B, siendo que en realidad, los dos tramos miden lo mismo. De acuerdo con este razonamiento expresamos que el tramo C-D tiene una longitud real de 100 metros, pero que virtualmente (existencia aparente y no real) tiene una longitud de 200 metros. Para el tramo A-B, que solo abastece predios por un solo lado, la longitud real es igual a la longitud virtual. En resumen:

a) Para líneas de alimentación  $L_{VIRTUAL} = 0$

b) Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a un solo lado de la línea:

$$L_{VIRTUAL} = L_{REAL}$$

c) Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a ambos lados de la línea:

$$L_{VIRTUAL} = 2 L_{REAL}$$

Sumando las longitudes virtuales tramo a tramo de la red, se obtiene entonces el coeficiente de gasto por metro de tubería q, con la expresión siguiente:

$$q = \frac{Q_{MA}}{\sum L_{VIRTUAL}}$$

donde

q = coeficiente de gasto por metro [l/s m]

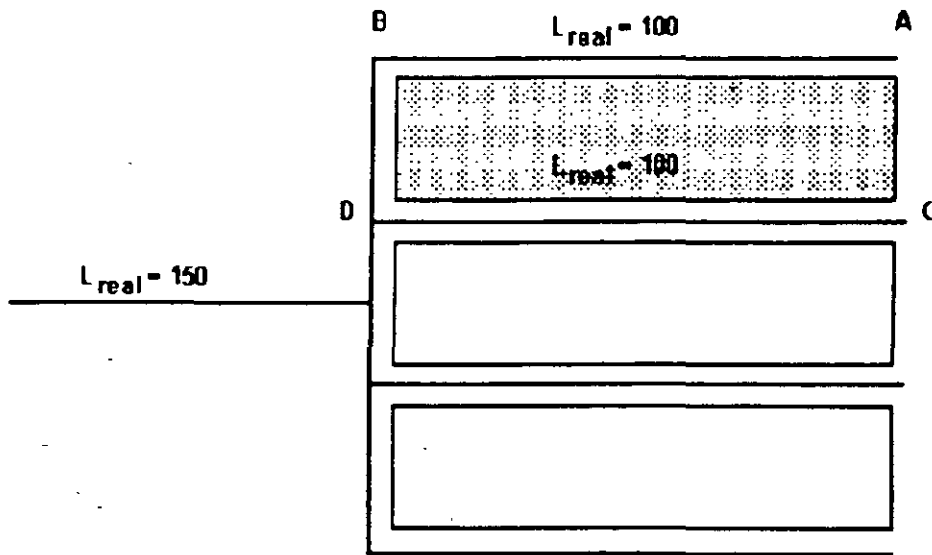


Figura 8.5. Tramos que abastecen predios a un solo lado (A-B) y a ambos lados (D-C) de la tubería.

$Q_{MH}$  = gasto máximo horario

$\sum_i L_{VIRTUAL}$  = sumatoria de las longitudes virtuales de cada tramo de la red [m]

Obsérvese que si, de acuerdo a como se ha dividido la ciudad en zonas, se tienen concentraciones de población diferentes de una a otra zona, también el coeficiente de gasto por metro ha de ser diferente de acuerdo con la zona. De la misma forma, variará de acuerdo con el carácter de la zona dependiendo de si es industrial o comercial. Así pues, los coeficientes de gasto se determinan usando las dotaciones y poblaciones de las zonas a las que alimenta el tramo considerado.

4. Se numeran los cruceos que se tengan en la red.

5. Se calculan los gastos propios de cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto "q" por la longitud virtual del tramo de tubería.

$$Q_{propio} = q \times L_{VIRTUAL} \quad (8.2)$$

6. Se efectúa el cálculo de los gastos acumulados por cada tramo de tubería, comenzando desde el más distante al más cercano al depósito de regularización, sumando, cuando sea necesario, los gastos de los tramos secundarios.
7. Se determina el diámetro de los distintos tramos o secciones del conducto, haciendo uso del gasto acumulado que deben conducir, considerándolo concentrado en el extremo o nudo terminal (Figura 8.6).

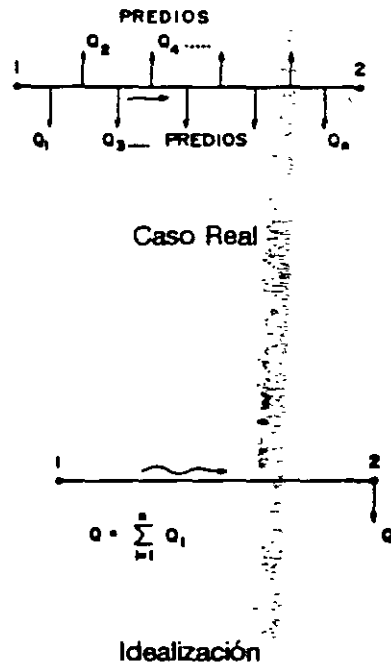


Figura 8.6. Consideración del gasto acumulado del tramo, concentrado en el nudo terminal y caso real con tomas domiciliarias por cada predio.



A partir de la expresión

$$Q = Av$$

y sabiendo que  $A = \frac{\pi d^2}{4}$ , se tiene:

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} v$$

despejando d

$$d = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi v}}$$

considerando una velocidad de flujo de 1.2 m/s

$$d = 1.03 \sqrt{Q}$$

en donde

d = diámetro de la tubería en m

Q = gasto acumulado del tramo en m<sup>3</sup>/s

y haciendo una conversión de unidades, conveniente, se tiene:

$$d = 1.28 \sqrt{Q} \quad (8.3)$$

donde

d = diámetro de la tubería en pulgadas

Q = gasto acumulado del tramo en l/s

El diámetro obtenido con esta última expresión, por ser teórico, debe ajustarse al diámetro comercial más aproximado.

Hasta aquí se tendría garantizada la cantidad de agua, falta garantizar la presión suficiente, para lo cual se hace lo siguiente:

8. Se determina el nudo de la red con la presión más desfavorable. Este puede ser aquel al que para llegar se requiera consumir la mayor pérdida de carga y que a la vez exista la presión requerida (entre 1.5 y 5 kg/cm<sup>2</sup>). En general, son puntos de presión desfavorable:

- a) Los más distantes al tanque regularizador
- b) Los nudos de nivel topográfico más alto y
- c) Los más distantes y más altos, simultáneamente.

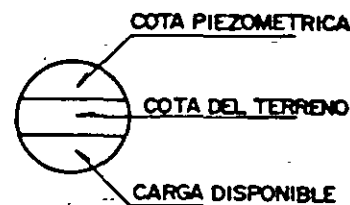
El que presente mayor pérdida de carga será el punto más desfavorable que gobierna el diseño. Las pérdidas de carga pueden calcularse con la fórmula de Manning o con la fórmula de Hazen y Williams.

Si este primer diseño no cumple con las presiones requeridas, se procede a rectificar el diseño, variando los diámetros necesarios o, si es posible, elevando el tanque regularizador.

9. Se procede a situar las válvulas de seccionamiento: en general, 3 en las intersecciones de 4 tuberías y 2 en las intersecciones de 3 tuberías, sin embargo, para cada proyecto se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de estos accesorios.

10. Una vez terminado el diseño, se procede a dibujar el plano definitivo de la red de distribución, donde debe aparecer:

- a) Diámetros y longitudes
- b) Piezas de conexión, válvulas, etc.
- c) En cada nudo un círculo con los siguientes datos



La simbología usada en los proyectos para presentar los planos se reproduce en las Figuras 8.7 a 8.11.

calle, para estudiar debidamente las combinaciones de piezas que resulten más económicas.

11. Se hace una lista de diámetros y longitudes de tubería por cada diámetro, piezas especiales, válvulas, etc.
12. Muchas veces es necesario hacer planos de detalles de las conexiones en los cruces de

Todos los cálculos que presuponen el diseño anterior deben presentarse en forma de tabla, a libre elección del ingeniero a cargo del diseño. Se sugiere la tabla de cálculo del cuadro 8.2 a la cual se le pueden adicionar o restar las columnas que se considere necesario.

Dimensiones de los atraques de concreto para las piezas especiales

Diámetro de la pieza especial		Altura	Lado 'A'	Lado 'B'	Volumen por atraque
mm	Pulg.	cm	cm	cm	m <sup>3</sup>
≤ 76	≤ 3	30	30	30	0.027
102	4	35	30	30	0.032
152	6	40	30	30	0.036
203	8	45	35	35	0.055
254	10	50	40	35	0.070
305	12	55	45	35	0.087
356	14	60	50	35	0.105
406	16	65	55	40	0.143
457	18	70	60	40	0.168
508	20	75	65	45	0.219
610	24	85	75	50	0.319
762	30	100	90	55	0.495
914	36	115	105	60	0.725
1067	42	130	120	65	1.014
1219	48	145	130	70	1.320

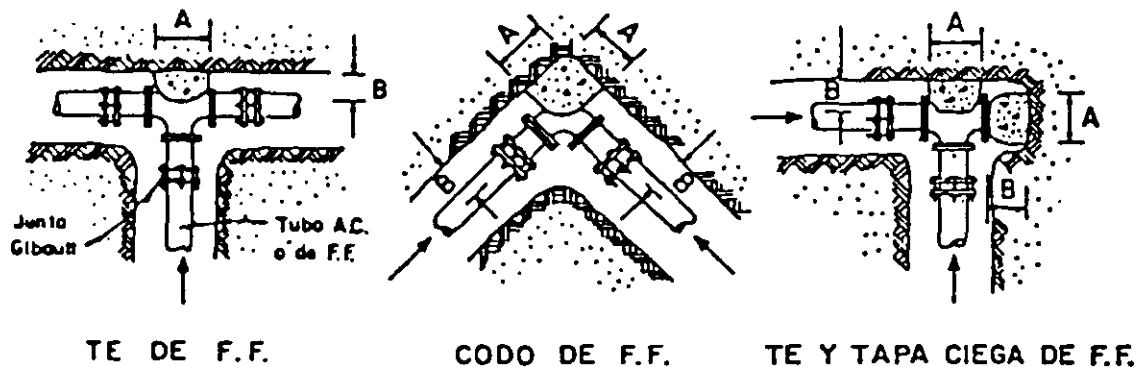


Figura 8.7. Dirección de los empujes y forma de colocar los atraques.

















CRUZ	
TE	
COPLÉ T CON SALIDA ROSCADA	
CODO DE 90°	
CODO DE 45°	
CODO DE 22° 30'	
CODO DE 90° PARA P.V.C ó AG	
CODO DE 45° PARA P.V.C ó AG	
CODO DE 22° 30' PARA P.V.C ó AG	
REDUCCION	
NIPLE	
EXTREMIDAD	
TRANSICION ENTRE CLASES INMEDIATAS	
COPLÉ DE EXPANSION ó ADAPTADOR, para P.V.C., como galvanizado y fierro fundido	
ADAPTADOR ó tubería de plástico	
TAPON	

Figura 8.8. Signos convencionales de piezas especiales de fibro-cemento.

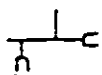
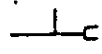
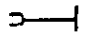
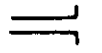
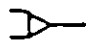
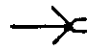
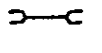
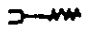

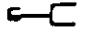
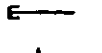
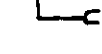


CRUZ	
TE	
EXTREMIDAD CAMPANA	
EXTREMIDAD ESPIGA	
REDUCCION CAMPANA	
REDUCCION ESPIGA	
COPLE DOBLE	
ADAPTADOR CAMPANA	
ADAPTADOR ESPIGA	
TAPON CAMPANA	
TAPON ESPIGA	
CODO DE 90°	
CODO DE 45°	
CODO DE 22° 30'	

Figura 8.9. Signos convencionales de piezas especiales de P.V.C.

Válvula reductora de presión	
Válvula de altitud	
Válvula divisoria de presión	
Válvula para expulsión de aire	
Válvula de flotador	
Válvula de retención (check) de f.f. con brida	
Válvula de seccionamiento de f.f. con brida	
Cruz de f.f. con brida	
Te de f.f. con brida	
Codo de 90° de f.f. con brida	
Codo de 45° de f.f. con brida	
Codo de 22°30' de f.f. con brida	
Reducción de f.f. con brida	
Carrete de f.f. con brida (corto y largo)	
Extremidad de f.f. con brida	
Tapo con cuerdo	
Tapo ciego de f.f.	
Junta Gibault	

PIEZAS ESPECIALES G.P.B

Válvula vafflex J.J. (con 2 juntas universales G.P.B.)	
Válvula vafflex B.J. (con una brida y una junta universal)	
Válvula reducción vafflex B.J. (con una brida y una junta universal)	
Junta universal G.P.B.	
Terminal G.P.B.	
Reducción G.P.B.-B.B. (con 2 bridas planas)	
Reducción G.P.B.-B.J. (con una brida y una junta universal)	

Figura 8.10 Signos convencionales de piezas especiales para conexiones.

Cuadro 8.3. Proceso de cálculo del ejemplo 8.1.

Cruce	Tramo	q	O	D	d	c	H	Cotas		Carga disponible (m)
								Piezom	Terreno	
22								1017.566	998.089	19.477
22'	22-22'	1.251	1.487	231.75	2.5	140	1.031	1016.535	997.873	18.662
E'	22'-E'	0.118	0.118	29.33	2.5	140	0.001	1016.334	997.917	18.617
F'	22'-F'	0.118	0.118	38.73	2.5	140	0.002	1016.532	997.813	18.719

Ejemplo 8.2

Considérese el diseño de una red abierta para un fraccionamiento (Figura 8.13)

DATOS DE PROYECTO.

Poblacion de proyecto: 8000 habitantes (uniformemente repartida; casa tipo)

Dotación: 150 l/hab/día

Coefficiente de variación diaria: 1.2  
 Coeficiente de variación horaria: 1.25

Carga disponible en cada cruce entre 15 y 45 m de columna de agua

En la primera etapa de construcción, el tanque "Lagunillas de Rayón" dará servicio solamente a la zona Axochiapan I, pero se ha contemplado construir la zona Axochiapan II con capacidad para 9000 habitantes en una segunda etapa. Por esta razón, el tramo 1-2 deberá diseñarse para la población total (8000 + 9000 = 17000 habitantes)

Se instalará tubería de fibro-cemento

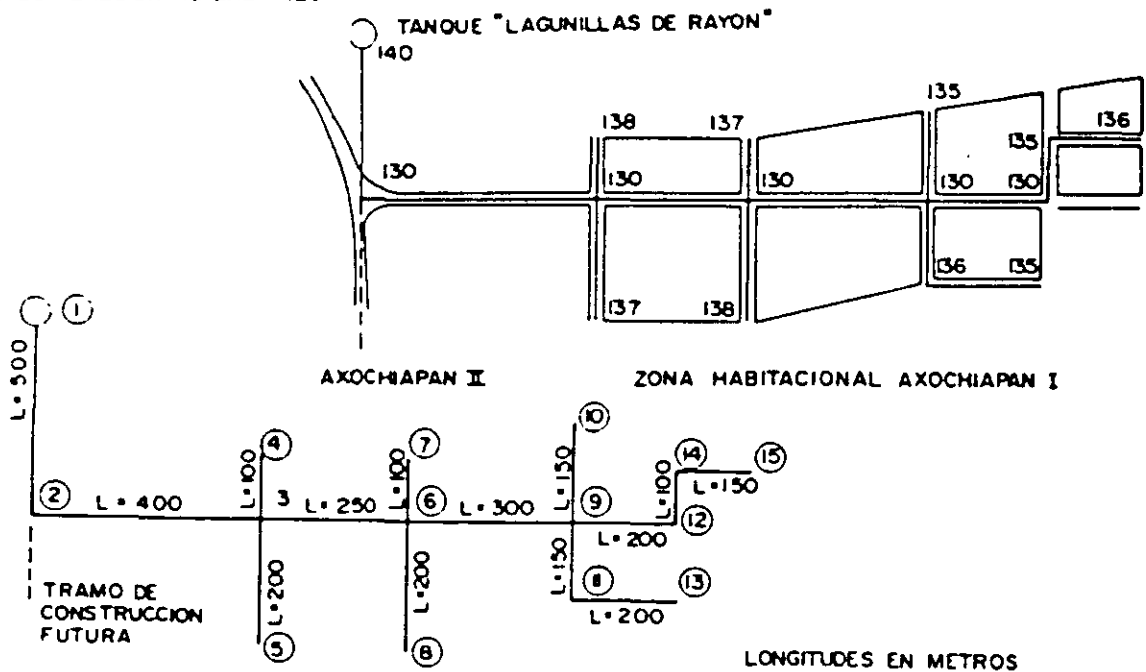


Figura 8.13. Esquema del ejemplo 8.2.

**ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

Los resultados se presentan en el cuadro 8.4. El proceso de cálculo se hace en contra del sentido

de flujo desde el punto o cruceo más alejado al tanque de regularización.

Cuadro 8.4. Hoja de cálculo para el diseño de la red abierta del ejemplo 8.2.

Tramo De A	Cruceo	Longitud real (m)	Longitud virtual	Propios	Habitantes Tributarios	Totales	Gasto l/s	Diámetro		Pérdida de carga H (m)	Costos		Carga Disponible (m)
								Técnico pulg	Comercial pulg		Piezométrica m	Terreno m	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
15 a 14	15	150	300	649	0	649	2.81	2.14	2.5	1.128	151.06	136.0	15.06
14 a 12	14	100	200	432	649	1081	4.69	2.77	3.0	0.798	152.21	135.0	17.21
12 a 8	12	200	400	864	1081	1946	8.45	3.72	4.0	1.170	153.01	130.0	23.01
13 a 11	13	200	200	432	0	432	1.87	1.75	2.0	2.090	150.81	135.0	15.81
11 a 9	11	150	300	649	432	1081	4.69	2.77	3.0	1.190	152.90	136.0	16.90
10 a 9	10	150	300	649	0	649	2.81	2.14	2.5	1.120	153.06	135.0	18.06
9 a 6	9	300	600	1297	3676	4973	21.58	5.94	6.0	1.380	154.18	130.0	24.18
8 a 6	8	200	400	865	0	865	3.75	2.47	2.5	2.580	153.00	136.0	15.00
7 a 6	7	100	200	432	0	432	1.87	1.75	2.0	1.040	154.52	137.0	17.56
6 a 3	6	250	500	1081	6270	7351	31.80	7.22	8.0	0.580	155.56	130.0	25.56
5 a 3	5	200	200	432	0	432	1.87	1.75	2.0	2.000	154.05	137.0	17.05
4 a 3	4	100	100	216	0	216	0.94	1.24	2.0	0.290	155.85	138.0	17.85
3 a 2	3	400	0	0	7999	7999	34.72	7.54	8.0	0.064	156.14	130.0	26.14
A a 2			0	0	9000	9000	39.06	7.99	8.0				
2 a 1	2	500	0	0	16999	16999	73.78	10.99	12.0	0.76	157.23	130.0	27.23
1			L = 3700								158.00	140	18.00

**Columna 1** Se indica la longitud virtual correspondiente al tramo: tramos con tomas a un solo lado,  $L_{VIRTUA} = L_{REAL}$ ; tramos con tomas a ambos lados,  $L_{VIRTUA} = 2 L_{REAL}$  y en tramos sin tomas  $L_{VIRTUA} = 0$

**Columna 2.** Se indican los habitantes propios a los que sirve cada tramo, calculados con la expresión siguiente

$$\text{Habs Propios} = \frac{\text{Habs Totales}}{\text{Long Virtual Total}} \cdot \text{Long Virtual del tramo}$$

El cociente  $\frac{\text{Habitantes Totales}}{\text{Longitud Virtual Total}}$  se denomina densidad, y se representa con  $\delta$ . Para nuestro ejemplo

$$\delta = \frac{8000}{3700} = 2.162 \frac{\text{hab}}{\text{m}}$$

**Columna 3.** Recorriendo la tubería en contra del flujo, los habitantes tributarios son los que se tienen hasta antes del tramo. Por ejemplo, el tramo 15-14 no tiene nada antes (cero habitantes tributarios), mientras que los habitantes tributarios del tramo 6-9 serán la suma de los habitantes propios de los tramos 15-14, 14-12, 12-9, 13-11, 11-9, y 10-9.

**Columna 4** Es la suma por cada renglón de la columna 2 más la columna 3.

**Columna 5.** Se calcula el gasto de cada tramo con la expresión

$$Q_{\text{Habs. por tramo}} = \frac{\text{Habs. (Col 4)} \times \text{Dotación}}{86400} \times \text{CVD} \times \text{CVH}$$

CVD = coeficiente de variación diaria  
CVH = coeficiente de variación horaria

**Columna 6.** Se indica el diámetro teórico, calculado con la ecuación

$$D_t = 1.28 \sqrt{Q}$$

que supone una velocidad en la tubería de 1.2 m/s. La fórmula está en un sistema mixto de unidades, con Q en l/s y D en pulgadas

**Columna 7** Se indica el diámetro comercial, a criterio del proyectista, lo más aproximado al teórico. Para fibro-cemento, los diámetros comerciales son 2, 2.5, 3, 4, 6, 8, 10, etc. pulgadas.

**Columna 8.** Se indica la pérdida de carga, calculada con la fórmula de Hazen y Williams, traducida a un sistema mixto de unidades.

$$H = \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.0177 \times C \times D^{2.63}}} \times L_{\text{REAL}}$$

donde Q en l/s; D en pulg, L en m; C = 200 y H en m

**Columna 9.** Localizando el crucero más desfavorable (en nuestro ejemplo el 8), se le asigna una carga disponible de 15 m, obteniéndose una cota piezométrica de  $15 + 138 = 153$  (carga disponible más cota de terreno) y a partir de este crucero se suman o se restan, según sea, las pérdidas de carga para ir obteniendo la cota piezométrica de los cruceros restantes. Por ejemplo, la cota piezométrica del crucero 6 es la de 8 (153 m) más la pérdida de carga del tramo 8-6 (2.56 m), resultando de 155.56 m, la cota piezométrica del crucero 6. La cota piezométrica del crucero 6 (155.56 m) menos la pérdida de carga del tramo 9-6 (1.38 m), obteniéndose la cota 154.18 m.

**Columna 10.** Se indica la cota de terreno en cada crucero; es un dato que se obtiene de la carta topográfica de la población.

**Columna 11.** Se indica la carga disponible del crucero y se calcula como:

$$\text{COTA PIEZOMETRICA} - \text{COTA DE TERRENO} = \text{CARGA DISPONIBLE.}$$

Si en algún crucero se tuvieran menos de 15m de carga disponible, significaría que equivocamos el crucero más desfavorable. Suponiendo que en alguno de los cruceros tuviéramos 14 m de carga disponible, tendríamos que elevar el tanque un metro para poder tener la carga disponible mínima requerida de 15m. Si esto no fuera posible, tendríamos que revisar los diámetros para reducir las pérdidas.

En nuestro ejemplo, todos los cruceros cumplen con la carga disponible requerida.

En los planos de redes de distribución, cada tramo se representa con una simbología de acuerdo con su diámetro. La Figura 8.14, ilustra la simbología correspondiente a la red de nuestro ejemplo, basada en los símbolos de la Figura 8.11.

En cada crucero se anotan en un círculo, la cota del terreno y la carga disponible en metros. Así, para el crucero 6, se tendría



#### Diseño de cruceros

Utilizando la simbología de la Figura 8.9, en la Figura 8.15 se presenta a manera de ejemplo, el diseño de algunos cruceros.



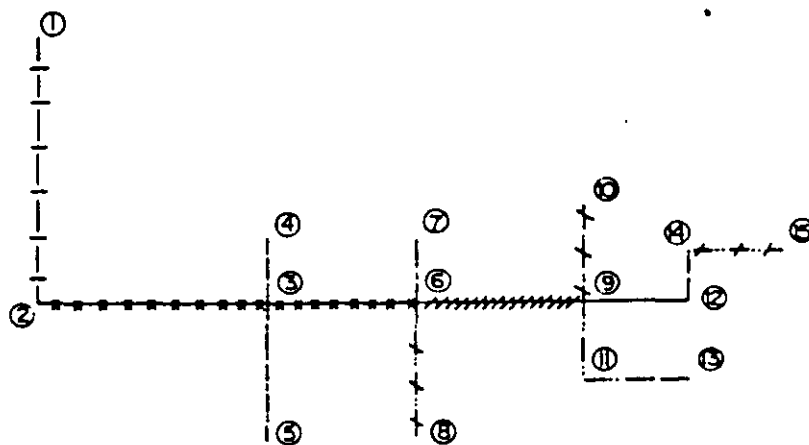


Figura 8.14. Simbología de la red ramificada del ejemplo 8.2.

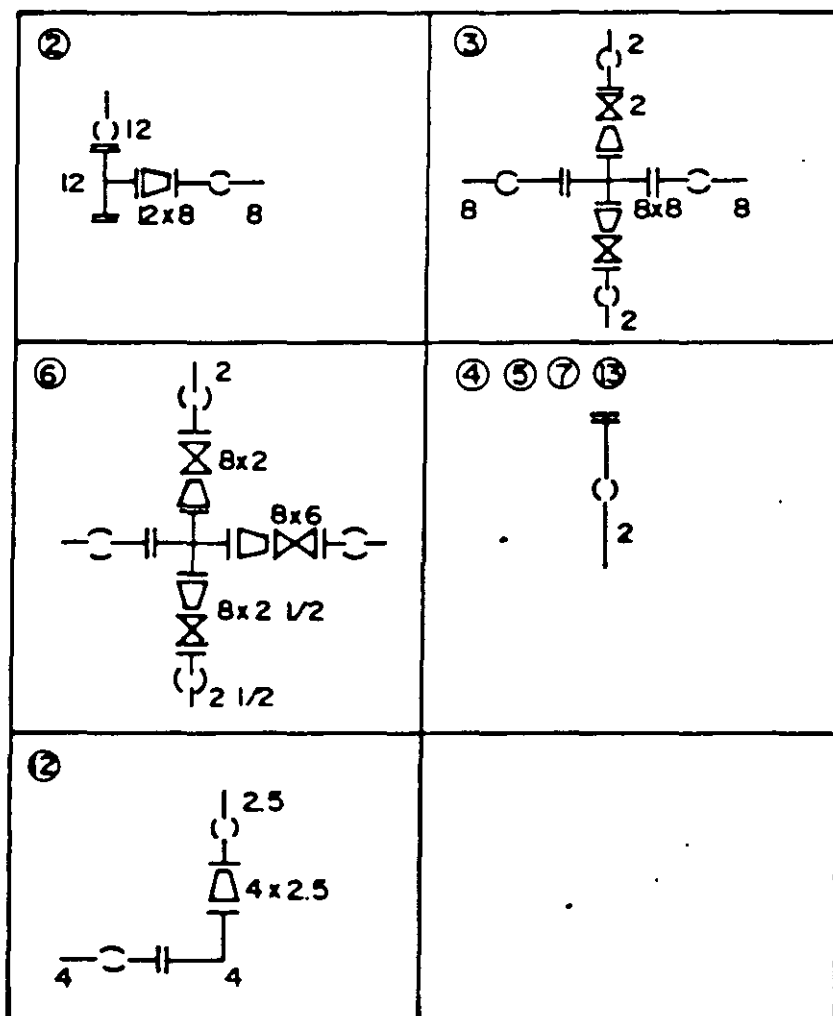


Figura 8.15. Algunos crueros del ejemplo 8.2.

### 8.5 DISEÑO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION EN MALLA.

El diseño de un sistema de distribución en malla para una nueva área puede mecanizarse como se explica a continuación. El análisis de sistemas ya existentes se estudia en las siguientes secciones.

1. Obtener un plano topográfico del área a ser servida, escala 1:2000 con curvas de nivel equidistantes 0.50 m o por lo menos con cotas en las intersecciones de las calles presentes y futuras.
2. Basado en la topografía, seleccione la posible localización de los tanques de regularización. Si el área a ser servida es muy grande puede dividirse en varias subáreas con sistemas de distribución separados.
3. Disponer un "esqueleto" de red de distribución en malla que muestre la o las líneas de alimentación.
4. Estime el gasto máximo horario para el área o para cada subárea, según sea, teniendo en cuenta el crecimiento futuro.
5. Asigne una dirección al flujo en las tuberías y calcule el gasto propio de cada tramo de tubería utilizando el criterio de la longitud virtual que se estudió en la sección 8.4. Cuando se considera un consumo uniforme, el gasto propio se estima empleando un caudal unitario, es decir, por metro de longitud de tubería, que resulta de dividir el gasto máximo horario total demandado por la población entre la longitud virtual total de los circuitos principales. Si se consideran zonas de distintos consumos, se calcula según su amplitud, a partir de un gasto por unidad de área, distinto para cada zona de consumo
6. En forma ficticia, suponer que se interrumpe la circulación del agua en unos tramos para formar una red abierta, con el objeto de definir perfectamente cuál tubería alimenta a

otras. Así se llegan a definir puntos en los que ya no existe posibilidad de alimentación a otros tramos, los cuales reciben el nombre de "puntos de equilibrio".

7. Acumular los gastos propios calculados en el paso 5 en sentido contrario al escurrimiento, partiendo de los puntos de equilibrio hasta llegar al punto de alimentación a la red.
8. Estimar el diámetro de las tuberías utilizando el gasto acumulado en cada tramo y la ecuación 8.3.
9. Usando alguno de los varios métodos que se discuten en la siguiente sección, analizar los gastos y presiones en la red de distribución. Un análisis por separado debe efectuarse para cada subárea.
10. Ajuste el diámetro de las tuberías para corregir irregularidades de presión en la red.
11. Con los diámetros ajustados, reanalice la capacidad hidráulica del sistema.
12. Añada las tuberías secundarias o de relleno.
13. Localice las válvulas necesarias.
14. Prepare los planos de diseño final.

### 8.6 ANALISIS HIDRAULICO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION

El propósito del análisis hidráulico de un sistema de distribución es estimar gastos (incluyendo su dirección) y la distribución de presión asociada que se desarrolla dentro del sistema. Se dispone de varios métodos para este análisis entre los cuales se tienen los siguientes: 1) relajación, 2) tubería equivalente, 3) seccionamiento, 4) método del círculo, 5) análisis en computadora digital y 6) analogía eléctrica.

Las características de cada uno de estos métodos se resumen en el cuadro 8.5.

Cuadro 8.5. Métodos de análisis de redes de distribución de agua

Método	Descripción
De relajación	Es un procedimiento de ensayo-error en el que se aplican correcciones sistemáticas a: 1) Un conjunto de gastos iniciales asumidos 2) Un conjunto inicial de cargas asumidas, hasta que la red esté balanceada hidráulicamente (p. ej. Hardy-Cross)
De secciones	La malla del sistema de distribución se corta en una serie de secciones, y la capacidad de las tuberías se compara con la demanda aguas abajo del corte.
De la tubería equivalente	Las tuberías en una red de distribución se reemplazan con una tubería sencilla de capacidad equivalente.
Del círculo	Las tuberías de un sistema de distribución tributarias a un hidrante central o grupo de hidrantes, se cortan con un círculo y se evalúa la capacidad de las tuberías para cubrir la demanda.
De análisis con computadora	Se escriben algoritmos para resolver las ecuaciones básicas para el análisis de una red de tubos. Los algoritmos se resuelven usando computadora. También se dispone de programas comerciales para resolver estos problemas.
Analogía eléctrica	El sistema de distribución es modelado con componentes eléctricamente equivalentes. Por ejemplo, resistencias no lineales se usan para simular la fricción en tuberías. Si la corriente entrante y saliente son proporcionales al flujo de agua, entonces las pérdidas de carga serán proporcionales a la caída de voltaje.

**8.6.1 Método de relajación (Método de Hardy Cross)**

Según el gasto a transportar a través de una tubería, calculado según el criterio de la longitud virtual, se supone un diámetro de ésta que posteriormente se revisará, para saber si la red trabaja correctamente por el método de Hardy Cross, éste se resuelve por aproximaciones sucesivas que pueden aplicarse a los gastos supuestos en un principio o bien a las pérdidas de carga iniciales

a) *Método de Hardy Cross o de balanceo de cargas por corrección de gastos acumulados.*

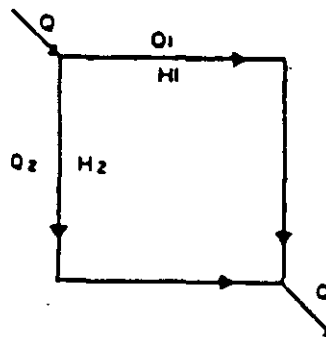
En este método, los gastos inicialmente supuestos se van corrigiendo mediante una fórmula de manera iterativa, hasta alcanzar el equilibrio hidráulico de la red. Para ello se asignan convencionalmente, signos positivos a los gastos que circulan conforme a la dirección de las manecillas del reloj y negativos en caso contrario.

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:

$$H = KQ^n \quad (8.4)$$

donde  $K$  es una constante que depende de la tubería y  $n$  es una constante común en todas las tuberías;  $n = 1.85$  cuando se aplica Hazen-Williams y  $n = 2.00$  si se usa Manning.

Tomando  $Q_1$  y  $Q_2$  de un sistema balanceado hidráulicamente



$$H_1 = K_1 Q_1^n$$

$$H_2 = K_2 Q_2^n$$

Entonces  $H_1 = K_1 Q_1^n$  debe ser igual a  $H_2 = K_2 Q_2^n$ , o sea,  $H_1 - H_2 = 0$ . Lo más usual en un primer ensayo es que  $H_1 - H_2 \neq 0$ .

Entonces debe aplicarse una corrección a 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

$$K_1 (Q_1 + q)^n - K_2 (Q_2 - q)^n = 0$$

desarrollando los binomios

$$K_1 (Q_1^n + n q Q_1^{n-1} + \dots + q^n) - K_2 (Q_2^n - n q Q_2^{n-1} + \dots - q^n) = 0$$

Si la primera estimación de la distribución del gasto ha sido razonable,  $q$ , será pequeño pudiéndose despreciar los términos siguientes.

Por lo tanto:

$$K_1 Q_1^n + n K_1 q Q_1^{n-1} - K_2 Q_2^n + n K_2 q Q_2^{n-1} = 0$$

Sustituyendo

$$H_1 = K_1 Q_1^n, \quad H_2 = K_2 Q_2^n$$

$$K_1 Q_1^{n-1} = \frac{K_1 Q_1^n}{Q_1}$$

$$K_2 Q_2^{n-1} = \frac{K_2 Q_2^n}{Q_2}$$

$$H_1 + n q \frac{H_1}{Q_1} - H_2 + n q \frac{H_2}{Q_2} = 0$$

despejando:

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

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{n \left( \frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)} \quad (8.5)$$

En donde:  $Q_1, Q_2, H_1$  y  $H_2$  tienen los signos correspondientes (+ ó -) según el sentido del recorrido.

Generalizando la expresión 8.5

$$q = - \frac{\sum H}{n \sum \frac{H}{Q}}$$

si se usa Hazen-Williams queda

$$q = - \frac{\sum H}{1.85 \sum \frac{H}{Q}}$$

y aplicando la ecuación de Manning

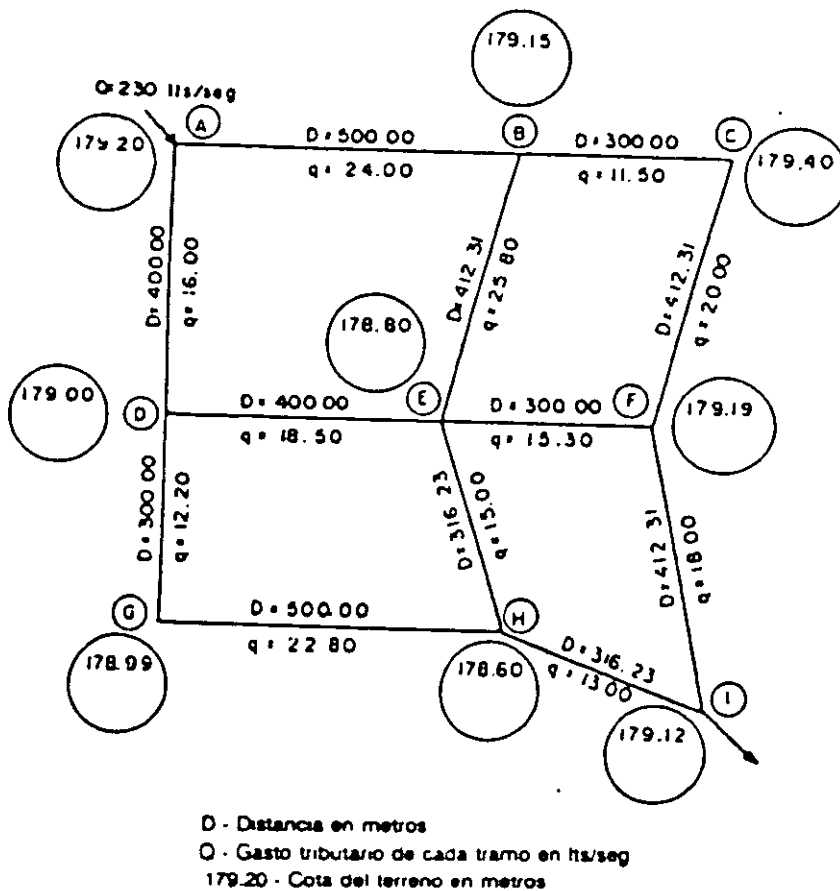
$$q = - \frac{\sum H}{2.00 \sum \frac{H}{Q}}$$

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 ayudarse de una tabla como la que se usa en el siguiente ejemplo.

Ejemplo 8.3

- a) Equilibrar la red mostrada en la Figura 8.16 por el método de Hardy Cross. (Balanceo de cargas por corrección de gastos) y;
- b) Representar la red por medio de extracciones en los nodos una vez que se haya supuesto la distribución de los gastos.



Notas

Los gastos tributarios de cada tramo son datos, por lo que sólo hay que calcular los gastos acumulados.

En el nodo (A) se encuentra un tanque elevado de 20 m de altura del terreno a la cota de plantilla.

Figura 8.16.

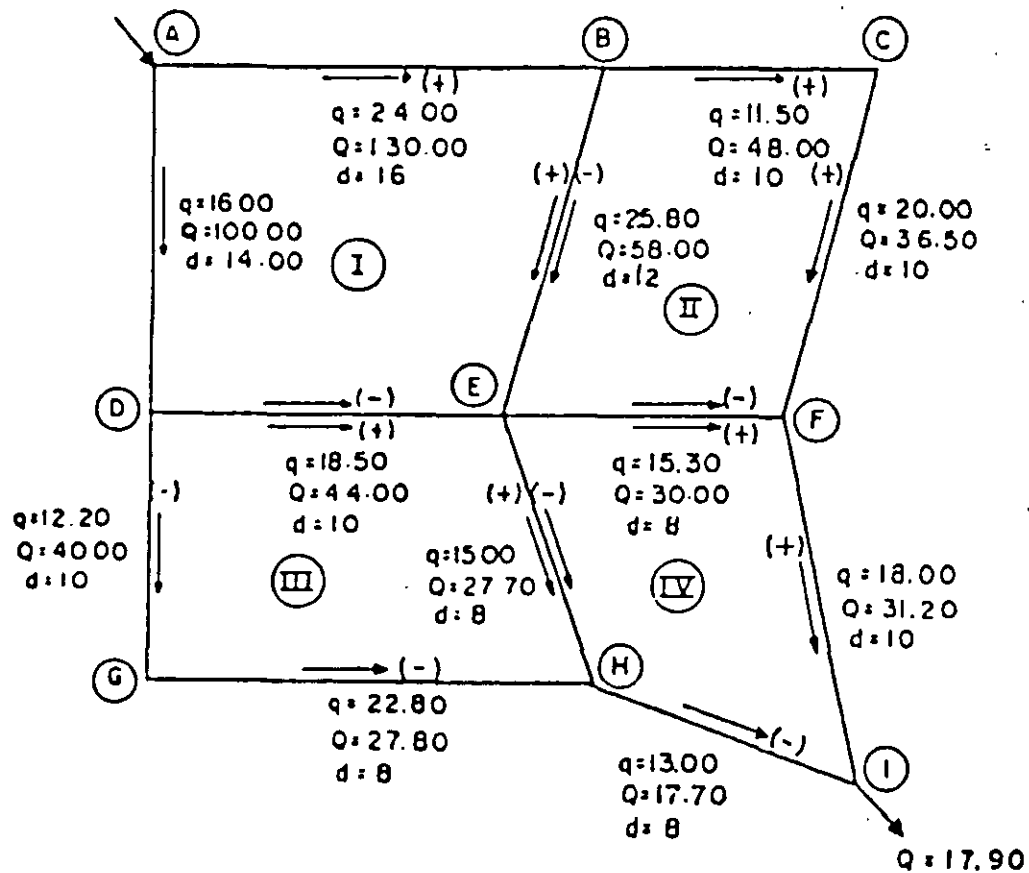
Solución

- 1 Se forman circuitos y se supone un sentido del escurrimiento en cada tramo, asignando un signo positivo al flujo con dirección igual al de las manecillas del reloj y negativo en caso contrario (Figura 8.17).
- 2 Se acumulan gastos de acuerdo al sentido del recorrido y al criterio del proyectista (Figura 8.17).
- 3 Se suponen diámetros de acuerdo al caudal de escurrimiento supuesto. En este caso se tomó como base para la selección de los

diámetros una pérdida de carga promedio de (0.002 m.2/1000).

- 4 Se procede a calcular las pérdidas de fricción por tramo aplicando la fórmula de Hazen-Williams con un coeficiente  $c = 140$  (fibro-cemento).

Para facilitar el cálculo se usó el cuadro 8.6. La tolerancia de la variación de gastos fue de 0.10 l/seg. y la variación de cargas de 0.012 metros; resultado que en la realidad no es práctico alcanzar.



- q - gasto tributario en lts/seg.
- Q - gasto acumulado en lts/seg.
- d - diámetro supuesto en pulgadas

Figura 8.17.

Cuadro 8.6 Tabla de cálculo del ejemplo 8.3

CIRCUITO		CRUCERO	LONG (M)	GASTO Q <sub>s</sub> (l/s)	DIAM (pulg.)	H <sub>v</sub>	H <sub>v</sub> /Q <sub>s</sub>	CORRECCION 1		Q <sub>s</sub> (l/s)
PROPIO	COMUN									
		A								
I		A - B	500.00	+130.00	16	+1.041	0.0080	+2.5292		+132.529
I	II	B - E	412.31	+58.00	12	+0.782	0.0135	+2.5292	-1.1874	+58.342
I		A - D	400.00	-100.00	14	-0.982	0.0098	+2.5292		-97.471
I	III	D - E	400.00	-44.00	10	-1.105	0.0251	+2.5292	-0.8945	-42.365
						Σ = -0.284	0.0584			
		B								
II		B - C	300.00	+48.00	10	+0.974	0.0203	+1.874		+49.187
II		C - F	412.31	+36.50	10	+0.806	0.0221	+1.874		+37.687
II	I	B - E	412.31	-58.00	12	-0.782	0.0135	+1.874	-2.5292	-58.342
II	IV	E - F	300.00	-30.00	8	-1.209	0.0403	+1.874	+0.9946	-27.818
						Σ = -0.211	0.0961			
		D								
III	I	D - E	400.00	+44.00	10	+1.105	0.0251	+0.8945	-2.5292	+42.365
III	IV	E - H	318.23	+27.70	8	+1.099	0.0397	+0.8945	+0.9946	+29.589
III		D - G	300.00	-40.00	10	-0.895	0.0174	+0.8945		-39.106
III		G - H	500.00	-27.80	8	-1.750	0.0629	+0.8945		-26.906
						Σ = -0.240	0.1451			
		E								
IV	II	E - F	300.00	+30.00	8	+1.209	0.0403	-0.9946	-1.1874	+27.818
IV		F - I	412.31	+31.20	10	+0.803	0.0193	-0.9946		+31.007
IV	III	E - H	318.23	-27.70	8	-1.099	0.0397	-0.9946	-0.8945	-29.589
IV		H - I	318.23	-17.70	8	-0.480	0.0271	-0.9946		-16.706
						Σ = +0.233	0.1264			

Cuadro 8.6 Tabla de cálculo del ejemplo 8.3. (Continuación).

CIRCUITO		CRUCERO	LONG (M)	GASTO Q, (l/s)	H,	H/Q,	CORRECCION 2		Q, (l/s)
PROPIO	COMUN								
		A							
I		A - B	500 00	+132.529	+1 079	0 0081	+0 6976		+133 227
I	II	B - E	412 31	+59 342	+0 816	0 0137	+0 6976	+0 0399	+60 080
I		A - D	400 00	-97 471	-0 936	0 0096	+0 6976		-96 773
I	III	D - E	400 00	-42 365	-1 030	0 0243	+0 6976	-0 1528	-41 820
					$\Sigma = -0 072$	0 0558			
		B							
II		B - C	300 00	+49 187	+1 019	0 0207	-0 0399		+49 147
II		C - F	412 31	+37 687	+0 855	0 0227	-0 0399		+37 647
II	I	B - E	412.31	-59 342	-0 816	0 0137	-0 0399	-0 06976	-60 080
II	IV	E - F	300 00	-27 818	-1 051	0 0378	-0 0399	-0 01135	-27 971
					$\Sigma = 0 007$	0 0949			
		D							
III	I	D - E	400 00	+42 365	+1 030	0 0243	+0 1528	-0 06976	+41 820
III	IV	E - H	316 23	+29 589	+1 242	0 0420	+0 1528	-0 1135	+29 628
III		D - G	300 00	-39 106	-0 866	0 0170	+0 1528		-38 953
III		G - H	500 00	-26 906	-1 847	0 0812	+0 1528		-26 753
					$\Sigma = -0 040$	0 1445			
		E							
IV	II	E - F	300 00	+27 818	+1 051	0 0378	+0 1135	+0 0399	+27 917
IV		F - I	412 31	+31 007	+0 596	0 0192	+0 1135		+31 121
IV	III	E - H	316.23	-29 589	-1 242	0 0420	+0 1135	-0 01528	-29 628
IV		H - I	316 23	-16 705	-0 431	0 0258	+0 1135		-16 582
					$\Sigma = -0 0262$	0 1248			



Cuadro 8.6. Tabla de cálculo del ejemplo 8.3. (Continuación).

CIRCUITO		CRUCERO	LONG. (M)	GASTO Q <sub>2</sub> (l/s)	H <sub>2</sub>	H <sub>2</sub> /Q <sub>2</sub>	CORRECCION 3		Q <sub>2</sub> (l/s)
PROPIO	COMUN								
		A							
I		A - B	500.00	+133.227	+1.089	0.0082	+0.0564		+133.283
I	II	B - E	412.31	+60.080	+0.834	0.0139	+0.0564	-0.1465	+59.99
I		A - D	400.00	-96.773	-0.924	0.0095	+0.0564		-96.717
I	III	D - E	400.00	-41.820	-1.006	0.0241	+0.0564	-0.1506	-41.914
					Σ = -0.006	Σ = 0.0557			
		B							
II		B - C	300.00	+49.147	+1.017	0.0207	+0.1465		+49.294
II		C - F	412.31	+37.647	+0.853	0.0227	+0.1465		+37.794
II	I	B - E	412.31	-60.080	-0.834	0.0139	+0.1465	-0.0564	-59.99
II	IV	E - F	300.00	-27.971	-1.061	0.0360	+0.1465	-0.0392	-27.864
					Σ = -0.026	0.0952			
		D							
III	I	D - E	400.00	+41.820	+1.006	0.0240	+0.1506	-0.0564	+41.914
III	IV	E - H	316.23	+29.626	+1.245	0.0420	+0.1506	-0.0392	+29.739
III		D - G	300.00	-38.953	-0.661	0.0170	+0.1506		-38.802
III		G - H	500.00	-26.753	-1.630	0.0609	+0.1506		-26.602
					Σ = -0.040	0.1440			
		E							
IV	II	E - F	300.00	+27.917	+1.062	0.0380	+0.0392	-0.1465	+27.864
IV		F - I	412.31	+31.121	+0.600	0.0183	+0.0392		+31.160
IV	III	E - H	316.23	-29.626	-1.245	0.0420	+0.0392	-0.1506	-29.739
IV		H - I	316.23	-16.592	-0.426	0.0256	+0.0392		-16.553
					Σ = -0.009	0.1249			

Cuadro 8.6. Tabla de cálculo del ejemplo 8.3. (Continuación).

CIRCUITO		CRUCERO	LONG (m)	GASTO $Q_c$ (l/s)	$H_c$	$H_c/Q_c$	CORRECCION $\Delta$		$Q_c$ (l/s)
PROPIO	COMUN								
		A							
I		A - B	500.00	+133.283	+1.09	0.0082	+0.1017		+133.385
I	II	B - E	412.31	+59.99	+0.832	0.0139	+0.1017	-0.0237	+60.068
I		A - D	400.00	-96.717	-0.923	0.0095	+0.1017		-96.615
I	III	D - E	400.00	-41.914	-1.001	0.0241	+0.1017	-0.0208	-41.833
					$I = -0.011$	0.0557			
		B							
II		B - C	300.00	+49.294	+1.023	0.0207	+0.0237		+49.318
II		C - F	412.31	+37.704	+0.859	0.0227	+0.0237		+37.818
II	I	B - E	412.31	-59.99	-0.832	0.0138	+0.0237	-0.1017	-60.068
II	IV	E - F	300.00	-27.864	-1.054	0.0378	+0.0237	-0.0951	-27.935
					$I = -0.004$	0.0952			
		D							
III	I	D - E	400.00	+41.914	+1.001	0.0241	+0.0208	-0.1017	+41.833
III	IV	E - H	316.23	+29.739	+1.254	0.0422	+0.0208	-0.0951	+29.665
III		D - G	300.00	-38.802	-0.657	0.0169	+0.0208		-38.781
III		G - H	500.00	-26.602	-1.613	0.0606	+0.0208		-26.581
					$I = -0.006$	0.1438			
		E							
IV	II	E - F	300.00	+27.864	+1.054	0.0378	+0.0951	-0.0237	+27.935
IV		F - I	412.31	+31.180	+0.601	0.0193	+0.0951		+31.256
IV	III	E - H	316.23	-29.739	-1.254	0.0422	+0.0951	-0.0208	-29.665
IV		H - I	316.23	-16.553	-0.424	0.0256	+0.0951		-16.458
					$I = -0.022$	0.1249			

Cuadro 8.6. Tabla de cálculo del ejemplo 8.3. (Continuación).

CIRCUITO		CRUCERO	LONG (M)	H COMP	COTAS		CARGA DISP
PROPIO	COMUN				PIEZOM	TERRENO	
		A			199.2	179.20	20.00
I		A - B	500.00	1.092	198.108	179.15	18.958
I	II	B - E	412.31	0.834	197.274	178.80	18.474
I		A - D	400.00	0.920	198.280	179.00	19.280
I	III	D - E	400.00	1.006	197.274	178.80	18.474
		B			198.108		
II		B - C	300.00	1.029	129.179	179.40	17.679
II		C - F	412.31	0.864	196.215	179.19	17.025
II	I	B - E	412.31	0.864	197.274	178.80	18.474
II	IV	E - F	300.00	1.059	196.215	179.19	17.025
		D			198.280		
III	I	D - E	400.00	1.006	197.274	178.80	18.474
III	IV	E - H	316.23	1.248	196.026	178.60	17.426
III		D - G	300.00	0.650	197.630	178.99	18.640
III		G - H	500.00	1.804	196.026	178.60	17.426
		E			197.274		
IV	II	E - F	300.00	1.059	196.215	179.19	17.025
IV		F - I	412.31	0.806	195.609	179.12	16.489
IV	III	E - H	316.23	1.248	196.026	178.60	17.426
IV		H - I	316.23	0.411	195.609	179.12	16.489

- 5 Se compensaron las pérdidas de carga H de tal manera que su suma en cada malla fuera igual a cero, repartiendo el error sólo en los tramos no comunes (Figura 8.18).

Se toman los gastos tributarios en los

tramos como extracciones en los nodos quedando como se muestra en la Figura 8.19.

La Figura 8.20 muestra el diseño final de la red con la simbología correspondiente.

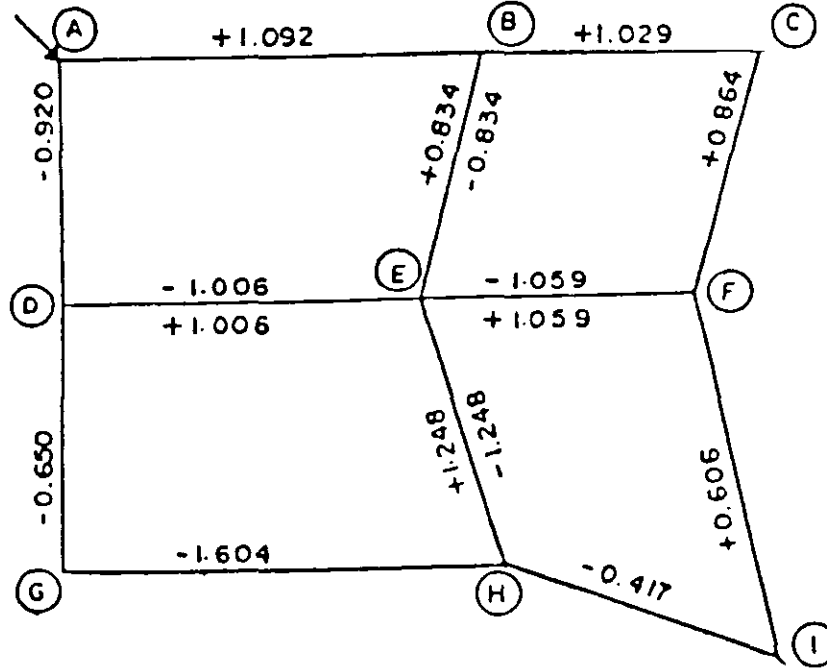


Figura 8.18.

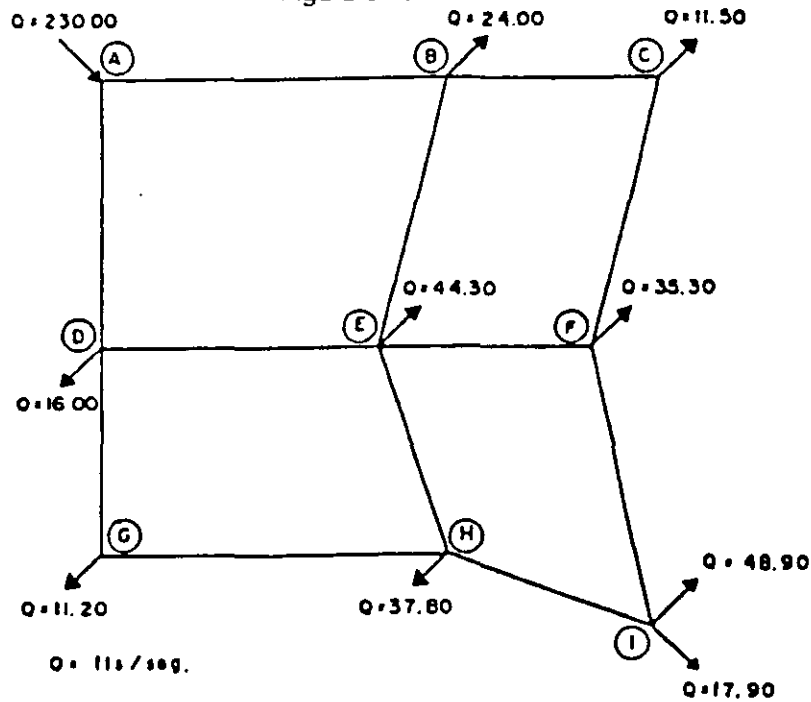
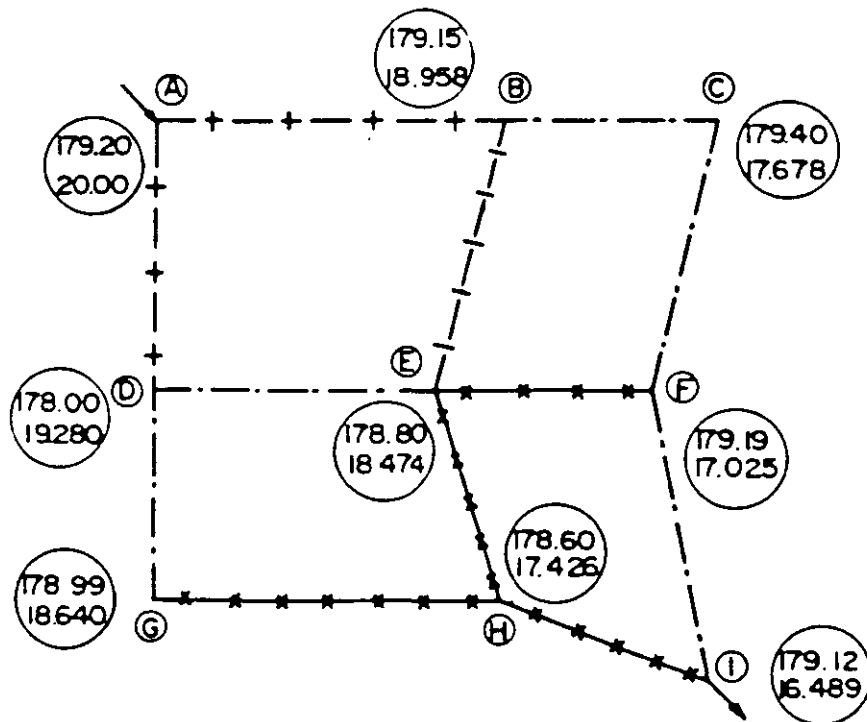


Figura 8.19.



RED EQUILIBRADA

203 mm. ( 8" ) — x x x x —

250 mm. ( 10" ) - - - - -

305 mm. ( 12" ) — | — | — | — | —

356 mm. ( 14" ) — + — + — + — +

406 mm. ( 16" ) — + — + — + — +

NUMERO DE CRUCERO (n)

LONGITUD DE TRAMO EN METROS D= 500.00

COTA DEL TERRENO EN METROS

CARGA DISPONIBLE EN METROS

179.12  
16.489

Figura 8.20

b) Método de Hardy Cross o de 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. En este método, deben conocerse las cargas de presión en las entradas y salidas.

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

La carga supuesta en toda la tubería es  $H = K Q^n$  y la corregida  $H + h = K (Q + q)^n = K (q^n + n q Q^{n-1} + \dots)$ . En donde  $h$  es la corrección de la carga

Sustituyendo

$$H = K Q^n \text{ y } H/Q = K Q^{n-1}$$

se tiene

$$H + h = H + n q \frac{H}{Q}$$

$$h = n q \frac{H}{Q}$$

$$q = \frac{h}{n} \frac{Q}{H} \text{ en cada nodo}$$

Exceptuando los nodos de entrada y salida, la suma de los gastos corregidos debe ser igual a cero

$$\Sigma(Q + q) = 0 \quad \Sigma Q = - \Sigma q$$

pero

$$\Sigma q = \frac{h}{n} \Sigma \frac{Q}{H}$$

$$h = - \frac{n \Sigma Q}{\Sigma Q/H} \quad (8.6)$$

Aplicando la ecuación de Hazen-Williams

Aplicando la ecuación de Manning

$$h = - \frac{1.85 \Sigma Q}{\Sigma Q/H}$$

$$h = - \frac{2.00 \Sigma Q}{\Sigma Q/H}$$

Ejemplo 8.4

Equilibrar la red mostrada en la Figura 8.21 por el método de Hardy Cross (balanceo de gastos por corrección de cargas) La tubería es de fibrocemento.

Solución:

Con referencia al cuadro 8.7:

1. Se calcula la pérdida de carga en los tramos (diferencia de niveles) (Figura 8.22).
2. Se supone que los gastos de entrada a un nodo tendrán signo positivo y los de salida negativo.
3. Se encuentra el gasto en cada tramo, aplicando la ecuación de Hazen-Williams, teniendo como datos  $C = 140$  (fibrocemento)  $L, H$  y  $D$
4. Se encuentra la corrección  $h$  con la ecuación

$$h = - \frac{1.85 \Sigma Q}{\Sigma Q/H}$$

5. Se suma algebraicamente  $H + h$  obteniendo la  $H_1$ , el proceso se repite hasta alcanzar una corrección tan pequeña como se quiera.
6. Se encuentra la  $Q$  compensada. Se hace en forma arbitraria de tal manera que la suma de  $Q$  sea igual a cero (gastos en el nodo equilibrados).

Cuadro 8.7. Tabla de cálculo del ejemplo 8.4.

	Crucero	Tramo	Longitud (m)	H <sub>0</sub> (m)	Diámetro pulgada	Q <sub>0</sub> lts/seg.	Q/H
	B	B-A	152.00	+ 9.15	12	+375.308	41.017
	B	B-E	305.00	-14.25	10	-202.632	14.220
	B	B-C	549.00	+15.25	6	+39.930	2.618
					Σ	+212.606	57.855
	D	D-C	183.00	+12.20	10	+245.516	20.124
	D	D-F	249.00	-33.55	10	-234.247	6.982
	D	D-E	671.00	-17.30	8	- 81.736	4.725
					Σ	- 70.467	31.831
	E	E-F	274.50	-16.25	10	-230.260	14.170
	E	E-D	671.00	+17.30	8	+ 81.736	4.725
	E	E-B	305.00	+14.25	10	+202.632	14.220
					Σ	+ 54.108	33.114

Corrección h <sub>0</sub>	H <sub>1</sub>	Q	Q <sub>1</sub> /H	Corrección h <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
-6.798	+ 2.352	+180.217	76.623	+0.415	+ 2.767
-6.798 +3.023	-18.025	-230.049	12.763	+0.415 +2.260	-15.350
-6.798	+ 8.452	+ 29.033	3.435	+0.415	+ 8.867
	Σ	+ 2.484	91.231		Σ
+4.095	+16.295	+287.049	17.616	-0.436	+15.859
+4.095	-29.455	-218.347	7.413	-0.436	-29.891
+4.095 +3.023	-10.182	- 61.390	6.029	-0.436 +2.260	- 8.358
	Σ	+ 7.312	31.058		Σ
-3.023	-19.273	-252.481	13.100	-2.260	-21.533
-3.023 -4.095	+10.182	+ 61.390	6.029	-2.260 +0.436	+ 8.358
-3.023 +6.798	+18.025	+230.049	12.763	-2.260 -0.415	+15.350
	Σ	+ 38.958	31.852		Σ

Cuadro 8.7. Tabla de cálculo del ejemplo 8.4 (Continuación).

Q	Q <sub>2</sub> /H <sub>2</sub>	Corrección h <sub>3</sub>	H <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub> /H <sub>3</sub>
+196.746	71.104	-0.327	+ 2.440	+183.828	75.339
-210.934	13.742	-0.327 -0.110	+15.787	-214.156	13.565
+ 29.795	3.360	-0.327	+ 8.213	+ 28.587	3.481
+ 15.607	88.206			- 1.741	92.385
+282.875	17.837	-0.443	+15.416	+278.581	18.071
-220.086	7.363	-0.443	-30.334	-221.841	7.313
- 55.163	6.602	-0.443 -0.110	- 8.911	- 57.125	6.411
+ 7.607	31.802			- 0.386	31.795
-268.061	12.449	+0.110	-21.643	-268.799	12.420
+ 55.183	6.602	+0.110 +0.443	+ 8.911	+ 55.987	6.521
+210.934	13.742	+0.110 +0.327	+15.787	+214.156	13.565
- 1.944	32.793			+ 1.343	32.506

Corrección h <sub>4</sub>	H <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>	Q Compensado
+0.035	+ 2.475	+185.247	+185.061
+0.035 +0.076	-15.676	-213.341	-213.528
+0.035	+ 8.248	+ 28.653	+ 28.467
	Σ	0.559	0.000
+0.022	+15.438	+278.795	+278.667
+0.022	-30.312	-221.754	-221.882
-0.022 -0.076	- 8.813	- 56.785	- 56.785
	Σ	+ 0.256	0.000
-0.076	-21.719	-269.309	-270.313
-0.076 -0.022	+ 8.813	+ 56.785	+ 56.785
-0.076 -0.035	+15.676	+213.341	+213.528
	Σ	+ 0.817	0.000



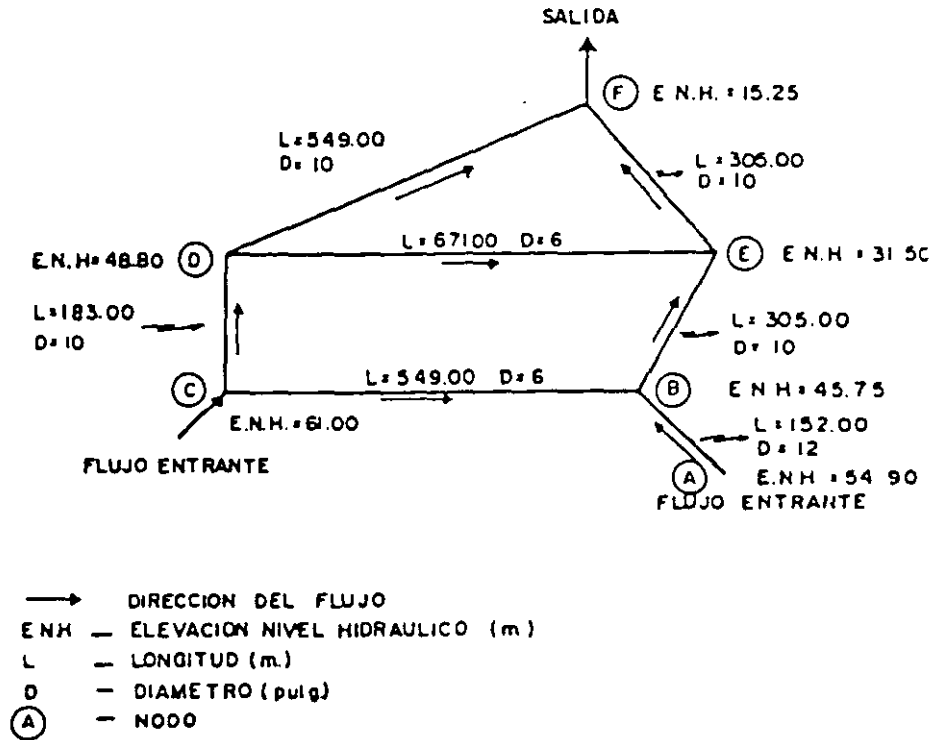
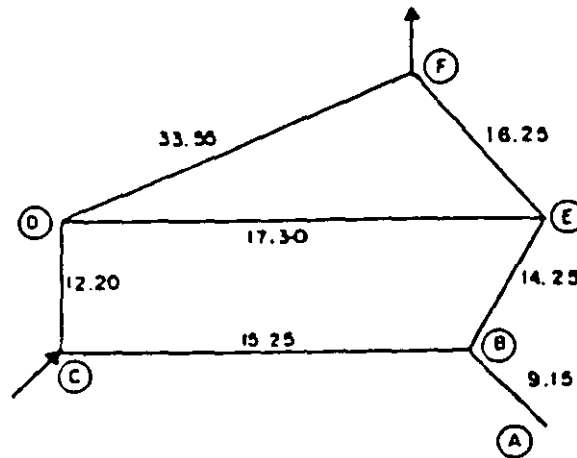


Figura 8.21



Pérdidas de carga en los diferentes tramos  
 Nota:  
 Para facilitar el cálculo se usó la tabla adjunta.

Figura 8.22.

### 8.6.2 Método de la tubería equivalente.

En un sistema de red hidráulica, se deben balancear los gastos en cada intersección y las sumas de pérdidas de carga entre dos puntos cualesquiera del sistema deben ser las mismas, cualquiera que sea la ruta por la que se desplace el agua. En la solución de problemas específicos se comprende generalmente, en primer lugar, la simplificación de disposiciones intrincadas y su combinación en una o más líneas equivalentes. El problema que aquí se considera es un circuito simple, A B C D (Figura 8.23).

Ejemplo 8.5 (Figura 8.23)

Se supone que es recomendable substituir el circuito A D con una sola longitud equivalente de tubería de 24 pulg. (610 mm) con un valor de  $C = 100$ . El proceso para la determinación de la longitud equivalente comprende tres pasos básicos, que se describen a continuación.

- 1 Longitud equivalente de tubería para la rama A B D

Se supone que hay un gasto de 219.065 l/s a través de ABD

Para la tubería AB de 24" con  $C = 110$ , la pérdida de carga resulta:

$$h_f = \left( \frac{Q}{0.0177435 d^{2.63} C} \right)^{5.31} L$$

$$h_f = \left( \frac{219.065}{0.0177435 \times 24^{2.63} \times 110} \right)^{5.31} 2438.4$$

$$h_f = 2.894 \text{ m}$$

La pérdida de carga en 1219.2 m de tubería de 16 pulgadas con  $C = 100$  es:

$$h_f = \left( \frac{219.065}{0.0177435 \times 16^{2.63} \times 100} \right)^{5.31} 1219.2$$

$$h_f = 12.44 \text{ m}$$

Como AB y BD se encuentran conectadas en serie, la pérdida de ABD es igual a la pérdida de AB más la pérdida en BD, o sea:

$$2.894 + 12.44 = 15.334 \text{ m}$$

La pérdida en 1000 metros de tubería de 24 pulg con  $C = 100$  es

$$h_f = \left( \frac{219.065}{0.0177435 \times 24^{2.63} \times 100} \right)^{5.31} 1000 = 1.42 \text{ m}$$

Dividiendo la pérdida en ABD por 1.42 y multiplicando por 1000, se deriva la longitud de 24 pulg,  $C = 100$ , equivalente a ABD, o sea:

$$\frac{15.334 \text{ m}}{1.42 \text{ m}} \times 1000 = 10798.59 \text{ m}$$

que resulta de:

$$\frac{1.42 \text{ m}}{1000 \text{ m}} = \frac{15.334}{x}$$

- 2 Longitud equivalente de tubería para la rama ACD.

Se supone que se tiene el mismo gasto de 219.065 l/s a través de ACD. La pérdida de carga en AC es:

$$h_f = \left( \frac{219.065}{0.0177435 \times 105 \times 20^{2.63}} \right)^{5.31} 1828.8$$

$$h_f = 5.75 \text{ m}$$

Como puede verse en la Figura 8.23, CD es idéntica a BD, o sea 12.44m.

Como AC y CD se encuentran conectadas en serie, la pérdida en ACD es igual a la pérdida en AC más aquella de CD, o sea:

$$5.75 + 12.44 = 18.19 \text{ m}$$

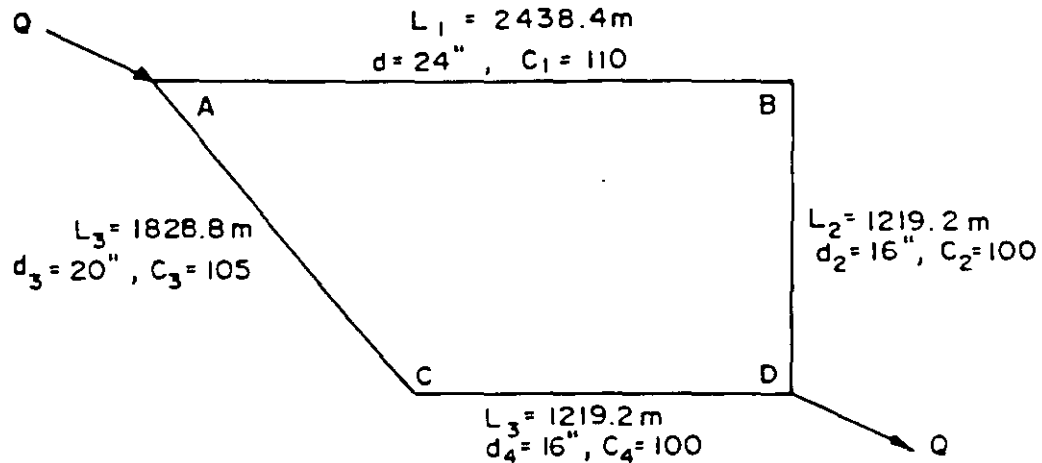


Figura 8.23

Dividiendo la pérdida en ACD por la pérdida en 1000 m de tubería de 24 pulg.  $C = 100$  (1.42 m) y multiplicando por 1000, se deriva la longitud equivalente de tubería de 24 pulg.  $C = 100$ , de ACD, o sea

$$\frac{18.19 \text{ m}}{1.42 \text{ m}} \times 1000 = 12809.86 \text{ m}$$

- Longitud equivalente de tubería para el circuito AD.

Se supone una pérdida de carga en AD de 15.24 m.

Para ABD, la longitud equivalente de tubería fue de 10798.59 m.

En consecuencia, la pérdida por 1000 m de tubería equivalente es

$$\frac{10798.59}{1000} = 10.79859$$

$$\frac{15.24}{10.79859} = 1.41 \text{ m}$$

El gasto al cual 1000 m de tubería de 24 pulg.  $C = 100$ , experimenta una pérdida de carga de 1.41 m es

$$Q = 0.0177435 C d^{2.63} \left(\frac{h_f}{L}\right)^{0.54}$$

$$Q = 0.0177435 \times 100 \times 24^{2.63} \left(\frac{1.41}{1000}\right)^{0.54}$$

$$Q = 218.56 \text{ l/s}$$

Para ACD, la longitud equivalente de tubería fue de 12809.86 m. Por tanto la pérdida por 1000 m de tubería de 24 pulg.  $C = 100$  es

$$\frac{15.24}{12.81} = 1.19 \text{ m}$$

El gasto al cual 1000 pies de tubería de 24 pulg.  $C = 100$  experimenta una pérdida de 1.19 m es

$$Q = 0.0177435 \times 100 \times 24^{2.63} \left(\frac{1.19}{1000}\right)^{0.54}$$

$$Q = 199.43 \text{ l/s}$$

Por lo tanto, el gasto total (el gasto en ABD más el gasto en ACD) es

$$Q = 218.56 + 199.43$$

$$Q = 417.99 \text{ l/s}$$

La pérdida en 1000 m de tubería de 24 pulg. C = 100 a un gasto de 417.99 l/s es

$$h_f = \left( \frac{417.99}{0.0177435 \times 24^{2.63} \times 100} \right)^{1.85} 1000 = 4.68 \text{ m}$$

Dividiendo la pérdida en AD (supuesta inicialmente de 15.24 m) por 4.68 m y multiplicando por 1000, se obtiene la longitud de tubería de 24 pulg. C = 100, que equivale a AD, o

$$\frac{15.24}{4.68} \times 1000 = 3253.10 \text{ m}$$

Para comprobar el análisis anterior, es necesario demostrar que la pérdida de carga en ABD es igual a la pérdida de carga en ACD, como sigue.

- a) La pérdida en AB a 219.065 l/s es 2.894 m  
La pérdida en BD a 219.065 l/s es 12.44 m  
La pérdida en ABD es

$$12.44 + 2.894 = 15.334 \text{ m.}$$

- b) La pérdida en AC a 199.43 l/s es

$$h_f = \left( \frac{199.43}{0.0177435 \times 105 \times 20^{2.63}} \right)^{1.85} 1828.8$$

$$h_f = 4.83 \text{ m}$$

La pérdida en CD a 199.43 l/s es

$$h_f = \left( \frac{199.43}{0.0177435 \times 100 \times 16^{2.63}} \right)^{1.85} 1219.2$$

$$h_f = 10.45 \text{ m}$$

Por lo tanto, la pérdida ACD es

$$4.83 + 10.45 = 15.28 \text{ m}$$

Por lo tanto, como las pérdidas en ABD y ACD son esencialmente iguales, el análisis es válido

### Ejemplo 8.6

Para la red mostrada en la Figura 8.24 encontrar:

- 1) El diámetro de la tubería equivalente (A-D) de la línea A-B-D.
- 2) La longitud equivalente de la línea A-C-D si se coloca sólo tubería de 8".
- 3) El gasto que puede conducir la tubería A-C-D (con un diámetro de 10") de tal manera que sus pérdidas en el punto D sean iguales a las de la línea A-B-D.

Solución:

Gastos

Línea A-B-D : 150 l/s

Línea A-C-D : 70 l/s

Usar la ecuación de Hazen y Williams con C = 140

Calculando las pérdidas de carga en las líneas de tubería considerando que las pérdidas en tuberías en serie se suman, se tienen:

- a) Línea A-B-D  
Tubo A-B L = 300.00 m D = 12" C = 140  
Q = 150 l/s

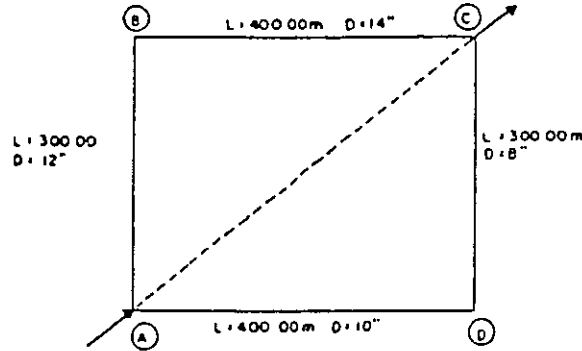
aplicando H-W (inciso 1.5.3)

H = 3.305 m. pérdida de carga

Tubo B-D L = 400.00 m D = 14" C = 140  
Q = 150 l/s

H = 2.080 m.

H total = 5.385 m



**Gastos**

Línea A-B-D 150 lts/seg

Línea A-C-D 70 lts/seg

**Nota:**

Usar ecuación de Hazen-Williams con  $c = 140$

Figura 8.24.

b) Línea A-C-D

Tubo A-C  $L=400.00\text{m}$   $D=10"$   $C=140$   
 $Q = 70.00 \text{ l/s}$

$$H = 2.611 \text{ m}$$

Tubo C-D  $L = 300.00 \text{ m}$   $D = 8"$   $C = 140$   
 $Q = 70.00 \text{ lts/seg}$

$$H = 5.805 \text{ m}$$

$$H \text{ total} = 8.415 \text{ m}$$

c) Aplicando la ecuación de Hazen-Williams

$$L = 500.00 \quad H = 5.385 \text{ m} \quad D = ?$$

$$C = 140$$

$$Q = 0.0177435938 \times 140 \times d^{2.63} S^{0.54}$$

$$d^{2.63} = \frac{Q}{0.0177435938 \times 140 \times S^{0.54}}$$

$$d = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.0177435938 \times 140 \times S^{0.54}}}$$

$$S = H/L$$

$$d = \sqrt[2.63]{\frac{150}{0.0177435938 \times 140 \times \left(\frac{5.385}{700.00}\right)^{0.54}}}$$

$$d = 12.91"$$

Pero como este diámetro no es comercial, se opta por una tubería de 14", teniéndose:

$$d = 14", L = 500.00; Q = 150.00 \text{ m}; C = 140$$

$H = 2.600 \text{ m} \ll 5.385$  por lo que no es tubería equivalente.

Optando por una tubería de 12" se tiene:

$$d = 12" \quad L = 500.00 \quad Q = 150.00 \text{ m} \quad C = 140$$

$$H = 5.508 \text{ m} > 5.385 \text{ m}$$

Siendo ésta tubería de 12" aproximadamente equivalente a la línea A-B-D.

- 2)  $H = 8.415 \text{ m}$   $L = ?$   $D = 10''$   $C = 140$   
 $Q = 70 \text{ l/s}$

$$L_{\infty} = \frac{8.415}{\left(\frac{70}{0.0177435938 \times 140 \times 10^{-3}}\right)^{0.54}}$$

$$L_{\infty} = 1289.535 \text{ m}$$

- 3) Línea A-B-D  $H = 5.385 \text{ m}$ ;  $L = 700.00$

$$S = \frac{5.385}{700.00}$$

Línea A-C-D  $L = 700.00 \text{ m}$ .  $D = 10''$

$$Q = 0.0177435938 \times 140 \times d^{2.63} \times S^{0.54}$$

$$Q = 0.0177435938 \times 140 \times 10^{-3} \times \left(\frac{5.385}{700}\right)^{0.54}$$

$$Q = 76.499 \text{ l/s}$$

### 8.6.3 Método de secciones

El método de secciones fue desarrollado por Allen Hazen como un método rápido para verificar que los diámetros de las tuberías de una red ya diseñada sean los correctos. Un procedimiento similar fue propuesto por Pardoe. Aunque el método es aproximado, es extremadamente útil en el análisis de redes de tubería si se aprecian sus limitaciones.

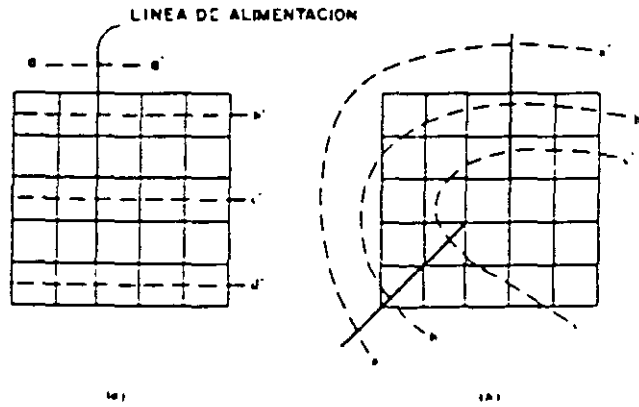
Los pasos que se sugiere seguir en el método de secciones son los siguientes:

1. Corte la red con una serie de líneas que tomen en cuenta la variación de diámetros de tubería y características de la ciudad. Las líneas no tienen que ser rectas o estar regularmente espaciadas.

Es común que la primera serie de líneas corte a la red a ángulos rectos con respecto a la dirección del flujo. Las líneas de corte

adicionales pueden orientarse en otras direcciones importantes a criterio del calculista. Si se tiene más de una línea de alimentación, debe usarse una línea de corte curva para interceptar el flujo de cada una de ellas, como lo muestra la Figura 8.25.

2. Estime la cantidad de agua que debe suministrarse a las áreas que se encuentran "aguas abajo" de cada línea de corte.
3. Estime la capacidad de la red de distribución en cada línea de corte o sección. Esto puede hacerse como se indica a continuación:
  - a) Cuente y tabule el número de tubos de cada diámetro que fueron cortados. Sólo deben contarse aquellas tuberías que proporcionen agua en la dirección del flujo.
  - b) Determine el gradiente hidráulico medio disponible. Este dependerá de la presión del sistema y de las velocidades de flujo permisibles. Por ejemplo, si una malla plana es de 10,000 m de ancho en la dirección del flujo; la presión disponible en la entrada de la línea de alimentación es 415 kPa (60 lb/pulg<sup>2</sup>.) y la presión mínima permisible es 140 kPa (60 lb/pulg<sup>2</sup>), entonces el gradiente hidráulico promedio es 0.0028 [(415-140)/10,000]. Son comunes gradientes hidráulicos y velocidades entre 0.001 m/m y 0.003 m/m, y 0.6 a 1.25 m/s, respectivamente.
4. Para el gradiente hidráulico calculado, determine la capacidad de las tuberías cortadas existentes y la capacidad total.
5. Determine la diferencia entre la capacidad requerida y la existente.
6. Si la capacidad total existente es inadecuada, seleccione diámetros de tubería y patrones que compensen cualquier deficiencia para alcanzar el gradiente hidráulico requerido.



APLICACION DEL METODO DE SECCIONES

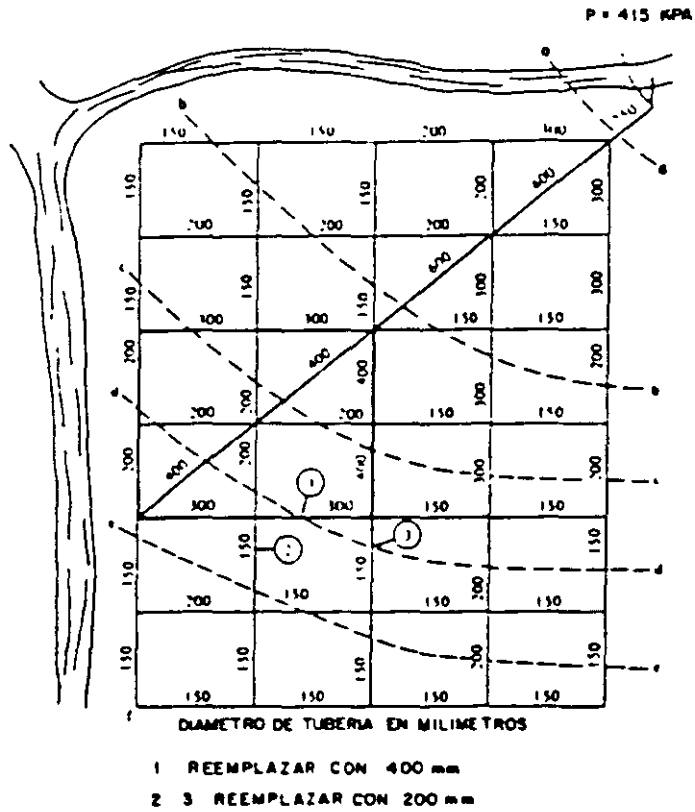


Figura 8.25.

La capacidad del sistema puede incrementarse reemplazando las tuberías pequeñas con diámetros mayores o agregando tuberías a la malla. La experiencia en el diseño de redes ayuda algunas veces en la selección de los diámetros de las tuberías, pero dicha experiencia no es necesaria. Si se encuentra capacidad en exceso, los diámetros de tubería pueden reducirse usando los mismos procedimientos.

7. Determine el diámetro de la tubería equivalente para el sistema reforzado y estime la velocidad de flujo.
8. Revise los requerimientos de presión contra el sistema reforzado.

#### Ejemplo 8.7.

Aplicación del método de secciones.

Usando el método de secciones, analice la red de distribución de agua que se muestra en la Figura 8.25. Especifique la naturaleza y localización de cualquier modificación que usted crea que debe hacerse en la red de tuberías y reanalice la con estas modificaciones. Asuma que se aplican las siguientes condiciones.

1. La demanda de incendios en el centro de la zona se estima usando la siguiente ecuación:

$$Q = 65 (p)^{1.0} [1 - 0.01 (p)^{1.0}]$$

donde  $Q$  = gasto en l/s  
 $p$  = población en miles

Nota. La ecuación anterior fue comúnmente usada por el National Board of Fire Underwriters.

2. Dotación de 416.8 l/hab/día
3. Coeficientes de variación diaria y horaria 1.2 y 1.5, respectivamente.

4. Calcule las pérdidas de carga con la ecuación de Darcy-Weisbach, usando un valor de  $f$  de 0.020.
5. Use solo tuberías de 150, 200, 300, 400 y 600 mm de diámetro cuando modifique la red del sistema de distribución.

#### Solución

1. Modificando la ecuación de Darcy-Weisbach para que adopte la forma de pendiente y diámetro, se tiene:

$$h = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$\frac{h}{L} = s = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$s = \frac{f}{2g} \frac{Q^2}{A^2 D}$$

$$Q = \left( \frac{9.81 \pi^2}{8 f} \right)^{1/3} D^{5/3} s^{1/3}$$

donde  $Q$  = gasto,  $m^3/s$   
 $D$  = diámetro de tubería, m  
 $s$  = pendiente, m/m  
 $g$  = aceleración debida a la gravedad,  $9.81 m/s^2$

$$Q = \left[ \frac{9.81 \pi^2}{8 (0.02)} \right]^{1/3} D^{5/3} s^{1/3}$$

$$Q = 24.60 D^{5/3} s^{1/3}$$

Por conveniencia, expresamos  $Q$  en  $10^3 m^3/día$ :

$$Q = 2125 D^{5/3} s^{1/3}$$

Reescribiendo la ecuación anterior en términos de  $s$  y  $D$ , se obtiene:



$$s = (2.215 \times 10^{-7}) \frac{Q^2}{D^5}$$

$$D = (4.667 \times 10^{-2}) \left(\frac{Q^2}{s}\right)^{1/5}$$

- Corte la red de distribución con una serie de líneas seccionadas aproximadamente perpendiculares a la línea de alimentación (ver Figura 8.25).
- Estime la población aguas abajo de cada sección cortada. Los valores para las secciones mostradas en la figura son:

Seccion	Poblacion
aa	28.000
bb	23.000
cc	16.500
dd	9.000
ee	3.750

- Estime la demanda aguas abajo de cada sección de corte. Los valores requeridos son

Seccion	Poblacion	Consumo	Incendio	Total
aa	28.000	7.100	20.14	27.14
bb	23.000	5.99	20.14	26.13
cc	16.500	4.28	20.14	24.42
dd	9.000	2.25	20.14	22.39
ee	3.750	0.91	20.14	21.05

\* Basado en demanda de incendio residencial de 63 l/s.

a Consumo domestico

$$Q_{dom} = \frac{(1.2)(1.5)(416.8 \text{ l/h/dia})(16.500 \text{ h})}{10^3 \text{ l/m}^3}$$

$$Q_{dom} = 12.38 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{dia}$$

- La demanda de incendio de la zona central o de comercio está basada en una población de 28,000 habitantes.
- Determine el gradiente hidráulico disponible a través del sistema de distribución.

$$s = \frac{P_1 - P_2}{L}$$

donde

$P_1$  = presión en la entrada de la línea de alimentación ( $415 \times 10^3$  Pa, es dato)

$P_2$  = presión mínima requerida en el extremo más lejano de la red de distribución =  $140 \times 10^3$  Pa (20 lb/pulg<sup>2</sup>)

$L$  = longitud de la tubería de alimentación o primaria a través del sistema = 9,025 m

$$s = \frac{415 - 140 \text{ N/m}^2}{9,025 \text{ m}} \times 10^3 = \frac{9,810 \text{ N/m}^2}{9,025 \text{ m}} = 0.0031 \text{ m/m}$$

- Cuente y tabule el número de tuberías de cada diámetro cortadas por cada sección.

Por ejemplo, para la sección bb:

- 1 - 0.6 m diámetro
- 1 - 0.3
- 2 - 0.2
- 4 - 0.15

- Calcule la capacidad de cada tubería cortada por la sección bb usando la ecuación de Darcy-Weisbach y el gradiente hidráulico disponible. Por ejemplo, para la tubería de 0.6 m de diámetro.

$$Q = 2125 D^{3/2} s^{1/2}$$

$$Q = 2125 (0.6)^5 (0.031)^1 = 32.99 \times 10^3 \frac{m^3}{día}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{10^3 \frac{m^3}{d} (10^3) \frac{h}{3600} \frac{d}{24 h}}{\frac{LD^2}{4}}$$

Las capacidades de los tubos cortados por la sección bb son:

1 - 0.6	32.99	x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /día
1 - 0.3	5.83	
2 - 0.2	4.23	
4 - 0.15	4.12	
	47.17	x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /día

$$V = (1.474 \times 10^{-2}) \frac{Q}{D^2}$$

donde

Q = gasto, 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/día

D = diámetro de tubería, m

V = velocidad del fluido, m/s

Si la suma es mayor que la demanda hay suficiente capacidad a través de la sección. Para la sección bb el suministro es mayor que la demanda (45,390 m<sup>3</sup>/día).

Por ejemplo, para la tubería de 0.6 m de diámetro

- 8 Calcule el diámetro de un tubo sencillo equivalente usando la ecuación de Darcy en su forma de diámetro:

$$V = (1.474 \times 10^{-2}) \left[ \frac{31.80}{0.6^2} \right] = 1.30 \text{ m/s}$$

$$D = (4.667 \times 10^{-2}) \left[ \frac{47.17^2}{0.0031} \right]^{1/3} = 0.692 \text{ m}$$

Si las velocidades calculadas son muy altas, podrían ser necesarias modificaciones a la red.

- 9 Calcule el gradiente hidráulico actual cuando la capacidad en la línea de sección iguale a la demanda usando la ecuación de Darcy-Weisbach en su forma de pendiente.

$$s = (2.215 \times 10^{-2}) \left[ \frac{45.39^2}{0.692^3} \right] = 0.00288$$

12. Complete los cálculos necesarios para las secciones restantes. Los cálculos requeridos para el sistema mostrado en la Figura 8.24 se resumen en el cuadro 8.8, las secciones dd y ee tienen capacidad insuficiente. Aunque es posible efectuar muchas modificaciones a la red de distribución, tres que corregirán los problemas de capacidad insuficiente se muestran en la misma Figura 8.25. Las secciones dd y ee fueron recalculadas y los nuevos resultados se muestran en el cuadro 8.8 como secciones dd y ee (revisadas).

- 10 Usando el gradiente hidráulico actual, recalculé la capacidad en la línea de sección. Debe igualar la demanda

1 - 0.6	31.80	x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /día
1 - 0.3	5.82	
2 - 0.2	4.08	
4 - 0.15	3.89	
	45.48	x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /día

11. Revise las velocidades en exceso en las tuberías, usando las capacidades actuales del paso 10.

Cuadro 8.8.

RESUMEN DE CALCULOS PARA LA APLICACION DEL METODO DE SECCIONES

Sección	Demanda 3 3 10 m/d	Tuberías No.	Capacidad s=0031, 10 m /d	Diámetro equivalente (m)	Pendiente cuando la cap.=demand.	Verif. de capacidad 10 m /d	Velocidad cuando cap.=dem. (m/s)
aa	44.14	1	0.75	57.64	0.750	0.00225	49.10 1.29
bb	45.39	1	0.6	32.99	0.692	0.00228	31.80 1.30
		1	0.3	5.83	5.62 0.92		
		2	0.2	4.23	4.08 0.75		
		4	0.15	4.12	3.98 0.65		
				-----			47.17 45.48
cc	40.52	2	0.4	23.95	0.667	0.00275	22.55 1.04
		2	0.3	11.66	10.98 0.90		
		3	0.2	6.35	5.98 0.73		
		1	0.15	1.03	0.97 0.64		
				-----			42.99 40.48
dd	34.89	1	0.4	11.97			
		1	0.3	5.83	Capacidad		
		4	0.2	8.47	insuficiente		
		2	0.15	2.06			
				-----			28.33
ee	8.27	1	0.2	2.12	Capacidad		
		5	0.15	5.16	insuficiente		
				-----			7.28
dd revisado	34.80	2	0.4	23.95	0.618	0.00299	23.52 1.08
		5	0.2	10.58	10.39 0.77		
		1	0.15	1.03	1.01 0.66		
				-----			35.56 34.92
ee revisado	8.27	3	0.2	6.35	0.364	0.00237	5.55 0.68
		3	0.15	3.09	2.70 0.59		
				-----			9.44 8.25

#### 8.6.4 Método del círculo.

Este método permite realizar el proyecto o el estudio de los tubos más pequeños que forman las mallas de la red. La Figura 8.26(a) muestra una forma de disposición de estos tubos, para cuyo cálculo se hacen las siguientes suposiciones: se desprecia el consumo doméstico ordinario y sólo se considera la demanda de incendios. Las manzanas son de 75 x 150 m. Las arterias principales del sistema (que no se ha dibujado en la Figura) cumplen las recomendaciones del Insurance Services Office y, por consiguiente, mantienen una separación de 1000 m entre sí, constituyendo, además, su propia malla. Los tubos cortados por un círculo de 150 m de radio son los que suministran el agua necesaria para la extinción de incendios. Esto se basa en el hecho de que las mangueras de más de 150 m de longitud proporcionarían poca agua, y que la presión en las bocas de incendios no debe ser menor de 1.5 Kg/cm<sup>2</sup>, si se emplean motobombas.

En la Figura 8.26 (a), el círculo corta a 14 tubos, contando los puntos de tangencia como dos tubos. Si el distrito que se estudie es el más densamente edificado de la sección residencial, será necesario, para atender a los casos de incendio, un máximo de 9.5 m<sup>3</sup>/min. Cada uno de los 14 tubos que el círculo corta conducirá 0.68 m<sup>3</sup>/min, y si tienen un diámetro de 15 cm, la pérdida de carga será  $5.5 \times 10^{-3}$ . Cada tubo, si el incendio se produce en el centro de la malla formada por las arterias, tendrá un recorrido de unos 500 m hasta llegar a la arteria que le suministra el agua, y por tanto, la pérdida de presión en cada tubo será de 0.28 Kg/cm<sup>2</sup>. Para una presión normal en la arteria de 2.8 Kg/cm<sup>2</sup> es evidente que la presión en los hidrantes próximos al lugar del incendio será holgada. Una cantidad desconocida de agua alcanzará la zona después de recorrer una gran parte del camino por los tubos dispuestos paralelamente a las direcciones que van directamente a las arterias. Con una red de tubos de 15 cm de diámetro, esta cantidad sería, sin embargo, reducida y, además, la demanda normal doméstica tenderá a impedir cualquier disminución considerable de la pérdida de presión producida por esta causa.

La Figura 8.26 (b) se refiere a manzanas de 150 x 150 m. El círculo, en este caso, solamente corta 10 tubos, por lo que cada uno deberá conducir 0.95 m<sup>3</sup>/min, lo que, si su diámetro es de 15 cm, dará una pérdida de carga de 10 m por kilómetro, que representa 0.5 kg/cm<sup>2</sup> de pérdida desde la periferia del círculo hasta los alimentadores, lo que conduciría a que la presión en la boca de incendios alcance el valor de 2.3 kg/cm<sup>2</sup>. Si las manzanas fuesen de 175 x 175 m la circunferencia solo cortaría a seis tubos, como indica la Figura 8.25(c) sería deseable reemplazar algunos de los tubos de 150 mm por otros de mayor tamaño para asegurar que existen presiones adecuadas en caso de incendio.

El estudio anterior se ha realizado para una zona residencial de gran demanda. En general, las demandas para incendios son menores, excepto en los distritos de lujo o de negocios, para los cuales el Insurance Services Office exige que los tubos sean de 20 cm de diámetro como mínimo. La disposición de las redes de arterias tiene una gran importancia. Si solamente se dispone de arterias por los dos lados, únicamente será razonable considerar que la totalidad del agua necesaria llegará a la zona estudiada circulando nada más que por la mitad, o las tres cuartas partes de los tubos que corta la circunferencia, con lo que se incrementarán las pérdidas de presión haciendo necesario que los tubos de enlace con las arterias sean de mayor diámetro.

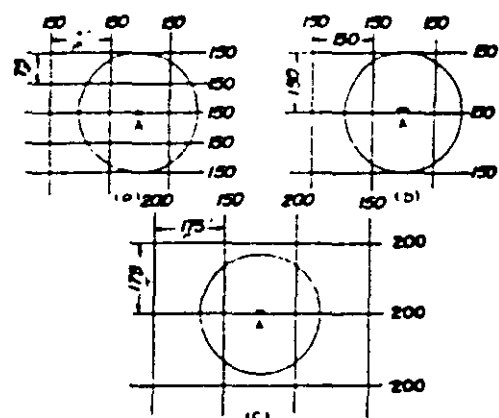


Figura 8.26. El método del círculo para el cálculo de caudales.

8.6.5 Análisis con computadora.

La mayor parte de las redes de distribución se analizan en la actualidad usando programas de computadora. Al diseñar un programa que resuelva problemas de redes de flujo, deben satisfacerse las siguientes ecuaciones simultáneamente a través de la red:

En cada nudo o cruceo:

$$\sum Q_{\text{ENTRADA}} = \sum Q_{\text{SALIDA}}$$

Para cada circuito completo:

$$\sum H = 0$$

Para cada tubería

$$H = KQ^n$$

En los programas de computadora para redes más complejos, las ecuaciones anteriores se resuelven simultáneamente usando una o varias técnicas de inversión de matrices.

Quizá la mayor ventaja ofrecida por el uso de las computadoras es que pueden desarrollarse

muchas más soluciones a un costo razonable para analizar la respuesta del sistema ante la variación de entradas. En la actualidad casi todas las firmas consultoras cuentan con programas de computadora. Lo importante no es solo aprender a correr el programa, sino comprender el problema que se quiere resolver.

8.6.6 Analogía eléctrica.

El analizador eléctrico de Mclroy es de tipo analógico. Requiere el empleo de unos tubos de vacío especiales denominados fluistores, en los cuales la caída de voltaje es proporcional a la potencia 1.85 de la corriente, con lo que es análogo a la pérdida de carga producida por la fricción en la tubería, por tanto, se pueden practicar alimentaciones y cortes de corriente equivalentes a las alimentaciones y salidas propuestas para un sistema de distribución y registrar los cambios de voltaje. Asimismo, es posible estudiar los efectos de la implantación de nuevas tuberías reemplazando los tubos por otros equivalentes a líneas mayores.

Problemas

8.1 Para el circuito de la Figura P-8.1, calcule la distribución de gastos y la presión en el cruceo A. Suponer que todas las tuberías están a la misma cota.

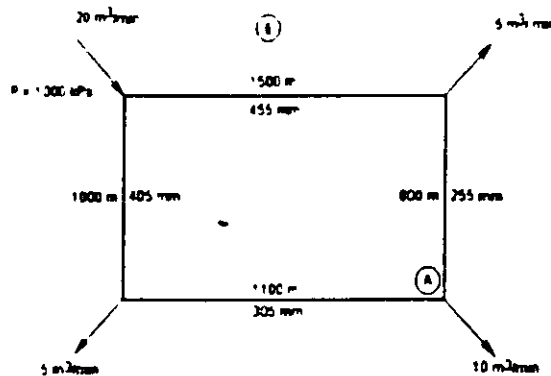


Figura P-8.1

8.2 Para el circuito de la Figura P-8.2, calcule la distribución de gastos y la presión en el cruceo A. Suponer que todas las tuberías están a la misma cota.

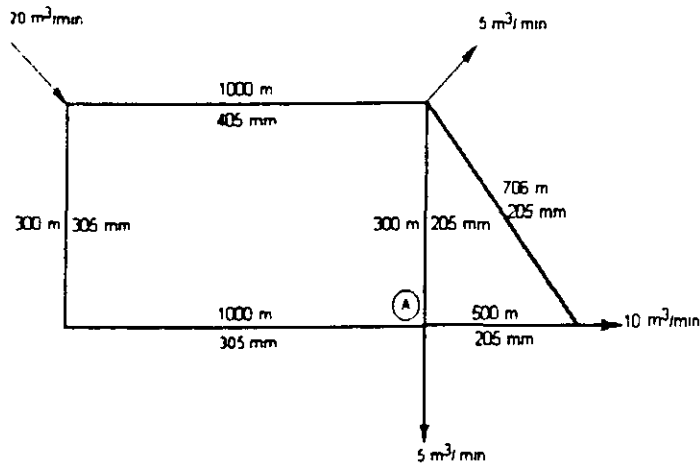


Figura P-8.2

8.3 Para el circuito de la Figura P-8.3, calcule la distribución de gastos y la presión en el cruceo A. Suponer que todas las tuberías están a la misma cota, excepto en donde se indica.

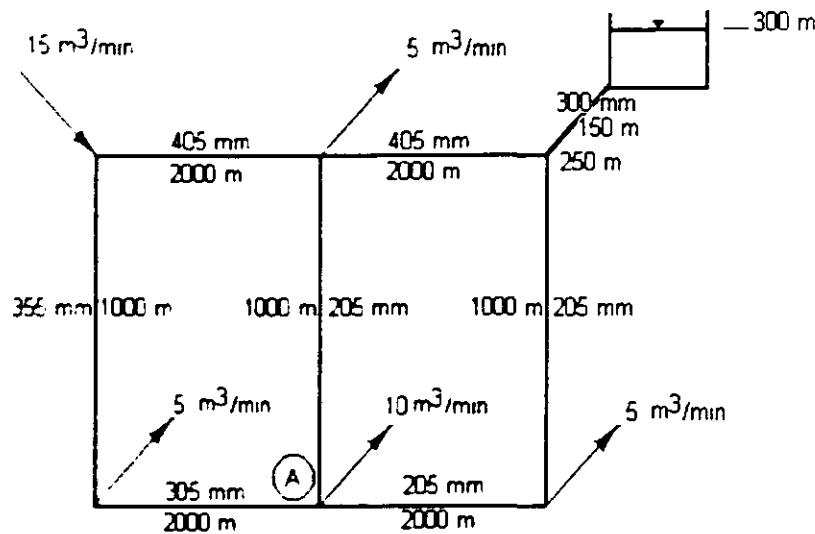


Figura P-8.3

8.4 Con referencia a la Figura P-8.4, diseñe la red de distribución para el área mostrada, considerando por lo menos dos circuitos y las densidades en habitantes por hectárea que se indican en cada manzana. Indique la posición y altura más conveniente del tanque de regularización. Suponga una dotación de 200 l/hab/día y los coeficientes de variación diaria y horaria 1.2 y 1.5, respectivamente.

8.5 Con referencia a la Figura P-8.5, diseñe la red de distribución para el área mostrada, considerando por lo menos dos circuitos y las densidades en habitantes por hectárea que se indican en cada manzana. Indique la posición y altura más conveniente del tanque de regularización. Suponga una dotación de 250 l/hab/día y los coeficientes de variación diaria y horaria 1.25 y 1.45, respectivamente.

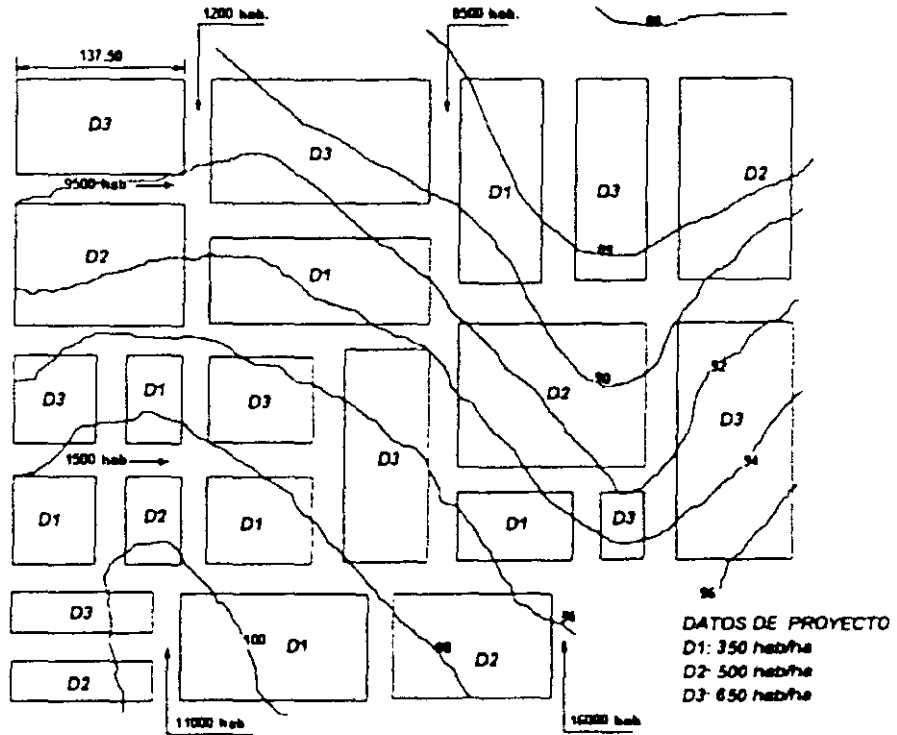


Figura P-8.4.

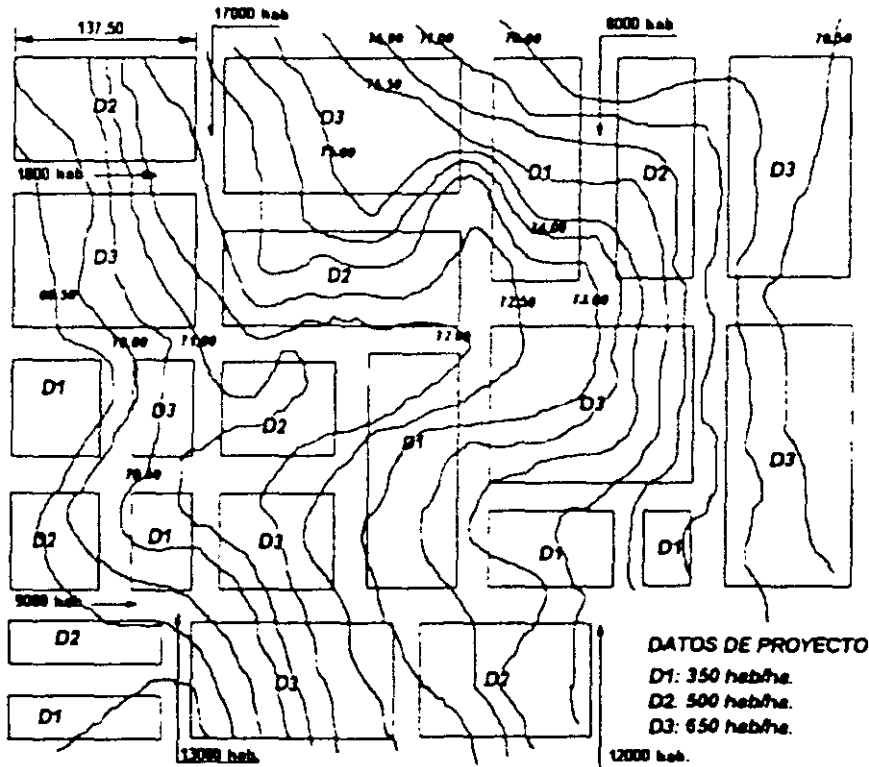


Figura P-8.6.



División de Educación  
Continua y a Distancia  
-Facultad de Ingeniería - UNAM



**Contenido**

<b>Temas</b>	<b>Fecha</b>	<b>Horario</b>
➤ <b>Introducción</b>	<b>13 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45</b>
➤ <b>Sistemas de abastecimiento de agua</b>	<b>13 Octubre</b>	<b>11:00 a 13:00</b>
➤ <b>Redes de distribución</b>	<b>14 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45</b>
➤ <b>Tipo de redes</b>	<b>14 Octubre</b>	<b>11:00 a 13:00</b>
➤ <b>Hidráulica básica</b>	<b>15 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45 y 11:00 a 13:00</b>
➤ <b>Diseño de redes de distribución</b>	<b>16 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45 y 11:00 a 13:00</b>
➤ <b>Sectorización de redes</b>	<b>17 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45</b>
➤ <b>Ejemplos de sectorización</b>	<b>17 Octubre</b>	<b>11:00 a 13:00</b>
➤ <b>Operación de redes</b>	<b>20 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45</b>
➤ <b>Problemas Operativos</b>	<b>20 Octubre</b>	<b>11:00 a 12:00</b>
➤ <b>Diseño de sistemas de control</b>	<b>21 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45 y 11:00 a 12:00</b>
➤ <b>Construcción de sectorización de redes (Aspectos prácticos)</b>	<b>22 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45 y 11:00 a 12:00</b>
➤ <b>Construcción de sectorización de redes (Recomendaciones; casos particulares)</b>	<b>22 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45 y 11:00 a 13:00</b>
➤ <b>Control de Sectorización de redes en el DF</b>	<b>23 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45 y 11:00 a 12:00</b>
➤ <b>Control de Sectorización de redes en el DF (continuación)</b>	<b>24 Octubre</b>	<b>9:00 a 10:45</b>
➤ <b>Evaluación</b>	<b>24 Octubre</b>	<b>11:00 a 12:00</b>





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN  
CONTINUA Y A DISTANCIA

# SECTORIZACIÓN DE LA RED DE AGUA POTABLE

## CI 18

TEMA:

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-013-CNA-2000  
REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE-  
ESPECIFICACIONES DE HERMETICIDAD Y MÉTODOS DE  
PRUEBA.

**EXPOSITOR: ING. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS  
DEL 13 DE OCTUBRE AL 24 DE OCTUBRE DE 2008  
INGENIERÍA AMBIENTAL**

**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-013-CNA-2000, REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE-  
ESPECIFICACIONES DE HERMETICIDAD Y MÉTODOS DE PRUEBA.**

D. O. F. 4 de febrero de 2004

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.- Comisión Nacional del Agua.

. CRISTOBAL JAIME JAQUEZ, Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 3o. fracción VI, 4o., 9o. fracción XII, 12, 20, 22, 100 y 119 fracción VI de la Ley de Aguas Nacionales; 10 segundo párrafo, 14 fracción XI, 23, 31, 36 y 37 del Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales; 1o., 3o. fracciones IV y XI, 40, 41, 43, 44, 45 y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 28, 31, 32 y 33 del Reglamento de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 1o., 2o. fracción XXXI inciso a), 40, 41, 42, 44, 45 y 51 fracción XXIII del Reglamento Interior de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, y

**CONSIDERANDO**

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido por la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de proyectos de normas oficiales mexicanas, el C. Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua ordenó la publicación del Proyecto de Norma Oficial Mexicana PROY-NOM-013-CNA-2000, que establece las especificaciones y métodos de prueba que debe cumplir la red de distribución de agua potable para garantizar su hermeticidad y estanquidad, publicado en el **Diario Oficial de la Federación** el día 23 de enero de 2002, a efecto de que los interesados presentaran sus comentarios al citado Comité Consultivo;

Que durante el plazo de sesenta días naturales, contados a partir de la fecha de publicación de dicho Proyecto de Norma Oficial Mexicana, los análisis a los que se refiere el citado ordenamiento legal, estuvieron a disposición del público para su consulta;

Que dentro del plazo referido, los interesados presentaron los comentarios al Proyecto de Norma, los cuales fueron analizados en el citado Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua, realizándose las modificaciones pertinentes, mismas que fueron publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el día 9 de julio de 2003 por la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, y

Que previa aprobación del Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua, en sesión de fecha 20 de junio de 2002, he tenido a bien expedir la siguiente:

**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-013-CNA-2000, REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE-  
ESPECIFICACIONES DE HERMETICIDAD Y METODOS DE PRUEBA**

**CONTENIDO**

0. Introducción
1. Objetivo
2. Campo de aplicación
3. Referencias
4. Definiciones

5. Clasificación
6. Especificaciones
7. Muestreo
8. Métodos de prueba
9. Verificación del cumplimiento
10. Observancia de esta Norma
11. Recomendaciones
12. Bibliografía
13. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales
14. Vigencia

#### **0. Introducción**

La red de distribución es la parte de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable integrada por la(s) tubería(s) de alimentación, circuitos, líneas abiertas y accesorios, instalados en las vialidades de las localidades, por medio de la cual se lleva el agua hasta las tomas domiciliarias para su entrega a los usuarios. Su correcto funcionamiento depende de un diseño adecuado, de una selección cuidadosa de los materiales por utilizar, de mano de obra calificada para su instalación, de la observancia estricta de las especificaciones de construcción, de la correcta supervisión de la ejecución de la obra y de una operación y conservación eficiente.

La falta de atención a los aspectos ya mencionados, origina la no hermeticidad de las redes de distribución, lo que puede ocasionar fugas y la incorporación de otros fluidos al interior de las tuberías de distribución de agua potable, como son: hidrocarburos, aceites, grasas y aguas residuales, entre otros, lo que provoca la contaminación del agua que se distribuye a los usuarios del servicio.

Un aspecto que impacta en forma considerable en el volumen de fugas que se presentan en la red, es la falta de una operación y mantenimiento acordes con las características del sistema.

Por lo anterior, una de las principales características que deben cumplir las redes de distribución de agua potable, con objeto de evitar los riesgos antes citados y preservar el recurso, así como su calidad, es que sean herméticas.

Los estudios de evaluación de pérdidas en las redes de distribución de sistemas de agua potable, realizados por la Comisión Nacional del Agua (CNA), han demostrado que para eliminar las fugas, es importante tomar en cuenta los siguientes aspectos

- La obra se debe realizar bajo un proyecto ejecutivo aprobado por la entidad local responsable de la ejecución de la obra y por el organismo operador responsable de la prestación del servicio.
- Se debe contar con personal calificado en la instalación de los elementos que constituyen la red de distribución.

La supervisión y dirección de la obra se debe realizar con personal calificado.

La operación y mantenimiento de la red de distribución se debe efectuar acorde con las características y necesidades del sistema, así como con personal calificado.

### **1. Objetivo**

Esta Norma Oficial Mexicana, establece las especificaciones y métodos de prueba, que debe cumplir la red de distribución de agua potable para garantizar su hermeticidad y estanquidad, con el fin de preservar el recurso hidráulico y evitar su contaminación.

### **2. Campo de aplicación**

Esta Norma Oficial Mexicana, es de observancia obligatoria para los concesionarios y asignatarios de aguas nacionales, así como para el organismo responsable de la prestación del servicio y/o dependencia local responsable de la ejecución del proyecto, de la instalación de redes de distribución de agua potable ya sean nuevas ampliaciones y/o rehabilitaciones y para los fabricantes de los elementos que la integran, de fabricación nacional y/o extranjera que se comercialicen dentro del territorio nacional.

### **3. Referencias**

Esta Norma Oficial Mexicana se complementa con las siguientes normas mexicanas vigentes o las que las sustituyan:

Toma domiciliaria para abastecimiento de agua potable-Especificaciones y métodos de prueba.

Fibrocimiento-Tuberías a presión-Especificaciones.

Industria de la construcción-Fibrocimiento-Tubos-Determinación de la estanquidad-Métodos de prueba. (Cancela a la NMX-C-041-1983).

Industria del plástico-Tubos de polietileno de alta densidad (PEAD), para la conducción de agua a presión-Especificaciones (Cancela a la NMX-E-018-1996-SCFI).

Industria del plástico-Tubos de poli(cloruro de vinilo) (PVC) sin plastificante para el abastecimiento de agua a presión-Serie métrica-Especificaciones. (Cancela a la NMX-E-143/1-1998-SCFI).

Industria del plástico-Tubos de polietileno (PE) para conducción de líquidos a presión-Serie métrica-Especificaciones.

Industria del plástico-Tubos de poli(cloruro de vinilo) (PVC) sin plastificante para el abastecimiento de agua a presión-Serie Inglesa-Especificaciones. (Cancela a la NMX-E-145/1-1998-SCFI).

Industria del plástico-Tubos de polietileno de alta densidad (PEAD)para toma domiciliaria de agua-Especificaciones (Cancela a laNMX-E-146-1998-SCFI).

Industria del plástico-Tubos y conexiones-Conexiones hidráulicas de poli(cloruro de vinilo) (PVC) sin plastificante, con unión espiga-campana-Serie Inglesa-Especificaciones.

Industria del plástico-Tubos y conexiones-Conexiones de poli(cloruro de vinilo) (PVC) sin plastificante, para el abastecimiento de agua a presión con unión espiga-campana-Serie métrica-Especificaciones.

Industria Hulera-Anillos de hule empleados como empaque en los sistemas de tubería-Especificaciones (Cancela a las NMX-E-111-1995-SCFI y NMX-T-021-1994-SCFI).

Las normas de referencia y la Manifestación de Impacto Regulatorio podrán consultarse en el domicilio del Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua, sito en Privada Relox número 16, piso 3, ala Sur, colonia Chimalistac, 01070, México, D.F.

#### **4. Definiciones**

Para los efectos de la presente Norma Oficial Mexicana, se establecen las definiciones siguientes:

**4.1 Anillo de hule:** elemento elastomérico que se usa como sello en las juntas o uniones de las tuberías para conseguir su hermeticidad.

**4.2 Asignatario:** dependencia u organismo descentralizado de la administración pública federal, estatal o municipal que explota, usa o aprovecha aguas nacionales mediante asignación otorgada por la Comisión Nacional del Agua.

**4.3 Concesionario:** persona física o moral que explote, use o aproveche aguas nacionales mediante concesión otorgada por la Comisión Nacional del Agua

**4.4 Crucero:** conjunto de piezas especiales, generalmente de fierro fundido y/o plástico y válvulas de seccionamiento, que se unen para formar: intersecciones de conductos, derivaciones, cambios de dirección y de diámetro.

**4.5 Diámetro nominal:** medida que corresponde a la denominación comercial de tuberías.

**4.6 Estanquidad:** característica de una red de distribución de no permitir el paso del agua a través de las paredes de los tubos, piezas especiales y válvulas

**4.7 Elemento:** cualquier componente de la red que debe satisfacer los requerimientos de la presente Norma. Generalmente son: tubos, piezas especiales y válvulas.

**4.8 Evaluación de la conformidad:** la determinación del grado de cumplimiento con las normas oficiales mexicanas o la conformidad con las normas mexicanas, las normas internacionales u otras especificaciones, prescripciones o características, comprende, entre otros, los procedimientos de muestreo, prueba, calibración certificación y verificación.

**4.9 Fabricante:** persona física o moral que fabrica los elementos integrantes de la red de distribución.

**4.10 Fuga:** escape del agua por la pared de la tubería, sus dispositivos de unión y accesorios. Se considera fuga a partir de un escurrimiento (las zonas húmedas de la pared del tubo no se consideran fugas).

**4.11 Hermeticidad:** característica de una red de distribución de no permitir el paso del agua al exterior a través de las uniones de sus elementos.

**4.12 Instalación de tuberías:** conjunto de operaciones que debe ejecutar el responsable de la instalación para colocar la tubería en los lugares que señale el proyecto ejecutivo, durante la construcción de la red.

**4.13 Junta:** sistema de unión de los elementos y componentes y, en su caso, de las piezas especiales.

**4.14 Organismo Operador:** entidad encargada y responsable del suministro de agua potable en cantidad y calidad adecuada.

**4.15 Organismo de certificación:** las personas morales que tengan por objeto realizar funciones de certificación, acreditada y aprobada, en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y su Reglamento.

**4.16 Piezas especiales:** elementos que permiten realizar conexiones en los cruceros, con tuberías y válvulas, en cambios de dirección, unión de tramos de tubería de diferente material y diámetro. Generalmente son: codos, tes, cruces, reducciones, extremidades, tapas ciegas y juntas Gibault.

**4.17 Presión de Prueba:** presión que se aplica a un tramo de tubería o un circuito instalados con el fin de detectar fugas.

**4.18 Proveedor:** el fabricante, propietario, representante, importador o comercializador del producto, equipo, maquinaria, material y servicio.

**4.19 Purga de Aire:** dispositivo mediante el cual se expulsa el aire atrapado en las líneas cuando éstas son llenadas con agua.

**4.20 Red de distribución de agua potable (Red):** es el conjunto de tuberías, piezas especiales y válvulas, que distribuyen el agua generalmente desde el tanque de regulación hasta las tomas domiciliarias.

**4.21 Tapa ciega:** dispositivo usado durante las pruebas de hermeticidad a la red de distribución, cuya finalidad es tapar los extremos de los tramos de tubería y poder realizar la prueba de presión hidrostática.

**4.22 Toma domiciliaria:** instalación que se conecta a la tubería de la red de distribución y permite el suministro de agua potable a los usuarios

**4.23 Tubería:** unión de dos o más tubos

**4.24 Unidad de Verificación:** la persona física o moral que realiza actos de verificación, acreditada y aprobada, en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y su Reglamento.

**4.25 Usuario:** quien recibe el servicio de agua potable para su consumo a través de una toma domiciliaria

**4.26 Válvulas:** accesorios que se utilizan en las redes de distribución para controlar el flujo.

**4.27 Verificación:** la constatación ocular o comprobación, mediante muestreo, medición, pruebas de laboratorio, o examen de documentos que se realizan para evaluar la conformidad, en un momento determinado.

## 5. Clasificación

Por el material, las tuberías se clasifican en:

- Fibrocemento (FC)
- Poli(cloruro de vinilo) (PVC)
- Polietileno de alta densidad (PEAD)

- De cualquier otro material o combinación de materiales, que puedan tipificarse como tubería destinada a la conducción de agua potable y que cumpla con una norma de producto.

## **6. Especificaciones**

### **6.1 Diseño de la red**

La presión máxima de diseño de la red de distribución está dada por la carga estática máxima admisible, la cual no debe ser mayor a 0,5 MPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).

La construcción de la red se debe realizar con base en un proyecto ejecutivo que contemple la presión máxima admisible de diseño establecida en este inciso, aprobado por el concesionario o asignatario, el organismo responsable de la prestación del servicio y/o la dependencia local responsable de su ejecución.

Verificación: los responsables del cumplimiento de esta Norma deben conservar el proyecto ejecutivo y la documentación que compruebe que fue aprobado, para justificar en el momento que se requiera, que el diseño de la red se apega a lo especificado en este inciso.

### **6.2 Elementos**

El conjunto de elementos que forman la red debe garantizar su estanquidad y hermeticidad, cumpliendo como mínimo con las características, especificaciones y métodos de prueba que se establecen en las normas mexicanas de producto (Capítulo 3) correspondientes y en caso de no existir, con las normas internacionales o extranjeras bajo las cuales se fabriquen.

En este sentido, los fabricantes o proveedores de los elementos que conforman la red de distribución deben obtener el respectivo certificado de sus productos emitido por la Comisión Nacional del Agua como dependencia competente o por organismos de certificación acreditados y aprobados en los términos que estipula la Ley Federal sobre Metrología y Normalización

#### **6.2.1 Tuberías**

##### **6.2.1.1 Tubería de fibrocemento (FC)**

Para los tubos de fibrocemento corresponde lo indicado en las: NMX-C-012-1994-SCFI y la NMX-C-041-ONNCCE-1999.

##### **6.2.1.2 Tuberías de poli(cloruro de vinilo) (PVC)**

Para los tubos de poli(cloruro de vinilo) (PVC), corresponde lo indicado en las normas NMX-E-143/1-SCFI-2002, Industria del plástico-Tubos de poli(cloruro de vinilo) (PVC) sin plastificante para el abastecimiento de agua a presión-Serie métrica-Especificaciones, NMX-E-145/1-SCFI-2002, Industria del plástico-Tubos de poli(cloruro de vinilo) (PVC) sin plastificante para el abastecimiento de agua a presión-Serie Inglesa-Especificaciones; sus conexiones deben cumplir con las NMX-E-223-1999-SCFI, para sistema inglés y NMX-E-231-SCFI-1999 para sistema métrico.

##### **6.2.1.3 Tuberías de Polietileno de alta densidad (PEAD).**

Para los tubos de polietileno de alta densidad, corresponde lo indicado en las normas NMX-E-018-SCFI-2002, NMX-E-144-1991 y la NMX-E-146-SCFI-2002.

#### **6.2.2 Anillos de hute**

En las tuberías de fibrocemento y de poli(cloruro de vinilo) (PVC), a los anillos de hule corresponde lo indicado en la NMX-T-021-SCFI-2002.

### **6.2.3 Elementos para los que no exista norma mexicana de producto**

En este caso, los elementos deberán cumplir con las normas internacionales o extranjeras bajo las cuales se fabriquen.

**Verificación del inciso 6.2 y sus subíndices:** el concesionario, asignatario, organismo responsable del servicio y/o la dependencia local responsable de la ejecución de la obra, debe conservar copia de los certificados de producto expedido por un organismo de certificación acreditado y aprobado en los términos que estipula la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, que acrediten que el producto cumple con lo establecido en las normas mexicanas de producto (NMX) referenciadas en el capítulo 3 de esta Norma y en caso de no existir, con las normas internacionales o extranjeras bajo las cuales fueron fabricadas.

### **6.3 Instalación de los elementos de la red**

La instalación de los elementos de la red, debe efectuarse reuniendo los siguientes requisitos:

**6.3.1 Efectuar una inspección visual de los elementos de la red en el momento de su recepción,** separando el material dañado que se considere pueda ocasionar fugas; con los resultados de esta inspección el responsable deberá elaborar un informe donde se indiquen los resultados, cual material resultó dañado, así como las recomendaciones correspondientes.

Lo anterior se verifica de la siguiente forma. los concesionarios y asignatarios de aguas nacionales, así como para el organismo responsable de la prestación del servicio y/o dependencia local responsable de la ejecución del proyecto de la instalación de redes de distribución de agua potable, deberá conservar el informe de la inspección visual, donde se indiquen los resultados obtenidos, cual material resultó dañado, así como las recomendaciones.

**6.3.2 En la instalación de los elementos, se deberán consultar y aplicar los procedimientos recomendados por los fabricantes,** así como llevarla a cabo con el equipo, las herramientas y métodos de instalación establecidos en las normas, manuales y especificaciones de construcción reconocidos para tal fin, lo anterior se deberá consignar en la bitácora de obra que deberá llevar el responsable y supervisor de la ejecución del proyecto.

Lo anterior se verifica de la siguiente forma. los concesionarios y asignatarios de aguas nacionales, así como para el organismo responsable de la prestación del servicio y/o dependencia local responsable de la ejecución del proyecto de la instalación de redes, deberá conservar las bitácoras de obra donde se consignan con relación a la instalación de la red, los procedimientos, métodos, equipo y herramientas utilizados en la instalación, así como indicar que corresponden a los procedimientos, métodos, manuales, normas y especificaciones de construcción establecidos para tal fin.

**6.3.3 Los responsables de ejecutar la obra y el personal que realice la supervisión y/o que dirija las actividades relacionadas con la instalación de la red de distribución,** deberán demostrar ante el organismo operador o dependencia local responsable de la ejecución del proyecto, experiencia en obras de tipo similar y conocimiento de esta Norma, asimismo, el personal debe ser o estar capacitado en los procedimientos y métodos de instalación de redes de distribución establecidos en las especificaciones de construcción y/o recomendados en los manuales y guías de instalación de los fabricantes.

Lo anterior se verifica de la siguiente forma. los concesionarios y asignatarios de aguas nacionales, así como para el organismo responsable de la prestación del servicio y/o dependencia local responsable de la ejecución del proyecto de la instalación de redes, deberá contar y conservar la evidencia documental que



avale el conocimiento de esta Norma, así como la experiencia en obras similares del personal que realice la supervisión o dirija las actividades relacionada con la instalación de la red de distribución, lo anterior, se podrá comprobar mediante curriculum que contengan la información de obras realizadas con anterioridad y datos que permitan su comprobación, así como con constancias de empresas fabricantes de elementos que avalen que han recibido capacitación en los métodos y procedimientos para la instalación de redes de distribución o de organismos operadores en los cuales hayan trabajado en la instalación de redes.

#### **6.4 Instalación de tomas domiciliarias**

##### **6.4.1 Instalación durante la construcción de la red**

En este caso todas las tomas domiciliarias que consideren conveniente instalar los concesionarios y asignatarios de aguas nacionales, así como el organismo responsable de la prestación del servicio y/o dependencia local responsable de la ejecución del proyecto de la instalación de redes, deben de cumplir con lo establecido en la NOM-002-CNA-1995, y podrán ser probadas hidrostáticamente conjuntamente con los tramos de la red y sus circuitos, verificando solamente la hermeticidad del conjunto abrazadera-válvula de inserción, debiendo estar perforada la tubería de la red de distribución y cerrada la válvula de inserción. El ramal y el cuadro de la toma se instalarán y probarán terminada la construcción y prueba de la red, según lo indicado en la NOM-002-CNA-1995, Toma domiciliaria para abastecimiento de agua potable-Especificaciones y métodos de prueba.

##### **6.4.2 Instalación posterior a la construcción de la red**

En este caso la instalación de las tomas domiciliarias cumplirá con lo establecido en la NOM-002-CNA-1995, Toma domiciliaria para abastecimiento de agua potable-Especificaciones y métodos de prueba.

Verificación: la verificación de los incisos anteriores se realizará de acuerdo a lo establecido en la NOM-002-CNA-1995, Toma domiciliaria para abastecimiento de agua potable-Especificaciones y métodos de prueba.

#### **6.5 Hermeticidad de la red**

Los elementos que integran la red deben garantizar hermeticidad.

Una vez instalada la red, ésta debe resistir durante una o dos horas, una presión hidrostática de 1.5 veces la presión de trabajo de las tuberías, sin presentar fugas o fallas en sus elementos y juntas.

Esto se verifica conforme a lo indicado en el inciso 8.1

#### **7. Muestreo**

Para valorar el cumplimiento de esta Norma el organismo operador o dependencia local responsable debe verificar la hermeticidad del 100% de la red.

#### **8. Métodos de prueba**

Algunos métodos de prueba implican operaciones peligrosas; sin embargo, no se especifican las medidas de seguridad necesarias para su aplicación. Es obligación de los responsables del cumplimiento de esta Norma establecer los procedimientos apropiados de seguridad, así como determinar el equipo y los métodos de protección para su aplicación.

##### **8.1 Hermeticidad de la Red**

La prueba de hermeticidad, a la que se deben someter todas las tuberías de una red (primarias y secundarias) se denomina de campo y se realiza a una presión de 1.5 veces la presión de trabajo de las tuberías, realizándose de acuerdo a lo siguiente:

#### 8.1.1 Equipo y material

Se debe contar como mínimo con el equipo y material siguiente:

- a) Agua potable
- b) Bomba de émbolo, provista de manómetro previamente calibrado, con la capacidad apropiada para leer en su tercio medio la presión de prueba y que cuente con división mínima de escala de 1 KPa (0,01 kg/cm<sup>2</sup>).
- c) Cronómetro
- d) Termómetro
- e) Dispositivos para purga de aire
- f) Tapas ciegas

#### 8.1.2 Preparación de la Prueba de Hermeticidad

La prueba de tuberías, piezas especiales y válvulas deberá efectuarse primero por tramos entre crucero y crucero y posteriormente por circuitos. No deberán probarse tramos menores de los existentes entre crucero y crucero

Una vez que se tenga terminada la instalación de un tramo de la red (generalmente entre dos cruceros), incluyendo piezas especiales y válvulas, se procederá a efectuar la preparación de la prueba de hermeticidad como se indica a continuación.

La tubería será anclada provisionalmente mediante un relleno apisonado de tierra en el centro de cada tubo, dejando al descubierto las juntas para que puedan hacerse las observaciones necesarias en el momento de la prueba; asimismo, se deberá anclar en forma definitiva con atraques de concreto de la forma, dimensiones y calidad que se señale en el proyecto ejecutivo. Los atraques se construirán en los codos, tes y tapas ciegas, para evitar movimientos de la tubería producidos por la presión hidrostática o por golpes de ariete.

#### Prellenado del tramo

La tubería se llenará lentamente con agua, purgando el aire entrampado en ella mediante la inserción de niple y válvula de globo en la parte más alta de la tubería, de manera que el aire acumulado en la parte superior pueda eliminarse, por lo que el llenado se hará a partir del punto más bajo del tramo.

. Las tuberías deben ser prellenadas con los tiempos especificados en la siguiente tabla:

**TABLA No. 1**

#### **TIEMPO DE PRELLENADO Y PRESION DE PRUEBA EN CAMPO**

TUBERIA	Tiempo de prellenado (Hrs.)	Clase	Presión de trabajo en Mpa (kg/cm <sup>2</sup> )	Presión de prueba en MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Fibrocemento (FC)	24	A-5	0,5 (5)	0,75 (7,5)
		A-7	0,7 (7)	1,05 (10,5)
		A-10	1,0 (10)	1,5 (15,0)
		A-14	1,4 (14)	2,1 (21)
(*) PVC	1	C-5	0,5 (5)	0,75 (7,5)
		C-7	0,7 (7)	1,05 (10,5)
		C-10	1,0 (10)	1,5 (15)
		C-14	1,4 (14)	2,1 (21)
		RD-26	1,1 (11)	1,65 (16,5)
		RD-32,5	0,86 (8,6)	1,29 (12,9)
		RD-41	0,69 (6,9)	1,035 (10,35)
(*) PEAD	1	C-6	0,60 (6)	0,90 (9)
		C-8	0,80 (8)	1,20 (12)
		RD-7 (I)	1,4 (14)	2,1 (21)
		RD-9 (I)	1,1 (11)	1,65 (16,5)
		RD-9 (II)	1,4 (14)	2,1 (21)
		RD-11 (II)	1,1 (11)	1,65 (16,5)
		RD-11,5 (I)	0,9 (9)	1,35 (13,5)
		RD-13,5 (II)	0,9 (9)	1,35 (13,5)
		RD-15 (I)	0,69 (6,9)	1,035 (10,35)
		RD-21,0 (II)	0,56 (5,6)	0,84 (8,4)
RD-17,0 (II)	0,70 (7)	1,05 (10,5)		
Otros materiales	CNA establecerá el tiempo de prellenado			1.5 veces la presión de trabajo

**NOTAS:**

- 1 Para tuberías con clases superiores indicadas en la tabla 1 la presión de prueba será de 1.5 veces la presión de trabajo

- 2 Las presiones de trabajo indicadas para las tuberías de plástico (PVC y PEAD) corresponden a temperaturas de  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$
- 3 Las clases indicadas son las consideradas en las normas de producto NMX, referenciadas en el capítulo 3 de esta Norma
- 4 (I) y (II) Se refiere a los tipos de la tubería de polietileno alta densidad

La prueba de presión hidrostática se realizará después de haber transcurrido un mínimo de 5 días posteriores a la construcción del último atraque y debe efectuarse por tramos, incluyendo piezas especiales y válvulas. Finalmente, se hará la prueba por circuitos a juicio del organismo operador.

#### 8.1.3 Procedimiento de la prueba de presión hidrostática de la red

Una vez terminado el tiempo de prellenado, se aplicará la presión de prueba de 1.5 veces la presión de trabajo de las tuberías, mediante la bomba de émbolo, que se conectará a la tubería. Alcanzada la presión de prueba, ésta se sostendrá durante una a dos horas, agregando si es necesario, la cantidad de agua requerida para sustituir el volumen absorbido y mantener la presión de prueba, para posteriormente, revisar los tubos, las juntas, válvulas y piezas especiales con objeto de localizar todas las fugas existentes.

Para conocer las cantidades de agua por agregar durante la prueba, se tomarán en cuenta las recomendaciones dadas por los fabricantes en sus manuales de instalación.

Si existen fugas, los responsables de la instalación, deben determinar con sus propios medios, su origen. Los tubos, juntas, válvulas y piezas especiales que acusen fugas, deberán ser repuestos e instalados. El tramo o el circuito se volverá a probar hasta cumplir con los requerimientos de esta prueba. Si el tiempo transcurrido entre la ejecución de una prueba y otra es superior a las 24 horas, la tubería deberá ser saturada (prellenada) nuevamente.

#### 8.1.4 Aceptación de la prueba

La red distribución se considera hermética, si después de haber realizado la prueba de presión hidrostática a los tramos y circuitos no se detecta ninguna fuga.

#### 8.1.5 Informe de la prueba

El informe de la prueba debe incluir lo siguiente.

- a) Identificación completa del tramo probado
- b) Identificación completa del circuito probado
- c) Fecha de ejecución de la prueba, tiempos y temperatura ambiente
- d) Resultado obtenido de la prueba y comentarios relevantes. En caso de falla reportar cómo y dónde se presenta ésta, incluyendo una descripción breve de la sección que falló y de las acciones correctivas tomadas.
- e) Referencia del método de prueba.
- f) Nombre y firma de los responsables de la ejecución de la obra y del supervisor.

### 9. Verificación del cumplimiento

Para el caso de la verificación del cumplimiento de los elementos (punto 6.2), en relación con las normas de producto referenciadas en el capítulo 3 de esta Norma, la verificación podrá ser realizada por la Comisión Nacional del Agua o un organismo de certificación, acreditado y aprobado en los términos que estipula la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y su Reglamento.

Para el caso de la verificación del cumplimiento del punto 6.5, Hermeticidad de la red (en campo), la verificación podrá ser realizada por la Comisión Nacional del Agua o una unidad de verificación, acreditada y aprobada en los términos que estipula la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y su Reglamento.

#### **10. Observancia de esta Norma**

La Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales a través de la Comisión Nacional del Agua, será la encargada de vigilar el cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana, quien promoverá la coordinación de acciones con los gobiernos de las entidades federativas y de los municipios, sin afectar sus facultades que en la materia y en el ámbito de sus correspondientes atribuciones.

El incumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana será sancionado conforme a lo dispuesto por la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y su Reglamento y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

#### **11. Recomendaciones**

En el proyecto ejecutivo de las redes de distribución de agua potable, se recomienda emplear.

El "Libro II, 1a. Sección, Tema 4 Redes de Distribución", del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, editado por la Comisión Nacional del Agua, y

Las "Especificaciones generales para la construcción de sistemas de agua potable y alcantarillado", Comisión Nacional del Agua (CNA), México, D.F., 1993.

Para la instalación de los elementos, consultar y aplicar los procedimientos recomendados en los manuales de instalación de los fabricantes.

#### **12. Bibliografía**

- NOM-008-SCFI-93, "Sistema general de unidades de medida". 1993.
  - "Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario", Comisión Nacional del Agua (CNA), México, D.F. 1994.
  - Manuales de Instalación del fabricante de la tubería por utilizar.
- El "Libro II, 1a. Sección, Tema 4 Redes de distribución", del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, editado por la Comisión Nacional del Agua, y
- Las "Especificaciones generales para la construcción de sistemas de agua potable y alcantarillado", Comisión Nacional del Agua (CNA), México, D.F. 1993.

#### **13. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales**

Esta Norma Oficial Mexicana no concuerda con ninguna norma internacional, por no existir referencia alguna en el momento de su elaboración

#### **14. Vigencia**

La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor a los 120 días naturales posteriores a su publicación en el **Diario Oficial de la Federación**.

Dada en la Ciudad de México, Distrito Federal, a los diecisiete días del mes de octubre de dos mil tres.-El Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua, **Cristóbal Jaime Jáquez** - Rúbrica.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN  
CONTINUA Y A DISTANCIA

# SECTORIZACIÓN DE LA RED DE AGUA POTABLE

## CI 18

TEMA :

MODIFICACIÓN A LA NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994, SALUD AMBIENTAL. AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO.

**EXPOSITOR: ING. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS**  
**DEL 13 DE OCTUBRE AL 24 DE OCTUBRE DE 2008**  
**INGENIERÍA AMBIENTAL**

# **MODIFICACION a la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.**

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Salud.

**MODIFICACION A LA NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994, SALUD AMBIENTAL. AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO. LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACION.**

JAVIER CASTELLANOS COUTIÑO, Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, con fundamento en los artículos 39 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 4o. y 69-H de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo; 13, apartado A) fracción I, 118, fracción II y 119, fracción II de la Ley General de Salud; 41, 43, 45, 46, fracción II, y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 28 y 34 del Reglamento de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 214, fracción IV y 225 del Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios, y 7, fracciones V y XIX y 25, fracción IV del Reglamento Interior de la Secretaría de Salud, y

## **CONSIDERANDO**

Que con fecha 16 de diciembre de 1999, en cumplimiento del acuerdo del Comité y de lo previsto en el artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, se publicó en el **Diario Oficial de la Federación** el proyecto de la presente Norma Oficial Mexicana a efecto que dentro de los sesenta días naturales posteriores a dicha publicación, los interesados presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario.

Que con fecha 20 de junio de 2000, fueron publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** las respuestas a los comentarios recibidos por el mencionado Comité, en términos del artículo 47 fracción III de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

Que en atención a las anteriores consideraciones, contando con la aprobación del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, se expide la siguiente:

**MODIFICACION A LA NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994, SALUD AMBIENTAL. AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO. LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACION**

## **INDICE**

0. Introducción



1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Límites permisibles de calidad del agua
5. Tratamientos para la potabilización del agua
6. Métodos de prueba
7. Concordancia con normas internacionales y mexicanas
8. Bibliografía
9. Observancia de la Norma
10. Vigencia

## **0. Introducción**

El abastecimiento de agua para uso y consumo humano con calidad adecuada es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades gastrointestinales y otras, para lo cual se requiere establecer límites permisibles en cuanto a sus características microbiológicas, físicas, organolépticas, químicas y radiactivas, con el fin de asegurar y preservar la calidad del agua en los sistemas, hasta la entrega al consumidor.

Por tales razones la Secretaría de Salud, propone la modificación a la presente Norma Oficial Mexicana, con la finalidad de establecer un eficaz control sanitario del agua que se somete a tratamientos de potabilización a efecto de hacerla apta para uso y consumo humano, acorde a las necesidades actuales.

## **1. Objetivo y campo de aplicación**

**1.1** Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano.

**1.2** Esta Norma Oficial Mexicana es aplicable a todos los sistemas de abastecimiento públicos y privados y a cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional.

## **2. Referencias**

**2.1** NOM-008-SCF1-1993 Sistema General de Unidades de Medida.

**2.2** NOM-012-SSA1-1993 Requisitos sanitarios que deben cumplir los sistemas de

abastecimiento de agua para uso y consumo humano públicos y privados.

**2.3 NOM-013-SSA1-1993** Requisitos sanitarios que debe cumplir la cisterna de un vehículo para el transporte y distribución de agua para uso y consumo.

**2.4 NOM-014-SSA1-1993** Procedimientos sanitarios para el muestreo de agua para uso y consumo humano, en sistemas de abastecimiento de agua públicos y privados.

**2.5 NOM-112-SSA1-1994** Determinación de bacterias coliformes. Técnica del número más probable.

**2.6 NOM-117-SSA1-1994** Bienes y Servicios. Método de prueba para la determinación de cadmio, arsénico, plomo, estaño, cobre, fierro, zinc y mercurio en alimentos, agua potable y agua purificada por espectrometría de absorción atómica.

### **3. Definiciones**

Para los efectos de esta Norma Oficial Mexicana se entiende por:

**3.1 Ablandamiento**, proceso de remoción de los iones calcio y magnesio, principales causantes de la dureza del agua.

**2 Adsorción**, remoción de iones y moléculas de una solución que presentan afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separadas de la solución.

**3.3 Agua para uso y consumo humano**, agua que no contiene contaminantes objetables, ya sean químicos o agentes infecciosos y que no causa efectos nocivos para la salud. También se denomina como agua potable.

**3.4 Características microbiológicas**, debidas a microorganismos nocivos a la salud humana. Para efectos de control sanitario se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y *Escherichia coli* o coliformes fecales.

**3.5 Características físicas y organolépticas**, las que se detectan sensorialmente. Para efectos de evaluación, el sabor y olor se ponderan por medio de los sentidos y el color y la turbiedad se determinan por medio de métodos analíticos de laboratorio.

**3.6 Características químicas**, las debidas a elementos o compuestos químicos, que como resultado de investigación científica se ha comprobado que pueden causar efectos nocivos a la salud humana.

**Características radiactivas**, aquellas resultantes de la presencia de elementos radiactivos.

**3.8 Coagulación química**, adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o

filtración.

**3.9 Contingencia**, situación de cambio imprevisto en las características del agua por contaminación externa, que ponga en riesgo la salud humana.

**3.10 Desinfección**, destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos.

**3.11 Evaporación**, separación del agua de los sólidos disueltos, utilizando calor como agente de separación, condensando finalmente el agua para su aprovechamiento.

**3.12 Filtración**, remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada.

**3.13 Floculación**, aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos.

**3.14 Intercambio iónico**, proceso de remoción de aniones o cationes específicos disueltos en el agua, a través de su reemplazo por aniones o cationes provenientes de un medio de intercambio, natural o sintético, con el que se pone en contacto.

**3.15 Límite permisible**, concentración o contenido máximo o intervalo de valores de un componente, que no causará efectos nocivos a la salud del consumidor.

**3.16 Neutralización**, adición de sustancias básicas o ácidas al agua para obtener un pH neutro.

**3.16.1 Estabilización**, obtención de determinada concentración de sales y pH del agua, para evitar la incrustación o corrosión de los materiales con que se fabrican los elementos que la conducen o contienen.

**3.17 Osmosis inversa**, proceso esencialmente físico para remoción de iones y moléculas disueltos en el agua, en el cual por medio de altas presiones se fuerza el paso de ella a través de una membrana semipermeable de porosidad específica, reteniéndose en dicha membrana los iones y moléculas de mayor tamaño.

**3.18 Oxidación**, pérdida de electrones de un elemento, ion o compuesto por la acción del oxígeno u otro agente oxidante.

**3.19 Potabilización**, conjunto de operaciones y procesos, físicos y/o químicos que se aplican al agua en los sistemas de abastecimiento públicos o privados, a fin de hacerla apta para uso y consumo humano.

**3.20 Sedimentación**, proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas en el agua, por efecto gravitacional.

**3.21 Sistema de abastecimiento de agua**, conjunto de elementos integrados por las obras hidráulicas de captación, conducción, potabilización, desinfección, almacenamiento o regulación y distribución.

#### 4. Límites permisibles de calidad del agua

4.1 Límites permisibles de características microbiológicas.

4.1.1 El contenido de organismos resultante del examen de una muestra simple de agua, debe ajustarse a lo establecido en la Tabla 1.

**TABLA 1**

<b>CARACTERISTICA</b>	<b>LIMITE PERMISIBLE</b>
Organismos coliformes totales	Ausencia o no detectables
<i>E. coli</i> o coliformes fecales u organismos termotolerantes	Ausencia o no detectables

4.1.2 Bajo situaciones de emergencia, las autoridades competentes podrán establecer los agentes biológicos nocivos a la salud que se deban investigar.

4.1.3 Las unidades de medida deberán reportarse de acuerdo a la metodología empleada.

4.1.4 El agua abastecida por el sistema de distribución no debe contener *E. coli* o coliformes fecales u organismos termotolerantes en ninguna muestra de 100 ml. Los organismos coliformes totales no deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml; en sistemas de abastecimiento de localidades con una población mayor de 50 000 habitantes; estos organismos deberán estar ausentes en el 95% de las muestras tomadas en un mismo sitio de la red de distribución, durante un periodo de doce meses de un mismo año.

4.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas.

4.2.1 Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse a lo establecido en la Tabla 2.

**TABLA 2**

<b>CARACTERISTICA</b>	<b>LIMITE PERMISIBLE</b>
Color	20 unidades de color verdadero en la escala de platino-cobalto.

Olor y sabor	Agradable (se aceptarán aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde el punto de vista biológico o químico).
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método.

#### 4.3 Límites permisibles de características químicas.

4.3.1 El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 3. Los límites se expresan en mg/l, excepto cuando se indique otra unidad.

**TABLA 3**

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Aluminio	0,20
Arsénico (Nota 2)	0,05
Bario	0,70
Cadmio	0,005
Cianuros (como CN <sup>-</sup> )	0,07
Cloro residual libre	0,2-1,50
Cloruros (como Cl <sup>-</sup> )	250,00
Cobre	2,00
Cromo total	0,05
Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> )	500,00
Fenoles o compuestos fenólicos	0,3
Fierro	0,30
Fluoruros (como F <sup>-</sup> )	1,50
Hidrocarburos aromáticos en microgramos/l:	
Benceno	10,00
Etilbenceno	300,00

Tolueno	700,00
Xileno (tres isómeros)	500,00
Manganeso	0,15
Mercurio	0,001
Nitratos (como N)	10,00
Nitritos (como N)	1,00
Nitrógeno amoniacal (como N)	0,50
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6,5-8,5
Plaguicidas en microgramos/l:	
Aldrín y dieldrín (separados o combinados)	0,03
Clordano (total de isómeros)	0,20
DDT (total de isómeros)	1,00
Gamma-HCH (lindano)	2,00
Hexaclorobenceno	1,00
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0,03
Metoxicloro	20,00
2,4 - D	30,00
Plomo	0,01
Sodio	200,00
Sólidos disueltos totales	1000,00
Sulfatos (como SO <sub>4</sub> =)	400,00
Sustancias activas al azul de metileno (SAAM)	0,50
Trihalometanos totales	0,20
Yodo residual libre	0,2-0,5
Zinc	5,00

**Nota 1.** Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, la cual incluye los suspendidos y los disueltos.

**Nota 2.** El límite permisible para arsénico se ajustará anualmente, de conformidad con la siguiente tabla de cumplimiento gradual:

## TABLA DE CUMPLIMIENTO GRADUAL

Límite permisible mg/l	Año
0,045	2001
0,040	2002
0,035	2003
0,030	2004
0,025	2005

**4.3.2** En caso de que en el sistema de abastecimiento se utilicen para la desinfección del agua, métodos que no incluyan cloro o sus derivados, la autoridad sanitaria determinará los casos en que adicionalmente deberá dosificarse cloro al agua distribuida, para mantener la concentración de cloro residual libre dentro del límite permisible establecido en la Tabla 3 de esta Norma.

**4.4** Límites permisibles de características radiactivas.

El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 4. Los límites se expresan en Bq/l (Becquerel por litro).

**TABLA 4**

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE Bq/l
Radiactividad alfa global	0,56
Radiactividad beta global	1,85

## 5. Tratamientos para la potabilización del agua

La potabilización del agua proveniente de una fuente en particular, debe justificarse con estudios de calidad y pruebas de tratabilidad a nivel de laboratorio para asegurar su efectividad.

Se deben aplicar los tratamientos específicos siguientes o los que resulten de las pruebas de tratabilidad, cuando los contaminantes microbiológicos, las características físicas y los constituyentes químicos del agua listados a continuación, excedan los límites permisibles establecidos en el apartado 4 de esta Norma.

## **5.1 Contaminación microbiológica.**

**5.1.1 Bacterias, helmintos, protozoarios y virus.** Deben desinfectarse con cloro, compuestos de cloro, yodo<sup>1</sup>, ozono, luz ultravioleta; plata iónica o coloidal; coagulación-sedimentación-filtración; filtración en múltiples etapas.

## **5.2 Características físicas y organolépticas.**

**5.2.1 Color, olor, sabor y turbiedad.-** Oxidación-coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado.

## **5.3 Constituyentes químicos.**

**5.3.1 Arsénico.** Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; intercambio iónico u ósmosis inversa.

**5.3.2 Aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo.** Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; intercambio iónico u ósmosis inversa.

**5.3.3 Cloruros.** Intercambio iónico, ósmosis inversa o evaporación.

**5.3.4 Dureza.** Ablandamiento químico o intercambio iónico.

**5.3.5 Fenoles o compuestos fenólicos.** Oxidación-coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado u oxidación con ozono.

**5.3.6 Hierro y/o manganeso.** Oxidación-filtración, intercambio iónico u ósmosis inversa.

**5.3.7 Fluoruros.** Alúmina activada, carbón de hueso u ósmosis inversa.

**5.3.8 Hidrocarburos aromáticos.** Oxidación-filtración o adsorción en carbón activado.

**5.3.9 Mercurio.** Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado granular u ósmosis inversa cuando la fuente de abastecimiento contenga hasta 10 microgramos/l. Adsorción en carbón activado en polvo cuando la fuente de abastecimiento contenga más de 10 microgramos/l.

**5.3.10 Nitratos y nitritos.** Intercambio iónico o coagulación-floculación-sedimentación-filtración.

**5.3.11 Nitrógeno amoniacal.** Coagulación-floculación-sedimentación-filtración, desgasificación o adsorción en columna.

**5.3.12 pH (potencial de hidrógeno).** Neutralización.



**5.3.13** Plaguicidas. Adsorción en carbón activado granular.

**5.3.14** Sodio. Intercambio iónico.

**5.3.15** Sólidos disueltos totales. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración y/o intercambio iónico.

**5.3.16** Sulfatos. Intercambio iónico u ósmosis inversa.

**5.3.17** Sustancias activas al azul de metileno. Adsorción en carbón activado.

**5.3.18** Trihalometanos. Oxidación con aireación u ozono y adsorción en carbón activado granular.

**5.3.19** Zinc. Evaporación o intercambio iónico.

**5.4** En el caso de contingencia, resultado de la presencia de sustancias especificadas o no especificadas en el apartado 4, las autoridades locales, la Comisión Nacional del Agua, los responsables del abastecimiento y los particulares, instituciones públicas o empresas privadas, involucrados en la contingencia, deben coordinarse con la autoridad sanitaria competente, para determinar las acciones que se deben realizar con relación al abastecimiento de agua a la población.

## **6. Métodos de prueba**

La selección de los métodos de prueba para la determinación de los parámetros definidos en esta Norma, es responsabilidad de los organismos operadores de los sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano, y serán aprobados por la Secretaría de Salud a través del área correspondiente. Deben establecerse en un Programa de Control de Calidad Analítica del Agua, y estar a disposición de la autoridad competente, cuando ésta lo solicite, para su evaluación correspondiente.

## **7. Concordancia con normas internacionales y nacionales**

Esta Norma Oficial Mexicana no es equivalente a ninguna norma internacional.

## **8. Bibliografía**

**8.1** Directrices Canadienses para la Calidad del Agua Potable. 6ta. edición. Ministerio de Salud. 1996.

**8.2** Desinfección del Agua. Oscar Cáceres López. Lima, Perú. Ministerio de Salud. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1990.

**8.3** Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 1. Recomendaciones. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1985.

- 8.4** Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 1. Recomendaciones. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1995.
- 8.5** Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 2. Criterios relativos a la salud y otra información de base. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1987.
- 8.6** Guía para la Redacción, Estructuración y Presentación de las Normas Oficiales Mexicanas. Proyecto de Revisión. SECOFI. 1992.
- 8.7** Guías para la selección y aplicación de tecnologías de desinfección del agua para consumo humano en pueblos pequeños y comunidades rurales en América Latina y el Caribe. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1995.
- 8.8** Guide to Selection of Water Treatment Processes. Carl L. Hamann Jr., P.E. J. Brock Mc. Ewen, P.E. Anthony G. Meyers, P.E.
- 8.9** Ingeniería Ambiental. Revista No. 23. Año 7. 1994.
- 8.10** Ingeniería Sanitaria Aplicada a la Salud Pública. Francisco Unda Opazo. UTEHA 1969.
- 8.11** Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción Aguas Residuales. Gordon M. Fair, John C. Geyer, Daniel A. Okun. Limusa Wiley. 1971.
- 8.12** Instructivo para la Vigilancia y Certificación de la Calidad Sanitaria del Agua para Consumo Humano. Comisión Interna de Salud Ambiental y Ocupacional. Secretaría de Salud 1987.
- 8.13** Importancia para la Salud Pública de los Indicadores Bacterianos que se Encuentran en el Agua Potable. Martin J. Allen. Organización Panamericana de la Salud. OMS. Lima Perú, 1996.
- 8.14** Integrated Design of Water Treatment Facilities. Susumu Kawamura. John Willey and Sons, Inc. 1991.
- 8.15** Manual de Normas de Calidad para Agua Potable. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1982.
- 8.16** Manual de Normas Técnicas para el Proyecto de Plantas Potabilizadoras. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1979.
- 8.17** Manual de Técnicas Analíticas del Laboratorio Nacional de Salud Pública. Secretaría de Salud.
- 8.18** Método de Tecnología de Substrato Definida para el Conteo Simultáneo Rápido y Específico de los Coliformes Totales y la *Escherichia coli* del agua. Stephen C. Edberg, Martin J. Allen & Darrell B. Smith. Journal Association Official Analytical Chemists (Vol. 74 No. 3, 1991).
- 8.19** Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM- -SSA1- 1996 Vigilancia y evaluación del control de

la calidad del agua para uso y consumo humano, distribuidas por sistemas de abastecimiento público.

**8.20** Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios. **Diario Oficial de la Federación**. 18 de enero de 1988.

**8.21** Regulaciones Nacionales Primarias del Agua Potable, Técnicas Analíticas: bacteria coliforme. Agencia de Protección Ambiental (USA). 1992.

**8.22** Revision of the WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. IPS. International Programme on Chemical Safety. United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization. 1991.

**8.23** WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. Volume 1. Recommendations. World Health Organization. 1992.

**8.24** Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 19th. Edition. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation. 1995.

**8.25** WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. Volume 2. Health Criteria and Other Supporting Information. Chapter 1: Microbiological Aspects. United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization. 1992.

## **9. Observancia de la Norma**

La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Salud en coordinación con los gobiernos estatales, municipales, el Gobierno del Distrito Federal, las Comisiones Estatales de Agua y Saneamiento y la Comisión Nacional del Agua, en sus respectivos ámbitos de competencia.

## **10. Vigencia**

La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor a los noventa días de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación**.

Sufragio Efectivo. No Reelección.

México, D.F., a 20 de octubre de 2000.- El Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, **Javier Castellanos Coutiño**.- Rúbrica.

---

**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994, "SALUD AMBIENTAL, AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO-LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA**

# SU POTABILIZACION".

En el margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Salud.

GUSTAVO OLAIZ FERNANDEZ, Director General de Salud Ambiental, por acuerdo del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, con fundamento en los artículos 39 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 3o. fracción XIV, 13 apartado A fracción I, 118 fracción II y 119 fracción II de la Ley General de Salud; 38 fracción II, 40 fracción I y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 218, 224, 227 y demás aplicables del Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios; 8o. fracción IV y 25 fracción V del Reglamento Interior de la Secretaría de Salud, y

## INDICE

0. INTRODUCCION
1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION
2. REFERENCIAS
3. DEFINICIONES
4. LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD DEL AGUA
5. TRATAMIENTOS PARA LA POTABILIZACION DEL AGUA
6. BIBLIOGRAFIA
- CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES
8. OBSERVANCIA DE LA NORMA
9. VIGENCIA

### 0. Introducción

El abastecimiento de agua para uso y consumo humano con calidad adecuada es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades gastrointestinales y otras, para lo cual se requiere establecer límites permisibles en cuanto a sus características bacteriológicas, físicas, organolépticas, químicas y radiactivas.

Con el fin de asegurar y preservar la calidad del agua en los sistemas, hasta la entrega al consumidor, se debe someter a tratamientos de potabilización.

### 1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano, que deben cumplir los sistemas de abastecimiento públicos y privados o cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional.

### 2. Referencias

NOM-008-SCF1-1993 "Sistema General de Unidades de Medida".

### **3. Definiciones**

- 3.1 **Ablandamiento:** Proceso de remoción de los iones calcio y magnesio, principales causantes de la dureza del agua.
- 3.2 **Adsorción:** Remoción de iones y moléculas de una solución que presentan afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separadas de la solución.
- 3.3 **Agua para uso y consumo humano:** Aquella que no contiene contaminantes objetables, ya sean químicos o agentes infecciosos y que no causa efectos nocivos al ser humano.
- 3.4 **Características bacteriológicas:** Son aquellas debidas a microorganismos nocivos a la salud humana. Para efectos de control sanitario se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y organismos coliformes fecales.
- 3.5 **Características físicas y organolépticas:** Son aquellas que se detectan sensorialmente. Para efectos de evaluación, el sabor y olor se ponderan por medio de los sentidos y el color y la turbiedad se determinan por medio de métodos analíticos de laboratorio.
- 3.6 **Características químicas:** Son aquellas debidas a elementos o compuestos químicos, que como resultado de investigación científica se ha comprobado que pueden causar efectos nocivos a la salud humana.
- 3.7 **Características radiactivas:** Son aquellas resultantes de la presencia de elementos radiactivos.
- 3.8 **Coagulación química:** Adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración.
- 3.9 **Contingencia:** Situación de cambio imprevisto en las características del agua por contaminación externa, que ponga en riesgo la salud humana.
- 3.10 **Desinfección:** Destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos.
- 3.11 **Filtración:** Remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada.
- 3.12 **Floculación:** Aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos.
- 3.13 **Intercambio iónico:** Proceso de remoción de aniones o cationes específicos disueltos en el agua, a través de su reemplazo por aniones o cationes provenientes de un medio de intercambio, natural o sintético, con el que se pone en contacto.

3.14 Límite permisible: Concentración o contenido máximo o intervalo de valores de un componente, que garantiza que el agua será agradable a los sentidos y no causará efectos nocivos a la salud del consumidor.

3.15 Neutralización: Ajuste del pH, mediante la adición de agentes químicos básicos o ácidos al agua en su caso, con la finalidad de evitar incrustación o corrosión de materiales que puedan afectar su calidad.

3.16 Osmosis inversa: Proceso esencialmente físico para remoción de iones y moléculas disueltos en el agua, en el cual por medio de altas presiones se fuerza el paso de ella a través de una membrana semipermeable de porosidad específica, reteniéndose en dicha membrana los iones y moléculas de mayor tamaño.

3.17 Oxidación: Introducción de oxígeno en la molécula de ciertos compuestos para formar óxidos.

3.18 Potabilización: Conjunto de operaciones y procesos, físicos y/o químicos que se aplican al agua a fin de mejorar su calidad y hacerla apta para uso y consumo humano.

3.19 Precipitación: Proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas sedimentables del agua, por efecto gravitacional.

3.20 Sistema de abastecimiento: Conjunto intercomunicado o interconectado de fuentes, obras de captación, plantas cloradoras, plantas potabilizadoras, tanques de almacenamiento y regulación, arcamos de bombeo, líneas de conducción y red de distribución.

#### 4. Límites permisibles de calidad del agua

##### 4.1 Límites permisibles de características bacteriológicas

El contenido de organismos resultante del examen de una muestra simple de agua, debe ajustarse a lo establecido en la Tabla 1.

Bajo situaciones de emergencia, las autoridades competentes deben establecer los agentes biológicos nocivos a la salud a investigar.

TABLA 1

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Organismos coliformes totales	2 NMP/100 ml 2 UFC/100 ml
Organismos coliformes fecales	No detectable NMP/100 ml Cero UFC/100 ml

Los resultados de los exámenes bacteriológicos se deben reportar en unidades de NMP/100 ml (número más probable por 100 ml), si se utiliza la técnica del número más probable o UFC/100 ml (unidades formadoras de colonias por 100 ml), si se utiliza la técnica de filtración por membrana.

## 4.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas

Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse a lo establecido en la Tabla 2.

TABLA 2

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Color	20 unidades de color verdadero en la escala de platino-cobalto.
Olor y sabor	Agradable (se aceptarán aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores, siempre que no sean resultados de condiciones objetables desde el punto de vista biológico o químico).
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método.

## 4.3 Límites permisibles de características químicas

El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 3. Los límites se expresan en mg/l, excepto cuando se indique otra unidad.

TABLA 3

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Aluminio	0.20
Arsénico	0.05
Bario	0.70
Cadmio	0.005
Cianuros (como CN-)	0.07
Cloro residual libre	0.2-1.50
Cloruros (como Cl-)	250.00
Cobre	2.00
Cromo total	0.05
Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> )	500.00
Fenoles o compuestos fenólicos	0.001
Hierro	0.30
Fluoruros (como F-)	1.50
Manganeso	0.15

Mercurio	0.001
Nitratos (como N)	10.00
Nitritos (como N)	0.05
Nitrógeno amoniacal (como N)	0.50
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6.5-8.5
Plaguicidas en microgramos/l: Aldrín y dieldrín (separados o combinados)	0.03
Clordano (total de isómeros)	0.30
DDT (total de isómeros)	1.00
Gamma-HCH (lindano)	2.00
Hexaclorobenceno	0.01
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0.03
Metoxicloro	20.00
2,4 - D	50.00
Plomo	0.025
Sodio	200.00
Sólidos disueltos totales	1000.00
Sulfatos (como SO <sub>4</sub> =)	400.00
Sustancias activas al azul de metileno (SAAM)	0.50
Trihalometanos totales	0.20
Zinc	5.00

Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, la cual incluye los suspendidos y los disueltos.

#### 4.4 Límites permisibles de características radiactivas

El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 4. Los límites se expresan en Bq/l (Becquerel por litro).



TABLA 4

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Radiactividad alfa global	0.1
Radiactividad beta global	1.0

## 5. Tratamientos para la potabilización del agua

La potabilización del agua proveniente de una fuente en particular, debe fundamentarse en estudios de calidad y pruebas de tratabilidad a nivel de laboratorio para asegurar su efectividad.

Se deben aplicar los tratamientos específicos siguientes o los que resulten de las pruebas de tratabilidad, cuando los contaminantes biológicos, las características físicas y los constituyentes químicos del agua enlistados a continuación, excedan los límites permisibles establecidos en el apartado 4.

### 5.1 Contaminación biológica

5.1.1 Bacterias, helmintos, protozoarios y virus.- Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta.

### 5.2 Características físicas y organolépticas

5.2.1 Color, olor, sabor y turbiedad.- Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, adsorción en carbón activado u oxidación.

### 5.3 Constituyentes químicos

5.3.1 Arsénico.- Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.2 Aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo.- Intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.3 Cloruros.- Intercambio iónico, ósmosis inversa o destilación.

5.3.4 Dureza.- Ablandamiento químico o intercambio iónico.

5.3.5 Fenoles o compuestos fenólicos.- Adsorción en carbón activado u oxidación con ozono.

5.3.6 Hierro y/o manganeso.- Oxidación-filtración, intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.7 Fluoruros.- Ósmosis inversa o coagulación química.

5.3.8 Materia orgánica.- Oxidación-filtración o adsorción en carbón activado.

- 5.3.9 Mercurio.- Proceso convencional: coagulación-floculación-precipitación-filtración, cuando la fuente de abastecimiento contenga hasta 10 microgramos/l. Procesos especiales: en carbón activado granular y ósmosis inversa cuando la fuente de abastecimiento contenga hasta 10 microgramos/l; con carbón activado en polvo cuando la fuente de abastecimiento contenga más de 10 microgramos/l.
- 5.3.10 Nitratos y nitritos.- Intercambio iónico o coagulación-floculación-sedimentación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos.
- 5.3.11 Nitrógeno amoniacal.- Coagulación-floculación-sedimentación-filtración, desgasificación o desorción en columna.
- 5.3.12 pH (potencial de hidrógeno).- Neutralización.
- 5.3.13 Plaguicidas.- Adsorción en carbón activado granular.
- 5.3.14 Sodio.- Intercambio iónico.
- 5.3.15 Sólidos disueltos totales.- Coagulación-floculación-sedimentación-filtración y/o intercambio iónico.
- 5.3.16 Sulfatos.- Intercambio iónico u ósmosis inversa.
- 5.3.17 Sustancias activas al azul de metileno.- Adsorción en carbón activado.
- 5.3.18 Trihalometanos.- Aireación u oxidación con ozono y adsorción en carbón activado granular.
- 5.3.19 Zinc.- Destilación o intercambio iónico.
- 5.3.20 En el caso de contingencia, resultado de la presencia de sustancias especificadas o no especificadas en el apartado 4, se deben coordinar con la autoridad sanitaria competente, las autoridades locales, la Comisión Nacional del Agua, los responsables del abastecimiento y los particulares, instituciones públicas o empresas privadas involucrados en la contingencia, para determinar las acciones que se deben realizar con relación al abastecimiento de agua a la población.

## **6. Bibliografía**

6.1 "Desinfección del Agua". Oscar Cáceres López. Lima, Perú. Ministerio de Salud. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1990.

"Guías para la Calidad del Agua Potable". Volumen 1. Recomendaciones. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1985.

6.3 "Guías para la Calidad del Agua Potable". Volumen 2. Criterios relativos a la salud y otra información de base. Organización Panamericana de la Salud. 1987.

6.4 "Guía para la Redacción, Estructuración y Presentación de las Normas Oficiales Mexicanas". Proyecto de Revisión. SECOFI. 1992.

6.5 "Guide to Selection of Water Treatment Processes". Carl L. Hamann Jr., P.E. J. Brock Mc. Ewen, P.E. Anthony G. Meyers, P.E.

6.6 "Ingeniería Ambiental". Revista No. 23. Año 7. 1994.

6.7 "Ingeniería Sanitaria Aplicada a la Salud Pública". Francisco

Unda Opazo. UTEHA 1969.

6.8 "Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales". Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales. Gordon M. Fair, John C. Geyer, Daniel A. Okun. Limusa Wiley. 1971.

6.9 "Instructivo para la Vigilancia y Certificación de la Calidad Sanitaria del Agua para Consumo Humano". Comisión Interna de Salud Ambiental y Ocupacional. Secretaría de Salud. 1987.

6.10 "Integrated Design of Water Treatment Facilities". Susumu Kawamura. John Willey and Sons, Inc. 1991.

6.11 "Manual de Normas de Calidad para Agua Potable". Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1982.

6.12 "Manual de Normas Técnicas para el Proyecto de Plantas Potabilizadoras". Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1979.

6.13 "Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios". Diario Oficial de la Federación. 18 de enero de 1988.

6.14 "Revision of the WHO Guidelines for Drinking-Water Quality". IPS. International Programme on Chemical Safety. United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization. 1991.

6.15 "WHO Guidelines for Drinking-Water Quality". Volume 1. Recommendations. World Health Organization. 1992.

6.16 "WHO Guidelines for Drinking-Water Quality". Volume 2. Health Criteria and Other Supporting Information. Chapter 1: Microbiological Aspects. United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization. 1992.

## **7. Concordancia con normas internacionales**

Al momento de la emisión de esta Norma no se encontró concordancia con normas internacionales.

## **8. Observancia de la Norma**

Esta Norma Oficial Mexicana es de observancia obligatoria en todo el territorio nacional para los organismos operadores de los sistemas de abastecimiento públicos y privados o cualquier persona física o moral que distribuya agua para uso y consumo humano.

La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Salud y a los gobiernos de las entidades federativas en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, en sus respectivos ámbitos de competencia.

## **9. Vigencia**

La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor con carácter de obligatorio, al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

Sufragio Efectivo. No Reelección.

México, D.F., a 30 de noviembre de 1995.- El Director General de Salud Ambiental, Gustavo Olaiz Fernández.- Rúbrica.

**Fecha de publicación: 22 de noviembre de 2000**



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN  
CONTINUA Y A DISTANCIA**

# **SECTORIZACIÓN DE LA RED DE AGUA POTABLE**

## **CI 18**

**TEMA:**

**ECUACIONES FUNDAMENTALES DE LA HIDRÁULICA.**

**EXPOSITOR: ING. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS  
DEL 13 DE OCTUBRE AL 24 DE OCTUBRE DE 2008  
INGENIERÍA AMBIENTAL**

(en m/seg), donde  $v$  es la velocidad a una distancia  $y$ , desde un plano que queda a la mitad de la distancia entre las dos placas. Encontrar una expresión para la función de corriente y dibujar las líneas de corriente.

15. En un flujo bidimensional alrededor de un cilindro circular (Fig. 10.40), el gasto entre líneas de corriente es de 0.31/seg. A una gran distancia desde el cilindro las líneas de corriente están separadas 5 mm y, en un punto próximo al cilindro, están separadas 3 mm. Calcular la magnitud de la velocidad en esos dos puntos.

16. Si la distribución de velocidades en un ducto cilíndrico está dada por  $v/v_0 = 1 - (r/r_0)^n$ , donde  $r_0$  es el radio del ducto y  $v_0$  la velocidad en la pared, encontrar el gasto y la velocidad media  $V$ , como funciones de  $v_0$  y  $n$ .

17. Describir el flujo dado por las siguientes funciones de corriente:

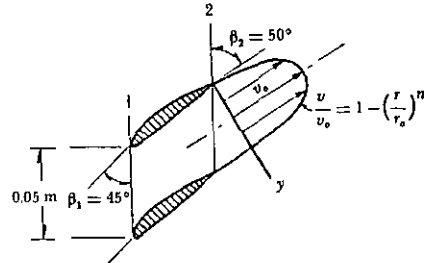
- a)  $\psi = -20y$
- b)  $\psi = 10x$
- c)  $\psi = 5x - 8.66y$
- d)  $\psi = x^2$

18. Dada la función de corriente:  $\psi = y - x$ , determinar

- a) Las componentes  $v_x$ ,  $v_y$  de la velocidad en (0,0) y (2,1);
- b) el gasto entre las líneas de corriente que pasan por esos puntos.

19. Dado el campo  $v_x = 2y$ ;  $v_y = 2$ ; determinar la función de corriente para este flujo y esquematizar el aspecto de las líneas de corriente, en el semiplano superior, haciendo que la constante en la función de corriente sea igual al cero.

20. La distribución de velocidades en la descarga de una hilera de álabes se muestra en la figura. Suponiendo que la velocidad es uniforme en la dirección perpendicular al plano ilustrado, calcular la velocidad media y el gasto por unidad de ancho.



Problema 20

## ECUACIONES FUNDAMENTALES DE LA HIDRAULICA

### 4.1 Aspectos generales

#### 4.1.1 Principios básicos en el análisis

En la mecánica de fluidos los métodos de análisis consideran la capacidad de un flujo para transportar materia y el mecanismo por el que cambia sus propiedades de un lugar a otro, para lo cual se establece como axioma que en los fluidos se satisfagan los principios básicos de la mecánica del medio continuo, a saber:

- a) Conservación de la materia (principio de continuidad).
- b) Segunda ley de Newton (impulso y cantidad de movimiento).
- c) Conservación de la energía (primera ley de la termodinámica).
- d) Segunda ley de la termodinámica.

El principio de la conservación de la materia o del transporte de masa permite derivar la primera ecuación fundamental o *de continuidad*, que admite diferentes simplificaciones de acuerdo con el tipo de flujo de que se trate o de las hipótesis que se deseen considerar.

La segunda ley de Newton establece la relación fundamental entre la resultante de las fuerzas que actúan sobre una partícula y la variación en el tiempo de la cantidad de movimiento. De acuerdo con la forma en que se aplique, puede conducir a dos ecuaciones: la primera (componente escalar según el flujo) llamada *de la energía*, permite calcular las diferentes transformaciones de la energía mecánica dentro del flujo y las cantidades disipadas en energía calorífica que, en el caso de los líquidos, no se aprovecha. La segunda, de tipo vectorial llamada *del impulso y cantidad de movimiento*, permite determinar alguna de las fuerzas que producen el flujo si se conoce el cambio en la cantidad de movimiento y las restantes fuerzas.

En la dinámica de fluidos (especialmente en el flujo de gases) el análisis requiere, además, la inclusión de leyes termodinámicas referentes al transporte de calor debido al flujo y, para ello, el principio de la conservación de la energía permite derivar una ecuación que relaciona la presión, densidad, temperatura, velocidad, elevación, trabajo mecánico y la cantidad de calor comunicado al flujo (o el que éste cede). Esta ecua-

ción admite simplificaciones importantes al analizar el flujo de líquidos, al punto en que se obtiene la misma ecuación de energía que resulta de la ecuación componente de la cantidad de movimiento en la dirección del flujo. La segunda ley de la termodinámica tiene menos interés en el flujo de líquidos.

Puesto que el interés principal de este libro es estudiar el escurrimiento de líquidos, se considera suficiente la obtención de las tres ecuaciones fundamentales de la hidráulica a partir de los dos primeros principios y es el objeto de este capítulo.

#### 4.1.2 Flujo con potencial

Otro método aplicado a la solución de problemas en la dinámica de fluidos y que se presenta en el capítulo 10, consiste en la elaboración de un modelo matemático basado en considerar la existencia de un *flujo con potencial*. Para este tipo de flujo la hipótesis consiste en tratarlo como irrotacional, lo que constituye la base de la hidrodinámica clásica, una rama de la mecánica de fluidos que ocupó la atención de eminentes matemáticos como Stokes, Rayleigh, Rankine, Kelvin y Lamb. En una gran cantidad de problemas prácticos de interés en la hidráulica, esta suposición puede ser aceptada debido a que el agua posee una viscosidad muy pequeña y se acerca a la condición de fluido ideal. En otros problemas, es necesario considerar los efectos viscosos y estudiar las fuerzas de fricción originadas por la turbulencia que acompaña al movimiento. Una parte de la energía de la corriente se utiliza para vencer las fuerzas de resistencia originadas por estos efectos o las debidas a cambios en la geometría de la conducción (cambios de dirección, ampliaciones, reducciones, etc.); también se utiliza en órganos de cierre (válvulas, compuertas, etc.) para regular el gasto.

Esa parte de la energía de la corriente se transforma en otro tipo de energía que en los problemas de hidráulica se considera como energía *perdida* en el movimiento y, por supuesto, es necesario determinar.

#### 4.1.3 Método experimental

El tratamiento de un flujo con base exclusivamente en el análisis matemático es insuficiente para resolver todos los problemas, si no es con el auxilio de *métodos experimentales*. El planteamiento racional de un experimento permite continuar, complementar o substituir el análisis en aquellos puntos en que la solución matemática se torna imposible o muy compleja, a tal grado que para obtenerla, sea necesario conceder hipótesis simplificatorias; éstas, además de restar generalidad a la misma, pueden llegar a falsear resultados al punto en que ellos no tengan semejanza alguna con la situación real del problema.

Debido a su importancia, la *teoría de la semejanza*, básica para el método experimental, se presenta en el capítulo 5.

#### 4.2 Métodos de análisis

Los métodos de análisis en la mecánica de fluidos se basan en una extensión de los puntos de vista lagrangiano y euleriano, para describir un flujo, referidos ahora a regiones dentro del mismo sobre las cuales se satisfacen los principios fundamentales enunciados en el inciso 4.1.1.

En el análisis lagrangiano los principios básicos se aplican a una cantidad definida de materia que ocupa cierta región del flujo y que recibe el nombre de *sistema*. Este puede cambiar de forma, posición y condición térmica dentro del flujo pero debe contener siempre la misma cantidad

de masa en cualquier instante que se considere. La finalidad de tal análisis será predecir el estado del sistema, esto es, determinar sus propiedades siguiendo su movimiento en el espacio dentro del flujo. Se utiliza invariablemente en la mecánica del cuerpo rígido donde el sistema se conoce como *cuerpo libre* y en la termodinámica donde se le llama *sistema cerrado*. Aunque a primera vista parece razonable utilizar el análisis lagrangiano, éste se aplica sólo en casos especiales debido a la dificultad física y matemática para identificar los sistemas de fluidos, a medida que pasan por las distintas configuraciones de frontera. Además, el tipo de información suministrada por esta forma de análisis no siempre es el que se necesita.

El segundo método de análisis tiene aquí mayor aplicación; se llama euleriano y estudia el flujo con base en el análisis de un volumen adecuado de fluido llamado *volumen de control* fijo respecto de un sistema coordinado y de forma y magnitud constantes. El contorno de dicho volumen se llama *superficie de control*.

En el análisis se considera el intercambio de masa, energía y cantidad de movimiento, a través de las fronteras del volumen de control que puede ser de tamaño diferencial o de magnitud finita. El primer tipo ha sido tradicional en la mecánica de fluidos cuando se aplica a volúmenes de control de tamaño muy pequeño —de dimensiones  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$ — que en el límite expresan las condiciones en el punto de coordenadas  $(x, y, z)$  encerrado por dicho volumen. Este tratamiento equivale a describir las características del flujo en un punto fijo  $(x, y, z)$ , observando el movimiento instantáneo de una partícula del fluido de masa diferencial representada por el punto considerado.

Al aplicar la ley de la conservación de la materia, al volumen de control diferencial, se obtiene la ecuación diferencial de

continuidad; si se aplica la segunda ley de Newton, se obtiene la ecuación diferencial de Navier-Stokes, cuya derivación puede consultarse en la Ref. 18. En este capítulo se presentan la *ecuación diferencial de continuidad* y las *ecuaciones del movimiento* para un volumen de control diferencial orientado según una línea de corriente; tienen utilidad posterior en la solución de algunos problemas locales de flujo. Sin embargo, el intento de una integración general torna las soluciones muy complejas y, por lo mismo, de poca utilidad práctica. Por otra parte, de acuerdo con la naturaleza del problema la información requerida con frecuencia se refiere a resultados gruesos de las características en el conjunto, más que a las variaciones de un punto a otro.

La integración aproximada de las ecuaciones del movimiento dentro de una vena líquida, simplifica la solución y equivale a utilizar volúmenes finitos de control. El procedimiento consiste en suponer que el movimiento de un líquido —en cualquier conducción— se estudie como si fuera una vena líquida limitada, tanto en el caso de conducciones forzadas o a presión (tuberías) por las paredes rígidas de frontera, como en el caso de conducciones abiertas (canales): en parte por paredes rígidas y en parte por la superficie libre del líquido en contacto con la atmósfera. En estas condiciones, la frontera de la vena líquida admite cierta deformación parcial o totalmente y el problema se reduce a estudiar el movimiento a lo largo de una sola dimensión (unidimensional), que corresponde a la dirección en que se produce el flujo, eliminando con ello las complejidades del tratamiento tridimensional. De este modo, las variables características del flujo (velocidad, gasto, presión) se representan a través de la media de los valores que hay en los puntos de una misma sección transversal de la con-

ducción y las magnitudes de dichos promedios concentrados en el centro de gravedad de la sección. De este modo, hay variación de los mismos sólo en la dirección del movimiento general y en el tiempo, aun cuando existan cambios en el área de una sección a otra (que pueden también depender del tiempo). La dirección en que ocurre la variación no es necesariamente rectilínea sino a lo largo del eje del conducto. Esto equivale a estudiar el escurrimiento sobre la línea de corriente hipotética que coincide con dicho eje, y los valores medios de las características en un punto sobre el mismo serán representativos de la sección que contiene al punto tratado, mediante términos correctivos que tomen en consideración la distribución real de velocidades en toda la sección.

En este capítulo se establecen las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, referidas al flujo unidimensional; ellas son: *la de continuidad, la de energía y la de impulso y cantidad de movimiento*. Para el establecimiento de estas ecuaciones no se hace distinción entre flujo laminar y flujo turbulento, pues en ambos casos son válidas. En el capítulo 8 correspondiente a la teoría de la resistencia al flujo se dará mayor importancia a esta manera de clasificar los flujos. Análogamente, puesto que las ecuaciones obtenidas para el flujo unidimensional se refieren al movimiento de un líquido real dentro de la vena líquida, la clasificación en flujos —rotacional e irrotacional— basada en el tipo de deformación de cada partícula, carece de aplicación en estas ecuaciones.

En la deducción de las mismas, las pérdidas de energía antes mencionadas se tomarán en consideración empleando una fuerza de resistencia, que comprende las fuerzas viscosas y de fricción, sujeta a una valuación empírica o semiempírica. Su importancia y efectos se exponen

en los subsiguientes capítulos. En las ecuaciones se incluyen los coeficientes de corrección necesarios para tomar en cuenta la distribución real de velocidades en una sección y se evalúan sus efectos.

### 4.3 Ecuación de continuidad

#### 4.3.1 Principio de conservación de la materia

De acuerdo con éste, de la masa de fluido que en la unidad de tiempo entra a un volumen especificado dentro del flujo, una parte se queda almacenada en su interior y el resto sale del volumen. Si el volumen que se estudia es de forma y magnitud constantes (volumen de control), el almacenaje no puede ser indefinido.

Matemáticamente es preferible tratar con la cantidad neta de masa que sale y que entra, sumadas algebraicamente; así, el principio de la conservación de la materia, aplicado a un volumen de control fijo completamente arbitrario dentro del flujo, se expresa en la forma siguiente:

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Cantidad neta de masa} \\ \text{que atraviesa la superficie} \\ \text{de frontera del volumen,} \\ \text{en la unidad de tiempo.} \end{array} \right] + \left[ \begin{array}{l} \text{Rapidez de variación} \\ \text{de la masa contenida} \\ \text{en el volumen} \end{array} \right] = 0$$

Este principio se aplica lo mismo a un volumen de control de tamaño diferencial que a uno finito, de lo cual se deriva la llamada ecuación de continuidad.

#### 4.3.2 Ecuación diferencial de continuidad

Si bien esta ecuación no tiene mucha aplicación en los problemas de flujo uni-

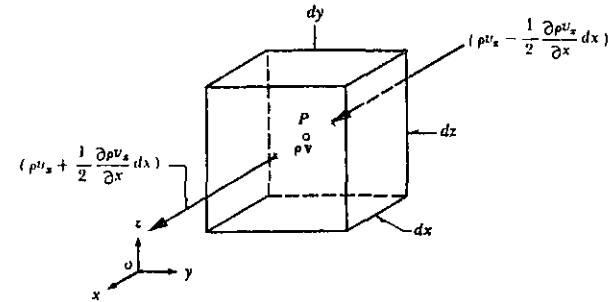


Figura 4.1. Derivación de la ecuación diferencial de continuidad.

dimensional en hidráulica, aquí se presenta su derivación para ser utilizada en los problemas de flujo con potencial. Para obtenerla se aplica el principio de conservación de la materia al volumen de control diferencial, mostrado en la Fig. 4.1 (de lados  $dx, dy, dz$ ).

En el centro de masa  $P$  del volumen considerado corresponden los valores  $\rho$  y  $v$  como funciones de punto y del tiempo, o bien, el producto  $\rho v$  como función vectorial.

Al pasar a las caras normales al eje  $x$ , que limitan al elemento de fluido, la función  $\rho v$  se incrementa y decrementa en la misma cantidad:

$$\frac{1}{2} \frac{\partial \rho v_x}{\partial x} dx,$$

donde el subíndice  $x$  indica la componente de la función  $\rho v$  según  $x$ . De este modo, considerando positiva la masa que sale del volumen y negativa la que entra, la cantidad neta de masa que atraviesa estas caras es:

$$(\rho v_x + \frac{1}{2} \frac{\partial \rho v_x}{\partial x} dx) dy dz -$$

$$- (\rho v_x - \frac{1}{2} \frac{\partial \rho v_x}{\partial x} dx) dy dz = \frac{\partial \rho v_x}{\partial x} dx dy dz$$

Por un razonamiento semejante, la cantidad neta de masa que atraviesa las caras normales al eje  $y$  es:

$$\frac{\partial \rho v_y}{\partial y} dx dy dz;$$

y, la que atraviesa a las normales al eje  $z$ :

$$\frac{\partial \rho v_z}{\partial z} dx dy dz.$$

Finalmente, la rapidez de variación de la masa contenida en el volumen elemental es

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho dx dy dz);$$

de tal manera que el principio de conservación de la masa establece lo siguiente:

$$\frac{\partial \rho v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} dx dy dz +$$



$$+ \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} dx dy dz + \frac{\partial}{\partial t} (\rho dx dy dz) = 0$$

y, puesto que el volumen elemental escogido no cambia con el tiempo, la ecuación anterior se puede simplificar y resulta:

$$\frac{\partial \rho v_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} + \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \quad (4.1a)$$

O bien, recordando que

$$\operatorname{div}(\rho \mathbf{v}) = \frac{\partial \rho v_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z},$$

la ecuación anterior también se expresa en la forma

$$\operatorname{div} \rho \mathbf{v} + \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \quad (4.1b)$$

Las Ecs. (4.1a y b) son dos formas de expresar la ecuación diferencial de continuidad, que es la más general para un flujo compresible no permanente; admite las siguientes simplificaciones:

a) Flujo compresible permanente

$$(\partial \rho / \partial t = 0)$$

$$\operatorname{div}(\rho \mathbf{v}) = 0 \quad (4.2)$$

b) Flujo incompresible no permanente  
( $\rho = \text{constante}$ )

$$\operatorname{div} \mathbf{v} = 0 \quad (4.3)$$

c) Flujo incompresible permanente

$$(\rho = \text{constante}, \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0)$$

$$\operatorname{div} \mathbf{v} = 0$$

igual que la Ec. (4.3) para un flujo incompresible, sea o no permanente.

**Problema 4.1.** Un flujo incompresible permanente, con simetría axial respecto del eje  $z$  (Fig. 4.2), está limitado por una superficie sólida (con la misma simetría) cuya forma está definida por la ecuación  $z r^2 = b$  ( $r$ , radio medido desde el eje  $z$ , y  $b$  una constante) y tiene un campo de velocidades dado por las componentes en coordenadas cilíndricas:  $v_r = a r$ ;  $v_\theta = 0$ ;  $v_z = -2 a z$ .

a) Demostrar que se satisface la ecuación diferencial de continuidad.

b) Determinar la expresión para el gasto a través de la sección horizontal A-A y de la sección cilíndrica B-B.

c) Determinar la velocidad en el punto P ( $r = z = 1.5$  m) cuando  $Q = 10.64$  m<sup>3</sup>/seg (Ref. 20).

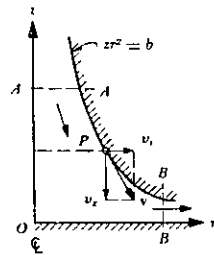


Figura 4.2. Flujo del problema 4.1.

**Solución a).** El campo de velocidades, definido en coordenadas cilíndricas, equivale a las siguientes expresiones en coordenadas cartesianas

$$v_x = a x$$

$$v_y = a y$$

$$v_z = -2 a z$$

Resulta entonces que

$$\operatorname{div} \mathbf{v} = a + a - 2a = 0$$

esto es, se satisface la ecuación de continuidad (4.3) y se verifica que el flujo es incompresible.

Para los restantes puntos conviene más utilizar las coordenadas polares.

**Solución b).** Para la sección horizontal A-A, el gasto es

$$Q = - \int_0^{\sqrt{b/z}} 2 \pi r (-2 a z) dr$$

$$Q = 4 \pi a z \left[ \frac{r^2}{2} \right]_0^{\sqrt{b/z}} = 2 \pi a b$$

Para la sección cilíndrica B-B se tiene:

$$Q = \int_0^{b/r^2} 2 \pi r (a r) dz = 2 \pi a r^2 \left[ z \right]_0^{b/r^2} \\ Q = 2 \pi a b$$

c) Para el punto P:

$$b = z r^2 = 1.5 \times 2.25 = 3.375 \text{ m}^2$$

y, considerando el valor de  $Q$ , se tiene entonces que

$$a = \frac{Q}{2 \pi b} = \frac{10.64}{2 \times 3.1416 \times 3.375} = 0.502 \text{ seg}^{-1}$$

por tanto, la magnitud de la velocidad en el punto P, es:

$$\dot{v} = \sqrt{v_r^2 + v_z^2} = a \sqrt{r^2 + 4 z^2} = \\ = 0.502 \sqrt{2.25 + 4 \times 2.25} \\ v = 1.684 \text{ m/seg}$$

**Problema 4.2.** Determinar, para los siguientes campos de flujo incompresible, aquellos que satisfagan la ecuación de continuidad e indicar cuáles son rotacionales (típicos de un fluido viscoso) y cuáles irrotacionales (típicos de un fluido no viscoso).

a)  $v_x = (x-2y)t$ ;  $v_y = -(2x+y)t$

b)  $v_x = x^2 \cos y$ ;  $v_y = -2x \sin y$

c)  $v_x = x+y$ ;  $v_y = x-y$

d)  $v_x = \ln x+y$ ;  $v_y = x y - \frac{y}{x}$

e) El flujo indicado en el problema 3.2a.

**Solución a).** En todos los casos la ecuación a satisfacer es la (4.3):

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0$$

$$\operatorname{div} \mathbf{v} = t - t = 0$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} = -2t - (-2t) = 0$$

$$[\operatorname{rot} \mathbf{v}]_z = 0; [\operatorname{rot} \mathbf{v}]_y = 0; [\operatorname{rot} \mathbf{v}]_x =$$

$$= \left( \frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} \right)$$

$$[\operatorname{rot} \mathbf{v}]_z = -2t + 2t = 0$$

El flujo es no permanente, incompresible e irrotacional.

**Solución b).**

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 2x \cos y - 2x \cos y$$

$$\operatorname{div} \mathbf{v} = 0$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} = -2 \sin y - (-x^2 \sin y)$$

$$[\operatorname{rot} \mathbf{v}]_z = (x^2 - 2) \sin y \neq 0$$

El flujo es permanente, incompresible y rotacional.

Solución e).

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = 1; \quad \frac{\partial v_y}{\partial y} = -1; \quad \text{div } \mathbf{v} = 0$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = 1; \quad \frac{\partial v_y}{\partial y} = 1; \quad \text{rot } \mathbf{v} = 0$$

El flujo es permanente, incompresible e irrotacional.

Solución d).

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{1}{x}; \quad \frac{\partial v_y}{\partial y} = x - \frac{1}{x};$$

$$\text{div } \mathbf{v} = x$$

no satisface la ecuación de continuidad, por lo cual no puede existir un flujo incompresible con el campo de velocidades propuesto.

Solución e). En el problema 3.2a se demostró que el flujo es rotacional para el campo de velocidades propuesto. Además:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = A; \quad \frac{\partial v_y}{\partial y} = -A; \quad \text{div } \mathbf{v} = 0$$

luego, el flujo es permanente, incompresible y rotacional.

4.3.3 Ecuación de continuidad para una vena líquida

La vena líquida mostrada en la Fig. 4.3 está limitada por la superficie 3 (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  $V$ , que se considera representativo de toda la sección y de dirección tangencial al eje de la vena.

Se considera el volumen elemental de líquido —mostrado en la Fig. 4.3— limitado lateralmente por la superficie que envuelve a la vena líquida, 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.

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

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

$$- \rho V A = \frac{\partial (\rho V A)}{\partial s} ds$$

y, la rapidez con que varía la masa dentro del mismo, es  $\partial (\rho A ds) / \partial t$ . Por tanto, el principio de conservación de la masa establece que

$$\frac{\partial (\rho V A)}{\partial s} ds + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A ds) = 0 \quad (4.4)$$

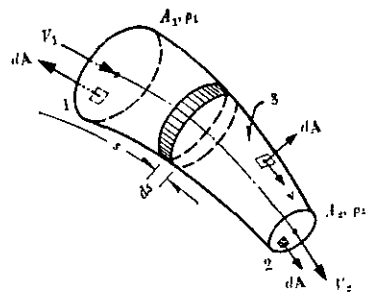


Figura 4.3. Ecuación de continuidad para una vena líquida.

Sin cometer prácticamente error se puede aceptar, en la mayoría de los problemas, que la longitud  $ds$  del elemento de volumen considerado, no depende del tiempo. Este puede salir de la derivada del segundo término de la ecuación anterior y simplificarse con el que aparece en el primero, de lo cual resulta:

$$\frac{\partial (\rho V A)}{\partial s} + \frac{\partial (\rho A)}{\partial t} = 0 \quad (4.5a)$$

Recordando que  $\rho, V, A$  son funciones de  $s$  y  $t$ , al desarrollar las derivadas parciales indicadas se obtiene:

$$\rho A \frac{\partial V}{\partial s} + \rho V \frac{\partial A}{\partial s} + V A \frac{\partial \rho}{\partial s} + \rho \frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \quad (4.5b)$$

o bien, con  $V = ds/dt$ :

$$\rho A \frac{\partial V}{\partial s} + \rho \left( \frac{\partial A}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) + A \left( \frac{\partial \rho}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial \rho}{\partial t} \right) = 0 \quad (4.5c)$$

Dividiendo la Ec. (4.5c) entre  $\rho A$  y recordando el desarrollo de la derivada total, resulta entonces:

$$\frac{\partial V}{\partial s} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dt} + \frac{1}{\rho} \frac{d\rho}{dt} = 0 \quad (4.5d)$$

que es la ecuación de continuidad para una vena líquida donde se produce un flujo no permanente y compresible. Un ejemplo clásico de su aplicación lo constituye el problema de golpe de ariete. En problemas de flujo no permanente a superficie libre (tránsito de ondas de avenida en canales y de mareas en estuarios), donde se considera que el líquido es incompresible, desaparece el último término de la Ec. (4.5d).

Si el escurrimiento es permanente las derivadas con respecto a  $t$  que aparecen en la Ec. (4.5a) se eliminan y esta ecuación resulta:

$$\frac{\partial (\rho V A)}{\partial s} = 0 \quad (4.6a)$$

o bien,

$$\rho V A = \text{constante} \quad (4.6b)$$

Si, además, el fluido es incompresible:

$$V A = \text{constante} \quad (4.7a)$$

Esto significa que es constante el gasto que circula por cada sección de la vena líquida en un flujo permanente; o bien, que para dos secciones transversales 1 y 2 de la misma, se cumple lo siguiente:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (4.7b)$$

Problema 4.3. En la Fig. 4.4 se muestra la bifurcación de un tubo circular que tie-

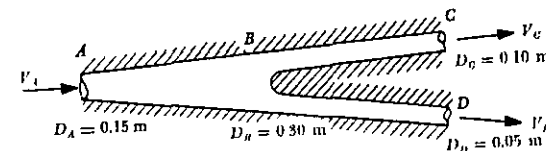


Figura 4.4. Flujo en la bifurcación del problema 4.3.

ne los diámetros indicados. El agua que escurre dentro del tubo, entra en *A* y sale en *C* y *D*. Si la velocidad media en *B* es de 0.60 m/seg, y en *C* es de 2.70 m/seg, calcular las velocidades medias en *A* y *D*; el gasto total; y el gasto en cada rama de la tubería.

**Solución.** La ecuación de continuidad (4.7) aplicada a la vena líquida, considerada en la Fig. 4.4, conduce a que:

$$V_A \frac{\pi D_A^2}{4} = V_B \frac{\pi D_B^2}{4}$$

de donde

$$V_A = 0.60 \left( \frac{0.30}{0.15} \right)^2 = 2.40 \text{ m/seg}$$

En forma análoga:

$$V_B \frac{\pi D_B^2}{4} = V_C \frac{\pi D_C^2}{4} + V_D \frac{\pi D_D^2}{4}$$

$$V_D = 0.60 \left( \frac{0.30}{0.05} \right)^2 - 2.7 \left( \frac{0.10}{0.05} \right)^2 =$$

$$= 21.6 - 10.8 = 10.8 \text{ m/seg}$$

El gasto total es

$$Q = V_A \frac{\pi D_A^2}{4} = V_C \frac{\pi D_C^2}{4} + V_D \frac{\pi D_D^2}{4}$$

$$Q = 2.4 \times 0.785 \times 0.0225 = 0.042 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El gasto por el tubo *C* es entonces:

$$Q_C = V_C \frac{\pi D_C^2}{4} = 2.70 \times 0.785 \times$$

$$\times 0.01 = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg}$$

y, el gasto por el tubo *D*, el siguiente:

$$Q_D = V_D \frac{\pi D_D^2}{4} = 10.8 \times 0.785 \times$$

$$\times 0.0025 = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Esto es, el gasto total vale

$$Q = Q_C + Q_D = 0.021 + 0.021 =$$

$$= 0.042 \text{ m}^3/\text{seg}$$

que comprueba el resultado anterior.

**Problema 4.4** En la contracción del ducto, mostrado en la Fig. 4.5, encontrar la relación que debe existir entre *d* y *s* para proporcionar una aceleración uniforme de la sección 1 a la 2. Suponer que el flujo es permanente y unidimensional (Ref. 12).

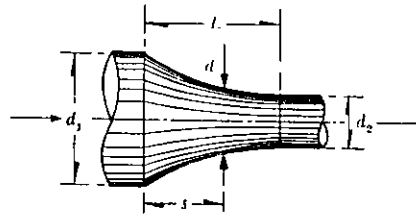


Figura 4.5. Esquema aclaratorio del problema 4.4.

**Solución.** Considerando que el flujo es unidimensional, las velocidades en cada sección transversal, normal al eje del conducto, quedan representadas por la velocidad media *V*. La aceleración para flujo permanente es (Ec. 3.5a):

$$a = \frac{d}{ds} \left( \frac{V^2}{2} \right) = C_1$$

y, para ser uniforme a lo largo de la contracción, se requiere que sea constante. Integrando resulta

$$\frac{V^2}{2} = C_1 s + C_2$$

donde *C*<sub>1</sub> y *C*<sub>2</sub> son dos constantes que se obtienen de las condiciones de frontera, a saber:

$$\text{para } s = 0; \quad V = V_1; \quad C_2 = \frac{V_1^2}{2}$$

$$\text{para } s = L; \quad V = V_2; \quad C_1 = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2L}$$

Luego:

$$V^2 = (V_2^2 - V_1^2) \frac{s}{L} + V_1^2$$

Por otra parte, de la ecuación de continuidad

$$V = \left( \frac{d_1}{d} \right)^2 V_1$$

$$V_2 = \left( \frac{d_1}{d_2} \right)^2 V_1$$

que, substituidas en la ecuación anterior, resulta

$$\frac{d_1^4}{d^4} V_1^2 = \left( \frac{d_1^4}{d_2^4} V_1^2 - V_1^2 \right) \frac{s}{L} + V_1^2$$

y, de aquí, la relación buscada es:

$$d = d_1 \sqrt[4]{\frac{1}{(d_1^4/d_2^4 - 1) \frac{s}{L} + 1}}$$

#### 4.4 Ecuación de la energía

##### 4.4.1 Ecuaciones del movimiento

Si no se incluyen los efectos termodinámicos en el flujo ni la adición o extracción de energía mecánica desde el exterior (bomba o turbina), es posible derivar las ecuaciones del movimiento —aplica-

bles al flujo de líquidos— a partir de la segunda ley de Newton. Para ello es necesario considerar las fuerzas que se oponen al movimiento, las cuales desarrollan un trabajo mecánico equivalente a la energía disipada al vencer dichas fuerzas.

Cuando se aplica la segunda ley de Newton a un elemento diferencial de masa de líquido, en la forma  $dF = dm a$ , se obtienen las ecuaciones del movimiento —a lo largo de una línea de corriente— para el flujo de un líquido real, no permanente; puede generalizarse para una vena líquida en flujo unidimensional. La derivación de dicha ecuación corresponde a las condiciones particulares del movimiento según el sistema natural de coordenadas explicado en el subcapítulo 3.3 al derivar las componentes de la aceleración dadas por las Ecs. (3.5), con las características del movimiento en la forma ahí explicada.

Para el planteo de las ecuaciones es necesario establecer el equilibrio dinámico de las fuerzas en las direcciones tangencial, normal y binormal, que actúan sobre el elemento líquido (mostrado en las figuras 4.6), con la fuerza de peso como única fuerza de cuerpo. Dicho elemento encierra al punto *P*, en el cual existen los valores *v*, *p*, *ρ*, *τ* (velocidad, presión, densidad, esfuerzo de fricción). Las componentes de las fuerzas que actúan sobre el elemento en la dirección +*s* son las siguientes:

a) La fuerza de superficie resultante de un gradiente de presiones en la dirección del movimiento; para la dirección positiva de la coordenada curvilínea *s* (Fig. 4.6b) es:

$$\left( p - \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial s} ds \right) dn db -$$

$$- \left( p + \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial s} ds \right) dn db =$$

$$= - \frac{\partial p}{\partial s} ds dn db$$

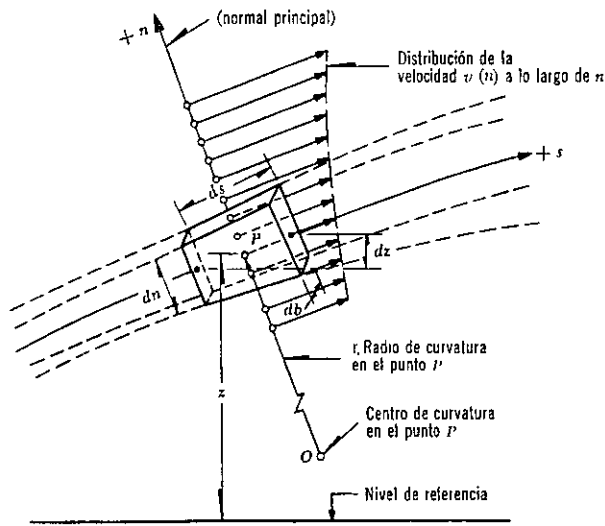


Figura 4.6 a). Elemento de líquido en un campo de flujo.

b) La fuerza de superficie, debida a la resistencia al movimiento, se puede evaluar en términos del esfuerzo tangencial de fricción  $\tau$ , el cual varía únicamente en la dirección  $n$  dado que en la inmediata vecindad del punto  $P$  no hay variación de la velocidad en la dirección  $b$ . Esta fuerza es:

$$\left(\tau + \frac{1}{2} \frac{\partial \tau}{\partial n} dn\right) ds db - \left(\tau - \frac{1}{2} \frac{\partial \tau}{\partial n} dn\right) ds db = \frac{\partial \tau}{\partial n} dn ds db$$

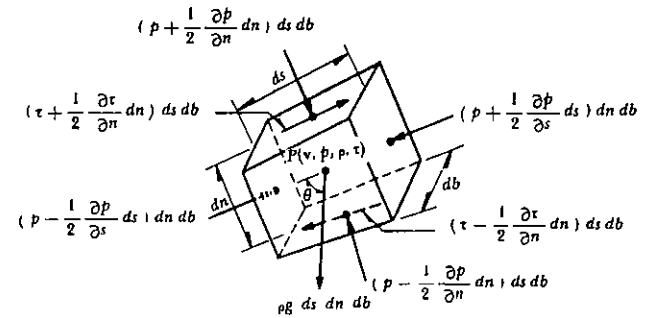
c) La componente de la fuerza de cuerpo, debida al propio peso del elemento. Con  $\cos \theta = \partial z / \partial s$ , vale:

$$-\rho g ds dn db \cos \theta = -\rho g ds dn db \frac{\partial z}{\partial s}$$

La segunda ley de Newton —aplicada al elemento— establece que la suma de estas fuerzas es igual a la masa del elemento, multiplicada por la componente  $a_n$  de la aceleración dada por la Ec. (3.5a). Puesto que en todos los términos que representan fuerzas aparece el volumen del elemento  $ds dn db$ , resulta entonces:

$$\left[-\frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial \tau}{\partial n} - \rho g \frac{\partial z}{\partial s}\right] ds dn db = \rho \left[\frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v^2}{2}\right) + \frac{\partial v}{\partial t}\right] ds dn db$$

Dado que  $\rho ds dn db$  representa la masa del elemento, si los términos de la ecuación anterior se dividen entre aquella, cada término representará una fuerza por unidad de masa. Resulta entonces que



NOTA: Las dimensiones del elemento son  $ds$ ,  $dn$  y  $db$ , medidas a través de su centro;  $v$ ,  $p$ ,  $\rho$  y  $\tau$ , los valores medidos en  $P$ .

Figura 4.6 b). Componentes de las fuerzas que actúan sobre el elemento.

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau}{\partial n} - g \frac{\partial z}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v^2}{2}\right) + \frac{\partial v}{\partial t} \quad (4.8a)$$

ésta es la primera ecuación diferencial del movimiento. El primer término es debido al gradiente de presiones en la dirección de la línea de corriente; el segundo, la fuerza de resistencia causada por la fricción interna y que induce la disipación de energía; el tercero, la fuerza de peso (todas estas fuerzas son por unidad de masa); finalmente, el cuarto término (segundo miembro) es el cambio de energía cinética (aceleración convectiva) que experimenta la unidad de masa a lo largo de la línea de corriente; y, el último, la aceleración local de la misma.

La Ec. (4.8a) se ha derivado por simplicidad para un elemento de área transversal constante. Sin embargo, el mismo resultado se obtiene si el elemento es divergente (Ref. 12).

En la misma forma se establece el equi-

librio dinámico del elemento, ahora en la dirección de la normal principal a la línea de corriente, sobre la cual la componente de la aceleración está dirigida en sentido negativo de  $n$  y está expresada por la Ec. (3.5b) y donde, además, no existe fuerza de fricción. Resulta:

$$-\frac{\partial p}{\partial n} dn ds db - \rho g ds dn db \frac{\partial z}{\partial n} = -\rho \frac{v^2}{r} ds dn db$$

donde  $r$  es el radio local de curvatura de la línea de corriente. Dividiendo entre  $\rho ds dn db$ , se tiene:

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} - g \frac{\partial z}{\partial n} = -\frac{v^2}{r} \quad (4.8b)$$

La Ec. (4.8b) permite determinar la distribución de la presión en la dirección de la normal principal de la línea de corriente, si se conoce la distribución de  $v$  sobre la misma. Es válida para el flujo compre-

sible permanente o no permanente y sus diferentes términos representan a las fuerzas por unidad de masa.

En el caso de que la línea de corriente sea de curvatura despreciable ( $r = \infty$ ), el segundo término de la Ec. (4.8b) vale cero.

Finalmente, del equilibrio dinámico según la dirección de la binormal, resultaría:

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial b} - g \frac{\partial z}{\partial b} = 0 \quad (4.8c)$$

debido a que  $a_n = 0$  Ec. (3.5c). La ecuación (4.8c) es válida para el flujo permanente o no permanente y sus términos también representan a fuerzas por unidad de masa.

Si se trata del flujo de líquidos los efectos térmicos no tienen influencia en  $\rho$  y, además, es común que los cambios de  $p$  y  $\tau$ , con la posición del punto, sean más importantes que los que pueda experimentar  $\rho$  (aun en golpe de ariete). Por tanto, las Ecs. (4.8) para el flujo de líquidos se pueden escribir en la forma:

$$-\frac{\partial}{\partial s} \left( \frac{p}{\rho} \right) - g \frac{\partial z}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial n} \left( \frac{\tau}{\rho} \right) = \frac{\partial}{\partial s} \left( \frac{v^2}{2} \right) + \frac{\partial v}{\partial t} \quad (4.9a)$$

$$-\frac{\partial}{\partial n} \left( \frac{p}{\rho} \right) - g \frac{\partial z}{\partial n} = -\frac{v^2}{r} \quad (4.9b)$$

$$-\frac{\partial}{\partial b} \left( \frac{p}{\rho} \right) - g \frac{\partial z}{\partial b} = 0 \quad (4.9c)$$

Todavía más, considerando las ecuaciones (3.6) y (3.8), la forma vectorial de las ecuaciones del movimiento (4.9a, b, c) es (Ref. 12):

$$-\text{grad} \left( \frac{p}{\rho} + gz \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left( \frac{\tau}{\rho} \right) \mathbf{n} =$$

$$= \text{grad} \left( \frac{v^2}{2} \right) + \text{rot } \mathbf{v} \times \mathbf{v} + \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} \quad (4.9)$$

#### 4.4.2 Ecuaciones del movimiento sobre una línea de corriente

Es importante el poder efectuar la integración de la Ec. (4.9a) a lo largo de una línea de corriente. Sin embargo, debido al carácter tensorial del esfuerzo de fricción  $\tau$ , dicha integración es compleja si no se hacen consideraciones simplificadoras.

Puesto que los términos de la Ec. (4.9a) representan fuerzas por unidad de masa, al dividir la misma entre  $g$  dichos términos expresarán ahora fuerzas por unidad de peso. Haciendo esta operación con  $\gamma = \rho g$ , y ordenando, resulta:

$$-\frac{\partial}{\partial s} \left( z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left( \frac{\tau}{\gamma} \right) = \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (4.10a)$$

Si, además, los términos de la ecuación anterior se multiplican por  $ds$ , los resultados expresarán los trabajos mecánicos realizados por las fuerzas (por unidad de peso) a lo largo de la línea de corriente, o bien, las energías equivalentes (también por unidad de peso):

$$-\frac{\partial}{\partial s} \left( z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) ds + \frac{\partial}{\partial n} \left( \frac{\tau}{\gamma} \right) ds = \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} ds \quad (4.10b)$$

La integración de esta ecuación sobre una línea de corriente conduce a que:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} - \int_s \frac{\partial}{\partial n} \left( \frac{\tau}{\gamma} \right) ds = C(t) - \frac{1}{g} \int_s \frac{\partial v}{\partial t} ds$$

El término  $-\int_s \frac{\partial}{\partial n} \left( \frac{\tau}{\gamma} \right) ds$  se interpreta como la energía, por unidad de peso, utilizada para vencer las fuerzas de fricción y que se transforma en energía calorífica no aprovechable en el movimiento. Por esta razón se considera una *pérdida de energía* que se designará por  $h_r$ . De esta manera, la Ec. (4.10) será:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h_r = C(t) - \frac{1}{g} \int_s \frac{\partial v}{\partial t} ds \quad (4.11)$$

donde  $C(t)$  es una constante de integración que es función únicamente del tiempo. Esta es la *ecuación del movimiento para una línea de corriente* en un flujo de un líquido real (rotacional) no permanente; asimismo, relaciona las diferentes transformaciones de la energía por unidad de peso a lo largo de una misma línea de corriente. Su forma diferencial, equivalente a la Ec. (4.10b), es

$$\frac{\partial}{\partial s} \left( z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h_r \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (4.12)$$

La Ec. 4.11 admite las siguientes simplificaciones:

a) Si el flujo es permanente, la integral de la Ec. (4.11) desaparece y  $C(t) = C_1$  (constante).

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h_r = C_1 \quad (4.13)$$

b) Si en el flujo, además, no hay fricción, la Ec. (4.13) toma la expresión:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = C_2 \quad (4.14)$$

que es la *ecuación de Bernoulli* para una línea de corriente.

Por lo que respecta a la componente dada por la Ec. (4.9b), es interesante la integración para el caso en que las líneas de corriente fuesen rectas o de curvatura despreciable, en un flujo permanente. Para este caso,  $r = \infty$  o muy grande y dicha ecuación es:

$$\frac{\partial}{\partial n} \left( \frac{p}{\rho} + gz \right) = 0$$

Por tanto, la integración en la dirección de la normal a la línea de corriente conduce a:

$$\frac{p}{\rho} + gz = \text{constante} \quad (4.15)$$

lo cual significa que la presión se distribuye de manera hidrostática en la dirección de la normal principal. Un resultado análogo se obtiene para la componente en la dirección de la binormal.

#### 4.4.3 Ecuación de la energía para una vena líquida

El considerar que los valores de  $z$ ,  $\rho$ ,  $p$ ,  $h_r$  y  $v$ , sobre una línea de corriente ideal que coincidiera con el eje de una vena líquida, fueran representativos de cada sección, no implicaría un error apreciable y la Ec. (4.12) sería igualmente válida para la vena líquida de la Fig. 4.3. Esta consideración es suficientemente precisa por lo que respecta a los términos que contienen las cuatro primeras magnitudes, pero será menos exacta en lo que se refiere a los que contienen a  $v$ . En efecto; al existir una distribución de velocidades en la sección, que además se aparta del valor medio  $V$  (Fig. 4.7), se comete un error en el cálculo de dicho valor medio.

Puesto que en las ecuaciones (4.11) y (4.12) el término  $v^2/2g$  representa la energía cinética que posee la unidad de peso,

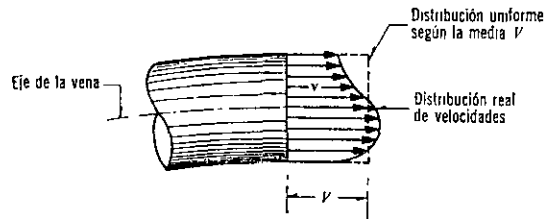


Figura 4.7. Distribución de velocidades en una sección.

la que corresponde al peso del líquido que atraviesa el área  $dA$  en la unidad de tiempo será:  $\gamma v dA v^2/2g$ . En la misma forma, la energía cinética que posee todo el peso del líquido que fluye a través de una sección de la vena líquida, en la unidad de tiempo, es  $\gamma VA \alpha V^2/2g$ , donde  $\alpha$  corrige el error de considerar el valor medio de la velocidad. Se debe entonces satisfacer lo siguiente:

$$\alpha \frac{V^2}{2g} \gamma VA = \iint_A \frac{v^2}{2g} \gamma v dA$$

Puesto que  $\gamma$  representa el valor medio del peso específico en toda la sección, resulta que

$$\alpha = \frac{1}{A} \iint_A \left(\frac{v}{V}\right)^3 dA \quad (4.16)$$

Por un razonamiento análogo con el último término de la Ec. (4.12), se tiene

$$\beta V \rho VA = \iint_A v \rho v dA$$

$$\beta = \frac{1}{A} \iint_A \left(\frac{v}{V}\right)^2 dA \quad (4.17)$$

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  se conocen como *coeficientes de Coriolis y de Boussinesq*, respectivamente. Con estas correcciones la Ec. (4.12) resulta así:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left( \frac{p}{\gamma} + z + \alpha \frac{V^2}{2g} + h_r \right) = - \frac{1}{g} \frac{\partial \beta V}{\partial t} \quad (4.18)$$

que es la *ecuación diferencial de la energía para una vena líquida*, llamada también *ecuación dinámica*. Si esta ecuación se integra entre dos secciones, 1 y 2 de la vena líquida, se obtiene:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial(\beta V)}{\partial t} ds \quad (4.19)$$

es decir, la *ecuación general de la energía para una vena líquida*, donde  $\sum_1^2 h_r$  representa la disipación de energía interna del flujo, entre las secciones 1 y 2, que además, incluye la constante de integración  $C(t)$ .

#### 4.4.4 Interpretación de la ecuación de la energía

Con el objeto de entender mejor las diferentes aplicaciones de la Ec. (4.19), es adecuado hacer una interpretación física de los diferentes términos que intervienen en ella. El análisis de cada uno de sus

términos muestra que corresponden a los de una longitud o *carga*. El término  $z$ , medido desde un plano horizontal de referencia, se llama *carga de posición*;  $p/\gamma$  es la *carga de presión*;  $\alpha V^2/2g$  la *carga de velocidad*;  $\sum_1^2 h_r$  la *pérdida de carga* y  $\frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial \beta V}{\partial t} ds$  la *carga correspondiente al cambio local de la velocidad*.

La Ec. (4.19) establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo [F L/F]. 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; y, finalmente, la carga correspondiente al cambio local de la velocidad es la energía utilizada para efectuar dicho cambio.

a) Si el flujo es permanente,  $\frac{\partial \beta V}{\partial t} = 0$  y la Ec. (4.19) se reduce a la expresión:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (4.20)$$

b) Si, además, no hay pérdida de energía,  $\sum_1^2 h_r = 0$  y los coeficientes  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ , la Ec. (4.20) adopta la forma llamada *ecuación de Bernoulli para una vena líquida*, esto es:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} =$$

$$= z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} \quad (4.21)$$

c) Si  $H = z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{V^2}{2g}$  representa la energía por unidad de peso que tiene el líquido en una determinada sección, la cual es medida desde el plano horizontal de referencia, la Ec. (4.20) se simplifica así:

$$H_1 = H_2 + \sum_1^2 h_r \quad (4.22)$$

En una determinada sección la energía de un volumen  $v$  del líquido, respecto del plano horizontal de referencia, es:

$$E = \gamma H v$$

y, por definición de energía y potencia, en esa sección esta última vale:

$$P = \frac{dE}{dt} = \gamma H \frac{dv}{dt}$$

Además, por definición de gasto, la *energía del líquido en la unidad de tiempo*, esto es, su *potencia*, vale

$$P = \gamma Q H \quad (4.23)$$

donde:

$\gamma$  peso específico del líquido, en  $\text{kg/m}^3$ ;  
 $H$  energía total respecto del plano de referencia, en m;

$Q$  gasto en la sección considerada, en  $\text{m}^3/\text{seg}$ ;

$P$  potencia del líquido, en  $\text{kg m/seg}$ .

Esto es, si se multiplican ambos miembros de la Ec. (4.23) por  $\gamma Q$ , para el flujo permanente, esta ecuación se puede también expresar en la forma

$$P_1 = P_2 + \sum_1^2 P_r \quad (4.24)$$

Una interpretación física de cada uno de los términos de la Ec. (4.19) para una conducción forzada con escurrimiento no permanente, se muestra en la Fig. 4.8, la cual tendría validez para un instante determinado. Con este esquema se pueden hacer las siguientes definiciones.

1. La *línea de energía* une los puntos que indican en cada sección la energía de la corriente.

2. La *línea de cargas piezométricas* o gradiente de cargas de presión, une los puntos que marcan en cada sección la suma de las cargas  $z + \frac{p}{\gamma}$  por arriba del plano de referencia.

De acuerdo con estas definiciones la línea de cargas piezométricas está separada de la línea de energía, una distancia vertical  $\alpha \frac{V^2}{2g} + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial \beta V}{\partial t} ds$ , correspon-

diente a cada sección. Al mismo tiempo se pueden hacer las siguientes generalizaciones.

1. La línea de energía no puede ser horizontal o con inclinación ascendente en la dirección del escurrimiento, si el líquido es real y no adquiere energía adicional desde el exterior. La diferencia de nivel de la línea de energía en dos puntos distintos representa la pérdida de carga o disipación de energía por unidad de peso del líquido fluyente.

2. La línea de energía y la de cargas piezométricas coinciden y quedan al nivel de la superficie libre para un volumen de líquido en reposo (por ejemplo, un depósito o un embalse).

3. En el caso de que la línea de cargas piezométricas quede en algún tramo por debajo del eje de la vena líquida, las presiones locales en ese tramo son menores que la presión cero de referencia que se utilice (comúnmente la presión atmosférica).

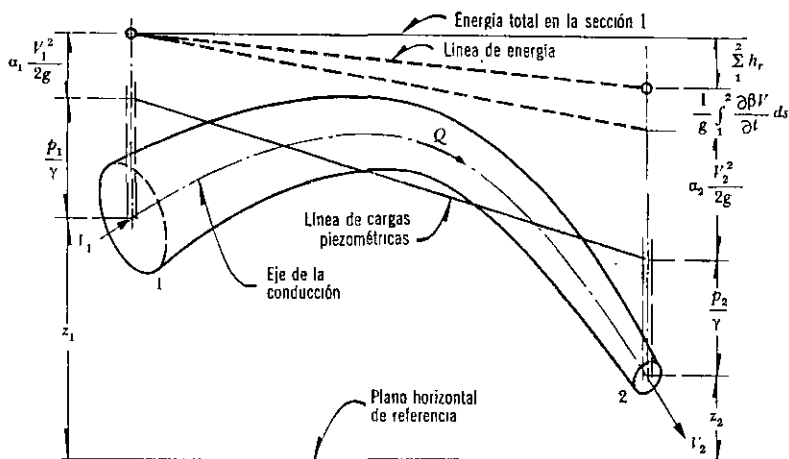


Figura 4.8. Interpretación de la ecuación de la energía para una conducción forzada.

En la Fig. 4.9 se muestra la disposición de las líneas de energía, y de cargas piezométricas, de una instalación hidroeléctrica donde el flujo es permanente; la turbina aprovecha la energía disponible  $H_{a,b}$ . En la Fig. 4.10 se muestra el mismo esquema, pero en este caso se trata de una instalación de bombeo. Para los dos casos la Ec. (4.19) se escribe como sigue:

$$z_1 = z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^a h_r + \sum_b^2 h_r + H_{a,b} \quad (4.25)$$

En la instalación hidroeléctrica la turbina queda generalmente muy próxima a la sección 2 y el término  $\sum_b^2 h_r$  es despreciable.

Por lo que respecta al término  $H_{a,b}$  éste se ha empleado en la Ec. (4.25) como una energía cedida o añadida al flujo y tiene las dimensiones de una longitud. En efecto, por definición de potencia (Ec. 4.23) tenemos que:

$$H_{a,b} = \frac{P}{\gamma Q}$$

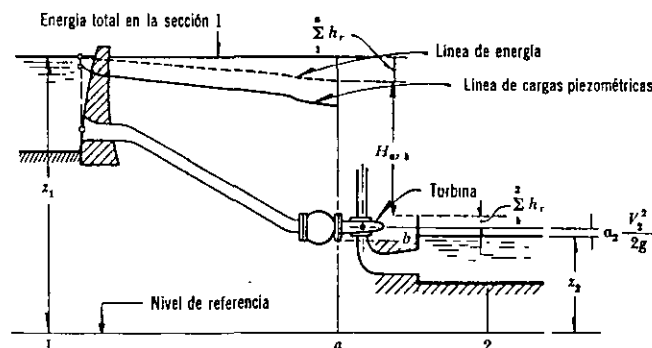


Figura 4.9. Líneas de energía y de cargas piezométricas en una instalación hidroeléctrica.

es la energía neta por unidad de peso que cede o se transmite al líquido por efecto de la máquina; tiene signo positivo en la Ec. (4.25) cuando el líquido cede energía (turbina) o negativo cuando la recibe (bomba). Aún más, si  $P_n$  es la potencia nominal de la máquina y  $\eta$  su eficiencia, entonces

$$H_{a,b} = \frac{P_n}{\eta \gamma Q} \quad (4.26a)$$

si se trata de una turbina; y

$$H_{a,b} = -\frac{\eta P_n}{\gamma Q} \quad (4.26b)$$

si es una bomba.

En el caso de una conducción a superficie libre en escurrimiento continuo (figura 4.11), con líneas de curvatura despreciable y paralelas, es más adecuado medir la carga de posición desde el plano de referencia hasta el punto más bajo de la sección transversal, esto es, hasta la plantilla del canal. La carga de presión coincide con el tirante y de la sección, es decir, con el desnivel entre

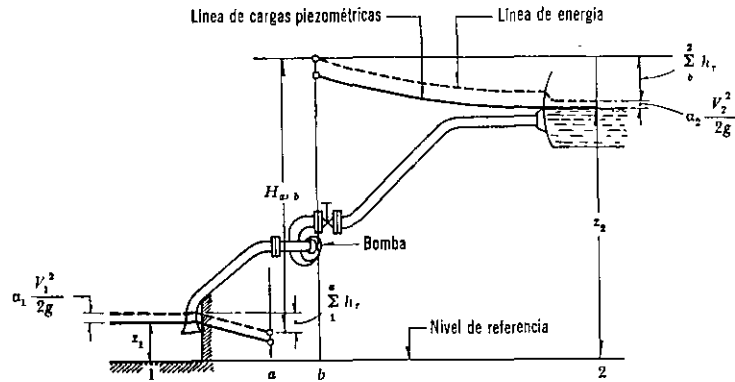


Figura 4.10. Líneas de energía y de cargas piezométricas en una instalación de bombeo.

la superficie libre y la plantilla, siempre que sea pequeño el ángulo  $\theta$  de inclinación de la plantilla. Esto equivale a considerar que la distribución de presiones es hidrostática y que no existen componentes de la aceleración normales a la dirección del flujo.

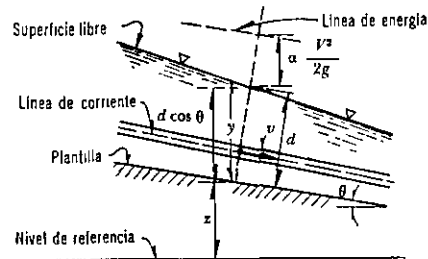


Figura 4.11. Cargas de posición, presión y de velocidad en un escurrimiento a superficie libre.

Finalmente, la carga de velocidad se mide desde el nivel de la superficie libre del agua hasta la línea de energía. En el caso de que sean los ángulos  $\theta > 10^\circ$ , la carga de presión es distinta y se evalúa

como  $\frac{p}{\gamma} = d \cos \theta$ , en que  $d$  es el tirante medido en dirección perpendicular a la plantilla del canal; o bien, siendo  $y \cos \theta = d$ ,  $\frac{p}{\gamma} = y \cos^2 \theta$ , donde  $y$  es el tirante medido verticalmente. De este modo, la suma de las cargas de posición, presión y velocidad es

$$H = z + d \cos \theta + \frac{V^2}{2g} \quad (4.27a)$$

o bien

$$H = z + y \cos^2 \theta + \frac{V^2}{2g} \quad (4.27b)$$

donde  $V$  representa la velocidad media en la sección perpendicular a la plantilla correspondiente al tirante  $d$ .

La pérdida de energía que se produce al escurrir un líquido real puede deberse no sólo al efecto de fricción entre las partículas del líquido y las fronteras que confinan a la vena líquida, sino —además— al efecto de separación o turbulencias inducidas en el movimiento al presentarse obs-

táculos o cambios bruscos en la geometría. El primer tipo de pérdida se conoce como *pérdida de energía por fricción*; es proporcional a la longitud de recorrido y suele adquirir gran importancia en estructuras largas. El segundo tipo de pérdida se conoce como *pérdida menor* y se concentra en el sitio mismo en que se origina.

#### 4.5 Ecuación de la cantidad de movimiento

La ecuación de la cantidad de movimiento en un cuerpo libre o volumen de control se deriva de la segunda ley de Newton. Se conoce como la cantidad de movimiento de un elemento de masa  $M$  al producto de ésta por su velocidad. Por tanto, la segunda ley de Newton establece lo que sigue.

La suma vectorial de todas las fuerzas  $F$  que actúan sobre una masa de fluido es igual a la rapidez del cambio del vector

lineal *cantidad de movimiento de la masa de fluido*, es decir:

$$F = \frac{d(Mv)}{dt} \quad (4.28)$$

Las fuerzas externas son de dos tipos:

a) Fuerzas de superficie que actúan sobre la masa de fluido y, a su vez, pueden ser (subcapítulo 1.2):

Fuerzas  $F_p$ , normales a la frontera de la masa, que se pueden evaluar en términos de las intensidades de presión sobre la misma. Conviene aquí observar que la presión comprende, además de la presión estática, la dinámica ejercida por el flujo.

Fuerzas  $F_T$ , tangenciales a las fronteras de la masa, que se pueden medir en términos del esfuerzo tangencial sobre la misma.

b) Fuerzas de cuerpo  $F_o$ , generalmente las de peso propio.

La masa que fluye en la unidad de tiempo, a través de un elemento de superficie  $dA$  de la que encierra al volumen de con-

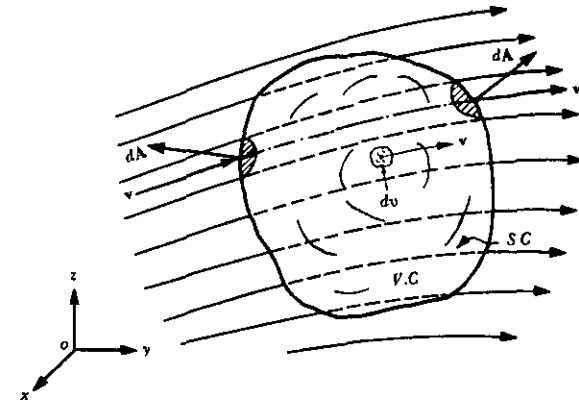


Figura 4.12. Derivación de la ecuación de la cantidad de movimiento para un volumen de control.



trol (mostrado en la Fig. 4.12), es  $\rho \mathbf{v} \cdot d\mathbf{A}$ . Se recuerda que la magnitud del vector  $d\mathbf{A}$  es igual al área del elemento de superficie; su dirección normal al mismo elemento; y —por convención— positivo si se dirige hacia afuera del volumen. Por tanto,  $\rho \mathbf{v} \cdot d\mathbf{A}$  es positivo si el fluido sale del volumen, dado que el producto escalar tendría ese signo, y negativo en caso contrario.

La variación en el tiempo, de la cantidad de movimiento a través del elemento  $d\mathbf{A}$ , será entonces

$$\rho \mathbf{v} (\mathbf{v} \cdot d\mathbf{A})$$

En cualquier instante la masa de un elemento diferencial es  $\rho dv$ , donde la densidad del elemento depende del instante que se considere y de la posición del mismo dentro del volumen de control. La cantidad de movimiento de dicho elemento de volumen será entonces:  $\mathbf{v} \rho dv$ .

El cambio total de la cantidad de movimiento en el tiempo, en todo el volumen de control, será entonces:

$$\frac{d(M\mathbf{v})}{dt} = \iint_{sc} \rho \mathbf{v} (\mathbf{v} \cdot d\mathbf{A}) + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{vc} \mathbf{v} \rho dv \quad (4.29)$$

La Ec. (4.29) aplicada al volumen de fluido —de la Fig. 4.12— fijo respecto de un marco de referencia, conduce a que

$$\mathbf{F}_p + \mathbf{F}_r + \mathbf{F}_c = \iint_{sc} \mathbf{v} \rho (\mathbf{v} \cdot d\mathbf{A}) + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{vc} \mathbf{v} \rho dv \quad (4.30)$$

o sea, la ecuación de la cantidad de movimiento para un volumen de control fijo.

Si en esta ecuación se considera que el flujo ocurre únicamente a través de porciones de la superficie  $SC$ , siendo los vectores velocidad aproximadamente normales a la sección (con valores medios para  $\mathbf{v}$  y  $\rho$ ), la primera integral de la Ec. (4.30) para cada porción de la  $SC$ , es de la forma siguiente:

$$\begin{aligned} \iint_A \mathbf{v} \rho \mathbf{v} dA &= \iint_A \rho v^2 dA = \\ &= \rho V Q \left[ \frac{1}{A} \iint_A \left( \frac{v}{V} \right)^2 dA \right] = \rho V Q \beta \end{aligned}$$

donde  $\beta$  es el mismo coeficiente de corrección de la Ec. (4.17). De este modo, la Ec. (4.30) resulta así:

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_p + \mathbf{F}_r + \mathbf{F}_c &= \Sigma (\rho Q \beta \mathbf{V}) + \\ &+ \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{vc} \mathbf{v} \rho dv \end{aligned} \quad (4.31)$$

llamada *ecuación de la cantidad de movimiento*, y es la más general que pueda obtenerse para un volumen de control fijo. El término  $\Sigma (\rho Q \beta \mathbf{V})$  correspondió a la suma de las cantidades de movimiento del total de partes de área en que se ha dividido la superficie de control. La última integral representa la variación que en el tiempo experimenta la cantidad de movimiento de la masa contenida en el volumen de control. Si el flujo fuese unidimensional el cuerpo libre estudiado sería como el que se muestra en la Fig. 4.3 y la integral de la Ec. (4.31) se podría calcular como sigue:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{vc} \mathbf{v} \rho dv &= \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{vc} \mathbf{v} \rho dA ds = \\ &= \frac{\partial}{\partial t} \int_s \rho ds \iint_A \mathbf{v} dA = \frac{\partial}{\partial t} \int_s \rho Q ds \end{aligned}$$

y la Ec. (4.31) para el flujo unidimensional sería

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_p + \mathbf{F}_r + \mathbf{F}_c &= \Sigma (\rho Q \beta \mathbf{V}) + \\ &+ \frac{\partial}{\partial t} \int_s \rho Q ds \end{aligned} \quad (4.32)$$

Si el flujo es permanente la integral en las Ecs. (4.31) y (4.32) vale cero. Si además de permanente es incompresible,  $\rho$  es constante y la Ec. (4.32) resulta:

$$\mathbf{F}_p + \mathbf{F}_r + \mathbf{F}_c = \rho \Sigma (Q \beta \mathbf{V}) \quad (4.33)$$

ecuación vectorial que obviamente se puede escribir a través de sus componentes, a saber:

$$F_{px} + F_{rx} + F_{cx} = \rho \Sigma (Q \beta V_x) \quad (4.33a)$$

$$F_{py} + F_{ry} + F_{cy} = \rho \Sigma (Q \beta V_y) \quad (4.33b)$$

$$F_{pz} + F_{rz} + F_{cz} = \rho \Sigma (Q \beta V_z) \quad (4.33c)$$

La Ec. (4.33) será la ecuación de la cantidad de movimiento de mayor aplicación en este libro; para ello conviene observar los siguientes pasos:

a) Se elige el volumen de control con la amplitud que tenga interés en el estudio y se trata como un cuerpo libre; dicho volumen debe estar completamente lleno de líquido.

b) Las fuerzas de superficie  $\mathbf{F}_p$  y  $\mathbf{F}_r$  se consideran acciones debidas a la presión y esfuerzo cortante, respectivamente, que se aplican desde el exterior hacia el VC (las acciones del líquido sobre sus fronteras son iguales pero de sentido opuesto). Por lo que respecta a las fuerzas de presión éstas pueden ser de tipo estático y dinámico y, en ocasiones, conviene separarlas en la forma:

$$\mathbf{F}_p = \mathbf{F}_{ps} + \mathbf{F}_{pd}$$

Las fuerzas debidas al esfuerzo cortante se consideran como la acción de la fricción desde la frontera hacia el líquido y, en ocasiones, puede ser difícil evaluarlas.

c) Las fuerzas de cuerpo pueden ser de cualquier tipo pero, en general, serán fuerzas debidas al peso del volumen de control y aplicadas en su centro de gravedad.

d)  $\mathbf{V}$  representa el vector velocidad media del gasto  $Q$  que atraviesa una cierta porción de la superficie de control; se considera aplicado en el centro de gravedad y en la dirección normal a las porciones de área de la  $SC$ . De esta manera, cada producto  $Q \beta \mathbf{V}$  que integran el término  $\Sigma (Q \beta \mathbf{V})$  de las Ecs. (4.31) ó (4.33) será un vector con la misma dirección que  $\mathbf{V}$  y con el sentido que lleva el flujo al pasar sobre la porción de área analizada. Además del signo que les corresponda en la suma, según la dirección y sentido de  $\mathbf{V}$ , se deberá afectar cada término con un signo: positivo si el gasto sale del volumen de control y negativo en caso contrario. Finalmente,  $\beta$  representa el coeficiente de Boussinesq para corregir el efecto de considerar una velocidad media en lugar de la verdadera distribución de velocidades sobre la porción de área.

#### 4.6 Sobre la aplicación de las ecuaciones de la energía y de la cantidad de movimiento

Las ecuaciones de la energía y de la cantidad de movimiento se aplican de manera diferente y, si se hace correctamente, ellas describirán un flujo con idénticos grados de exactitud. Sus principales diferencias se encuentran en su estructura: mientras la ecuación de la cantidad de movimiento es vectorial y engloba fuerzas totales y condiciones externas —sin tomar

en cuenta los cambios internos de energía— la ecuación de la energía es por el contrario escalar y toma en cuenta los cambios internos de energía y no las fuerzas totales y condiciones externas.

En muchos casos, una de las dos ecuaciones es suficiente para el análisis de un problema; la elección entre ellas depende que sean las fuerzas totales o la energía del flujo la que se necesita en la solución. En otros casos, por el contrario, la naturaleza del problema es tal que resulta necesario usar las dos ecuaciones simultáneamente para estudiar la solución completa.

En general, cualquiera que sea el sistema de ecuaciones por usar, éste se deberá plantear entre secciones finales con condiciones de frontera perfectamente definidas, es decir, entre aquellas secciones de la conducción en las que se conozcan con exactitud los valores de la energía de posición, de presión y de velocidad y, por lo mismo, la energía total.

Estas secciones son las siguientes.

a) La superficie libre del líquido, en un recipiente al cual se conecta el conducto.

b) La sección final de un chorro descargado por un chiflón a las condiciones atmosféricas (o dentro de un espacio lleno de gas a presión constante).

c) Secciones intermedias de una conducción a las cuales confluyen o se bifurcan ramales, donde la energía sea común para todas las ramas.

También es conveniente conocer la importancia de los coeficientes de Coriolis y Boussinesq que afectan, tanto a la ecuación de la energía como a la de la cantidad de movimiento. Dada su magnitud, por las Ecs. (4.16) y (4.17) se observa que ésta depende principalmente de la forma que tiene la distribución de velocidades en la sección considerada:

Suponga que la distribución de velocidades en una sección cualquiera de una

vena líquida es como la mostrada en la Fig. 4.13, con un valor medio  $V$ , de la velocidad. Si se considera que la velocidad en un punto cualquiera de la sección se puede determinar con el valor de la media, más una fracción de la misma, se puede escribir que:

$$v = V + kV = (1 + k)V$$

en que  $-1 < k \leq 1$ , siendo  $k$  una función de punto.

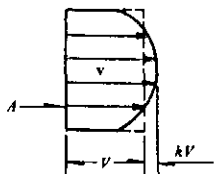


Figura 4.13. Distribución de velocidades en una sección.

Entonces, el coeficiente de Coriolis vale:

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{1}{A} \iint_A \left(\frac{v}{V}\right)^3 dA = \\ &= \frac{1}{A} \iint_A (1 + k)^3 dA = \\ &= \frac{1}{A} \iint_A (1 + 3k + 3k^2 + k^3) dA \end{aligned}$$

o bien,

$$\alpha = 1 + \frac{3}{A} \iint_A k dA + \frac{3}{A} \iint_A k^2 dA + \frac{1}{A} \iint_A k^3 dA \quad (4.34)$$

Por otra parte:

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{V} \iint_A v dA = \\ &= \iint_A (1 + k) dA = A + \iint_A k dA \end{aligned}$$

Se deduce que la integral  $\iint_A k dA$  debe valer cero. Además, para  $k < 1$ ,  $k^3 \approx 0$ ; así resulta que

$$\alpha \approx 1 + \frac{3}{A} \iint_A k^2 dA \quad (4.35)$$

En la misma forma,  $\beta$  resulta:

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{1}{A} \iint_A (1 + k)^2 dA = \\ &= \frac{1}{A} \iint_A (1 + 2k + k^2) dA = \\ &= 1 + \frac{1}{A} \iint_A k^2 dA \end{aligned}$$

Si se combina esta ecuación con la (4.35), se deduce que

$$\beta \approx 1 + \frac{\alpha - 1}{3} \quad (4.36)$$

y es suficiente calcular  $\alpha$  para conocer de inmediato a  $\beta$ .

Se observa que por ser  $k \leq 1$ , los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  son siempre mayores de 1. En el caso de escurrimientos donde la distribución de velocidades se aproxima a la media (escurrimientos turbulentos), los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  se aproximan a 1; y en caso contrario (escurrimientos laminares),  $\alpha$  y  $\beta$  alcanzan los valores máximos de 2 y 1.33, respectivamente. Sin embargo, en el caso de escurrimientos laminares, la carga de velocidad es pequeña en comparación con las restantes.

La evaluación de los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  requiere, obviamente, el conocimiento previo de la distribución de velocidades en cada sección; en la mayoría de los problemas de hidráulica los escurrimientos son turbulentos y es común considerar que  $\alpha \approx \beta \approx 1$ . Sin embargo, debe tenerse presente que es posible inducir con ello

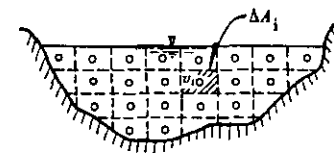


Figura 4.14. Sección transversal de un río.

un error de consideración, sobre todo en aquellos escurrimientos, aun turbulentos, en que existan problemas locales de separación o de otra índole, que modifiquen completamente el perfil de velocidades respecto del uniforme.

A menos de ser indispensable, es común suponer que ambos coeficientes valen 1 y que son más importantes otros factores —de índole estimativa— que el error que por este concepto pueda cometerse.

Cuando se conoce por medición directa la magnitud de la velocidad en diferentes puntos de una sección, a cada punto se le considera una área de influencia  $\Delta A_i$  (Fig. 4.14) y, tanto la magnitud de la velocidad media como la de los coeficientes, se puede determinar por incrementos finitos en la forma aproximada

$$V \approx \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n v_i \Delta A_i \quad (4.37)$$

$$\alpha \approx \frac{1}{A V^3} \sum_{i=1}^n v_i^3 \Delta A_i \quad (4.38)$$

$$\beta \approx \frac{1}{A V^2} \sum_{i=1}^n v_i^2 \Delta A_i \quad (4.39)$$

donde  $n$  es el número de elementos  $\Delta A_i$  elegidos. Es más, si los incrementos de área  $\Delta A_i$  son todos iguales, las ecuaciones anteriores se simplifican a la manera siguiente:

$$V \approx \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n v_i \quad (4.40)$$

$$\alpha \approx \frac{1}{n} \frac{\sum_{i=1}^n v_i^3}{V^3} \quad (4.41)$$

$$\beta \approx \frac{1}{n} \frac{\sum_{i=1}^n v_i^2}{V^2} \quad (4.42)$$

#### 4.7 Dispositivos de medición y de aforo

##### 4.7.1 Sondas de presión, tubos de Pitot y de Prandtl

Existe una serie de aparatos y dispositivos para la medición de las características de un flujo, como presión, velocidad, gasto, etcétera, cuyas mediciones se interpretan con base en las ecuaciones fundamentales.

Cuando se desea medir la presión o la velocidad en un punto del interior de un líquido en movimiento, se presenta la dificultad de que la introducción de cualquier aparato, dentro del escurrimiento, produce distorsiones del flujo en el sitio

mismo donde se desea efectuar la medición. A pesar de esto, mediante un diseño adecuado del dispositivo, se pueden reducir dichos problemas al mínimo posible.

En el inciso 2.3.1 se mostraron algunos dispositivos para medir los valores medios de la presión en la pared o en una sección del conducto. En el caso de que se desee medir la presión en un punto dentro de un líquido, se utiliza la *sonda de presión* (Fig. 4.15a), que consiste en un tubo doblado en ángulo recto, con orificios de entrada en la rama horizontal corta, localizados a una distancia igual a tres veces el diámetro del tubo a partir del extremo ojival del mismo.

Un tubo doblado, como el de la figura 4.15b, se conoce como *tubo de Pitot*; si el extremo abierto del tubo se coloca en un punto dentro de un líquido en movimiento, en dirección normal a la corriente, la diferencia de niveles  $\Delta h$  entre las ramas verticales de un manómetro de mercurio (o bien directamente de un

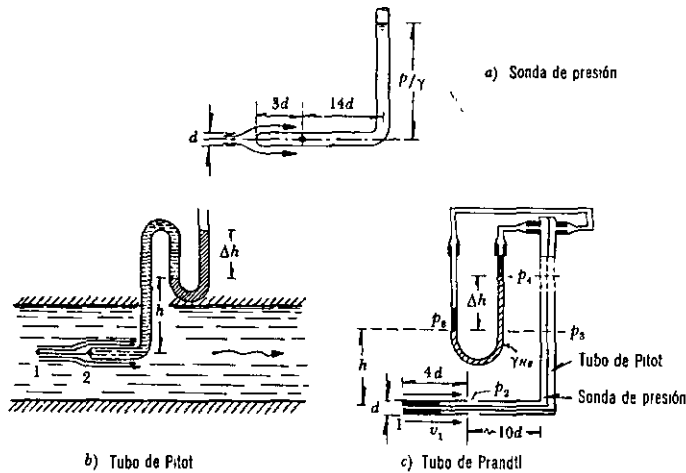


Figura 4.15. Medidores de presión y velocidad.

tubo piezométrico) mide la carga total  $\frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$ , en el punto considerado.

Debido a que en el punto extremo del tubo (punto 2 de la Fig. 4.15b) el cual se coloca dentro del flujo, corresponde a un punto de estancamiento (velocidad  $v_2=0$ ), la carga de presión en dicho punto se puede determinar a partir de la ecuación de Bernoulli aplicada sobre una línea de corriente horizontal, a saber:

$$p_2 = p_1 + \gamma \frac{v_1^2}{2g}$$

Para que se satisfaga el equilibrio estático con el manómetro de mercurio, se debe cumplir:

$$p_2 = \gamma_m \Delta h + \gamma h$$

donde  $\gamma_m$  es el peso específico del líquido en el manómetro.

De esta manera se conoce  $p_2$ , midiendo  $h$  y  $\Delta h$ , y se puede determinar  $v_1$  si se mide también la presión estática  $p_1$ .

Un aparato que permite hacer la medición directa de la velocidad, es el conocido *tubo de Prandtl* (Fig. 4.15c) que combina el funcionamiento de la sonda de presión y del tubo de Pitot, de manera que se puede medir directamente la carga de velocidad  $v_1^2/2g$ . Para satisfacer el equilibrio estático, entre las columnas del líquido y del manómetro, se debe cumplir con lo siguiente:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_3}{\gamma} + h$$

$$\frac{p_2}{\gamma} = \frac{p_4}{\gamma} + (h + \Delta h)$$

Pero, además,  $p_3 = p_4 + \gamma_m \Delta h$  y por un proceso de eliminación tenemos que:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \left( \frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right) \Delta h$$

y con  $p_1 = p_2$  se tiene además

$$v_1 = \sqrt{2g \Delta h \left( \frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)}$$

Por ejemplo, se desea determinar la velocidad del agua en un punto, mediante un tubo de Prandtl, donde se ha registrado una diferencia de niveles en el manómetro de mercurio ( $\gamma_m = 13\,595 \text{ kg/m}^3$ ),  $\Delta h = 8.9 \text{ cm}$ .

De la última ecuación se obtiene

$$v_1 = \sqrt{19.6 \times 0.089 \left( \frac{13.595}{1} - 1 \right)} = 4.687 \text{ m/seg}$$

##### 4.7.2 Molinete y rotámetro

Otro dispositivo para medir la velocidad del agua en conductos de grandes dimensiones es el molinete hidráulico, que consta de una hélice pequeña conectada a un cuerpo fuselado. Éste, a su vez, queda sujeto a una barra graduada para saber la profundidad del punto en que se desea hacer la medición (Fig. 4.16).

Al producirse la rotación de la hélice el dispositivo eléctrico contenido en el cuerpo fuselado envía una serie de señales: luminosas a una lámpara o acústicas a un audífono.

El molinete se calibra previamente en un canal de aguas tranquilas de manera que se tenga una curva que relacione el número de impulsos registrados, con la velocidad del flujo. Este dispositivo es de gran utilidad para el aforo en conductos forzados de gran diámetro o en corrientes naturales. Del conocimiento de la distribución de velocidades en la sección, se

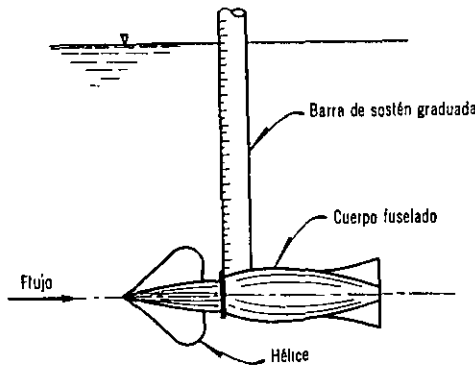


Figura 4.16. Molinete hidráulico.

puede determinar la velocidad media, el gasto, los coeficientes de corrección  $\alpha$  y  $\beta$ , etcétera.

Un medidor de lectura directa de la velocidad es el rotámetro, mostrado en la Fig. 4.17. Consiste de un flotador conte-

$$Q = A_e V_e = AV$$

donde  $A_e$  es el área del tubo a la entrada;  $V_e$  la velocidad del flujo en la misma;  $A$  el área variable del tubo transparente; y  $V$  la velocidad. La velocidad  $V$  del flujo —dentro del tubo— cambiará con el área del mismo al ascender o descender el flotador, estrangulando el área en que se encuentre.

Conocida la geometría del aparato se puede calibrar en la fábrica, de tal manera que sobre una escala graduada se lea directamente el valor de la velocidad  $V_e$ . El gasto que sale por el tubo puede regresar-se nuevamente a la corriente mediante un segundo tubo paralelo al primero. Para asegurar que el flotador no se adhiera a las paredes del tubo transparente se construye con una serie de muescas que lo hacen girar en presencia del flujo, de modo que su eje se desliza siempre sobre el del tubo transparente.

Existen otros dispositivos de tipo eléctrico o electrónico para medir la velocidad de un flujo. Dentro de ellos se encuentra el anemómetro de placa caliente, de gran sensibilidad y precisión.

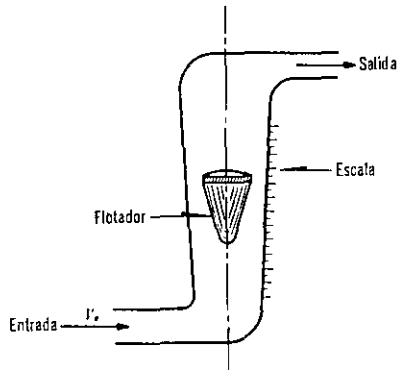


Figura 4.17. Rotámetro.

nido dentro de un tubo transparente, de diámetro variable desde la entrada hasta la salida. Por la ecuación de continuidad, el gasto que entra al tubo es

4.8 Pérdida debida a una ampliación brusca de sección. Fórmula de Borda-Carnot

La ampliación brusca de la sección en un tubo trae consigo una pérdida de energía por efecto de la separación del líquido de las paredes y la formación de grandes turbulencias, que es de índole diferente a la de fricción. Para calcular la pérdida se usan las tres ecuaciones fundamentales de la hidráulica.

Para la aplicación de las ecuaciones se considera el volumen de control limitado: aguas arriba por la sección 1 dentro ya de la zona de ampliación; aguas abajo por la sección 2 suficientemente alejada de la ampliación donde ya el líquido ha recuperado una distribución uniforme de las velocidades; y lateralmente por la pared del tubo (Fig. 4.18).

En la sección 1 actúa la presión  $p_1$  y la velocidad media del líquido es  $V_1$ . La presión total en esta sección está compuesta por la suma de las presiones sobre la superficie central de área  $A_1$  más la correspondiente a la zona de separación. En la sección 2 dominan la presión  $p_2$  y la velocidad  $V_2$ .

Considerando una distribución uniforme de velocidades y esfuerzos de fricción

cero, de la ecuación del impulso y cantidad de movimiento resulta:

$$p_1 A_2 - p_2 A_2 = \frac{\gamma}{g} Q (V_2 - V_1)$$

o bien

$$(4.43)$$

$$\frac{p_1 - p_2}{\gamma} = \frac{1}{g} \frac{Q}{A_2} (V_2 - V_1) = \frac{V_2}{g} (V_2 - V_1)$$

Por otra parte, de la ecuación de energía entre las secciones 1 y 2, se tiene que:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_r$$

Podemos escribir que la pérdida de energía vale

$$\Delta h_r = \frac{p_1 - p_2}{\gamma} + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \quad (4.44)$$

Substituyendo la Ec. (4.43) en la (4.44) se obtiene:

$$\Delta h_r = \frac{V_2}{g} (V_2 - V_1) + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

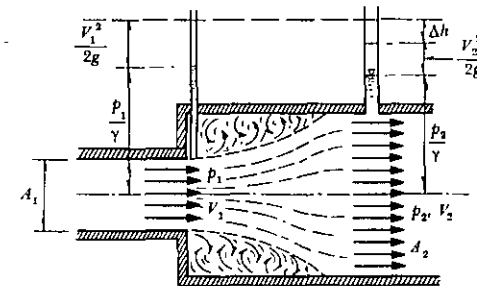


Figura 4.18. Ampliación brusca de la sección.

Al simplificar, la pérdida de energía resulta finalmente:

$$\Delta h_r = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \quad (4.45a)$$

Esta ecuación se conoce como *fórmula de Borda*. Del principio de continuidad.

$$V_1 = \frac{A_2}{A_1} V_2$$

y la Ec. (4.45a) se transforma a

$$\Delta h_r = \left( \frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{V_2^2}{2g} \quad (4.45b)$$

En aquellos casos en que no existan datos más exactos para calcular una pérdida de energía local, se puede usar la ecuación de Borda para obtener un resultado aproximado. Esto puede hacerse extensivo a los flujos a superficie libre.

**Problema 4.5.** Considere un flujo laminar bidimensional y permanente, entre dos placas paralelas horizontales (Fig. 4.19), el cual se produce por el movimiento de la placa superior —de velocidad  $U$  en la dirección  $x$ — con la placa inferior fija y el eje  $z$  vertical.

a) Determinar la distribución del esfuerzo tangencial y de velocidades sobre el eje vertical; las velocidades máxima y media; el gasto por unidad de ancho; y los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ , para el caso en que  $U = 0$ .

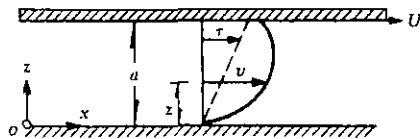


Figura 4.19. Flujo laminar entre placas paralelas.

b) Un amortiguador consiste de un cilindro de 7 cm de diámetro, dentro del cual se desliza un émbolo de 8 cm de largo, con un espacio entre ambos de 1 mm. El cilindro está lleno de aceite cuya viscosidad es de 1 poise. Calcular la velocidad del pistón y el gasto del aceite cuando actúa sobre el pistón una fuerza de 18 kg.

**Solución a)** Para el flujo permanente  $\partial v / \partial t = 0$ . Por continuidad  $\partial v / \partial x = 0$ , para cualquier valor de  $x$ , siendo  $v = f(z)$ . Si las placas son horizontales,  $\partial z / \partial x = 0$ . Con estas consideraciones la Ec. (4.9a), aplicable en este caso, se simplifica en la forma

$$-\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0$$

Por otra parte, de la Ec. (1.1):

$$\tau = \mu \frac{\partial v}{\partial z}$$

por lo que

$$-\frac{\partial p}{\partial x} + \mu \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = 0 \quad (a)$$

Además, puesto que las líneas de corriente son rectas y, por lo mismo, su radio de curvatura es infinito, ya que  $\partial z / \partial z = 1$ , de la Ec. (4.9b) resulta que

$$\frac{\partial}{\partial z} \left( -\frac{p}{\gamma} \right) = -1$$

cuya integración da:

$$p = -\gamma z + f(x)$$

Esto significa que la distribución de presiones coincide con la presión hidrostática en la dirección normal al flujo. Por tanto,  $\partial p / \partial x$  es independiente de  $z$  y puede escribirse como  $dp/dx$ .

De este modo, al integrar dos veces la Ec. (a) resulta

$$\frac{dp}{dx} \frac{z^2}{2} = \mu v + C_1 z + C_2$$

Con las condiciones de frontera: para  $z = 0$ ,  $v = 0$  y para  $z = a$ ,  $v = U$ , se obtiene

$$v = \frac{Uz}{a} - \frac{az}{2\mu} \frac{dp}{dx} \left( 1 - \frac{z}{a} \right) \quad (b)$$

Por definición, la velocidad media es:

$$V = \frac{1}{a} \int_0^a \left[ \frac{Uz}{a} - \frac{az}{2\mu} \frac{dp}{dx} \left( 1 - \frac{z}{a} \right) \right] dz = \frac{U}{2} - \frac{a^2}{12\mu} \frac{dp}{dx} \quad (c)$$

y el gasto por unidad de ancho:

$$q = Va = \frac{Ua}{2} - \frac{a^3}{12\mu} \frac{dp}{dx} \quad (d)$$

Si  $dp/dx = 0$ , el flujo se conoce como flujo de Couette, donde, de acuerdo con la Ec. (b), la ley de distribución de velocidades es lineal:  $v = Uz/a$ , y la velocidad media y el gasto unitario son  $V = U/2$  y  $q = Ua/2$ , respectivamente.

Cuando  $dp/dx \neq 0$ , pero  $U = 0$ , se tiene un flujo laminar entre placas fijas conocido como flujo bidimensional de Poiseuille, donde la distribución de velocidades es parabólica de acuerdo con la Ec. (b):

$$v = \frac{a}{2\mu} \left( -\frac{dp}{dx} \right) \left( z - \frac{z^2}{a} \right) \quad (e)$$

La velocidad máxima se presenta para  $z = a/2$  y vale

$$v_{\max} = \frac{a^2}{8\mu} \left( -\frac{dp}{dx} \right)$$

Por lo cual, la Ec. (e) también se puede expresar así:

$$v = 4v_{\max} \left( \frac{z}{a} - \frac{z^2}{a^2} \right) \quad (f)$$

De las Ecs. (c) y (d) la velocidad media y el gasto por unidad de ancho son

$$V = \frac{a^2}{12\mu} \left( -\frac{dp}{dx} \right) = \frac{2}{3} v_{\max}$$

$$q = \frac{a^3}{12\mu} \left( -\frac{dp}{dx} \right)$$

Para el segundo tipo de flujo, la ley de distribución de velocidades se escribe también en la forma:

$$\frac{v}{V} = 6 \left( \frac{z}{a} - \frac{z^2}{a^2} \right)$$

De la Ec. (4.16) el coeficiente  $\alpha$  es

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{216}{a} \int_0^a \left( \frac{z}{a} - \frac{z^2}{a^2} \right)^3 dz = \\ &= \frac{216}{a} \int_0^a \left[ \left( \frac{z}{a} \right)^3 - 3 \left( \frac{z}{a} \right)^4 + \right. \\ &\quad \left. + 3 \left( \frac{z}{a} \right)^6 - \left( \frac{z}{a} \right)^6 \right] dz \end{aligned}$$

Integrando y tomando límites resulta que

$$\alpha = \frac{216}{140} = 1.543$$

En la misma forma, de la Ec. (4.17) se puede calcular  $\beta$ :

$$\beta = \frac{36}{a} \int_0^a \left( \frac{z}{a} - \frac{z^2}{a^2} \right)^2 dz = \frac{6}{5}$$

$$= 3.1416 \times 7 \left( \frac{2.73 \times 0.1}{2} \right) =$$

$$Q = 3 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

y el gasto total de aceite:

$$Q = 105 + 3 = 108 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

Por último, el valor final de la velocidad del pistón será:

$$v_p = U = \frac{108}{0.785 \times 49} = 2.81 \text{ cm/seg}$$

**Problema 4.6.** Determinar la velocidad media y los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  en un conducto cilíndrico donde se produce: a) un escurrimiento laminar cuya distribución de velocidades sigue la ley

$$v = v_{\text{máx}} \left[ 1 - \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right]$$

b) Un escurrimiento turbulento cuya distribución de velocidades sigue la ley

$$v = v_{\text{máx}} \left( 1 - \frac{r}{R} \right)^{1/7} = v_{\text{máx}} \left( \frac{y}{R} \right)^{1/7}$$

En ambos casos  $v_{\text{máx}}$  es la velocidad en el eje del tubo;  $R$  el radio del mismo; y  $y = R - r$  la distancia a la pared de los puntos de radio  $r$  y velocidad  $v$  (Fig. 4.20).

**Solución a)** La velocidad media es

$$V = \frac{1}{\pi R^2} \int_0^R v_{\text{máx}} \left[ 1 - \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right] 2\pi r dr = \frac{v_{\text{máx}}}{2}$$

La ley de distribución de velocidades se escribe en la forma:

$$\frac{v}{V} = 2 \left[ 1 - \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right]$$

El coeficiente  $\alpha$ :

**Solución b)** Debido al movimiento, el aceite es forzado a fluir entre las paredes del cilindro y del pistón. El espacio entre ambas paredes es muy pequeño si se compara con el diámetro del pistón, razón por la cual el flujo puede ser tratado como si las superficies fueran paralelas.

La presión sobre la superficie del pistón vale

$$p = \frac{4P}{\pi d^2} = \frac{4 \times 18000}{3.1416 \times 49} = 468 \text{ g/cm}^2$$

y el gradiente de presiones sobre la longitud del pistón de 8 cm es

$$\frac{dp}{dx} = -\frac{468}{8} = -58.2 \text{ g/cm}^3$$

Suponiendo —inicialmente— despreciar la velocidad  $U$  del pistón, con  $\mu = 1$  poise = 0.00102 g seg/cm<sup>2</sup>, de la Ec. (d) resulta:

$$Q = Bq = (\pi d) \left( -\frac{a^3}{12\mu} \frac{dp}{dx} \right) =$$

$$= 3.1416 \times 7 \left( \frac{0.001 \times 58.5}{12 \times 0.00102} \right)$$

$$Q = 105 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

La velocidad aproximada del pistón es entonces

$$v_p = U = \frac{Q}{A_p} = \frac{105}{0.785 \times 49} = 2.73 \text{ cm/seg}$$

con este valor de  $U$ , de la Ec. (d) el incremento de gasto es:

$$Q = \pi d \left( \frac{Ua}{2} \right) =$$

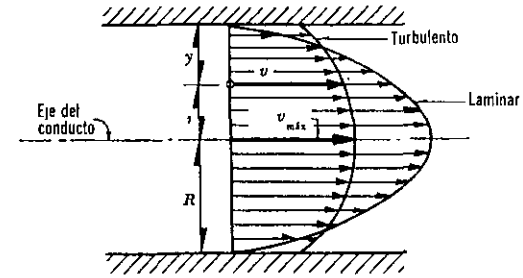


Figura 4.20. Esquema ilustrativo del problema 4.7.

$$\alpha = \frac{8}{\pi R^2} \int_0^R \left[ 1 - \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right]^3 2\pi r dr =$$

$$= -8 \int_0^R \left[ 1 - \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right]^3 \left( -\frac{2r}{R^2} \right) dr = 2$$

De la Ec. (4.36) el valor aproximado de  $\beta$  es

$$\beta = 1 + \frac{2-1}{3} = 1.33$$

**Solución b)** La velocidad media  $V$ , resulta de su definición, a saber:

$$\pi R^2 V = 2\pi \int_0^R v r dr$$

donde  $r = R - y$ ,  $dr = -dy$ . Haciendo caso omiso del signo menos, se tiene que:

$$\pi R^2 V = 2\pi v_{\text{máx}} \int_0^R (R - y) \left( \frac{y}{R} \right)^{1/7} dy =$$

$$2\pi v_{\text{máx}} \int_0^R \left( R^{6/7} y^{1/7} - \frac{y^{8/7}}{R^{1/7}} \right) dy$$

resolviendo la integral resulta así:

$$V = \frac{49}{60} v_{\text{máx}}$$

La ecuación para la distribución de velocidades puede expresarse como

$$\frac{v}{V} = \frac{60}{49} \left( \frac{y}{R} \right)^{1/7}$$

El coeficiente de Coriolis  $\alpha$  resulta de la Ec. (4.16):

$$\alpha = \frac{1}{\pi R^2} \int_0^R \left( \frac{60}{49} \right)^8 \left( \frac{y}{R} \right)^{8/7} 2\pi r dr =$$

$$= 2 \left( \frac{60}{49} \right)^8 \frac{1}{R^2} \int_0^R (R - y) \left( \frac{y}{R} \right)^{8/7} dy$$

$$\alpha = 1.06$$

Esto es, un valor próximo a 1.

De la Ec. (4.36) el valor aproximado de  $\beta$  es

$$\beta = 1 + \frac{1.06 - 1}{3} = 1.02$$

**Problema 4.7.** En una sección de una tubería cilíndrica (0.46 m de diámetro) se midieron las velocidades que se anotan en la segunda columna de la tabla que se muestra abajo —contra las relaciones  $r/R$  en la primera columna— donde  $r$  es el radio del punto en consideración y  $R$  el radio de la tubería. Determinar la velocidad media y los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ .

$\left(\frac{r_i}{R}\right)^2$	$v_i$ m/seg	$v_i^2$	$v_i^3$
0.05	1.615	2.608	4.212
0.15	1.610	2.592	4.173
0.25	1.605	2.576	4.134
0.35	1.590	2.528	4.020
0.45	1.585	2.512	3.982
0.55	1.560	2.434	3.796
0.65	1.545	2.387	3.688
0.75	1.505	2.265	3.409
0.85	1.420	2.016	2.863
0.95	1.280	1.638	2.097
Total	15.315	23.556	36.374

**Solución.** Observe en la tabla que iguales incrementos de la relación  $(r_i/R)^2$ , significan iguales incrementos de áreas  $\Delta A_i$ ; así, es posible la aplicación de las Ecs. (4.40), (4.41) y (4.42).

Con  $n = 10$  la velocidad media es

$$V \approx \frac{15.315}{10} = 1.53 \text{ m/seg}$$

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ , como sigue:

$$\alpha \approx \frac{36.374}{10 \times 1.53^3} = 1.015$$

$$\beta \approx \frac{23.556}{10 \times 1.53^2} = 1.006$$

De acuerdo con la Ec. (4.36),  $\beta$  sería:

$$\beta = 1 + \frac{1.015 - 1}{3} = 1.005$$

que es prácticamente el mismo valor antes obtenido.

Si el área del tubo es:

$$A = 0.7854 \times 0.46^2 = 0.1662 \text{ m}^2$$

El gasto en la tubería será:

$$Q = VA = 1.53 \times 0.1662 = 0.254 \text{ m}^3/\text{seg}$$

**Problema 4.8.** Una bomba se utiliza para abastecer un chiflón que descarga directamente a las condiciones atmosféricas el agua tomada desde un depósito (como se muestra en la Fig. 4.21); la bomba tiene una eficiencia  $\eta = 85\%$  y una potencia de 5 HP cuando descarga un gasto de 57 lt/seg. Bajo estas condiciones la presión manométrica leída en el punto 1 es  $p_1 = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ . Determinar la línea de energía y la línea de cargas piezométricas, así como también indicar los valores numéricos de las elevaciones de las dos líneas, en lugares apropiados, tomando el valor de  $\alpha = 1$  (Ref. 17).

**Solución.** La velocidad media en la tubería y en el chiflón; y las correspondientes cargas de velocidad son:

$$V_t = \frac{Q}{A} = \frac{0.057}{0.785 \times 0.04} = 1.814 \text{ m/seg};$$

$$\frac{V_t^2}{2g} = \frac{(1.814)^2}{19.6} = 0.168 \text{ m}$$

$$V_o = \frac{0.057}{0.785 \times 0.0225} = 3.226 \text{ m/seg};$$

$$\frac{V_o^2}{2g} = \frac{(3.226)^2}{19.6} = 0.531 \text{ m}$$

Si la lectura de la presión manométrica en el punto 1 es  $p_1 = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ , la carga de presión en ese punto (inmediatamente antes de la bomba) es:

$$\frac{p_1}{\gamma} = \frac{0.05 \times 10^4}{1000} = 0.5 \text{ m}$$

De acuerdo con la Ec. (4.26b) (1 HP = 76 kg m/seg), la bomba incrementa la energía del líquido en la cantidad siguiente:

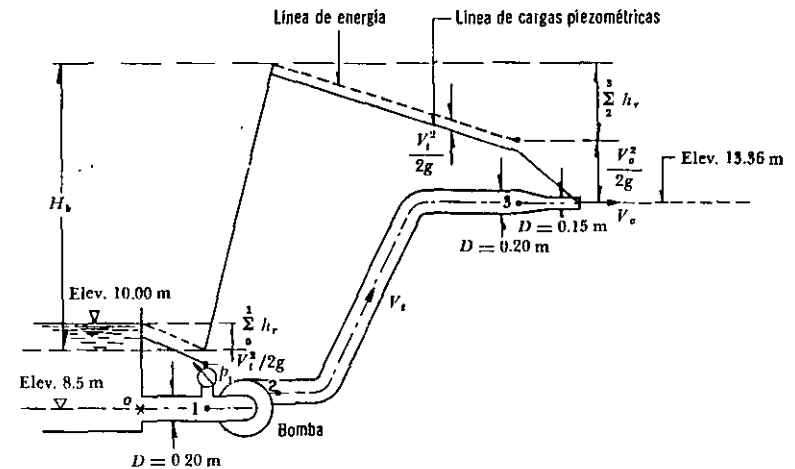


Figura 4.21. Instalación del problema 4.8.

$$H_b = \frac{\eta P \times 76}{\gamma Q} = \frac{0.85 \times 5 \times 76}{1000 \times 0.057} = 5.667 \text{ m}$$

$$\text{de } 0 \text{ a } 1, \sum_0^1 h_r = 10 - 9.168 = 0.832 \text{ m};$$

La elevación de la línea de energía ( $E_t$ ) y de cargas piezométricas ( $E_p$ ) en diferentes puntos del conducto es:

$$\text{de } 2 \text{ a } 3, \sum_2^3 h_r = 14.835 - 13.891 = 0.944 \text{ m}.$$

Las líneas de energía y de cargas piezométricas se indican en la Fig. 4.21.

Punto 0,  $E_t = 10 \text{ m};$

$$E_p = 10 - 0.168 = 9.832 \text{ m}.$$

Punto 1,  $E_t = 8.5 + 0.5 + 0.168 = 9.168 \text{ m};$

$$E_p = 9.168 - 0.168 = 9 \text{ m}.$$

Punto 2,  $E_t = 9.168 + 5.667 = 14.835 \text{ m};$

$$E_p = 14.835 - 0.168 = 14.667 \text{ m}$$

Punto 3,  $E_t = 13.36 + \frac{V_o^2}{2g} = 13.891 \text{ m};$

$$E_p = 13.891 - 0.168 = 13.723 \text{ m}.$$

Las pérdidas de energía en cada tramo son:

**Problema 4.9.** Dos tanques de agua (figura 4.22) están conectados por una tubería de 1220 m de longitud y 0.25 m de diámetro. El nivel en el recipiente superior está a 37 m por encima del nivel del tanque inferior. El gasto que transporta la tubería es de  $0.128 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Determinar: a) la pérdida de carga total (energía disponible para ser disipada); b) la presión que existe en la sección, a la mitad de la tubería, si dicha sección se encuentra a la misma elevación que el nivel del tanque inferior, siendo que la mitad de la energía disponible se pierde desde el tanque superior hasta dicha sección.

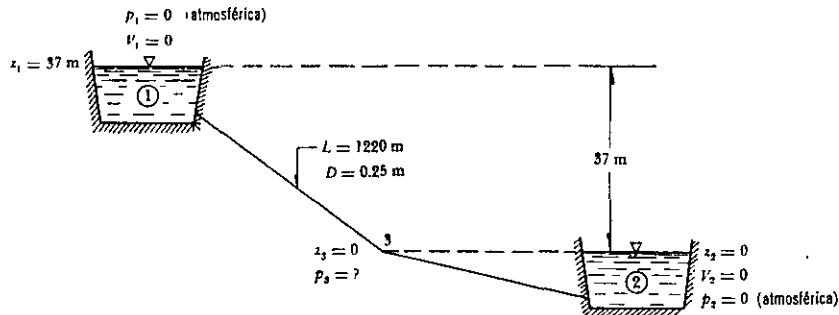


Figura 4.22. Esquema de la instalación del problema 4.9.

**Solución a)** Considerando que  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ , la Ec. (4.20) de la energía se puede aplicar entre los tanques 1 y 2, con el plano de referencia coincidiendo con la superficie libre del tanque 2:

$$37 + 0 + 0 = 0 + 0 + 0 + \sum_1^2 h_r$$

$$\sum_1^2 h_r = 37 \text{ m}$$

Esto es, el desnivel total de 37 m se consume en pérdidas de energía.

**Solución b)** Si el área del tubo es:

$$A = \frac{\pi}{4} (0.25)^2 = 0.0491 \text{ m}^2$$

la velocidad media en el mismo vale

$$V_a = \frac{0.128}{0.0491} = 2.607 \text{ m/seg}$$

En la misma forma, la Ec. (4.20) aplicada ahora entre el tanque 1 y la sección 3 (con  $\Delta h_r = 18.50 \text{ m}$  entre ambos), permite calcular la presión  $p_a$ , como sigue:

$$37 + 0 + 0 = 0 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{(2.607)^2}{19.6} + 18.50$$

Efectuando operaciones y despejando  $p_a$ , resulta que

$$p_a = 18\,153 \text{ kg/m}^2 = 1.815 \text{ kg/cm}^2$$

Dicha presión, obviamente, cambia si cambia  $z_3$ .

**Problema 4.10.** a) Un chorro de agua es descargado desde un chiflón con un diámetro efectivo  $d' = 0.075 \text{ m}$  y una velocidad  $V = 23 \text{ m/seg}$ . Calcular la potencia del chorro.

b) Si el chiflón es alimentado por una tubería desde un almacenamiento cuyo nivel se encuentra 30 m arriba del chiflón, calcular la pérdida de energía en la conducción y la eficiencia de la misma (figura 4.23).

**Solución a)** El gasto descargado por el chiflón vale:

$$Q = \frac{\pi}{4} d'^2 V = 0.785 (0.075)^2 \times 23 = 0.102 \text{ m}^3/\text{seg}$$

y la energía total en la base del chiflón es igual a la carga de velocidad en la boquilla:

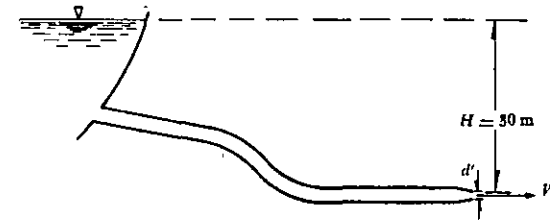


Figura 4.23. Tubería y chiflón.

$$H = \frac{V^2}{2g} = \frac{(23)^2}{19.6} = 27 \text{ m}$$

y la eficiencia del sistema es entonces:

$$\eta = \frac{P_r}{P_t} \times 100 = \frac{2\,754}{3\,060}$$

$$\eta = 90 \%$$

La potencia del chorro en el chiflón, de acuerdo con la Ec. (4.23), vale

$$P_r = 1\,000 \times 0.102 \times 27 = 2\,754 \text{ kg m/seg}$$

y su equivalente en caballos de vapor es:

$$P_r = \frac{2\,754}{75} = 36.72 \text{ CV}$$

**Solución b)** La potencia teórica que debe proporcionar el sistema, para  $H = 30 \text{ m}$ , y el mismo gasto, es

$$P_t = 1\,000 \times 0.102 \times 30 = 3\,060 \text{ kg m/seg}$$

La pérdida de energía es  $\Delta h = 30 - 27 = 3 \text{ m}$ .

**Problema 4.11.** El ancho de un canal rectangular abierto se reduce de 1.80 m a 1.50 m y la plantilla se eleva a 0.30 m de la primera a la segunda sección (Fig. 4.24). El tirante en la primera sección es de 1.20 m y la caída en el nivel de la superficie libre hasta la segunda sección es de 0.08 m. Determinar el gasto  $Q$ , de agua en el canal, despreciando las pérdidas de energía.

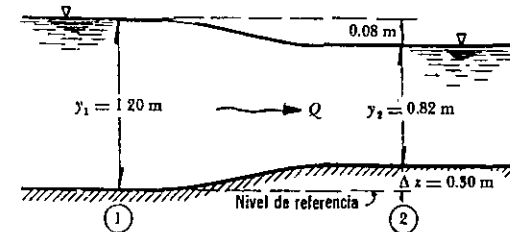


Figura 4.24. Flujo en la contracción de un canal.



**Solución.** El área hidráulica en las secciones 1 y 2 es:

$$A_1 = 1.20 \times 1.8 = 2.16 \text{ m}^2;$$

$$A_1^2 = 4.666 \text{ m}^4$$

$$A_2 = 1.50 \times 0.82 = 1.23 \text{ m}^2;$$

$$A_2^2 = 1.513 \text{ m}^4$$

De la ecuación de Bernoulli resulta que

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \Delta z + y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

pero

$$V_1 = \frac{Q}{A_1}; \quad V_2 = \frac{Q}{A_2}$$

entonces

$$y_1 + \frac{Q^2}{2g A_1^2} = \Delta z + y_2 + \frac{Q^2}{2g A_2^2}$$

Despejando  $Q$

$$Q = \sqrt{\frac{2g A_2^2 A_1^2}{A_1^2 - A_2^2} (y_1 - \Delta z - y_2)}$$

De acuerdo con los datos

$$Q = \sqrt{\frac{19.6 \times 1.513 \times 4.666}{4.666 - 1.513} (1.20 - 0.30 - 0.82)}$$

$$Q = 1.874 \text{ m}^3/\text{seg}$$

**Problema 4.12.** El agua fluye en un canal rectangular de 3 m de ancho como se muestra en la Fig. 4.25. Sin considerar las pérdidas de energía, calcular el tirante en la sección 2.

**Solución.** El área hidráulica, la carga de velocidad y el gasto en la sección 1 son:

$$A_1 = 3 \times 1.20 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{4.9^2}{19.6} = 1.23 \text{ m}$$

$$Q = 4.9 \times 3.6 = 17.64 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De la ecuación de Bernoulli resulta que

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$2.4 + 1.20 + 1.23 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

o bien

$$y_2 + \frac{Q^2}{2g (3)^2 y_2^2} = 4.83 \text{ m}$$

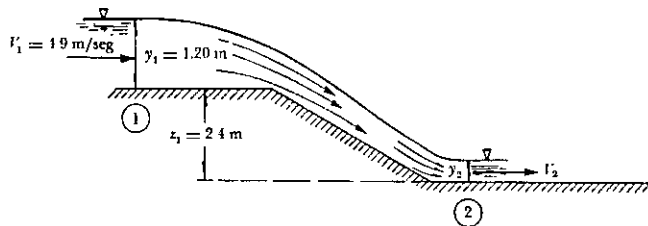


Figura 4.25. Flujo en la caída de un canal.

Con los datos y, ordenados los términos, se obtiene la ecuación

$$y_2^3 - 4.83 y_2^2 + 1.764 = 0$$

la cual, por la regla de signos de Descartes, posee dos raíces reales; es decir, son los tirantes representados por:

$$y_2 = 0.65 \text{ m}$$

$$y_2 = 4.75 \text{ m}$$

que satisfacen la ecuación. Sin embargo, el valor correcto debe ser  $y_2 = 0.65 \text{ m}$ , pues éste es menor que  $y_1$ , lo cual ocurre al acelerarse el líquido cuando pasa de la sección 1 a la 2. La explicación de la existencia de dos tirantes se aclarará debidamente en el capítulo 3 correspondiente a la energía específica, en el Vol. 2.

**Problema 4.13.** Para el chorro de líquido que se muestra en la Fig. 4.26 se desea determinar la ecuación de su trayectoria cayendo libremente. Si se desprecian los efectos viscosos con la atmósfera, el estudio de la forma del chorro se puede hacer con base a la forma de la línea de corriente central.

**Solución.** Debido a que todo el chorro se encuentra en contacto con la atmósfera, se tiene que  $p_1 = p_2$  y la ecuación de Bernoulli (con  $h_r = 0$ ) aplicada entre el pun-

to 1 en la descarga del chiflón y otro arbitrario 2, sobre la misma línea de corriente, es

$$z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (a)$$

y de esta ecuación

$$V_2^2 = V_1^2 - 2g(z_2 - z_1) = V_1^2 - 2gy \quad (b)$$

Además, si  $x$  representa la distancia horizontal entre 1 y 2;  $y$  la distancia vertical con los subíndices  $x$  y  $y$ ; las componentes de la velocidad media; y  $\theta$  el ángulo de inclinación en la salida del chorro respecto de la horizontal; entonces para encontrar a  $y$  en términos de  $x$  y  $\theta$  se deben usar las leyes de la cinemática. Las relaciones entre las componentes de velocidad en los puntos 1 y 2 están dadas por

$$V_{2x} = V_{1x}$$

$$V_{2y} = V_{1y} - gt$$

Las coordenadas del punto 2 son

$$x = V_{1x} t$$

$$y = V_{1y} t - \frac{1}{2} g t^2$$

Eliminando a  $t$  de las ecuaciones anteriores, se obtiene para  $y$  la ecuación del perfil del chorro que es de forma parabólica, a saber:

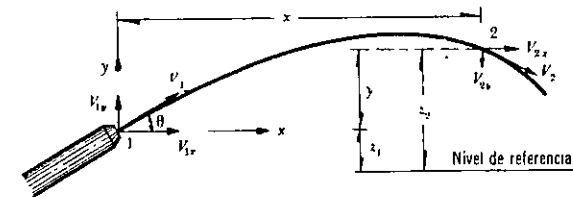


Figura 4.26. Trayectoria de un chorro libre.

$$y = \frac{V_{1y}}{V_{1x}} x - \frac{g}{2} \frac{x^2}{V_{1x}^2} \quad (c)$$

Pero  $V_{1y}/V_{1x} = \tan \theta$ ; y  $V_{1x}^2 = V_1^2 \cos^2 \theta$ . De este modo, la substitución de la ecuación anterior en la Ec. (b) conduce a:

$$V_2 = \sqrt{V_1^2 - 2g \left( x \tan \theta - \frac{g x^2}{2 V_1^2 \cos^2 \theta} \right)} \quad (d)$$

Cuando  $\theta = 0$ , las dos ecuaciones anteriores se simplifican a la forma siguiente:

$$y = -\frac{g}{2} \frac{x^2}{V_1^2} \quad (e)$$

$$V_2 = \sqrt{V_1^2 + \left( \frac{gx}{V_1} \right)^2}$$

En tales ecuaciones se puede substituir  $V_1$  por  $Q/A_1$ . Con ello, estos resultados se utilizan para aforar el gasto descargado por un tubo o un orificio —si se miden directamente las coordenadas del eje del chorro— con la aclaración de que los gastos sólo son aproximados, pues en estos desarrollos no se considera la influencia de la fricción con el aire que puede llegar a ser muy importante.

Por ejemplo, si el chorro de agua (figura 4.26) es descargado por un chiflón con un ángulo de inclinación  $\theta = 60^\circ$ , a una velocidad  $V_1 = 6$  m/seg, calcular la ecuación del chorro y la distancia horizontal requerida para que toque el piso a 0.90 m abajo del chiflón, así como la velocidad del chorro en el punto mismo en que alcanza el piso.

Las componentes vertical y horizontal de la velocidad del chorro, en la boquilla del chiflón, son respectivamente:

$$V_{1x} = V_1 \cos \theta = 6 \times 0.5 = 3 \text{ m/seg}$$

$$V_{1y} = V_1 \sin \theta = 6 \times 0.866 = 5.196 \text{ m/seg}$$

y, con estos resultados, la ecuación del perfil del chorro es

$$y = \frac{5.196}{3} x - \frac{9.8}{2} \frac{x^2}{9}$$

$$y = 1.732 x - 0.544 x^2$$

Para  $y = -0.90$  m resulta que

$$x^2 - 3.184 x - 1.654 = 0$$

La distancia  $x$  a la que el chorro toca el piso es

$$x = 1.59 + \sqrt{(1.59)^2 + 1.654} = 3.63 \text{ m}$$

La velocidad del chorro para  $x = 3.63$  m;  $y = -0.90$  m se puede obtener de la Ec. (b) o de la Ec. (d) (es más sencillo utilizar la primera).

$$V = \sqrt{(6)^2 - 19.6(-0.90)} = 7.32 \text{ m/seg}$$

**Problema 4.14.** La Fig. 4.27 muestra la descarga de un recipiente cuyo nivel permanece constante. El tubo vertical con el cual se efectúa la descarga posee un estrangulamiento a la altura  $z_0$ . Determinar las condiciones necesarias para que exista flujo del recipiente  $R$  a la tubería.

**Solución.** De acuerdo con la ecuación de Bernoulli, para el tubo principal la ecuación siguiente vale:

$$z_0 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{V_0^2}{2g} = z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{V_0^2}{2g} = z_0 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} \quad (a)$$

donde  $p_a$  representa la presión atmosférica del lugar. Esta ecuación se puede también escribir en la forma siguiente:

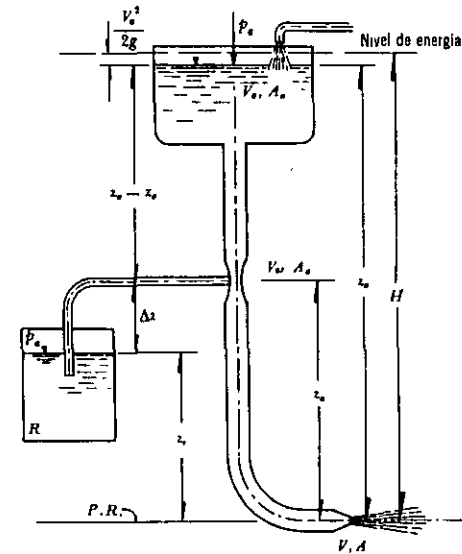


Figura 4.27. Instalación del problema 4.14.

$$\frac{p_a - p_0}{\gamma} = \frac{V_0^2 - V^2}{2g} - (z_0 - z_1) \quad (b)$$

$$\frac{p_a - p_0}{\gamma} = H \left( \frac{A^2}{A_0^2} - \frac{A^2}{A_1^2} \right) - (z_0 - z_1) \quad (d)$$

Por otra parte, de la ecuación de continuidad resulta que

$$V_0 = \frac{VA}{A_0}; \quad V = \frac{VA}{A_1}$$

Puesto que  $A_0 > A_1$ , entonces  $\left( \frac{A^2}{A_0^2} - \frac{A^2}{A_1^2} \right) H > 0$ ; por tanto, para que  $\frac{p_a - p_0}{\gamma} > 0$ , es necesario que

$$H \left( \frac{A^2}{A_0^2} - \frac{A^2}{A_1^2} \right) > (z_0 - z_1)$$

con lo cual, la Ec. (b) se transforma a

$$\frac{p_a - p_0}{\gamma} = \frac{V^2}{2g} \left( \frac{A^2}{A_1^2} - \frac{A^2}{A_0^2} \right) - (z_0 - z_1) \quad (c)$$

Además, de la Ec. (a) se obtiene

$$H = z_0 + \frac{V_0^2}{2g} = \frac{V^2}{2g}$$

y, por tanto, en la Ec. (c) tenemos:

El hecho de que  $\frac{p_a - p_0}{\gamma} > 0$  significa que  $\frac{p_0}{\gamma} < \frac{p_a}{\gamma}$ ; es decir, que en el estrangulamiento se produce una presión por debajo de la atmosférica. Si en esta sección se conecta un tubo que comuni-

que a otro recipiente lleno de agua, hasta el nivel  $z_r$ , se formará un gradiente por efecto de la presión  $\frac{p_o}{\gamma} < \frac{p_a}{\gamma}$ . El líquido alcanzará la sección estrangulada si la diferencia de cargas de presión  $\frac{p_o - p_a}{\gamma}$  es mayor que  $\Delta z = z_o - z_r$ , o sea se debe cumplir:

$$\frac{p_o - p_a}{\gamma} > \Delta z$$

Si se substituye esta condición en la ecuación (d), despreciando  $A^2/A_o^2$ , resulta

$$H \left( \frac{A^2}{A_o^2} \right) - (z_o - z_a) > \Delta z$$

o bien, debe cumplirse que

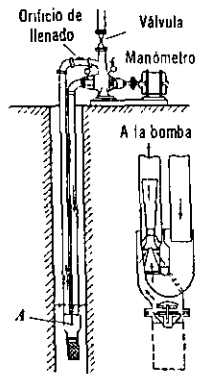
$$\frac{A}{A_o} > \sqrt{\frac{\Delta z + (z_o - z_a)}{H}} \quad (e)$$

La ecuación anterior indica la relación que debe haber entre las áreas, para que

se produzca succión en el estrangulamiento. Además, la carga de succión máxima  $\Delta z$  queda limitada por el hecho de que las presiones menores que la presión de vaporización (sección 1.7) originan burbujas de vapor de agua que pueden conducir a la separación de la vena líquida de las paredes del tubo. Se puede suponer en la práctica que esto ocurre con valores de cargas de succión entre 7 y 8 m.

Con base en este principio funcionan varios aparatos de uso común, como los atomizadores de líquidos y, dentro del campo de la ingeniería, la llamada bomba eyectora, cuya instalación se presenta en la Fig. 4.28. La bomba se hace funcionar antes de abrir la válvula de descarga y, una vez que en el manómetro de vacío se lee la presión negativa y se alcanza la carga de succión necesaria, se procede a efectuar dicha maniobra.

**Problema 4.15.** Las pilas de un puente están separadas una distancia, centro a centro, de 6.10 m. Aguas arriba, cerca del puente, el tirante es de 3.05 m y la velocidad media de 3.05 m/seg; y en una sec-



Antes de abrir la válvula se arranca la bomba y se lee en el manómetro de vacío la presión negativa necesaria

Corte a través del dispositivo eyector A

Figura 4.28. Instalación de una bomba eyectora en un pozo.

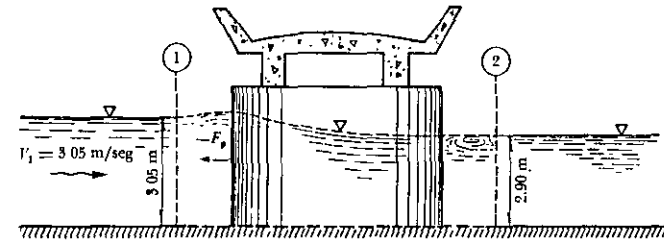


Figura 4.29. Esquema aclaratorio del flujo del problema 4.15.

ción de aguas abajo, el tirante medido es de 2.90 m. Despreciando la pendiente del cauce del río y las pérdidas de fricción, encontrar el empuje dinámico  $F_p$  sobre cada pila (Fig. 4.29).

**Solución.** Se elige un volumen de control —con ancho de 6.10 m normal a la corriente— y limitado por las secciones 1 y 2 de la Fig. 4.29. El gasto que entra por la sección 1 y sale por la 2 es:

$$Q = 6.1 \times 3.05 \times 3.05 = 56.745 \text{ m}^3/\text{seg}$$

por lo que la velocidad en 2 será:

$$V_2 = \frac{56.745}{6.1 \times 2.9} = 3.208 \text{ m/seg}$$

Suponiendo que en las secciones 1 y 2 la distribución de presiones es hidrostática, de la ecuación de la cantidad de movimiento (4.33) ( $F_r = 0$ ) aplicada en la dirección de la corriente resulta que

$$\begin{aligned} \frac{\gamma B y_1^2}{2} - \frac{\gamma B y_2^2}{2} - F_p &= \\ &= \frac{\gamma}{g} Q (V_2 - V_1) \end{aligned}$$

Substituyendo datos y despejando  $F_p$ , resulta entonces:

$$\begin{aligned} \frac{1000 \times 6.1}{2} (3.05^2 - 2.90^2) - F_p &= \\ = \frac{1000}{9.8} - 56.745 (3.208 - 3.05) & \\ F_p &= 1807 \text{ kg} \end{aligned}$$

En la ecuación anterior se ha considerado la acción de la pila sobre el agua. El empuje del agua sobre la pila es de la misma magnitud pero en la dirección indicada en la Fig. 4.29.

**Problema 4.16.** Como se muestra en la Fig. 4.30, los tirantes a una distancia pequeña, aguas arriba y aguas abajo, de una compuerta deslizante que descarga agua a un canal horizontal, son  $y_1 = 2.40$  m y

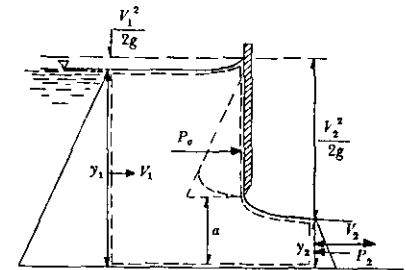


Figura 4.30. Compuerta del problema 4.16.

$y_2 = 0.60$  m. El canal es de sección rectangular de 3.00 m de ancho.

a) Despreciando las pérdidas, calcular el gasto que descarga la compuerta.

b) Determinar el empuje total  $P_e$  sobre la compuerta.

**Solución a)** De la ecuación de Bernoulli se tiene que:

$$2.40 + \frac{V_1^2}{2g} = 0.60 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} = 1.80$$

De la ecuación de continuidad, por otra parte:

$$3 \times 2.4 V_1 = 3 \times 0.6 V_2$$

y entonces

$$\frac{V_2^2}{2g} = 16 \frac{V_1^2}{2g}$$

Por tanto, con los resultados de ambas ecuaciones, resulta que

$$\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} = 15 \frac{V_1^2}{2g} = 1.80$$

luego entonces

$$V_1 = \sqrt{2g \left( \frac{1.80}{15} \right)} = 1.534 \text{ m/seg}$$

$$Q = A_1 V_1 = 3 \times 2.4 \times 1.534 = 11.04 \text{ m}^3/\text{seg}$$

**Solución b)** De la Ec. (2.15) las fuerzas totales por unidad de ancho sobre las secciones 1 y 2, debidas a la presión (supuesta hidrostática) son:

$$P_1 = \frac{\gamma y_1^2}{2}; \quad P_2 = \frac{\gamma y_2^2}{2}$$

Aplicando la ecuación de la cantidad de movimiento para el volumen de control de ancho unitario limitado por la plantilla del canal, la superficie y las secciones 1 y 2, además con  $\beta_1 = \beta_2 = 1$ , se obtiene:

$$\gamma \frac{y_1^2}{2} - \gamma \frac{y_2^2}{2} - P_e = \frac{\gamma q}{g} (V_2 - V_1)$$

donde  $q$  es el gasto por unidad de ancho; esto es,  $V = \frac{q}{y}$  y, por tanto, da

$$P_e = \gamma \left( \frac{y_1^2 - y_2^2}{2} \right) - \frac{\gamma q^2}{g} \left( \frac{1}{y_2} - \frac{1}{y_1} \right)$$

Substituyendo los datos, con  $q = \frac{11.04}{3} = 3.68 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$  entonces:

$$P_e = 1000 \left( \frac{5.76 - 0.36}{2} \right) - \frac{1000 \times (3.68)^2}{9.8} \left( \frac{1}{0.60} - \frac{1}{2.40} \right) = 973 \text{ kg}$$

y el empuje total es

$$973 \times 3 = 2919 \text{ kg}$$

En el capítulo correspondiente a orificios y compuertas (capítulo 6) se comprueba que para una compuerta deslizante, en función de la abertura el tirante es

$$y_2 = C_c a$$

$$a = \frac{y_2}{C_c} = \frac{0.60}{0.611} = 0.98 \text{ m}$$

Suponiendo que la distribución de presiones sobre la compuerta es hidrostática, el empuje total vale

$$P_e = \frac{1000(2.40 - 0.98)^2}{2} \times 3 = 3025 \text{ kg}$$

es decir, mayor que el calculado como fuerza hidrodinámica.

**Problema 4.17.** Para un chorro de agua incidendo sobre una placa inclinada un ángulo  $\theta$  respecto de la dirección del chorro (Fig. 4.31a), se desea conocer la fuerza dinámica ejercida por el chorro contra la placa.

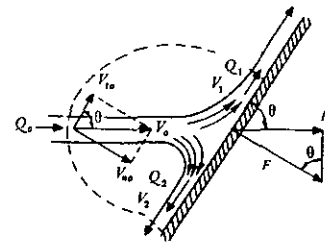
**Solución.** Para un chorro libre, la presión estática es la misma en todos los puntos de contacto con la placa; de este modo, las velocidades son:

$$V_0 = V_1 = V_2 \quad (a)$$

Por otra parte, se desprecia la fricción entre el líquido y la placa, ya que no existen fuerzas paralelas a la misma. Con un volumen de control como el mostrado en la Fig. 4.31a, la fuerza que la placa impone al flujo, en la dirección normal a la misma, se puede determinar de la ecuación de la cantidad de movimiento (4.33), para  $\beta = 1$ , que es:

$$F = \rho Q_0 V_0 \sin \theta = \frac{\gamma}{g} Q_0 V_0 \sin \theta \quad (b)$$

Luego, la fuerza del chorro sobre la placa



a) Incidencia de un chorro contra una placa.

es igual y de sentido contrario. La fuerza dinámica en la dirección del chorro con  $Q_0 = A_0 V_0$ , será así:

$$F_e = F \sin \theta = \frac{\gamma}{g} Q_0 V_0 \sin^2 \theta = 2 \gamma A_0 \frac{V_0^2}{2g} \sin^2 \theta \quad (c)$$

Se puede calcular la repartición de los gastos  $Q_1$  y  $Q_2$  por la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento en la dirección tangencial a la placa sobre la cual no existe fuerza de fricción. Esto es:

$$\begin{aligned} &(\rho Q_1 V_1 - \rho Q_2 V_2) - \\ & - \rho V_0 Q_0 \cos \theta = 0 \end{aligned} \quad (d)$$

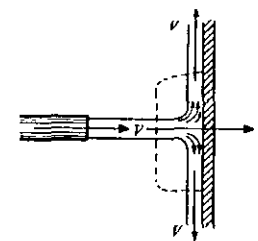
La ecuación de continuidad indica que

$$Q_0 = Q_1 + Q_2 \quad (e)$$

Tomando en consideración las Ecs. (a) y (e) en la (d), resulta que:

$$Q_1 = \frac{Q_0}{2} (1 + \cos \theta) \quad (f)$$

$$Q_2 = \frac{Q_0}{2} (1 - \cos \theta) \quad (g)$$



b) Incidencia de un chorro normal a la placa

Figura 4.31.

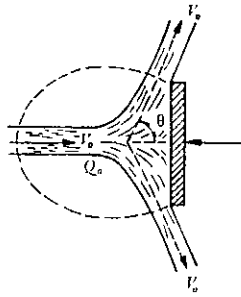


Figura 4.32a. Incidencia de un chorro contra una placa circular.

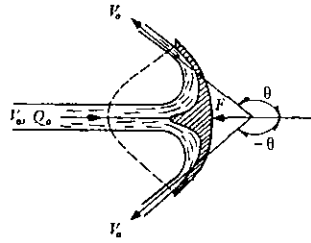


Figura 4.32b. Incidencia de un chorro contra un cangilón.

Si el chorro incide en dirección normal a la placa,  $\theta = 90^\circ$  (Fig. 4.31b); de las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$F = F_x = \frac{\gamma}{g} Q_0 V_0 = 2 \gamma A_0 \frac{V_0^2}{2g} \quad (h)$$

$$Q_1 = Q_2 = \frac{Q_0}{2}$$

Si la placa es redonda y pequeña, y el chorro incide normalmente sobre su centro de gravedad, todas las partículas de agua saldrán con el mismo ángulo (figura 4.32a). La fuerza total que la placa le impone al chorro vale

$$F = \frac{\gamma}{g} Q_0 (V_0 - V_0 \cos \theta) = 2 \gamma A_0 \frac{V_0^2}{2g} (1 - \cos \theta) \quad (i)$$

Cuando la desviación se haga a un ángulo  $\theta > 90^\circ$ , la fuerza dinámica aumenta; es el caso del cangilón de una rueda Pelton (Fig. 4.32b) donde la fuerza  $F$ , de la ecuación (i) vale:

$$F = \frac{\gamma}{g} Q_0 V_0 (1 - \cos \theta) =$$

$$= 2 \gamma A_0 \frac{V_0^2}{2g} (1 - \cos \theta) \quad (j)$$

El valor máximo de  $F$  se obtiene para  $\theta = 180^\circ$ , de lo que resulta:

$$F = 2 \frac{\gamma}{g} Q_0 V_0 = 4 \gamma A_0 \frac{V_0^2}{2g} \quad (k)$$

Esto es, lo doble de la fuerza para el chorro normal a la placa (Ec. h).

Los valores de  $F$ , obtenidos con estas ecuaciones, apenas difieren de los medidos experimentalmente. Las diferencias, según Reich, son del orden de 4 a 6% (Ref. 9).

Por ejemplo, se desea calcular la fuerza ejercida por un chorro de agua con velocidad de 30 m/seg y un gasto de 1.3 m<sup>3</sup>/seg, sobre una placa, con un ángulo de incidencia  $\theta = 60^\circ$ . Determine la fuerza:

- cuando la placa no se mueve;
- cuando la placa se mueve en la dirección del chorro con una velocidad de 15 m/seg.

a) De la Ec. (b)

$$F = \frac{1000}{9.8} \times 1.3 \times 30 \times \sin 60^\circ = 3446 \text{ kg}$$

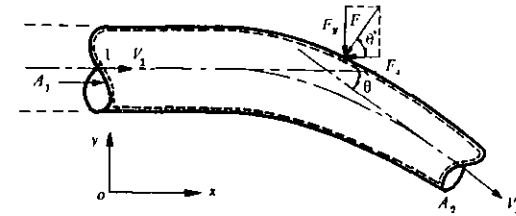


Figura 4.33. Fuerzas en un cambio de dirección y de sección.

De las Ecs. (f) y (g) el gasto se reparte en la forma siguiente:

$$Q_1 = \frac{1.3}{2} (1 + \cos 60^\circ) = 0.975 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_2 = \frac{1.3}{2} (1 - \cos 60^\circ) = 0.325 \text{ m}^3/\text{seg}$$

b) Al desplazarse la placa con velocidad de 15 m/seg, la velocidad efectiva de impacto es

$$V = 30 - 15 = 15 \text{ m/seg}$$

La fuerza normal es entonces:

$$F = \frac{15}{30} \times 3446 = 1723 \text{ kg}$$

**Problema 4.18.** El cambio en la cantidad de movimiento, de un líquido que se mueve dentro de un tubo, induce fuerzas sobre el mismo. En el caso del tramo de tubería mostrado en la Fig. 4.33, el líquido llega con velocidad  $V_1$  a través del área  $A_1$  y sale con velocidad  $V_2$  a través del área  $A_2$ , después de cambiar de dirección según el ángulo  $\theta$ . Se desea determinar la fuerza  $F$  impuesta por el tubo al líquido, para modificar las características del movimiento; así como  $F_x$  y  $F_y$ , sus componentes en las direcciones  $x$  y  $y$  indicadas.

**Solución.** Se pueden aplicar las ecuaciones (4.33a y b) para determinar la magnitud de la fuerza  $F$ . Considerando despreciable el peso propio del volumen de control, las fuerzas de superficie que obran sobre él son los empujes totales en las secciones (1) y (2), además de la fuerza  $F$  repartida sobre la superficie lateral. Así, para la dirección  $x$ , se tiene que:

$$-F_x + p_1 A_1 - p_2 A_2 \cos \theta = \rho Q (V_2 \cos \theta - V_1) \quad (a)$$

y para la dirección  $y$ , será:

$$-F_y + p_2 A_2 \sin \theta = \rho Q (-V_2 \sin \theta + 0) \quad (b)$$

Entonces, la resultante  $F$  es:

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \left\{ \rho^2 Q^2 (V_1^2 + V_2^2 - 2 V_1 V_2 \cos \theta) + p_1^2 A_1^2 + p_2^2 A_2^2 - 2 p_1 p_2 A_1 A_2 \cos \theta + 2 \rho Q [p_1 V_1 A_1 + p_2 V_2 A_2 - (p_2 V_1 A_2 + p_1 V_2 A_1) \cos \theta] \right\}^{1/2} \quad (c)$$

Pero, de la ecuación de continuidad, resulta:

$$-F = \rho Q (V_2 - V_1) - p_1 A_1 = \frac{1000}{9.8} \times \\ \times 0.159 (20.25 - 2.25) - 2.07 \times 10^4 \times \\ \times 0.0708$$

$$F = 1173.5 \text{ kg}$$

**Problema 4.20.** Calcular la fuerza dinámica del agua al fluir en la bifurcación (Fig. 4.35), la cual está contenida en un plano horizontal. Despreciar las pérdidas de carga.

**Solución.** Las áreas en las tres secciones son:

$$A_1 = \frac{\pi}{4} (0.46)^2 = 0.1662 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{\pi}{4} (0.15)^2 = 0.01767 \text{ m}^2$$

$$A_3 = \frac{\pi}{4} (0.30)^2 = 0.0707 \text{ m}^2$$

las velocidades respectivas, las siguientes:

$$V_1 = \frac{0.567}{0.1662} = 3.41 \text{ m/seg}$$

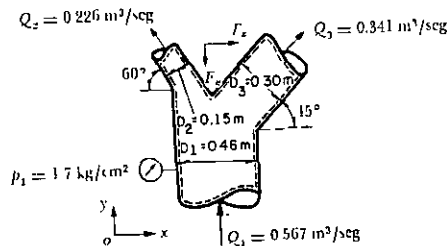


Figura 4.35. Bifurcación referente al problema 4.20.

$$V_2 = \frac{0.226}{0.01767} = 12.79 \text{ m/seg}$$

$$V_3 = \frac{0.341}{0.0707} = 4.82 \text{ m/seg}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli, entre las secciones 1 y 2, resulta que

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$p_2 = p_1 + \gamma \left( \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right) = 1.7 \times 10^4 +$$

$$+ 10^3 \left[ \frac{(3.41)^2 - (12.79)^2}{19.6} \right]$$

$$p_2 = 0.925 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$$

Con la ecuación de Bernoulli, entre las secciones 1 y 3, se obtiene  $p_3$

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_3}{\gamma} + \frac{V_3^2}{2g}$$

$$p_3 = p_1 + \gamma \left( \frac{V_1^2 - V_3^2}{2g} \right) = 1.7 \times 10^4 +$$

$$+ 10^3 \left[ \frac{(3.41)^2 - (4.82)^2}{19.6} \right]$$

$$p_3 = 1.641 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$$

Proyectando las fuerzas según el eje  $x$  y considerando el cambio de cantidad de movimiento, se obtiene:

$$F_x = \frac{\gamma}{g} (-Q_2 V_2 \cos 60^\circ + Q_3 V_3 \cos 45^\circ) - \\ - (p_2 A_2 \cos 60^\circ - p_3 A_3 \cos 45^\circ)$$

Substituyendo valores, resulta:

$$F_x = \frac{10^3}{9.8} [-0.226 \times 12.79 (0.5) + \\ + 0.341 \times 4.82 (0.707)] - \\ - [0.925 \times 10^4 (0.01767) 0.5 - \\ - 1.641 \times 10^4 (0.0707) 0.707]$$

Por tanto:

$$F_x = 708.6 \text{ kg}$$

Análogamente, proyectando las fuerzas según el eje  $y$ , además de considerar el cambio en cantidad de movimiento, se tiene:

$$F_y = \frac{\gamma}{g} [-Q_2 V_2 \sin 60^\circ - \\ - Q_3 V_3 \sin 45^\circ - (-Q_1 V_1)] - \\ - (-p_1 A_1 + p_2 A_2 \sin 60^\circ + \\ + p_3 A_3 \sin 45^\circ)$$

Substituyendo valores, se obtiene lo siguiente:

$$F_y = \frac{10^3}{9.8} [-0.226 \times 12.79 (0.866) - \\ - 0.341 \times 4.82 (0.707) + 0.567 \times \\ \times 3.41] - [-1.7 \times 10^4 (0.1662) + \\ + 0.925 \times 10^4 (0.01767) 0.866 +$$

$$+ 1.641 \times 10^4 (0.0707) 0.707]$$

De donde

$$F_y = 1687 \text{ kg}$$

La fuerza dinámica total es:

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$F = 1830 \text{ kg}$$

**Problema 4.21.** En la instalación de gran velocidad, mostrada en la Fig. 4.36, calcular el momento flexionante en los puntos  $A$  y  $B$ , así como la presión que debe existir en  $B$  si se desprecian las pérdidas de carga. Determinar, también, la potencia de la bomba si su eficiencia es del 80 %.

**Solución.** El área de la boquilla del chiflón y de la tubería son, respectivamente:

$$A_o = 0.25 \times 0.07 = 0.0175 \text{ m}^2$$

$$A_t = \frac{\pi}{4} (0.30)^2 = 0.07068 \text{ m}^2$$

El gasto es

$$Q = 40 \times 0.0175 = 0.700 \text{ m}^3/\text{seg}$$

y la velocidad media en la tubería:

$$V_t = \frac{0.700}{0.07068} = 9.90 \text{ m/seg}$$

También, las cargas de velocidad son

$$\frac{V_o^2}{2g} = \frac{(40)^2}{19.6} = 81.63 \text{ m}$$

$$\frac{V_t^2}{2g} = \frac{(9.90)^2}{19.6} = 5 \text{ m}$$

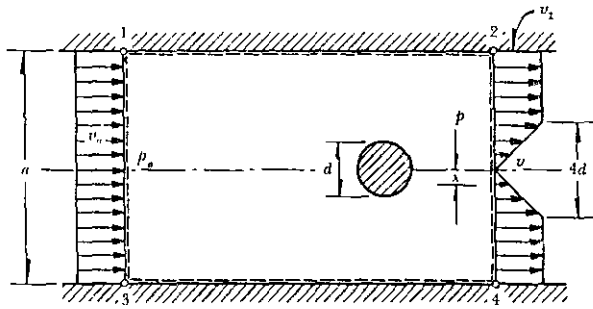


Figura 4.38. Flujo del problema 4.22.

je  $D$  sobre la pila por unidad de longitud de la misma, atendiendo a las modificaciones que sufre la distribución de velocidades.

b) Definido el coeficiente de arrastre por la ecuación:

$$C_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho v_0^2 d}$$

calcular su magnitud en términos de  $d/a$  y el valor que tendría si  $d/a \rightarrow 0$ .

**Solución a)** De acuerdo con la ecuación de continuidad se debe satisfacer que

$$v_0 a = v_1 (a - 4d) + 2 v_1 d$$

$$v_1 = \frac{v_0}{1 - \frac{2d}{a}}$$

Obviamente, la velocidad media en las secciones 1-3 y 2-4 debe ser la misma, es decir:

$$V = v_0$$

y el gasto por unidad de profundidad:  $v_0 a$ .

Para la sección 1-3 la presión media es  $p_0$  y los coeficientes  $\alpha = \beta = 1$ , por tener una distribución uniforme de velocidades. Para la sección 2-4 la presión media es  $p$  y los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ , distintos de uno, por lo cual es necesario calcular su valor. Para la zona central la velocidad se distribuye según la ley lineal siguiente:

$$v = \frac{v_0 x}{2d \left(1 - \frac{2d}{a}\right)}$$

y para las zonas laterales es constante, es decir, de valor:  $v = \frac{v_0}{1 - \frac{2d}{a}}$ .

Resulta más sencillo calcular primero  $\beta$ , a partir de la Ec. (4.17), como veremos:

$$\beta = \frac{2}{a} \left\{ \int_0^{2d} \left[ \frac{v_0 x}{2 v_0 d \left(1 - \frac{2d}{a}\right)} \right]^2 dx + \int_{2d}^{a/2} \left[ \frac{v_0}{v_0 \left(1 - \frac{2d}{a}\right)} \right]^2 dx \right\}$$

$$\beta = \frac{2}{a \left(1 - \frac{2d}{a}\right)^2} \left[ \frac{1}{4 d^2} \int_0^{2d} x^2 dx + \int_{2d}^{a/2} dx \right]$$

Efectuada la integración con los límites señalados, resulta entonces que

$$\beta = \frac{3 - 8 \frac{d}{a}}{3 \left(1 - \frac{2d}{a}\right)^2}$$

y de la Ec. (4.36), un valor aproximado para  $\alpha$  es:

$$\alpha = 3\beta - 2$$

Usando la ecuación de la energía (con  $\Sigma h_r = 0$ ), aplicada entre las dos ecuaciones, se tiene a

$$\frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{v_0^2}{2g}$$

y de aquí:

$$p = p_0 + \rho \frac{v_0^2}{2} (1 - \alpha)$$

Finalmente, de la ecuación de la cantidad de movimiento, aplicada en la dirección del flujo y al mismo VC, se tiene lo siguiente:

$$p_0 a - p a - D = \rho v_0 a (\beta v_0 - v_0)$$

substituyendo el valor de  $p$ , calculado anteriormente, resulta

$$p_0 a - p_0 a - \rho \frac{v_0^2}{2} a (1 - \alpha) - D = \rho v_0^2 a (\beta - 1)$$

o bien

$$-D = \rho v_0^2 a \left( \beta - \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2} \right)$$

y con  $\alpha = 3\beta - 2$ , se obtiene

$$-D = \rho v_0^2 a \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \beta \right)$$

Substituyendo ahora  $\beta$ , calculado anteriormente, y haciendo las simplificaciones necesarias, se tiene finalmente el empuje:

$$D = \frac{2}{3} \rho v_0^2 d \left[ \frac{1 - 3 \frac{d}{a}}{\left(1 - \frac{2d}{a}\right)^2} \right]$$

**Solución b)** De acuerdo con la definición indicada para el coeficiente de arrastre, éste vale

$$C_D = \frac{4}{3} \left[ \frac{1 - 3 \frac{d}{a}}{\left(1 - \frac{2d}{a}\right)^2} \right]$$

Si  $d/a \rightarrow 0$ , esto es, si el ancho  $a$  es muy grande, entonces

$$C_D \rightarrow \frac{4}{3}$$

$$D \rightarrow \frac{2}{3} \rho v_0^2 d$$

Conviene comparar estos valores con los obtenidos experimentalmente, para un número de Reynolds comprendido entre  $10^4$  y  $10^5$  en el subcapítulo 11.4. Observe que en este problema ha sido necesario utilizar las tres ecuaciones fundamentales para un volumen finito de control.

**Problema 4.23.** El rociador mostrado en la Fig. 4.39 suministra agua que es descargada tangencialmente desde los chiflones, en los extremos opuestos de un brazo cuya longitud es de  $2R = 0.60$  m y gira alrededor de su centro. La velocidad relativa de descarga  $V$  en el chiflón es de 6 m/seg

$$\frac{d^2z}{dt^2} + \frac{2g}{l}z = 0$$

es decir, la ecuación diferencial que rige el fenómeno.

La solución general es del tipo:

$$z = A \sin(\omega t) + B \cos(\omega t)$$

donde  $A$  y  $B$  son dos constantes y  $\omega = \sqrt{\frac{2g}{l}}$  es la frecuencia de la oscilación.

En efecto, la ecuación diferencial se satisface con esta solución, a saber:

$$\frac{dz}{dt} = A \omega \cos(\omega t) - B \omega \sin(\omega t)$$

$$\frac{d^2z}{dt^2} = -A \omega^2 \sin(\omega t) - B \omega^2 \cos(\omega t)$$

Por tanto:

$$-A \omega^2 \sin(\omega t) - B \omega^2 \cos \omega t +$$

$$+ A \omega^2 \sin \omega t + B \omega^2 \cos \omega t = 0$$

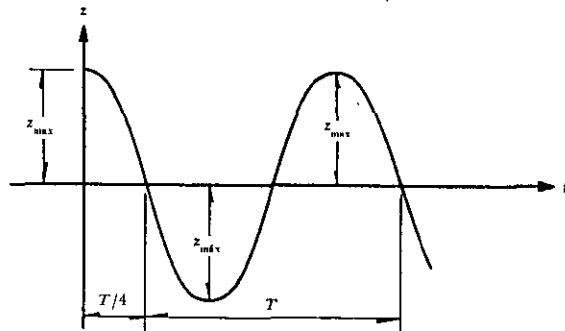


Figura 4.41. Gráfica de oscilaciones del agua en un tubo U.

Para  $t = 0$ ,  $z = z_{\max}$ ; entonces, en la solución,

$$z_{\max} = B$$

Si el periodo de una oscilación es  $T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{l}{2g}}$ , para  $t = \frac{T}{4}$ , entonces  $z = 0$  y, en la solución,

$$\omega t = \frac{\omega T}{4} = \frac{\pi}{2}$$

$\sin \frac{\pi}{2} = 1$  y  $\cos \frac{\pi}{2} = 0$ , entonces  $A = 0$

y la solución se reduce a

$$z = B \cos(\omega t)$$

Para  $t = 0$ ,  $z = z_{\max}$  y, de la ecuación anterior,  $B = z_{\max}$ ; la solución final es:

$$z = z_{\max} \cos(\omega t)$$

Siendo la gráfica de oscilaciones una cosenoide (Fig. 4.41).

## PROBLEMAS

1. Resuelva los siguientes incisos:

- Explique los principios básicos en el análisis del flujo de líquidos.
- ¿En qué consisten los métodos experimentales?
- Explique el concepto y utilización de volumen de control.
- ¿Cómo se relaciona el volumen de control con el flujo unidimensional?

2. En un flujo bidimensional incompresible la componente  $v_x$  de la velocidad está dada por  $v_x = Ax^3 + By^2$ . a) Encontrar la ecuación para la componente  $v_y$  suponiendo que en  $y = 0$ ;  $v = 0$  para todo valor de  $x$ . b) ¿Es el flujo irrotacional?

3. Determinar la componente  $v_y$  de la velocidad (con la diferencia de una constante aditiva) para los siguientes flujos bidimensionales e incompresibles; indicar cuáles son irrotacionales.

$$a) v_x = x^2$$

$$d) v_x = \frac{x}{x^2 + y^2}$$

$$b) v_x = 6x + xy \quad e) v_x = \frac{-y}{x^2 + y^2}$$

$$c) v_x = x^2 + x \quad f) v_x = 2xy^2$$

4. Considerando la definición de las componentes de velocidad, y haciendo el desarrollo de las derivadas, demostrar que la Ec. (4.1a) se puede escribir en la forma:

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \operatorname{div} \mathbf{v} = 0$$

5. Un fluido compresible fluye de tal manera que el vector velocidad, en cada punto, es proporcional a su vector de posición  $\mathbf{r}$  respecto del origen del sistema coordenado ( $\mathbf{v} = k\mathbf{r}$ ). De la ecuación de continuidad del problema 4, determinar la ley de variación de la densidad con el tiempo. Calcule la constante de integración, considerando que Para  $t = 0$ ,  $\rho = \rho_0$ .

6. En el difusor circular —mostrado en la figura— el flujo de la sección 1 a la 2 es permanente e incompresible y se puede suponer unidimensional. Calcular  $dV/ds$  y la aceleración  $V(dV/ds)$  en función de  $s$ ,  $V_1$ ,  $d_1$  y  $\theta$ ; y hacer una representación gráfica de  $V/V_1$  y de  $(V dV/ds) / (V_1^2/d_1)$ , contra  $s/L$ .

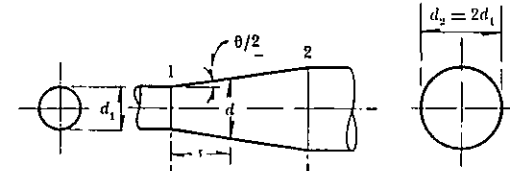


Figura del problema 6.

7. Por el interior de un gran conducto circular de 0.3 m de diámetro fluye agua con velocidades que siguen la distribución señalada en la figura, según la ley  $v = 0.0225 - r^2$  (en m/

seg). Determinar la velocidad media con que el agua sale por las tuberías de 0.05 m de diámetro.

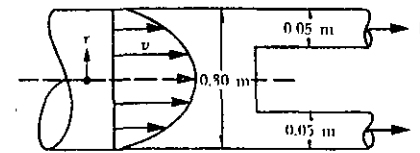


Figura del problema 7.





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN  
CONTINUA Y A DISTANCIA**

# **SECTORIZACIÓN DE LA RED DE AGUA POTABLE**

## **CI 18**

**TEMA:**

**ANÁLISIS DE SISTEMAS DE TUBOS.**

**EXPOSITOR: ING. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS  
DEL 13 DE OCTUBRE AL 24 DE OCTUBRE DE 2008  
INGENIERÍA AMBIENTAL**

## ANÁLISIS DE SISTEMAS DE TUBOS

### 9.1 Introducción

En este capítulo se hace una presentación detallada de los métodos de aforo y de análisis de sistemas de conductos a presión, que van desde el tubo único hasta el de redes de agua potable. El análisis se realiza utilizando las ecuaciones de continuidad y de energía, tomando en consideración las pérdidas por fricción y locales, cuya forma de cuantificación ha sido presentada en el capítulo 8. Dicho análisis se refiere únicamente al caso de flujo permanente.

### 9.2 Dispositivos de aforo en tuberías

El gasto en la sección de una tubería se puede medir indirectamente con *dispositivos de aforo*, en el sitio en el que se desea conocer. Los más comunes son los venturímetros, toberas y diafragmas, que se adaptan generalmente a tuberías de medianas y grandes dimensiones, donde es necesario llevar un control de los gastos, como en el caso de redes de abastecimiento de agua.

#### 9.2.1 Venturímetros

La función básica de los *venturímetros* consiste en producir un estrangulamiento en la sección transversal de la tubería, el cual modifica las presiones. Con la medición de ese cambio es posible conocer el gasto que circula por la sección; el estrangulamiento de ésta es muy brusco, pero la ampliación hasta la sección original es, por el contrario, gradual.

En la Fig 9.1 se presenta el corte longitudinal de un venturímetro para una tubería, con algunos detalles sobre su geometría. En la deducción de la fórmula se supone despreciable la pérdida de energía, además de que los coeficientes  $\alpha$  de corrección son iguales a 1.

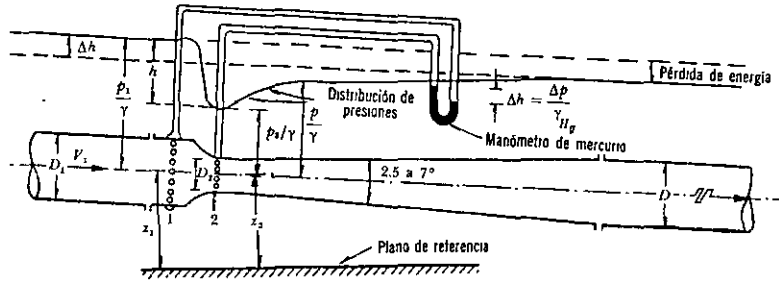


Figura 9.1. Venturímetro en una tubería.

Con  $z_1$  y  $z_2$  como cargas de posición de las secciones 1 y 2, respecto de un plano de referencia cualquiera, la ecuación de Bernoulli resulta ser:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} \quad (9.1)$$

Por otra parte, de la ecuación de continuidad, tenemos que

$$V_1 = \frac{V_2 A_2}{A_1} \quad (9.2)$$

Con  $h = \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma}\right)$ ; substituyendo la Ec. (9.2) en la Ec. (9.1), se obtiene:

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gh}{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}}$$

y en términos de la deflexión en el manómetro de mercurio, el gasto es

$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \sqrt{2gh} =$$

$$= \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \times \sqrt{2gh} \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)$$

Para corregir los errores cometidos, en la no inclusión de la pérdida de carga y que  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ , la ecuación anterior se afecta de un coeficiente  $C_v$ . Además, con:

$$C_d = \frac{C_v}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} = \frac{C_v}{\sqrt{1 - m^2}} \quad (9.3)$$

donde  $m = \frac{A_2}{A_1}$  es el grado de estrangulamiento, se obtiene finalmente:

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2gh} \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right) \quad (9.4)$$

Por un análisis dimensional (ver apéndice A), se demuestra que el coeficiente  $C_d$  depende del grado de estrangulamiento  $m$ , de los efectos viscosos y rugosidad del tubo, contenidos en los términos de pérdida de energía y, además, del tipo de venturímetro. Valores típicos

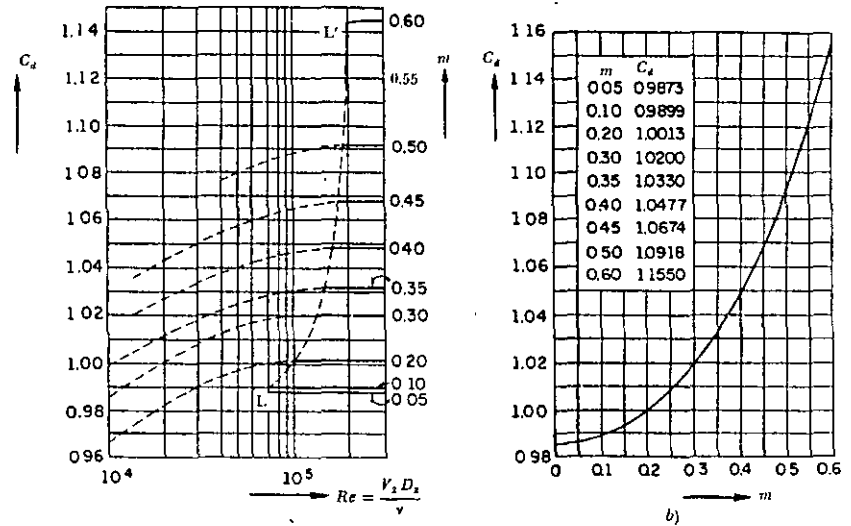


Figura 9.2. Coeficiente  $C_d$  para un venturímetro (Ec. 9.4).

medios fueron determinados experimentalmente y se presentan en la Fig. 9.2a (Ref. 30), la cual muestra que  $C_d$  depende de  $m$  y de  $Re$ , hasta el límite fijado por la línea  $LL'$ , a la derecha de la cual,  $C_d$  es independiente de  $Re$  y dependiente sólo de  $m$ , como se presenta en la Fig. 9.2b. En estas figuras el número de Reynolds es

$$Re = \frac{V_2 D_2}{\nu}$$

donde  $D_2$  es el diámetro de la sección estrangulada,  $V_2$  la velocidad media en la misma, y  $\nu$  la viscosidad cinemática del líquido.

**Problema 9.1.** Un venturímetro tiene un diámetro a la entrada  $D_1 = 0.15$  m y un diámetro en el estrangulamiento  $D_2 = 0.075$  m. La deflexión en el manómetro de mercurio es de 0.15 m. Calcular

el gasto para una temperatura del agua de 10°.

**Solución.** El peso específico del mercurio es  $\gamma_m = 13\,560$  kg/m<sup>3</sup> y la viscosidad cinemática del agua a 10°C es  $\nu = 0.013$  cm<sup>2</sup>/seg.

El área de las secciones transversales vale:

$$A_1 = \pi/4 \times (0.15)^2 = 0.01767 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \pi/4 \times (0.075)^2 = 0.00442 \text{ m}^2$$

El grado de estrangulamiento es igual a

$$m = \frac{A_2}{A_1} = 0.25$$

Considerando inicialmente que  $C_d$  es independiente de  $Re$ , de la Fig. 9.2b se obtiene que  $C_d = 1.009$ . De la Ec. (9.4) resulta entonces:

$$Q = 1.009 \times 0.00442 \sqrt{19.6 \times 0.15 \left( \frac{13.56}{1} - 1 \right)}$$

$$Q = 0.0271 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para este gasto, la velocidad en la sección 2 sería así:

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.0271}{0.00442} = 6.13 \text{ m/seg}$$

y el número de Reynolds:

$$R_e = \frac{V_2 D_2}{\nu} = \frac{6.13 \times 7.5}{0.013} = 3.54 \times 10^5$$

Con este valor de  $R_e$  y con  $m = 0.25$ , se obtiene el mismo valor  $C_d = 1.009$  de la Fig. 9.2a, lo cual comprueba el resultado obtenido para  $Q = 0.0271 \text{ m}^3/\text{seg}$ . En caso de que se hubiera obtenido un valor distinto de  $C_d$ , en la Fig. 9.2a, con este nuevo coeficiente se corregiría el gasto y se obtendría otro  $R_e$  hasta ajustar todos los valores.

### 9.2.2 Diafragmas

En tuberías donde se permita una gran pérdida de energía para efectuar el aforo, se puede utilizar un diafragma para estrangular la sección (Fig. 9.3). Este consiste en una placa, donde se practica un orificio de área  $A_0$ , la cual se inserta dentro de la tubería en la sección deseada. La modificación en las velocidades ocasiona un cambio de presiones, antes y después del diafragma, cuyo valor determina el gasto.

Las ecuaciones de continuidad y de Bernoulli para las secciones 1 y 2 de la Fig. 9.3 son

$$V_1 = \frac{A_2}{A_1} V_2$$

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g}$$

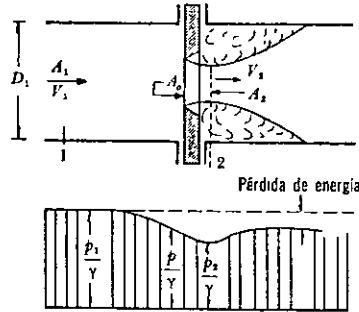


Figura 9.3. Diafragma en una tubería.

Con sustituciones análogas a las del venturímetro, el gasto teórico es:

$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left( \frac{A_2}{A_1} \right)^2}} \sqrt{2g \frac{(p_1 - p_2)}{\gamma}}$$

Con los coeficientes de contracción  $C_c = A_2/A_0$  y de abertura  $C_d = A_0/A_1$ , de la ecuación anterior se obtiene:

$$Q = \frac{C_v C_d A_0}{\sqrt{1 - C_c^2 C_d^2}} \sqrt{2g \left( \frac{p_1 - p_2}{\gamma} \right)}$$

Al incluir el coeficiente de gasto  $C_d$  y medir la diferencia de presiones, en términos de la deflexión  $\Delta h$ , en un manómetro de mercurio, el gasto real es finalmente:

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2g \Delta h \left( \frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)} \quad (9.5)$$

El coeficiente  $C_d$  depende no sólo de la geometría del diafragma y de la rugosidad de las paredes, sino también del número

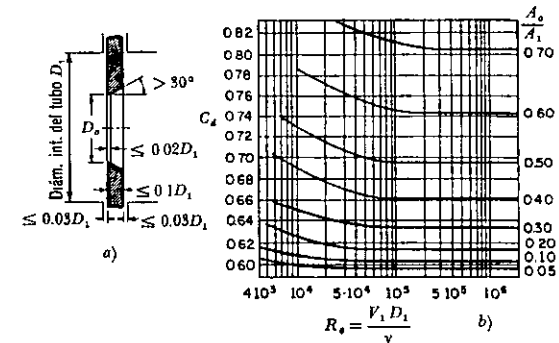


Figura 9.4. Diafragma tipo VDI y coeficientes de gasto (Ref. 39).

ro de Reynolds que incluye el efecto de viscosidad del flujo. De la figura 9.4 se pueden obtener los valores de  $C_d$  para el diafragma estándar tipo VDI (Verein Deutscher Ingenieure). Para este tipo de diafragma, las tomas piezométricas deben quedar localizadas 2.5 cm, antes y después de la placa. Se observa que para  $R_e \approx 10^5$ ,  $C_d$  es prácticamente independiente de  $R_e$ .

### 9.2.3 Toberas

En el caso de tuberías con diámetros mayores de 30 cm, se emplean toberas en lugar de diafragmas. Dos formas comúnmente usadas se muestran en las Figs. 9.5a y 9.6. La primera ha sido estudiada y sus dimensiones especificadas por la Verein Deutscher Ingenieure; su forma elimina el coeficiente de contracción haciéndolo igual a uno. Esto es, las dimensiones del orificio coinciden con las del área contraída de la Fig. 9.3 y vale la Ec. (9.5) con la única salvedad que  $A_0 = A_2$  y  $C_c = 1$ . De la Fig. 9.4b se puede obtener el valor de  $C_d$  en la ecuación siguiente:

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2g \Delta h \left( \frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)} \quad (9.6)$$

Para la tobera de la Fig. 9.6,  $C_d$  varía aproximadamente entre 0.95 para  $R_e = V_2 D_2/\nu = 10^5$  hasta 0.98 para  $R_e = 10^6$ , a partir del cual conserva constante este último valor.

Para lograr mejor precisión en los aforos con estos dispositivos, se recomienda tener un tramo de tubería recta —de por lo menos 10 a 40  $D$ — antes de ellos y —de por lo menos 5  $D$ — después de los mismos.

**Problema 9.2.** Determinar el gasto en una tubería de 0.15 m de diámetro en la cual se ha insertado una tobera de 0.10 m de diámetro. El manómetro diferencial de mercurio marca una deflexión de 0.25 m y la temperatura del agua es de 15°C.

**Solución.** De los datos se obtiene que  $A_2 = 0.00785 \text{ m}^2$ ,  $A_1 = 0.01767 \text{ m}^2$ ; y para agua a 15°C  $\nu = 0.0114 \text{ cm}^2/\text{seg}$  y  $A_2/A_1 = 0.444$ . Suponiendo inicialmente que  $C_d$  no depende de  $R_e$ , de la Fig. 9.5b  $C_d = 1.056$  y de la Ec. (9.6) el gasto vale:

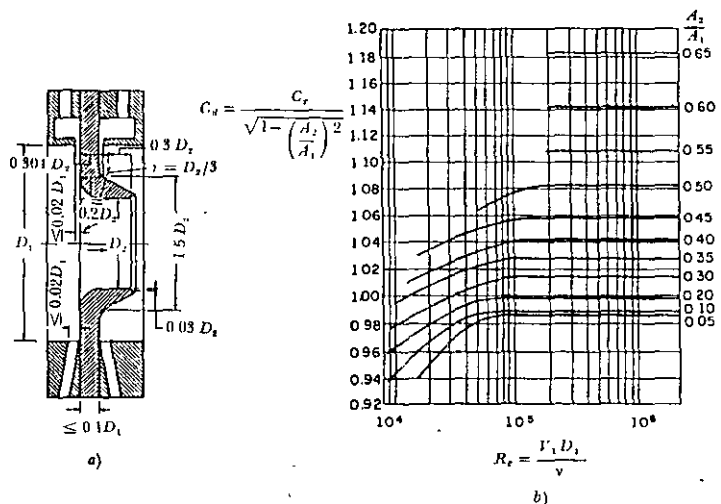


Figura 9.5. Tobera VDI y sus coeficientes de gasto (Ref. 51).

$$Q = 1.056 \times 0.00785 \sqrt{19.6 \times 0.25 \left( \frac{13.56}{1} - 1 \right)} = 0.065 \text{ m}^3/\text{seg}$$

entonces:

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{0.065}{0.01767} = 3.68 \text{ m/seg}$$

y el número de Reynolds es

$$R_e = \frac{V_1 D_1}{\nu} = \frac{368 \times 15}{0.0114} = 4.84 \times 10^6$$

De la Fig. 9.5b resulta que  $C_d$  es efectivamente independiente de  $R_e$  y el gasto es  $0.065 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

### 9.2.4 Aforador de codo

Otro tipo de aforador es el llamado *de codo* y consiste en medir la diferencia de presiones que se genera entre el intradós y el extradós de una curva en una tubería. En la Fig. 9.7 se detalla la disposición de las tomas piezométricas.

El gasto se obtiene de la ecuación:

$$Q = C_d K A \sqrt{2 g \Delta h} \quad (9.7)$$

donde  $A$  es el área de la tubería;  $\Delta h = h_2 - h_1$  la diferencia en cargas de presión (expresada en metros de columna de agua) entre el extradós y el intradós;  $g$  la aceleración de la gravedad;  $C_d$  y  $K$  son coeficientes sin dimensiones (el primero de gasto y el segundo de forma) que dependen de la relación  $R/D$  radio del codo a diámetro del tubo, de acuerdo con la tabla 9.1.

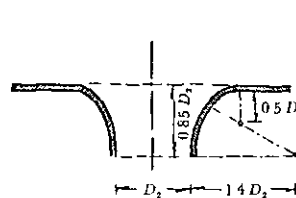


Figura 9.6. Diagrama de una tobera.

TABLA 9.1. Coeficientes  $K$  para el aforador de codo, según Addison (Ref. 31)

$R/D$	$C_d$	$K$
1.0	1.23	0.570
1.25	1.10	0.697
1.50	1.07	0.794
1.75	1.05	0.880
2.00	1.04	0.954
2.25	1.03	1.02
2.50	1.03	1.02
2.75	1.02	1.14
3.00	1.02	1.20

### 9.3 Conducto sencillo

Es el más sencillo de los sistemas. Consiste de un conducto único alimentado en el extremo, aguas arriba, por un recipiente o una bomba y con descarga libre o a otro recipiente. El conducto puede tener cambios geométricos u obstrucciones que producen pérdidas locales de energía, además de la propia de fricción.

En la Fig. 9.8 se muestra el comportamiento de las líneas de energía y gradiente hidráulico, para el tubo que conecta dos recipientes; ambas líneas interpretan el significado físico de los términos en la ecuación de la energía. En la Fig. 4.10 se presenta el sistema alimentado por una bomba.

Para el análisis del conducto sencillo se utiliza la ecuación de continuidad y la de

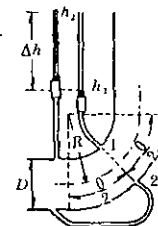


Figura 9.7. Aforador de codo.

energía: La primera establece la invariabilidad del gasto en cualquier sección  $i$  del conducto; a saber:

$$Q = A_i V_i$$

La segunda establece la constancia de la energía entre dos secciones transversales 1 y 2 del conducto, para lo cual se acepta, usualmente, que el coeficiente  $\alpha$  en dichas secciones valga uno. Esto es:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_l$$

donde

$\sum_1^2 h_f$  = suma de las pérdidas de fricción  $h_f$ , en cada tramo de la sección 1 a la 2;

$\sum_1^2 h_l$  = suma de las pérdidas locales que ocurren de la sección 1 a la 2 debidas a entrada, cambios de sección, válvulas, etcétera.

Los dos términos se expresan en razón de la carga de velocidad dentro del tramo de sección constante, si la pérdida es de fricción o aguas abajo del punto donde se produce la pérdida local. Por esta cau-

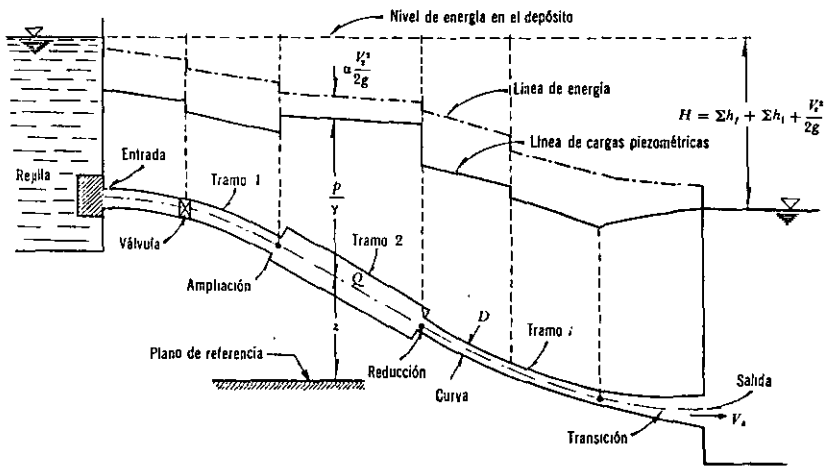


Figura 9.8. Conducto sencillo.

sa, la ecuación de la energía contendrá los valores de la velocidad, en distintas secciones del conducto, mismos que se pueden substituir por la velocidad, en un sólo tramo, utilizando la ecuación de continuidad.

Si en el sistema de la Fig. 9.8, el recipiente de aguas abajo no existe, es decir, si el conducto descarga libremente a la atmósfera, el desnivel  $H$  se mide como la diferencia de niveles entre la superficie libre en el depósito superior y el centro de gravedad de la sección final del tubo. En cualquier caso, dicho desnivel será:

$$H = \sum h_f + \sum h_i + \frac{V_2^2}{2g}$$

donde  $V_2^2/2g$  es la carga de velocidad en la sección final del conducto, considerada como energía final en el caso de descarga libre, o como pérdida en el caso de descarga a otro recipiente. Se presentan dos tipos de problema:

a) *Revisión.* Conociendo  $H$ , la geometría y rugosidad del tubo, se desea calcular el gasto.

**Solución.** Supuesto que se desconoce la zona de flujo (laminar, transición o turbulento) en la que trabaja el tubo, la velocidad y los coeficientes de pérdida son incógnitas. Si la sección 1 se elige dentro del depósito superior y la 2 dentro del inferior, de tal manera que la velocidad de llegada sea despreciable. De la ecuación de la energía se tiene:

$$H = \left( z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left( z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right) = \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_i$$

en que  $V_2$  es la velocidad en la sección final de la tubería.

Por la fórmula de Darcy-Weisbach y de pérdidas menores vemos que:

$$H = \frac{V_2^2}{2g} + \left( f_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + f_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right) + \left( K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right)$$

y debido a que  $V_1 A_1 = V_2 A_2$ , entonces resulta:

$$H = \frac{V_2^2}{2g} \left( 1 + \frac{f_1 L_1}{D_1} \frac{A_2^2}{A_1^2} + \frac{f_2 L_2}{D_2} \frac{A_2^2}{A_2^2} + \dots + K_1 \frac{A_2^2}{A_1^2} + K_2 \frac{A_2^2}{A_2^2} + \dots \right)$$

la velocidad en la sección final vale

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \sum_{i=1}^n \left( \frac{f_i L_i}{D_i} \frac{A_2^2}{A_i^2} + K_i \frac{A_2^2}{A_i^2} \right)}} \quad (9.8)$$

y el gasto:

$$Q = V_2 A_2$$

Puesto que se conoce  $\epsilon_i/D_i$ , se puede estimar un valor para cada  $f_i$ , por inspección del diagrama de Moody, así como los  $K_i$ . Con dichos coeficientes, substituidos en la Ec. (9.8), se determina el gasto; de éste,  $V_1 = 4Q/\pi D_1$  y con los números de Reynolds, se obtienen nuevos valores  $f_i$ . El proceso se repite.

b) *Diseño.* Conociendo  $H$ , la geometría (con excepción de uno de los diámetros), la rugosidad y el gasto, se desea calcular uno de los diámetros (con más de un diámetro como incógnita, la solución es imposible).

**Solución.** Igual que el problema anterior —se utiliza la Ec. (9.8)— estimando  $f$  y  $D$  desconocidos, que se substituyen reitera-

damente hasta obtener el gasto. Este problema es poco común.

Por ejemplo, en el caso de una tubería de diámetro constante y pérdidas locales despreciables, de la Ec. (9.8) vemos:

$$Q \approx \frac{\pi \sqrt{2gH}}{4fL/D^5}$$

$$D \approx \sqrt[5]{\frac{8LQ^2}{g\pi^2 H}} f = \sqrt[5]{\frac{0.0827LQ^2}{H}} f \quad (9.9)$$

también en el número de Reynolds, nos da

$$R_0 = \frac{VD}{\nu} = \frac{4Q}{\pi \nu} \frac{1}{D} = \frac{C_2}{D} \quad (9.10)$$

en el que se conoce a

$$C_2 = 4Q/\pi \nu$$

La solución consiste en los siguientes pasos:

- Se estima un valor de  $f$  (por ejemplo 0.02).
- Se calcula  $D$  de la Ec. (9.9).
- Se calcula  $R_0$  de la Ec. (9.10).
- Con  $R_0$  y  $\epsilon/D$ , del diagrama de Moody, se determina un nuevo valor de  $f$ .
- Con el nuevo valor de  $f$  se repite el procedimiento hasta que ésta no cambie en más de dos ciclos sucesivos.

**Problema 9.3.** En la Fig. 9.9 se presenta una tubería horizontal, para la descarga de fondo, de una presa con una derivación lateral. Los datos son:  $H_0 = 150$  m,  $L_B = 20$  m,  $L_0 = 60$  m,  $L_1 = 40$  m,  $D_0 = 4$  m,  $D_1 = 3$  m,  $D_2 = 2$  m,  $A_0 = 12.57$  m<sup>2</sup>,  $A_1 = 7.07$  m<sup>2</sup>,  $A_2 = 3.14$  m<sup>2</sup>,  $A_R = 120$  m<sup>2</sup>; rejillas con  $s/b = 0.1$ ,  $C_f = 1.67$  y  $\theta = 70^\circ$ ; en la válvula de mariposa  $A_v = 30$  m<sup>2</sup>, ancho de escotaduras  $b/h = 0.2$ , rugosidad del tubo  $\epsilon = 0.5$  mm.

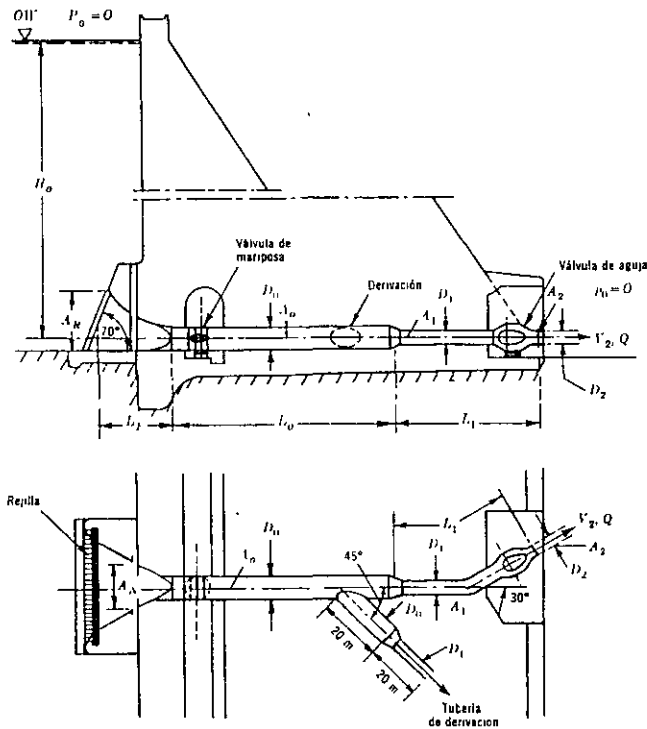


Figura 9.9. Descarga libre del desagüe de fondo del problema 9.3.

Determinar el gasto  $Q$  de la tubería, en el supuesto que se cierra el paso a la derivación lateral (Ref. 1).

**Solución.** Se aplica la Ec. (9.8), donde  $H = H_0$  para descarga libre.

Los diferentes coeficientes de pérdida se obtienen de los valores presentados en el capítulo 8, como sigue:

1. *Rejilla.*  $K = 0.073$  según la Ec. (8.14), reducido con  $A_2/A_N = 0.0262$ , resulta entonces:

$$K_1 = 0.00005$$

2. *Reducción después de la rejilla.* Se usa el criterio del cono equivalente. Los diámetros equivalentes son:

$$D_R = \sqrt{\frac{4 A_R}{\pi}} = \sqrt{\frac{120}{0.785}} = 12.37 \text{ m}$$

$$D_N = \sqrt{\frac{30}{0.785}} = 6.19 \text{ m}$$

$$\theta = 2 \text{ ang tan } \frac{D_R - D_N}{2L_B} = 2 \text{ ang tan } 0.1545 = 17^\circ 34'$$

De la tabla de pérdida por reducción,  $K = 0.19$ , con  $A_2/A_N = 0.105$ , se reduce a:

$$K_2 = 0.0021$$

3. *Entrada.* Para forma de trompeta,  $K = 0.08$ ; con  $A_2/A_0 = 0.25$ , se reduce a:

$$K_3 = 0.005$$

4. *Escotaduras.* Para  $V > 2$  m/seg,  $K = 0.05$ ; con  $A_2/A_N = 0.105$ , se reduce a:

$$K_4 = 0.00055$$

5. *Válvula de mariposa abierta.* Se supone  $K = 0.05$ ; con  $A_2/A_0 = 0.25$  se reduce a:

$$K_5 = 0.0031$$

6. *Pérdida por bifurcación.* De la tabla para separación,  $K_s = 0.04$  (cerrada la derivación lateral); con  $A_2/A_0 = 0.25$ , se reduce a:

$$K_6 = 0.0025$$

7. *Pérdida por reducción.* Con  $\theta$  entre 4 y 5°, se elige  $K = 0.019$ ; con  $A_2/A_1 = 0.445$ , se reduce a:

$$K_7 = 0.00376$$

8. *Cambio de dirección.* Con  $\theta = 30^\circ$ ,  $\epsilon/D_1 = 0.5/3000 = 1.67 \times 10^{-4}$  y  $R/D \approx 2$ ; de la Fig. 8.16a,  $C_o = 0.18$  y de la Ec. (8.19) tenemos:

$$K = 0.18 \times \frac{30}{90} = 0.06$$

Con  $A_2/A_1 = 0.445$  se reduce a:  $K_8 = 0.0119$

9. *Válvula de aguja.* Con  $C_v = 0.96$ ,  $K = 0.08507$  y con  $A_2/A_2 = 1.0$ , tenemos:

$$K_9 = 0.08507$$

10. *Fricción en la zona de entrada.* Se considera cero;  $K_{10} = 0$ .

11. *Fricción en el tramo de longitud  $L_0$ .*  $\epsilon/D_0 = 1.25 \times 10^{-4}$ ; y con  $R_0$  grande, del diagrama de Moody  $f_0 = 0.0125$  y  $f_0 L_0/D_0 = 0.188$ ; con  $A_2/A_0 = 0.25$ , se reduce a:

$$K_{11} = 0.01175$$

12. *Fricción en el tramo de longitud  $L_1$ .*  $\epsilon/D_0 = 1.67 \times 10^{-4}$  y  $f_1 = 0.0132$ ,  $f_1 L_1/D_1 = 0.176$ ; con  $A_2/A_1 = 0.445$ , se reduce a:

$$K_{12} = 0.03485$$

$$\text{Total: } \Sigma K = 0.16063$$

De la Ec. (9.8), la velocidad a la salida es:

$$V_2 = \sqrt{\frac{19.6 \times 150}{1.16063}} = 50.3 \text{ m/seg}$$

y el gasto:

$$Q = 50.3 \times 3.14 = 158 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La pérdida total de energía en toda la conducción es

$$h = H_0 - \frac{V_2^2}{2g} = 150 - \frac{(50.3)^2}{19.6}$$

Finalmente:

$$h = 20.91 \text{ m}$$

**Problema 9.4.** La instalación hidroeléctrica, con la geometría mostrada en la Fig. 9.10, abastece a una casa de máquinas un gasto de  $8.98 \text{ m}^3/\text{seg}$ . La instalación consta de una galería con acabado interior de cemento de 3.00 m de diámetro, una cámara de oscilación y una tubería de acero soldado, nuevo, de 1.50 m de diámetro. Determinar: a) la carga neta sobre las máquinas; b) la potencia neta —en kw— que produce el sistema, si las máquinas tienen una eficiencia de un 82 %; c) la eficiencia de todo el sistema; d) el nivel de la superficie del agua en la cámara de oscilación que, para las condiciones de flujo permanente, actúa como un simple tubo piezométrico.

**Solución a).** Las áreas en la galería y tubería son, respectivamente:

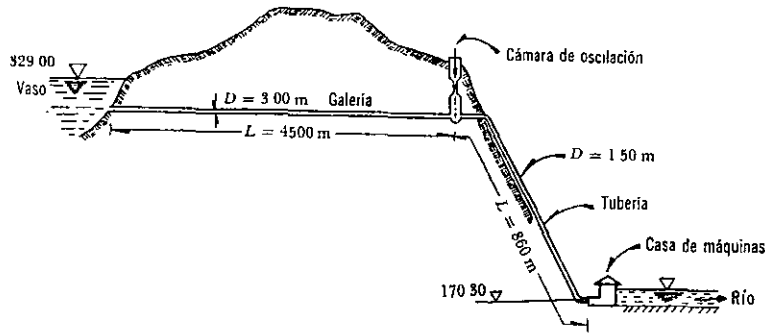


Figura 9.10. Instalación hidroeléctrica del problema 9.4.

$$A_g = 0.7854 (3)^2 = 7.069 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.7854 (1.5)^2 = 1.767 \text{ m}^2$$

y las velocidades:

$$V_g = \frac{8.98}{7.069} = 1.27 \text{ m/seg}$$

$$V_t = \frac{8.98}{1.767} = 5.08 \text{ m/seg}$$

La ecuación de la energía, entre una sección dentro del vaso y la de salida de la tubería, es:

$$329 = 170.3 + \frac{p_t}{\gamma} + \frac{V_t^2}{2g} + \Sigma h$$

La carga neta sobre las máquinas es entonces:

$$H_n = \frac{p_t}{\gamma} + \frac{V_t^2}{2g} = 158.7 - \Sigma h$$

Debido a que la longitud de los tubos es grande, las pérdidas locales se consideran despreciables respecto de las de fricción.

El número de Reynolds, en la galería para agua a 15°C ( $\nu = 1.145 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$ ), es:

$$Re = \frac{1.27 \times 3 \times 10^6}{1.145} = 3.33 \times 10^6$$

y en la tubería:

$$Re = \frac{5.08 \times 1.5 \times 10^6}{1.145} = 6.66 \times 10^6$$

De la tabla 8.1 y del diagrama de Moody, tenemos que:

para la galería:  $\epsilon = 1.5 \text{ mm}$ ,  
 $\epsilon/D = 0.0005$ ,  $f = 0.0169$ ;

para la tubería:  $\epsilon = 0.075 \text{ mm}$ ,  
 $\epsilon/D = 0.00005$ ,  $f = 0.011$ .

Las pérdidas de fricción serán:

$$h_{fg} = 0.0169 \frac{4500}{3} \frac{(1.27)^2}{19.6} = 2.09 \text{ m}$$

$$h_{ft} = 0.011 \times \frac{860}{1.5} \frac{(5.08)^2}{19.6} = 8.30 \text{ m}$$

$$\Sigma h = 10.39 \text{ m}$$

y la carga neta:

$$H_n = 158.7 - 10.39 = 148.31 \text{ m}$$

**Solución b).** La potencia neta del sistema vale:

$$P = \eta_m \gamma Q H_n = 0.82 \times 1,000 \times 8.98 \times 148.31$$

$$P = 1\,092\,095.5 \text{ kg m/seg}$$

En caballos de vapor:

$$P = \frac{1\,092\,095.5}{75} = 14\,561.3 \text{ CV}$$

En kilovatios:

$$P = \frac{14\,561.3}{0.736} = 19\,784.3 \text{ kw}$$

**Solución c).** La eficiencia de todo el sistema es la relación, entre la potencia neta y la que se produciría con la carga bruta, al no ocurrir pérdidas en la conducción y en las máquinas.

La carga bruta es

$$H_b = 329 - 170.3 = 158.7 \text{ m}$$

y la eficiencia del sistema:

$$\eta_s = \frac{\eta_m \gamma Q H_n}{\gamma Q H_b} = \frac{\eta_m H_n}{H_b} = \frac{0.82 \times 148.31}{158.7} = 0.766; 76.6 \text{ por ciento.}$$

La eficiencia de la conducción resulta ser:

$$\eta_c = \frac{\gamma Q H_n}{\gamma Q H_b} = \frac{148.31}{158.7} = 0.935;$$

93.5 por ciento.

**Solución d).** De la ecuación de la energía, entre el vaso y la sección de la galería en la base de la cámara de oscilación,

con  $h_{fg} = 2.09$  de los cálculos anteriores, resulta entonces:

$$329 = N.C. + \frac{V_g^2}{2g} + h_{fg}$$

$$N.C. = 329 - \frac{(1.27)^2}{19.6} - 2.09 = 326.828 \text{ m}^*$$

**Problema 9.5.** El sifón mostrado en la Fig. 9.11 consiste en un tubo de acero soldado, de rugosidad  $\epsilon = 0.15 \text{ mm}$ , con una descarga de 1 000 lt/seg; el radio de las curvas es  $R = 1.5 D$ . Determinar el diámetro comercial necesario y la carga de presión en el punto S.

**Solución.** En un primer tanteo, al despreciar las pérdidas locales, se supone  $f = 0.016$ . Con  $L = 102.6 \text{ m}$  y  $H = 3 - 0.6 = 2.40 \text{ m}$ , de la Ec. (9.9) resulta:

$$D \approx \sqrt{\frac{0.0827 \times 102.6 \times 1^2}{2.4}} 0.016 \approx 0.56 \text{ m}$$

Puesto que considerar las pérdidas locales implicaría seguramente un diámetro mayor, se supone que  $D = 0.60 \text{ m}$ , por lo que el área del tubo sería

$$A = \frac{\pi}{4} (0.6)^2 = 0.2827 \text{ m}^2$$

\* Debido a que el flujo dentro de la galería se encuentra en la zona turbulenta, es posible emplear las fórmulas de tipo exponencial o logarítmico. Por ejemplo, con  $N = 34$  en la fórmula de Kozeny, la pérdida de energía en la galería es:

$$h_{fg} = \frac{V_g^2 L}{[8.86 \log D + N]^2 D} = \frac{(1.27)^2 \times 4500}{[8.86 \log (3) + 34]^2 \times 3} = 1.655 \text{ m}$$

que es inferior al obtenido con la fórmula de Darcy.



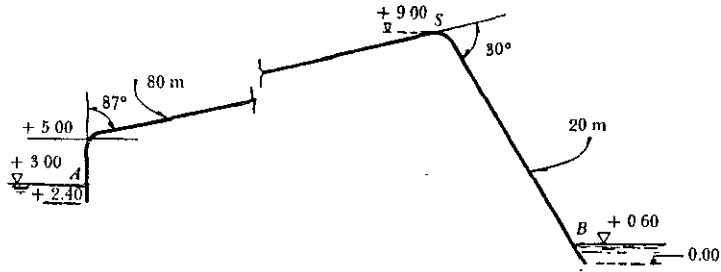


Figura 9.11. Sifón del problema 9.5.

y la velocidad:

$$V = \frac{1}{0.2827} = 3.54 \text{ m/seg}$$

Para la pérdida por fricción, el número de Reynolds aproximado para  $v = 1.145 \times 10^6 \text{ m}^2/\text{seg}$ , es el siguiente:

$$R_e = \frac{3.54 \times 0.6 \times 10^6}{1.145} = 1.855 \times 10^6$$

Con  $\epsilon/D = 0.00015/0.6 = 0.00025$ , del diagrama de Moody  $f = 0.0148$  y el coeficiente de pérdida por fricción, resulta:

$$f \frac{L}{D} = \frac{0.0148 \times 102.6}{0.6} = 2.531$$

Si se considera como coeficiente de pérdida por entrada,  $K_e = 0.08$  y, de la Fig. 8.16a  $C_e = 0.206$ , entonces de la ecuación (8.19) los coeficientes de pérdida por curvatura son:

$$\text{Curva a } 87^\circ: K_c = 0.206 \frac{87}{90} = 0.20$$

$$\text{Curva a } 30^\circ: K_c = 0.206 \frac{30}{90} = 0.07$$

$$\text{Total: } 0.27$$

entonces,

$$1 + f \frac{L}{D} + K_e + K_c = 3.881$$

y con  $A_2/A_1 = 1$ , de la Ec. (9.8), vemos que:

$$V = \sqrt{\frac{19.6 \times 2.40}{3.881}} = 3.48 \text{ m/seg}$$

siendo el gasto:

$$Q = 0.2827 \times 3.48 = 0.984 \text{ m}^3/\text{seg}$$

o sea, como es 1.5 por ciento menor que el gasto deseado, el diámetro necesario es de 0.60 m.

La carga de presión en S se calcula de la ecuación de la energía entre A y S, así:

$$3.00 = 9.00 + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} \times (1 + fL/D + K_e + K_c)$$

luego entonces,

$$\frac{p}{\gamma} = -6.00 - \frac{V^2}{2g} \times (1 + fL/D + K_e + K_c)$$

donde  $L$  es ahora 82.60 m, y  $K_e$  únicamente

te es de la primera curva. Por tanto, los coeficientes de pérdida por fricción, entrada y curvatura respectivamente son:

$$f \frac{L}{D} = 0.0148 \times \frac{82.6}{0.6} = 2.04$$

$$K_e = 0.08$$

$$K_c = 0.20$$

siendo la suma total igual a 3.32. Por tanto, la carga de presión en el punto S vale:

$$\frac{p}{\gamma} = -6.00 - \frac{(3.48)^2}{19.6} \times 3.32 = -8.05 \text{ m}$$

De lo anterior, resulta en S una carga de presión inferior a la atmosférica, próxima a la de vaporización del agua (subcapítulo 1.7) y no recomendable.

**Problema 9.6.** Una bomba de 25 CV de potencia y 75 por ciento de eficiencia, debe abastecer un gasto de 6 m<sup>3</sup>/min de

agua, a 10°C, a un recipiente cuyo nivel se encuentra 10 m arriba del cárcamo de bombeo. La tubería de conducción es de hierro fundido con incrustaciones ( $\epsilon = 0.76 \text{ mm}$ ), con una longitud de 100 m, tres curvas de radio  $R = 5D$  (dos de 45° y una de 90°) y una válvula con  $K_v = 8$ . Determinar el diámetro necesario en la tubería.

**Solución.** La potencia suministrada por la bomba a la tubería es:

$$P = 75 \times 0.75 \times 25 = 1406 \text{ kg m/seg}$$

y la carga de bombeo para  $Q = 6/60 = 0.1 \text{ m}^3/\text{seg}$ , la siguiente:

$$H_n = \frac{P}{\gamma Q} = \frac{1,406}{1000 \times 0.1} = 14.06 \text{ m}$$

Como se dispone de esta energía, inmediatamente después de la bomba, de la ecuación de la energía resulta que

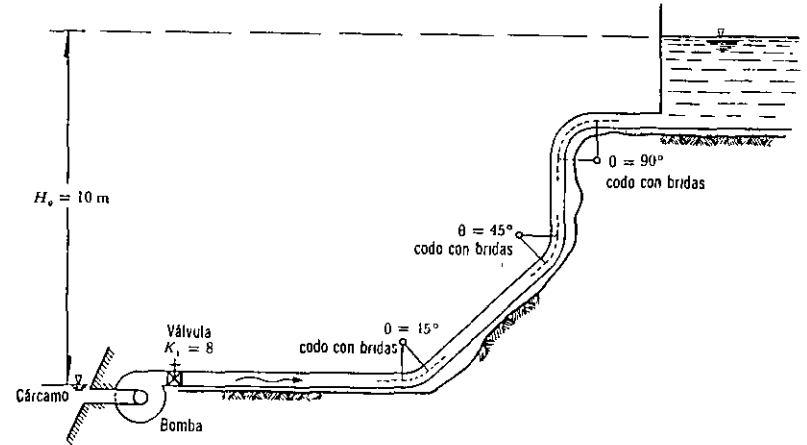


Figura 9.12. Instalación del problema 9.6.

$$14.06 = 10 + \frac{V^2}{2g} + f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} + K_o \frac{V^2}{2g} + K_v \frac{V^2}{2g}$$

$$4.06 = \frac{V^2}{2g} (1 + fL/D + K_o + K_v) \quad (a)$$

Igual que en el problema anterior, se resuelve por iteraciones. Después de efectuar varios ciclos, se propone  $D = 0.254$  m cuya área, velocidad y carga de velocidad son:

$$A = \frac{\pi}{4} (0.254)^2 = 0.05065 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0.1}{0.05065} = 1.974 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0.199 \text{ m}$$

El número de Reynolds para  $\nu = 0.0131 \text{ cm}^2/\text{seg}$  es:

$$R_e = \frac{1.974 \times 0.254 \times 10^6}{1.31} = 3.827 \times 10^5$$

y para  $\epsilon/D = 0.076/25 = 0.003$  del diagrama de Moody,  $f = 0.026$ , se obtiene:

$$f \frac{L}{D} = \frac{0.026 \times 100}{0.254} = 10.24$$

De la Fig. 8.18, para codos a  $45^\circ$ ,  $C_o = 0.16$  y para  $90^\circ$   $C_o = 0.25$ . Por lo cual,  $K_o = 2 \times 0.16 + 0.25 = 0.57$ . Por tanto, de la Ec. (9.8) o de la Ec. (a) nos da:

$$V = \sqrt{\frac{19.6 \times 4.06}{1 + 10.24 + 0.57 + 8}} = 2 \text{ m/seg}$$

siendo el gasto:

$$Q = 2 \times 0.05065 = 0.102 \text{ m}^3/\text{seg}$$

entonces, el diámetro de 254 mm es el adecuado.

**Problema 9.7.** Una bomba extrae agua ( $\nu = 0.0112 \text{ cm}^2/\text{seg}$ ) desde un cárcamo y la entrega, a un tanque elevado, por una tubería —de 381 m de longitud y 102 mm de diámetro— de hierro fundido y asfaltado (Fig. 9.13). La tubería de succión es vertical de 1.73 m de longitud y está equipada con una válvula de pie. El tubo de descarga contiene dos codos regulares con bridas  $R/D = 1.4$ , una válvula check y una válvula de compuerta. Determinar la carga de succión  $h_s$  (antes de la bomba), la carga de bombeo  $h_d$  y la lectura en el manómetro del lado de la descarga  $p_d$ , cuando el gasto sea de 757 lt/min. Calcular la potencia en CV, de la bomba, si ésta tiene una eficiencia de 80 %.

**Solución.** Tubería de succión. Para  $D = 102$  mm, de la Fig. 8.4  $\epsilon/D = 0.0012$ , para hierro fundido y asfaltado. La velocidad y el número de Reynolds en el tubo es:

$$V = \frac{4 \times 0.757}{60 \pi (0.102)^2} = 1.544 \text{ m/seg};$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0.12 \text{ m}$$

$$R_e = \frac{154.4 \times 10.2}{0.0112} = 1.41 \times 10^5$$

Del diagrama de Moody,  $f = 0.0225$  y la pendiente de fricción:

$$S_f = \frac{0.0225}{0.102} \times 0.12 = 0.0265$$

El coeficiente de pérdida en la válvula de pie es  $K = 0.8$  (Fig. 8.30) y la pérdida correspondiente:

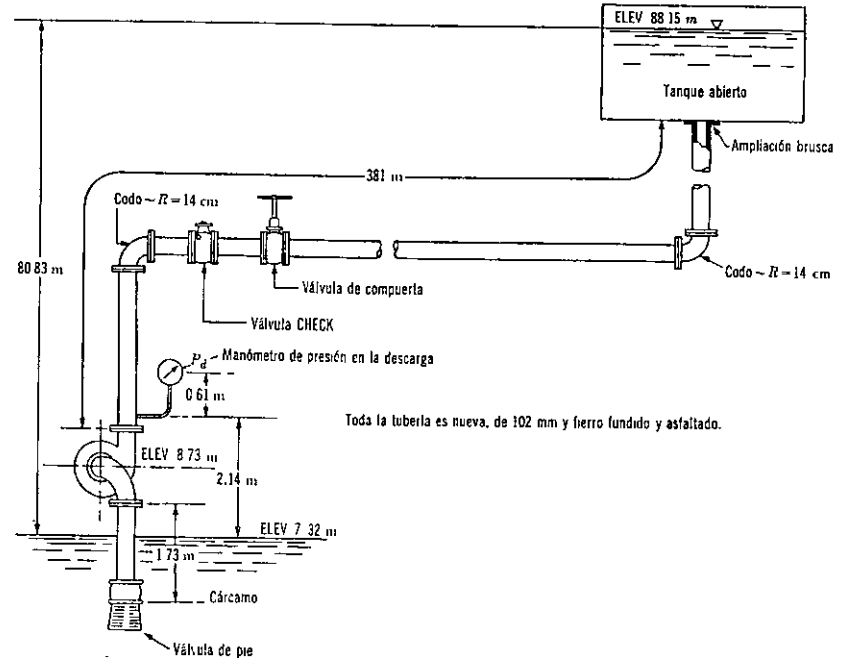


Figura 9.13. Instalación referente al problema 9.7.

$$h_v = 0.8 \times 0.12 = 0.096 \text{ m}$$

La bomba debe elevar el agua desde la altura de 7.32 m a la de 8.73 m. De esta manera la carga de succión es:

$$h_s = (8.73 - 7.32) + 0.0265 \times 1.73 + 0.096 = 1.552 \text{ m}$$

la cual es negativa, dado que corresponde al lado de succión. Tubería de descarga. La pérdida de fricción en la tubería de descarga es:

$$h_f = 0.0265 \times 381 = 10.10 \text{ m}$$

los coeficientes de pérdida en los accesorios se obtienen de las Figs. 8.18 y 8.30.

Codo regular con bridas ( $90^\circ$ ),	$K = 0.31 \times 2 = 0.62$
Válvula check con bridas,	$K = 2.00 \quad 2.00$
Válvula de compuerta con bridas,	$K = 0.17 \quad 0.17$
Salida ( $A_2/A_1$ ),	$K = 1.00 \quad 1.00$
	$K = 3.79$

y la pérdida de energía por los accesorios:

$$h = 3.79 \times 0.12 = 0.455 \text{ m}$$

La bomba debe elevar el agua desde la altura de 8.73 m a la de 88.15 m. La carga de bombeo será:

$$h_d = (88.15 - 8.73) + 10.10 + 0.455 = 89.975 \text{ m}$$

La carga de presión del lado de la descarga y en el punto donde está colocado el manómetro, será igual a la carga estática más la pérdida de fricción en la descarga menos la carga de velocidad. La carga estática es  $80.83 - 2.14 = 78.69 \text{ m}$ . Las otras cantidades han sido calculadas anteriormente; por lo tanto, la carga de presión requerida es  $78.69 + 0.45 + 10.10 - 0.12 = 89.12 \text{ m}$ . Para calcular la carga de presión al centro del manómetro será necesario considerar la conexión vertical de altura igual a 0.61 m. La lectura en el manómetro será:

$$\frac{p_d}{\gamma} = \frac{89.12 - 0.61}{1000} = 88.51 \text{ m}; \quad p_d = 8.851 \text{ kg/cm}^2.$$

La carga total de bombeo es igual al desnivel entre los dos tanques, más las pérdidas totales en la conducción, a saber:

$$H_t = 80.83 + 0.0265 \times 1.73 + 0.096 + 10.10 + 0.455 = 91.527 \text{ m}$$

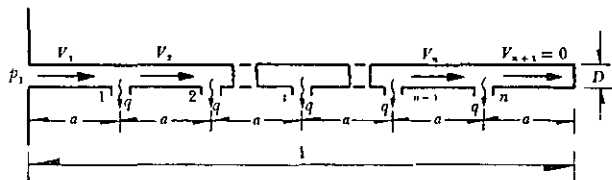


Figura 9.14. Ilustración referente al problema 9.8.

y la potencia que debe proporcionarse a la bomba, la siguiente:

$$P = \frac{\gamma Q H_t}{75 \eta} = \frac{1000 \times 0.757 \times 91.527}{75 \times 60 \times 0.8} = 19.2 \text{ CV}$$

**Problema 9.8.** En una tubería horizontal, de diámetro  $D$ , se mantiene una presión  $p_1$  a la entrada; a lo largo de la misma hay  $n$  orificios laterales localizados a iguales distancias, cada uno de los cuales descarga un gasto  $q$  (lt/seg). Calcular la presión  $p$  en el extremo cerrado del tubo si su longitud es  $l = 600 \text{ m}$ ; su diámetro  $D = 15 \text{ cm}$ ;  $n = 20$ ;  $q = 1 \text{ lt/seg}$ , y la presión en el extremo inicial es de  $0.5 \text{ atm}$ .

**Solución.** Como el gasto total en el tubo es  $nq$ , la velocidad a la entrada resulta:  $V_1 = 4nq/\pi D^2 = \alpha n$ , siendo  $\alpha = 4q/\pi D^2$ ; velocidad que se reduce después del primer orificio a  $V_2 = \alpha(n-1)$  y después del  $i$ -ésimo orificio a  $V_i = \alpha[n-(i-1)]$ , por lo cual  $V_n = \alpha$  y  $V_{n+1} = 0$ .

La distancia  $a$  entre cada orificio es  $a = l/(n+1)$ .

La pérdida de fricción para el tramo  $i$  es:

$$h_i = f_i \frac{a}{D} \frac{V_i^2}{2g} = f_i \frac{a \alpha^2}{2g D} [n - (i - 1)]^2$$

Como  $f$  no cambia, la pérdida total de fricción será:

$$H_f = \sum_{i=1}^n h_i = \frac{f a \alpha^2}{2g D} \sum_{i=1}^n [n - (i - 1)]^2$$

puesto que:

$$\sum_{i=1}^n [n - (i - 1)]^2 = \frac{n}{6} (n + 1) (2n + 1)$$

resulta que:

$$H_f = \frac{4}{3} \frac{f q^2 l}{n^2 g D^5} n (2n + 1)$$

Substituyendo a  $q = \pi D^2 V_1 / 4n$ , en la ecuación anterior, se obtiene:

$$H_f = \frac{1}{3} \frac{f l}{D} \frac{V_1^2}{2g} \left(1 + \frac{1}{2n}\right)$$

Ya que  $(f l V_1^2 / 2g D)$  es la pérdida por fricción en todo el tubo, en el supuesto de que no se hicieran las derivaciones, para  $n$  grande, resulta entonces:

$$H_f = \frac{1}{3} H$$

Con los datos proporcionados:  $q = 1 \text{ lt/seg}$ ,  $l = 600 \text{ m}$ ,  $D = 15 \text{ cm}$ ,  $n = 20$  y  $f = 0.03$ , se obtiene  $H_f = 2.677 \text{ m}$ .

La carga de presión en el extremo cerrado del tubo se calcula de la ecuación de energía, siguiente:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p}{\gamma} + H_f$$

Con  $V_1 = n \alpha = 1.132 \text{ m/seg}$ ,  $p/\gamma = 2.389 \text{ m}$

La ecuación de energía, entre un punto en el orificio de entrada y el punto  $i$  (con  $C_i$  velocidad de descarga del orificio  $i$ ),

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_i}{\gamma} + \frac{C_i^2}{2g} + \frac{f a}{D} \times \sum_{m=1}^i \frac{V_m^2}{2a} + K \frac{V_i^2}{2g}$$

donde:

$$V_m = \alpha [n - (m - 1)]$$

$$K = 3$$

por lo que entonces:

$$C_i^2 = \frac{2}{\rho} (p_1 - p_i) + V_1^2 - 3 V_i^2 - \frac{f a}{D} \alpha^2 \times \sum_{m=1}^i [n - (m - 1)]^2 \quad (a)$$

ahora resulta:

$$\begin{aligned} \sum_{m=1}^i [n - (m - 1)]^2 &= \\ &= \sum_{m=1}^i [(n + 1)^2 - 2m(n + 1) + m^2] = \\ &= i(n + 1)^2 - 2(n + 1) \sum_{m=1}^i m + \sum_{m=1}^i m^2 \end{aligned}$$

puesto que:

$$\sum_{m=1}^i m = \frac{i}{2} (i + 1)$$

$$\sum_{m=1}^i m^2 = \frac{1}{6} i (i + 1) (2i + 1)$$

se obtiene así:

$$\sum_{m=1}^i [n - (m - 1)]^2 =$$

$$= \frac{i}{6} 6n(n+1-i) + i(2i-3) + 1 = S_{n,i}$$

por lo tanto, resulta:

$$C_i^2 = \frac{2}{\rho} (p_1 - p_i) + \alpha^2 [n^2 - 3\{n - (i-1)\}^2 - f \frac{a}{D} S_{n,i}] \quad (b)$$

El diámetro  $d_i$  del orificio  $i$  se determina de

$$q = \frac{\pi d_i^2}{4} C_i \quad (c)$$

Puesto que  $\alpha = 4q/\pi D^2 = 0.0566$  m/seg, de la Ec. (b) se pueden obtener las velocidades  $C_i$ , correspondientes a los orificios desde  $i = 1$  hasta 20; de la Ec. (c) los diámetros de los mismos. Los cálculos se indican en la siguiente tabla.

$i$	$S_{n,i}$	$C_i$ en m/seg	$d_i$ en cm
1	400	9.392	1.164
2	761	9.055	1.186
5	1 630	8.191	1.247
10	2 485	7.263	1.324
15	2 815	6.894	1.359
20	2 870	6.845	1.364

9.4 Sistema de tubos en paralelo

En ocasiones resulta necesario derivar varios ramales de un mismo tubo (figura 9.15), para lo cual se pueden presentar dos casos:

1. Se conoce la pérdida entre A y B y se desea determinar el gasto en cada ramal.
2. Se conoce el gasto total y se desea determinar la pérdida entre A y B, así

como la distribución del gasto en cada ramal.

Ambos casos ocurren independientemente de las energías que existan en A y B. El primero no ofrece dificultad puesto que una vez conocida la pérdida, se puede calcular el gasto en cada ramal en base a que funciona con una carga igual a la pérdida determinada; esto es, que con  $\Delta H_1 = \Delta H_2 = \dots = \Delta H$ , la pérdida de energía vale:

$$\Delta H = K_i \frac{V_i^2}{2g} \quad (9.11a)$$

por lo que:

$$V_i = \sqrt{\frac{2g \Delta H}{K_i}} \quad (9.11b)$$

donde:

$$K_i = f_i \frac{L_i}{D_i} + \Sigma K_{K_i}$$

siendo el gasto:

$$Q_i = A_i V_i \quad (9.12)$$

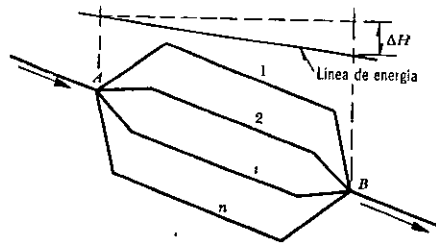


Figura 9.15. Sistema en derivación.

Para el segundo caso, se supone la existencia de una tubería (ficticia) que transporta el gasto total, equivalente a todos

los ramales, con una pérdida en la misma de  $\Delta H_1 = \Delta H_2 = \dots = \Delta H_n$ .

Al substituir las Ecs. (9.11b) y (9.12) en la de continuidad, obtenemos:

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

y al simplificar, resulta:

$$\frac{D_o^2}{\sqrt{K_o}} = \sum_{i=1}^n \frac{D_i^2}{\sqrt{K_i}}$$

o bien:

$$\frac{K_o}{D_o^4} = \left[ \frac{1}{\sum (D_i^2 / \sqrt{K_i})} \right]^2 \quad (9.13)$$

o sea, la condición de equivalencia entre los conductos, en los que se elige un valor arbitrario para  $D_o$  o  $K_o$  y el otro se calcula con la Ec. (9.13); luego entonces,

$$\Delta H = K_o \frac{V_o^2}{2g} = \frac{8 K_o}{\pi^2 D_o^4} \frac{Q^2}{g}$$

Substituyendo la Ec. (9.13), resulta:

$$\Delta H = \frac{8}{\left[ \pi \sum_{i=1}^n (D_i^2 / \sqrt{K_i}) \right]^2} \frac{Q^2}{g} \quad (9.14)$$

Una vez que la pérdida  $\Delta H$  se conoce,

el problema se torna en uno del primer caso.

**Problema 9.9.** En la Fig. 9.16 se muestra un sistema con un tanque (en el cual hay la presión  $p$  sobre la superficie libre) que conecta con otro recipiente a través de una tubería maestra con tres derivaciones; siendo la geometría del sistema:  $L_1 = 400$  m,  $L_2 = 180$  m,  $L_3 = 50$  m,  $L_4 = 400$  m;  $D_1 = D_4 = 200$  mm,  $D_2 = D_3 = 100$  mm,  $f_1 = f_4 = 0.02$ ,  $f_2 = f_3 = 0.025$ . Calcular la presión  $p$  necesaria en el recipiente A, para que el gasto  $Q_4 = 40$  lt/seg. Despreciar las pérdidas locales.

**Solución.** La pérdida de energía entre los puntos C y B se determina con el gasto en el tubo cuatro. Eligiendo como plano de referencia la elevación de la superficie libre en los dos recipientes, de la ecuación de la energía entre A y B, se tiene:

$$\frac{p}{\gamma} = (\Delta H)_1 + (\Delta H)_4 + \frac{V_4^2}{2g}$$

el área, la velocidad y la carga de velocidad en el tubo cuatro son:

$$A_4 = A_4 = 0.7854 (0.2)^2 = 0.0314 \text{ m}^2$$

$$\frac{V_4^2}{2g} = \frac{1.62}{19.6} = 0.083 \text{ m}$$

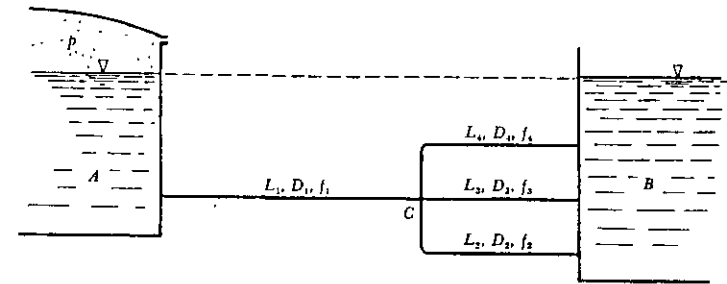


Figura 9.16. Sistema de tubos del problema 9.9.

Como únicamente se considera la pérdida por fricción, de la fórmula de Darcy-Weisbach, tenemos:

$$(\Delta H)_4 = 0.02 \frac{400}{0.20} \times 0.083 = 3.306 \text{ m}$$

y, de las Ecs. (9.11b) y (9.12), resulta:

$$Q_3 = 0.7854 (0.1)^2 \times \sqrt{\frac{19.6 \times 3.306 \times 0.1}{0.025 \times 50}} = 0.01791 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_2 = 0.7854 (0.1)^2 \times \sqrt{\frac{19.6 \times 3.306 \times 0.1}{0.025 \times 180}} = 0.0094 \text{ m}^3/\text{seg}$$

conduce a un gasto total, igual a

$$Q_1 = 0.040 + 0.01791 + 0.0094 = 0.06731 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La velocidad, carga de velocidad y pérdida en el tubo 1 son:

$$V_1 = \frac{0.06731}{0.0314} = 2.14 \text{ m/seg};$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{4.59}{19.6} = 0.234 \text{ m}$$

$$(\Delta H)_1 = 0.02 \frac{400}{0.2} \times 0.234 = 9.36 \text{ m}$$

finalmente, la carga de presión en el recipiente A, vale:

$$\frac{p}{\gamma} = 9.36 + 3.304 + 0.083 = 12.75 \text{ m}$$

o bien,

$$1.275 \text{ kg/cm}^2$$

**Problema 9.10.** El sistema mostrado en la Fig. 9.17 tiene la siguiente geometría:  $H = 24 \text{ m}$ ;  $L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = 100 \text{ m}$ ;  $D_1 = D_2 = D_4 = 100 \text{ mm}$ ;  $D_3 = 200 \text{ mm}$ ; además,  $f_1 = f_2 = f_4 = 0.025$  y  $f_3 = 0.02$ ; el coeficiente de pérdida en la válvula  $K_v = 30$ . Calcular los gastos en cada tubo, despreciando las pérdidas locales.

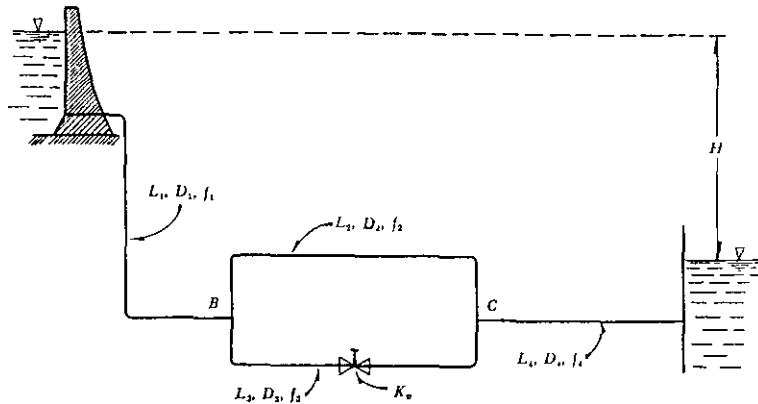


Figura 9.17. Tubería del problema 9.10.

**Solución.** La pérdida de energía entre B y C está dada por la Ec. (9.14). Como en los tubos uno, dos y cuatro, únicamente hay pérdidas por fricción, resulta entonces:

$$K_2 = f_2 \frac{L_2}{D_2} = 0.025 \frac{100}{0.1} = 25$$

$$K_1 = K_4 = 25$$

En el tubo tres, tenemos:

$$K_3 = f_3 \frac{L_3}{D_3} + K_v = \frac{0.02 \times 100}{0.2} + 30 = 40$$

Para la Ec. (9.14), nos resulta así:

$$\sum_{i=1}^n \frac{D_i^2}{\sqrt{K_i}} = \frac{0.01}{\sqrt{25}} + \frac{0.04}{\sqrt{40}} = 0.00833$$

$$\left[ \pi \sum_{i=1}^n \frac{D_i^2}{\sqrt{K_i}} \right]^2 = (3.14 \times 0.00833)^2 = 0.000685$$

De la Ec. (9.14), por otra parte:

$$\Delta H = \frac{8}{0.000685 \times 9.8} Q_4^2 = 1192 Q_4^2$$

Además, con  $D_1 = D_4$ , en la ecuación de continuidad, obtenemos:

$$\frac{V_1^2}{2g} = \left( \frac{D_4}{D_1} \right)^4 \frac{V_4^2}{2g} = \frac{V_4^2}{2g}$$

$$\frac{V_4^2}{2g} = \frac{Q_4^2}{2g (\pi D_4^2/4)^2} = \frac{Q_4^2}{19.6 (0.7854 \times 0.01)^2} = 828 Q_4^2$$

De la ecuación de la energía entre A y D, nos da:

$$24 = K_1 \frac{V_4^2}{2g} + 1192 Q_4^2 + K_4 \frac{V_4^2}{2g} + \frac{V_4^2}{2g}$$

Substituyendo términos:

$$24 = (2 \times 25 \times 828 + 1192 + 828) Q_4^2$$

$$Q_4 = \sqrt{\frac{24}{43420}} = 0.0235 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La pérdida de energía entre B y C, será

$$\Delta H = 1191 (0.0235)^2 = 0.658 \text{ m}$$

Para el tubo 2, lo siguiente:

$$0.658 = 25 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{19.6 \times 0.658}{25}} = 0.718 \text{ m/seg}$$

$$Q_2 = 0.7854 \times 0.01 \times 0.718 = 0.00564 \text{ m}^3/\text{seg}$$

En la misma forma:

$$Q_3 = 0.7854 \times 0.04 \sqrt{\frac{19.6 \times 0.658}{40}} = 0.01784 \text{ m}^3/\text{seg}$$

y como comprobación:

$$Q = 0.00564 + 0.01784 = 0.02348 \text{ m}^3/\text{seg}$$

que es prácticamente el gasto total.

### 9.5 Redes abiertas

Decimos que una red es abierta cuando los tubos que la componen se ramifican sucesivamente, sin intersectarse después para formar circuitos. Los extremos finales de las ramificaciones pueden terminar

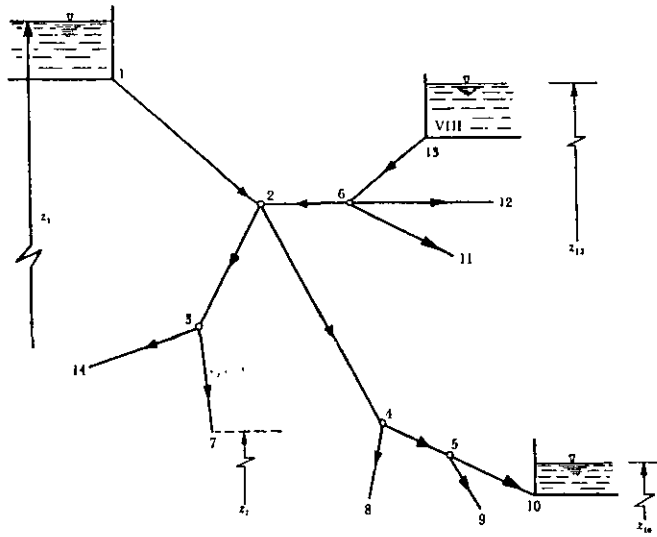


Figura 9.18. Ejemplo de red abierta.

en un recipiente o descargar libremente a la atmósfera.

Un ejemplo de red abierta se esquematiza en la Fig. 9.18. De acuerdo con los niveles de los distintos recipientes y la longitud de los tubos, se deberá conocer o suponer la dirección del gasto en los diversos tramos.

De la ecuación de la energía, entre el recipiente superior y los extremos de los tubos, resulta entonces:

$$z_1 - \left( z_j + \frac{V_j^2}{2g} \right) = \sum_{i=1}^j h \quad (9.15)$$

donde  $z_i$  es el nivel de la superficie libre del agua si el tubo descarga a un recipiente o bien, el nivel del centro de gravedad de la sección final, si el tubo descarga a la atmósfera; el subíndice  $j$  corresponde a las características hidráulicas en el pun-

to  $j$ . El término  $\sum_{i=1}^j h$  es la suma de las pérdidas de energía de los tubos que se encuentran en el recorrido, desde el punto 1 hasta el extremo  $j$ ; toma signo positivo para  $h$  en aquellos elementos en que la dirección del gasto coincide con la dirección del recorrido y negativo en caso contrario.

Por ejemplo, para el extremo 7, la Ec. (9.15) es:

$$z_1 - \left( z_7 + \frac{V_7^2}{2g} \right) = h_{12} + h_{23} + h_{37}$$

y de acuerdo con la dirección supuesta de los gastos en la Fig. 9.17, para el extremo 13, se obtiene:

$$z_1 - \left( z_{13} + \frac{V_{13}^2}{2g} \right) = h_{12} - h_{26} - h_{613}$$

donde  $h_{ij}$  representa la suma de las pérdidas locales y de fricción en el tramo que va del nudo  $i$  al nudo  $j$ .

Además, en cada punto de ramificación (nudo) se satisface la ecuación de continuidad, siguiente:

$$\sum Q = 0 \quad (9.16)$$

y se establece como convención que los gastos que lleguen al nudo tengan signo negativo; y positivo los que salgan del nudo.

Si el problema es de revisión, el resultado será un sistema de tantas ecuaciones, del tipo (9.15), como extremos finales tenga la red; y de tantas ecuaciones del tipo (9.16) como nudos existan. Para la red de la Fig. 9.18 se pueden establecer ocho ecuaciones del primer tipo y cinco del segundo.

Si el problema es el diseño de una red

en la que se conoce su geometría y los gastos de cada tubo, se deberán elegir —por lo menos—  $(l-m)$  diámetros de los  $l$  tramos que componen la red ( $m$ , número de extremos finales), para evitar la indeterminación del problema, ya que las ecuaciones de nudo se convierten en identidades.

**Problema 9.11.** Determinar la magnitud y sentido de los gastos en los tubos que forman el sistema mostrado en la Fig. 9.19. Los tubos son de fierro fundido, con 15 años de servicio ( $N$  de Kozeny = 30) y tienen la siguiente geometría:

$D_1 = 0.55 \text{ m}$	$L_1 = 680 \text{ m}$
$D_2 = 0.60 \text{ m}$	$L_2 = 520 \text{ m}$
$D_3 = 0.80 \text{ m}$	$L_3 = 800 \text{ m}$

**Solución.** Primero, es necesario suponer un sentido de los gastos en el nudo  $D$  y

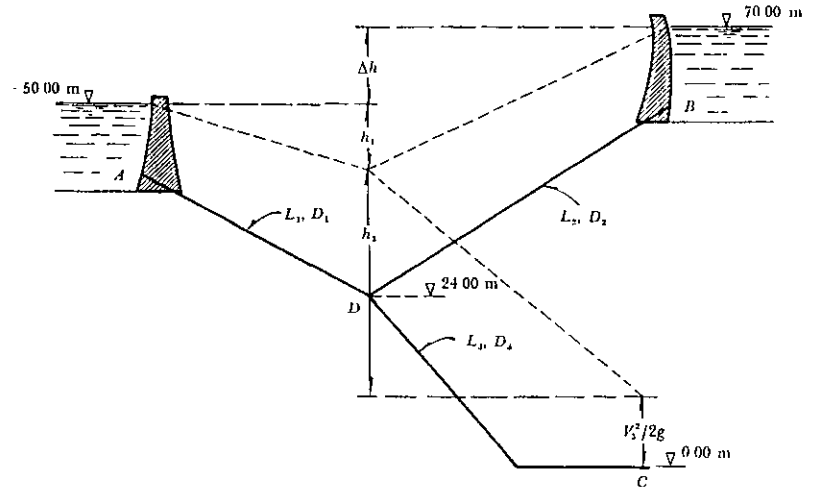


Figura 9.19. Sistema de tubos del problema 9.11

luego resolver y comprobar esta suposición; por ejemplo, se acepta que  $A$  y  $B$  alimentan a  $C$ , esto es:

$$Q_1 + Q_2 = Q_3$$

Por otra parte, siendo la pérdida por fricción la única importante,  $h_1$  será la pérdida en el tubo 1;  $(h_1 + \Delta h)$  en 2; y  $h_3$  la pérdida en 3. Esta última en el supuesto de despreciar la carga de velocidad en el tubo tres.

De la fórmula de Kozeny se obtiene:

$$Q_1 = \frac{\pi}{4} D_1^2 (8.86 \log D_1 + N) \sqrt{\frac{h_1}{L_1} D_1}$$

$$Q_2 = \frac{\pi}{4} D_2^2 (8.86 \log D_2 + N) \sqrt{\frac{h_1 + \Delta h}{L_2} D_2}$$

$$Q_3 = \frac{\pi}{4} D_3^2 (8.86 \log D_3 + N) \sqrt{\frac{h_3}{L_3} D_3}$$

de la geometría del sistema,  $h = 20$  m,  $h_3 = 50 - h$ . Además, las constantes son:

$$D_1 = 0.55 \text{ m}; \quad D_1^2 = 0.303;$$

$$C_1 = 8.86 \log D_1 + 30 = 27.7; \quad D_1^2 C_1 = 8.393$$

$$D_2 = 0.60 \text{ m}; \quad D_2^2 = 0.360;$$

$$C_2 = 28.04; \quad D_2^2 C_2 = 10.08$$

$$D_3 = 0.80 \text{ m}; \quad D_3^2 = 0.640;$$

$$C_3 = 29.14; \quad D_3^2 C_3 = 18.65$$

Por lo tanto, las tres últimas ecuaciones, substituidas en la de continuidad, conducen a:

$$D_1^2 C_1 \sqrt{\frac{h_1}{L_1} D_1} + D_2^2 C_2 \sqrt{\frac{(h_1 + \Delta h)}{L_2} D_2} = D_3^2 C_3 \sqrt{\frac{(50 - h_1)}{L_3} D_3}$$

$$\sqrt{\frac{(h_1 + \Delta h)}{L_2}} = \frac{D_3^2 C_3 \sqrt{\frac{(50 - h_1)}{L_3}}}{D_1^2 C_1 \sqrt{\frac{h_1}{L_1} D_1} + D_2^2 C_2 \sqrt{\frac{(h_1 + \Delta h)}{L_2} D_2}}$$

que con valores de las constantes resulta:

$$h_1^2 - 66 h_1 + 914.93 = 0$$

de ahí que:

$$h_1 = 19.81 \text{ m}$$

lo cual significa que sí existe raíz real de la ecuación y que, por lo tanto, es correcta la suposición del sentido de gastos en el nudo  $D$ .

Con este valor obtenemos los siguientes:

$$Q_1 = 0.834 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_2 = 1.696 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_3 = 2.54 \text{ m}^3/\text{seg}$$

se puede calcular  $V_3^2/2g$ , a saber:

$$\frac{V_3^2}{2g} = \frac{16 Q_3^2}{\pi^2 2g D_3^4} = 1.306 \text{ m}$$

y corregir los resultados anteriores. En efecto, la única modificación se hace en la ecuación para calcular  $Q_3$ :

$$Q_3 = \frac{\pi}{4} [D_3^2 (8.86 \log D_3 + N) \sqrt{\frac{(50 - h_1 - 1.306)}{L_3} D_3}]$$

$$\sqrt{\frac{(50 - h_1 - 1.306)}{L_3} D_3}$$

Planteando nuevamente la ecuación de segundo grado, ésta resulta ser:

$$h_1^2 - 64.01 h_1 + 859 = 0$$

$$h_1 = 19.16 \text{ m}$$

$$Q_1 = 0.818 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_2 = 1.682 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_3 = 2.517 \text{ m}^3/\text{seg}$$

**Problema 9.12.** Una tubería principal  $A$ , abastece al sistema mostrado en la figura 9.20; en el punto de unión el manómetro  $M$  marca una presión de 4.3 atm. Las características de los tres tubos son iguales:  $L = 210$  m,  $D = 100$  mm,  $f = 0.025$ . Calcular la carga  $h$  para que el gasto alimentado al recipiente  $B$  sea de 5 lt/seg, con las tres válvulas abiertas.

**Solución.** El área de los tubos es:

$$A = 0.7854 (0.1)^2 = 0.007854 \text{ m}^2$$

la velocidad y carga de velocidad del tubo que conduce el gasto  $Q_B$  son:

$$V_B = \frac{0.005}{0.007854} = 0.637 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V_B^2}{2g} = 0.0207 \text{ m}$$

Las velocidades en los otros tramos son las siguientes:

$$V_C = \frac{Q_C}{0.007854} = 127.3 Q_C$$

$$V_C^2 = 16 205 Q_C^2$$

y también

$$V_A^2 = 16 205 Q_A^2$$

el coeficiente de pérdida por fricción es el mismo en los tres tubos:

$$K_f = f \frac{L}{D} = 0.025 \frac{210}{0.1} = 52.5$$

de la ecuación de la energía, entre  $A$  y  $B$  ( $p_A/\gamma = 43$  m), se tiene que

$$43 = h + 52.5 \frac{V_A^2}{2g} + (52.5 + 1) 0.0207$$

$$43 = h + 43 406 Q_A^2 + 1.11 \quad (a)$$

ahora, entre  $A$  y  $C$ , tenemos:

$$43 = 52.5 \frac{V_A^2}{2g} + (52.5 + 1) \frac{V_C^2}{2g}$$

o bien

$$43 = \frac{52.5 \times 16 205 Q_A^2}{19.6} +$$

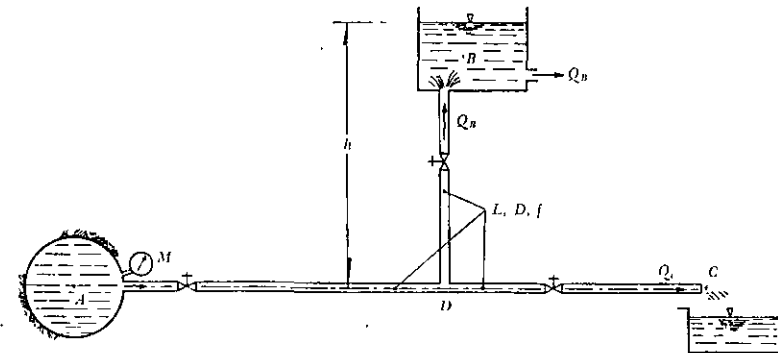


Figura 9.20. Instalación del problema 9.12

$$+ \frac{53.5 \times 16\,205}{19.6} Q_o^2 \quad (b)$$

El signo menos no tiene significado físico por las condiciones en las que se planteó el problema, por lo tanto,

Además, de la ecuación de continuidad, resulta:

$$Q_o = 0.0195 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_A = 0.005 + Q_o \quad (c)$$

Substituyendo este resultado en la ecuación (c), nos da

$$Q_A^2 = 0.000025 + 0.01 Q_o + Q_o^2 \quad (d)$$

$$Q_A = 0.0245 \text{ m}^3/\text{seg}$$

En el sistema de Ecs. (a), (b) y (d), existen tres incógnitas:  $h$ ,  $Q_A$  y  $Q_o$ ; si substituímos la Ec. (d) en la (b), obtenemos:

finalmente, en la (a), resulta que

$$h = 15.84 \text{ m}$$

$$43 = 43\,406 (0.000025 + 0.01 Q_o + Q_o^2) + 44\,233 Q_o^2$$

**Problema 9.13.** En la Fig. 9.21 se presenta una red abierta y su geometría. Se desea que los gastos sean:  $Q_3 = 25 \text{ lt/seg}$ ,  $Q_1 = 30 \text{ lt/seg}$ , hacia los tanques C y D respectivamente y que  $Q_2 = 11 \text{ lt/seg}$  desde la bomba. Determinar los diámetros  $D_1$ ,  $D_3$  y  $D_4$  necesarios para que se satisfagan las condiciones impuestas. El factor de fricción en todos los tubos es  $f = 0.014$  y los tanques A y B abastecen a C y D.

$$43 = 1.09 + 434 Q_o + 43\,406 Q_o^2 + 44\,233 Q_o^2$$

$$Q_o^2 + 0.00495 Q_o - 0.000478 = 0$$

la solución de esta ecuación será:

$$Q_o = -0.002475 \pm 0.022$$

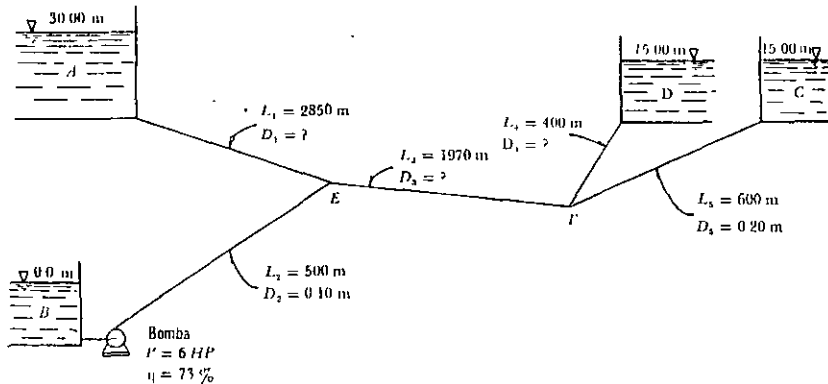


Figura 9.21. Red abierta del problema 9.13.

**Solución.** La carga producida por la bomba es

$$\frac{V_o^2}{2g} = 0.0323 \text{ m}$$

$$P = \frac{\gamma Q H_B}{76 \eta}$$

La ecuación de la energía entre F y C, es como sigue:

$$H_B = \frac{76 \eta P}{\gamma Q} = \frac{76 \times 0.73 \times 6}{1\,000 \times 0.011} = 30.3 \text{ m}$$

$$E_F = 15.00 + \left(0.014 \frac{600}{0.20} + 1\right) \times$$

De la ecuación de continuidad en los nudos, los gastos son:

$$\times 0.0323 = 16\,389 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre F y D, es:

$$Q_3 = Q_4 + Q_5 = 0.055 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$E_F = 16.389 = 15.00 + \left(0.014 \frac{400}{D_1} + 1\right) \times$$

$$Q_1 = Q_3 - Q_2 = 0.044 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\times \frac{0.000074}{D_4^4}$$

Las velocidades y cargas de velocidad, en los tubos, son las que siguen:

$$1.389 = \frac{0.000414}{D_4^5} + \frac{0.000074}{D_4^4}$$

$$V_1 = \frac{0.044}{0.7854 D_1^2} = \frac{0.056}{D_1^2};$$

Esta ecuación se satisface para  $D_4 = 0.20 \text{ m}$ .

La ecuación de energía entre B y E, como se indica:

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{(0.056)^2}{19.6 D_1^4} = \frac{0.000161}{D_1^4}$$

$$30.3 + 0.1 = E_B + 0.014 \frac{500}{0.10}$$

$$V_2 = \frac{0.011}{0.7854 \times 0.01} = 1.4 \text{ m/seg};$$

$$E_B = 30.4 - 7.0 = 23.4 \text{ m}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = 0.1 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre A y E, es:

$$V_3 = \frac{0.055}{0.7854 D_3^2} = \frac{0.07}{D_3^2} \text{ m/seg};$$

$$30.00 = 23.4 + 0.014 \frac{2\,850}{D_1} \frac{0.000161}{D_1^4}$$

$$\frac{V_3^2}{2g} = \frac{0.00025}{D_3^4}$$

$$D_1 = \sqrt[5]{\frac{0.00642}{6.6}} = \sqrt[5]{0.000973} = 0.25 \text{ m}$$

$$V_4 = \frac{0.030}{0.7854 D_4^2} = \frac{0.0382}{D_4^2};$$

La ecuación de energía entre E y F, será:

$$\frac{V_4^2}{2g} = \frac{0.000074}{D_4^4}$$

$$V_5 = \frac{0.025}{0.7854 \times 0.04} = 0.796 \text{ m/seg};$$

$$23.4 = 16.389 + 0.014 \frac{1\,970}{D_3} \frac{0.00025}{D_3^4}$$



$$D_3 = \sqrt[5]{\frac{0.0069}{7.011}} = \sqrt[5]{0.000983} = 0.25 \text{ m}$$

$Q_{ij}$  gasto que va del nudo  $j$  al nudo  $i$  (negativo si llega al nudo  $i$  y positivo si sale);

$Q_i$  gasto que sale o entra al nudo  $i$  (con la misma convención de signos).

9.6 Redes cerradas

9.6.1 Planteamiento del problema

Se conoce como red cerrada aquella en la cual los conductos que la componen se cierran formando circuitos (Fig. 9.22). Es el caso de las redes de distribución de agua potable en ciudades o las de agua para industrias.

La solución del problema se basa en dos tipos de ecuaciones: la de nudo y la de pérdida de energía.

a) Ecuación de nudo. Por razones de continuidad (Ec. 9.16) en cada nudo se debe satisfacer que:

$$\sum_{j \in i} Q_{ij} + Q_i = 0 \quad \text{para } i=1, \dots, n \quad (9.17)$$

donde

$$V_{ij} = \frac{4 Q_{ij}}{\pi D_{ij}^2}$$

El símbolo  $j \in i$  se lee: "para todos los nudos  $j$  conectados al  $i$  a través de un tubo". Por ejemplo, si el sentido de los gastos fuera el mostrado en la Fig. 9.22, la Ec. (9.17), para el nudo 3, indicaría que

$$Q_{35} + Q_{31} + Q_{39} - Q_{32} + Q_3 = 0$$

donde el gasto  $Q_3$  es conocido.

b) Ecuación de pérdida. La pérdida por fricción en cada tramo está dada por la fórmula de fricción correspondiente, donde al substituir la velocidad expresada por la ecuación:

resulta:

$$h_{ij} = a_{ij} Q_{ij}^N \quad (9.18)$$

donde  $a_{ij}$  es una constante del tramo  $ij$ . Por ejemplo, si la fórmula de fricción es la de Darcy-Weisbach, se tiene:

$$h_{ij} = \frac{8 f_{ij} L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5} Q_{ij}^N$$

Esto es,  $N = 2$ , y entonces:

$$a_{ij} = \frac{8 f_{ij} L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5} Q_{ij}^N$$

en cambio, si fuese la de Hazen-Williams,  $N = 1.851$  y

$$a_{ij} = \frac{L_{ij}}{(0.279 C_{Hij} D_{ij}^{2.08})^{1.851}}$$

La utilización de las Ecs. (9.17) y (9.18) para la solución de una red, conduce a un sistema de ecuaciones que es posible resolver, por un método de iteraciones o con computadora —con base en la estimación de valores iniciales—, los cuales se aproximan a la solución exacta mediante correcciones cíclicas.

Existen, en los factores iniciales, tres posibilidades a escoger:

1. Estimación de los valores de  $Q_{ij}$ .
2. Estimación de los valores  $h_{ij}$ .
3. Estimación simultánea de valores de  $Q_{ij}$  y  $h_{ij}$ .

Se presentarán aquí las dos primeras que son las más comunes. La última es poco frecuente, para la cual se utiliza el método de McIlroy, presentado en la referencia 52.

Con el fin de hacer posible, el cálculo, la aplicación de los métodos de iteración

se limita a redes de abastecimiento de agua por grupos; a conductos de distribución principal de redes locales en forma de anillos cerrados o a zonas parciales de una red local, reuniendo en grupos las demandas de cada usuario.

9.6.2 Método de Cross para el balance de pérdidas

En una red cerrada cualquiera se eligen circuitos elementales como los formados en la Fig. 9.22 (por ejemplo, el circuito 2-7-5-3-2 mostrado en la Fig. 9.23) en los cuales se conocen los gastos  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  que entran o salen de cada nudo.

En cada nudo se satisface la Ec. (9.17); además, la pérdida de energía entre dos nudos de la red (cualquiera que sea el recorrido que se elige para llegar de uno a otro) es la suma algebraica de las pérdidas en cada tramo (calculadas con la Ec. 9.18). Para ello, es necesario también establecer una convención de signos, por ejemplo: la pérdida en un determinado tramo tiene signo positivo si la dirección del gasto en el tramo coincide con la del recorrido; y negativo en caso contrario.

El recorrido completo en cada circuito elemental (partiendo y llegando al mismo nudo) implica que:

$$\sum_{i=1}^k h_{ij} = 0 \quad (9.19)$$

donde  $k$  es el número de tramos que forma el circuito elemental. Para el recorrido de cada circuito es necesario especificar que sea siempre con el mismo sentido, por ejemplo, el sentido de las manecillas del reloj.

La Ec. (9.19) es llamada ecuación de circuito y vale para todos los circuitos elementales de la red.

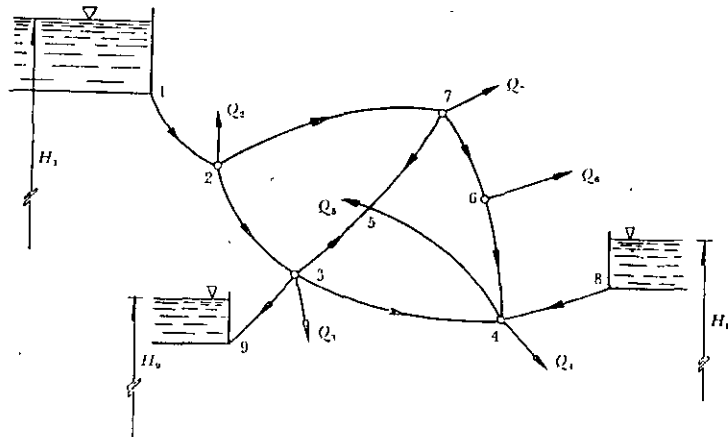


Figura 9.22. Ejemplo de red cerrada.

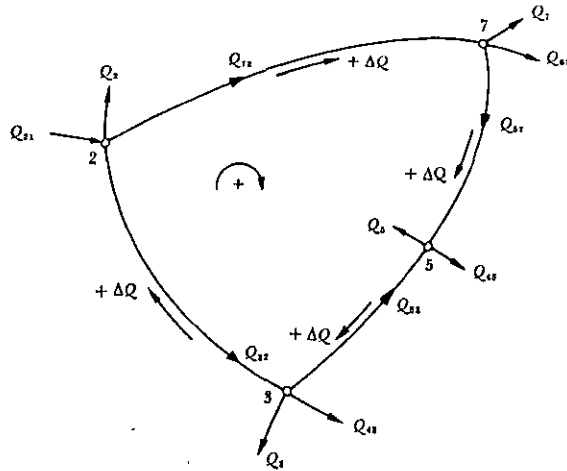


Figura 9.23. Circuito elemental en una red cerrada.

Para proceder a la solución, primero se estiman los gastos en los tramos, haciendo que se satisfaga la ecuación de nudo con los valores estimados y los ya conocidos. Si  $+\Delta Q$  es una corrección atribuible a todos los tramos de un mismo circuito elemental (Fig. 9.23), al recorrer éste en el sentido de las manecillas del reloj, la Ec. (9.19) implica que:

$$h_{72} + h_{67} - h_{63} - h_{82} = a_{72} (Q_{72} + \Delta Q)^N + a_{67} (Q_{67} + \Delta Q)^N - a_{63} (Q_{63} - \Delta Q)^N - a_{82} (Q_{82} - \Delta Q)^N = 0$$

Por un desarrollo en forma de binomio, donde se desprecian términos de orden superior, resulta entonces:

$$\Delta Q = - \frac{a_{72} Q_{72}^{N-1} + a_{67} Q_{67}^{N-1} - a_{63} Q_{63}^{N-1} - a_{82} Q_{82}^{N-1}}{N (a_{72} Q_{72}^{N-1} + a_{67} Q_{67}^{N-1} + a_{63} Q_{63}^{N-1} + a_{82} Q_{82}^{N-1})}$$

o bien, en el caso general, tenemos:

$$\Delta Q = - \frac{\sum_1^k (a_{ij} Q_{ij}^{N-1} Q_{ij})}{N \sum_1^k [a_{ij} Q_{ij}^{N-1}]} \quad (9.20)$$

donde el gasto  $Q_{ij}$  y la corrección  $\Delta Q$  son positivos cuando su sentido coincide con el de recorrido del circuito en el sentido de las manecillas del reloj, o negativo en caso contrario. La iteración se realiza hasta que se satisfaga la ecuación de circuito.

La rapidez en la convergencia del método es muy diversa y depende, tanto de la estimación de los valores iniciales como del tipo y tamaño de la red, pero especialmente del número de tramos que se unen en cada nudo. Mientras que en redes pequeñas se alcanza una buena aproximación con tres o cuatro iteraciones, en redes grandes se suelen necesitar de treinta a cincuenta. La computadora hace rápi-

damente el cálculo, y ello nos facilita un ahorro considerable de tiempo.

La convergencia del método se puede acelerar si el valor de la corrección  $\Delta Q$  en cada paso se multiplica por un factor (que varía entre 0.50 y 1.00) cuya magnitud depende del tipo de red y del grado de exactitud deseada.

El problema se presenta como sigue: Datos conocidos:

1. Longitud, diámetro y rugosidad de los tubos.
2. Gastos que entran o salen de la red. Se desean saber:

1. Los gastos de todos los tramos.
2. Las cargas de presión en los nudos de la red.

La secuela de pasos se explica a continuación, aunado con las columnas de una tabla auxiliar, cuando el cálculo es manual (Prob. 9.14, tabla 9.2).

1. División de la red en circuitos elementales (Cols. 1 y 2). Registro de los valores conocidos (Cols. 3 y 4) y cálculo de las constantes  $a$  (Col. 5).

2. Primera estimación del gasto en todos los tramos (Col. 6). El signo de  $Q$  será positivo si se estima que sigue el sentido de las manecillas del reloj en el recorrido del circuito, y negativo en caso contrario.

3. Multiplicación de los valores de  $a$  por los gastos correspondientes en el primer circuito (Col. 7) en valor absoluto.

4. Multiplicación de los productos  $a|Q|$  de la Col. 7, por los gastos  $Q$  correspondientes del primer circuito, obteniendo la pérdida  $h$ , cuyo signo corresponde al atribuido al gasto  $Q$  (Col. 8).

5. Suma algebraica de  $\Sigma h = \Sigma a_i Q_i^2$  en el primer circuito (Col. 8).

6. Suma absoluta de los valores de  $a_i Q_i$  en el primer circuito (Col. 7).

7. La corrección resulta de:

$$\Delta Q = - \frac{\sum a_i Q_i^2}{\sum |a_i Q_i|}$$

y se anota con su signo en todos los tramos de un mismo circuito (Col. 9).

8. En tramos que pertenecen a dos circuitos se deben agregar las correcciones que resulten del siguiente circuito, con signo contrario (Col. 9).

9. El cálculo en los siguientes circuitos se hace en la forma indicada en los pasos 3 a 8, hasta terminar la primera etapa de distribución en toda la red.

10. Se hace la suma de los gastos estimados, más las correcciones, y se realiza una segunda etapa en la misma forma.

11. El cálculo finaliza cuando las correcciones  $\Delta Q$  alcancen el grado de corrección deseado.

Si se consideran como incógnitas los diámetros y los gastos de cada tramo, una vez calculados éstos se pueden obtener las cargas de presión, en cada nudo, a partir de las fórmulas de pérdida. Para una red compuesta de  $k$  tramos y  $m$  nudos, el número de incógnitas es entonces:

$$I = 2k$$

Para el cálculo de las  $I$  incógnitas, existen  $E$  ecuaciones disponibles. Las de nudo proporcionan  $m - 1$  ecuaciones, ya que la ecuación para el último nudo resulta de las anteriores. Las de circuito proporcionan  $I$  ecuaciones para  $I$  circuitos elementales.

Se considera que el número de circuitos es:

$$l = k - m + 1$$

y el número de ecuaciones:

$$E = (m - 1) + (k - m + 1) = k$$

De la comparación entre  $I$  y  $E$  resulta que

TABLA 9.2. Proceso de cálculo del Prob. 9.14

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Circuito	Tramo	D mm	L m	$a \times 10^{-3}$ seg <sup>2</sup> /m <sup>6</sup>	$Q \times 10^3$ m <sup>3</sup> /seg	$a Q $ seg/m <sup>2</sup>	$aQ^2 \times 10^3$ m	$\Delta Q \times 10^3$ m <sup>3</sup> /seg
I	1-2	200	1000	7.27	+25.0	182	+4545	-1.3
	2-4	150	800	28.20	+16.0	451	+7220	-1.3
	4-3	125	500	48.25	-10.0	483	-4825	-1.3+1.2
	3-1	200	800	5.81	-25.0	145	-3630	-1.3
						1261	+3310	
								+3310
						$\Delta Q = -\frac{+3310}{2 \times 1261} = -1.3$		
II	4-6	125	500	48.25	+11.0	531	+5845	-1.2
	6-5	125	500	48.52	-9.0	435	-3910	-1.2
	5-3	150	500	17.65	-15.0	265	-3970	-1.2
	3-4	125	500	48.26	+10.0+1.3	545	+6160	-1.2
						1776	+4125	
						$\Delta Q = -\frac{+4125}{2 \times 1776} = -1.2$		
10	11	12	13	14	15	16	17	18
$Q \times 10^3$ m <sup>3</sup> /seg	$a Q $ seg/m <sup>2</sup>	$aQ^2 \times 10^3$ m	$\Delta Q \times 10^3$ m <sup>3</sup> /seg	$Q \times 10^3$ m <sup>3</sup> /seg	$a Q $ seg/m <sup>2</sup>	$aQ^2 \times 10^3$ m	$\Delta Q \times 10^3$ m <sup>3</sup> /seg	$Q$ m <sup>3</sup> /seg
+23.7	172	+4080	-0.5	+23.2	169	+3910	-0.0	+0.0232
+14.7	415	+6085	-0.5	+14.2	400	+5680	-0.0	+0.0142
-10.1	488	-4920	-0.5+0.1	-10.5	508	-5325	-0.0+0.0	-0.0105
-26.3	153	-4010	-0.5	-26.8	156	-5160	-0.0	-0.0268
		1228	+1235			1232	+105	
		$\Delta Q = -\frac{+1235}{2 \times 1228} = -0.5$			$\Delta Q = -\frac{+105}{2 \times 1232} = -0.0$			
+9.8	474	+4645	-0.1	+9.7	469	+4550	-0.0	+0.0097
-10.2	492	-5020	-0.1	-10.3	497	-5120	-0.0	-0.0103
-16.2	286	-4630	-0.1	-16.3	288	-4685	-0.0	-0.0163
+10.1+0.5	512	+5430	+0.1	+10.5+0.0	507	+5325	-0.0	+0.0105
		1764	+420			1761	+70	
		$\Delta Q = -\frac{+420}{2 \times 1764} = -0.1$			$\Delta Q = -\frac{+70}{2 \times 1761} = -0.0$			

se deben escoger  $m$  de las incógnitas para resolver el problema; esto es, los diámetros o los gastos.

**Problema 9.14** La red mostrada en la Fig. 9.24 tiene la geometría que se indica y a ella llegan o salen los gastos también mostrados. Las constantes  $a$  se calculan, a partir de la fórmula de Kutter, con un coeficiente  $m = 0.20$  (tubos de acero) y para  $N = 2$ .

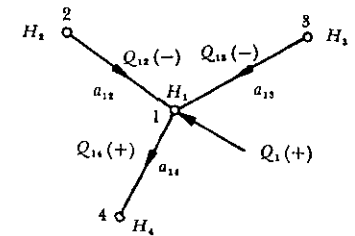


Figura 9.25. Designaciones para las condiciones de nudo en el método de Cornish.

Las pérdidas en los tramos  $h_{ij}$  se estiman inicialmente y se corrigen por iteraciones, a partir de los gastos que llegan o salen del nudo.

La condición de nudo implica que se satisfaga la Ec. (9.17).

Por otra parte, si  $h_{ij}$  representa la pérdida de energía en el tramo del nudo  $j$  al  $i$ ; y  $H_i$  la carga piezométrica en el nudo  $i$ , se tiene:

$$Q_{ij} = \left( \frac{h_{ij}}{a_{ij}} \right)^{1/N} = C_{ij} (H_j - H_i)^{1/N} \quad (9.21)$$

donde

$$C_{ij} = \frac{1}{(a_{ij})^{1/N}} \quad (9.22)$$

Por lo tanto, el sistema de ecuaciones (9.17) es el siguiente:

$$\sum_{j \in I} \left( \frac{h_{ij}}{a_{ij}} \right)^{1/N} + Q_i = 0, \text{ para } i=1, \dots, n \quad (9.23)$$

Si  $\Delta H_i$  es la corrección de la carga piezométrica en el nudo  $i$ , en alguna etapa de la iteración, la ecuación correspondiente a ese nudo sería:

$$\sum_{j \in I} \left( \frac{h_{ij} + \Delta H_i}{a_{ij}} \right)^{1/N} + Q_i =$$

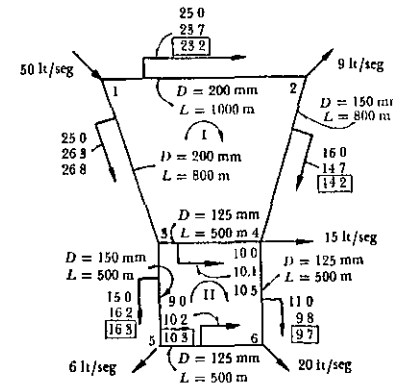


Figura 9.24. Red del problema 9.14.

**Solución.** Se presenta en la tabla 9.2 y en la Fig. 9.24 se muestran los diferentes ajustes que experimentaron los gastos estimados, así como el sentido de los mismos. La columna 18 muestra el valor final de los gastos.

**9.6.3 Método de Cornish para el balance de gastos (Ref. 6)**

Son conocidas las cargas de presión en los nudos a los cuales llegan gastos ( $-Q_{ij}$ ), o salen gastos ( $+Q_{ij}$ ). Se desean obtener dichos gastos y las pérdidas en los tramos o las cargas piezométricas en los mismos (Fig. 9.25).

TABLA 9.3. Solución del problema 9.15

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Nudo	Tramo	D	L	$a \times 10^{-3}$	h	$Q \times 10^3$	$(Q \times 10^3)/h$	$\Delta h$	h	$Q \times 10^3$	$(Q \times 10^3)/h$
Nr.	Nr.	mm	m	$\frac{\text{seg}^2}{\text{m}^5}$	m	$\frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$	$\frac{\text{m}^2}{\text{seg}}$	m	m	$\frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$	$\frac{\text{m}^2}{\text{seg}}$
2	1-2	200	1 000	7.27	-5.0	-26.2	+ 5.24	+0.5	-4.5	-24.9	+ 5.53
	3-2	125	300	28.95	+3.0	+10.2	+ 3.40	+0.5	+3.5	+11.0	+ 3.12
	4-2	150	500	17.65	+3.0	+13.0	+ 4.33	+0.5+0.4	+3.9	+14.9	+ 3.82
						- 3.0	+12.97			+ 1.0	+12.47
						$\Delta H_2 = -\frac{2(-3.0)}{12.97} = +0.5$			$\Delta H_2 = -\frac{2(+1.0)}{12.47} = -0.2$		
4	2-4	150	500	17.65	-3-0.5	-14.1	+ 4.03	-0.4	-3.9+0.2	-14.5	+ 3.92
	5-4	150	300	10.59	+1.0	+ 9.7	+ 9.70	-0.4-0.4	+0.2	+ 4.3	+21.50
	6-4	125	500	48.25	+3.0	+ 7.9	+ 2.63	-0.4	+2.6	+ 7.3	+ 2.81
						+ 3.5	+16.36			- 2.9	+28.23
						$\Delta H_4 = -\frac{2(+3.5)}{16.36} = -0.4$			$\Delta H_4 = -\frac{2(-2.9)}{28.23} = +0.2$		
5	3-5	125	500	48.25	-1.0	- 4.6	+ 4.60	+0.4	-0.6	- 3.5	+ 5.83
	4-5	150	300	10.59	-1.0+0.4	- 7.5	+12.50	+0.4	-0.2-0.2	- 6.1	+15.25
	6-5	125	300	28.95	+2.0	+ 8.3	+ 4.15	+0.4	+2.4	+ 9.1	+ 3.79
						- 3.8	+21.25			- 0.5	+24.87
						$\Delta H_6 = -\frac{2(-3.8)}{21.25} = +0.4$			$\Delta H_6 = -\frac{2(-0.5)}{24.87} = 0.0$		

		13	14	15	16	17	18	19	20
Nudo	Tramo	$\Delta h$	$h_i$	$Q \times 10^3$	$(Q \times 10^3)/h_i$	$\Delta h$	$h_i$	$Q \times 10^3$	$(Q \times 10^3)/h_i$
Nr.	Nr.	m	m	$\frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$	$\frac{\text{m}^2}{\text{seg}}$	m	m	$\frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$	$\frac{\text{m}^2}{\text{seg}}$
2	1-2	+0.2	-4.7	-25.4	+ 5.40	+0.1	-4.6	-25.2	+ 5.48
	3-2	+0.2	+3.3	+10.7	+ 3.24	+0.1	+3.4	+10.8	+ 3.18
	4-2	+0.2+0.2	+3.5	+13.8	+ 3.94	+0.1-0.1	+3.7	+14.5	+ 3.92
				- 0.9	+12.58			+ 0.1	+12.58
				$\Delta H_2 = -\frac{2(-0.9)}{12.58} = +0.1$			$\Delta H_2 = -\frac{2(+0.1)}{12.58} = 0.0$		
4	2-4	-0.2	-3.5+0.1	-14.3	+ 3.97	+0.1	-3.5	-14.1	+ 4.03
	5-4	-0.2+0.0	+0.4	+ 6.1	+15.25	+0.1-0.1	+0.4	+ 6.1	+15.25
	6-4	-0.2	+2.8	+ 7.6	+ 2.71	+0.1	+2.9	+ 7.8	+ 2.69
				- 0.6	+21.93			- 0.2	+21.97
				$\Delta H_4 = -\frac{2(-0.6)}{21.93} = +0.1$			$\Delta H_4 = -\frac{2(-0.2)}{21.97} = 0.0$		
5	3-5	0.0	-0.6	- 3.5	+ 5.83	+0.1	-0.5	- 3.2	+ 6.40
	4-5	0.0	-0.4-0.1	+ 6.9	+13.80	+0.1	-0.4	- 6.1	+15.25
	6-5	0.0	+2.4	+ 9.1	+ 3.79	+0.1	+2.5	+ 9.3	+ 3.72
				- 1.3	+23.42			0.0	+25.37
				$\Delta H_6 = -\frac{2(-1.3)}{23.42} = +0.1$			$\Delta H_6 = -\frac{2(0.0)}{25.37} = 0.0$		

$$= \sum_{j \in i} \left( \frac{h_{ij} + \Delta H_i}{h_{ij}/Q_{ij}^N} \right)^{1/N} + Q_i =$$

$$= \sum_{j \in i} Q_{ij} \left( 1 + \frac{\Delta H_i}{h_{ij}} \right)^{1/N} + Q_i = 0$$

donde el signo de cada término de la suma se elige de modo que sea, negativo cuando el gasto es hacia el nudo y positivo en caso contrario.

Desarrollando el radical como un binomio, sin considerar términos de orden superior, se obtiene:

$$\sum_{j \in i} Q_{ij} \left( 1 + \frac{1}{N} \frac{\Delta H_i}{h_{ij}} \right) + Q_i = 0$$

Por lo tanto, la corrección de la carga de presión en el nudo  $i$  es:

$$\Delta H_i = -N \left[ \frac{Q_i + \sum_{j \in i} Q_{ij}}{\sum_{j \in i} (Q_{ij}/h_{ij})} \right] \quad (9.24)$$

La iteración termina hasta que se satisfaga en cada nudo la ecuación de continuidad (9.17).

El problema se presenta como sigue:

Datos conocidos

1. Longitud, diámetro y rugosidad de los tubos.
2. Cargas de presión en cada nudo.

Datos que se desean

1. Los gastos que llegan o salen del nudo.
2. Las pérdidas de carga en los tramos.

La secuela de pasos se explica a continuación, juntamente con las columnas de una tabla auxiliar, cuando el cálculo se realiza en forma manual (Prob. 9.15, tabla 9.3), para  $N = 2$ .

1. Designación de los nudos y asignación de las direcciones de los gastos (Cols. 1 a 5).

2. Determinación de los valores de  $a_{ij}$  (Col. 5).

3. Primera estimación de las pérdidas en los tramos (Col. 6); se pone el signo negativo a la pérdida correspondiente a los gastos que llegan al nudo, y positivo en caso contrario.

4. Divisiones de las diferencias en las cargas de presión  $h_{ij}$ , a través del adecuado valor de  $a_{ij}$ . De la raíz de los cocientes resulta el gasto  $Q_{ij} = \sqrt[h_{ij}/a_{ij}]$ ; el signo pertenece al de  $h_{ij}$  (Col. 7).

5. Suma algebraica de los gastos  $Q$  en cada nudo (Col. 7).

6. Cálculo del cociente  $Q_{ij}/h_{ij}$  (Col. 8).

7. Suma de los cocientes  $Q_{ij}/h_{ij}$  en un nudo (Col. 8).

8. Cálculo de la corrección  $\Delta H_i$  (con  $N = 2$ ) mediante la ecuación:

$$\Delta H_i = -2 \left[ \frac{Q_i + \sum_{j \in i} Q_{ij}}{\sum_{j \in i} (Q_{ij}/h_{ij})} \right]$$

Este valor se suma algebraicamente a todas las diferencias de cargas de presión en un nudo (Col. 9).

9. A los tramos que pertenecen a varios nudos, además del  $\Delta H_i$  calculado en el nudo, se suman los correspondientes a los de los otros nudos con su signo original (Col. 10).

10. El cálculo del segundo nudo —y de los siguientes— se realiza en la misma forma como en los pasos del 5 al 10; se continúa el cálculo con el primer nudo para la segunda corrección, hasta lograr que los gastos no cambien y su suma algebraica valga cero.

**Problema 9.15.** La red mostrada en la

Fig. 9.26 especifica las cargas de presión en los nudos 1, 3 y 6. La carga de presión  $H_1$  queda determinada por el recipiente alimentador, mientras que las cargas  $H_3$  y  $H_6$  en los sitios de derivación, quedan determinadas por las presiones de aprovisionamiento necesarias. Puesto que se conocen las dimensiones de los tramos y de las cargas de presión, en los sitios de entrada y salida, el sistema se debe calcular por el método de compensación de gastos. Las constantes de fricción se calculan por la fórmula de Kutter, para  $m = 0.20$  y  $N = 2$ .

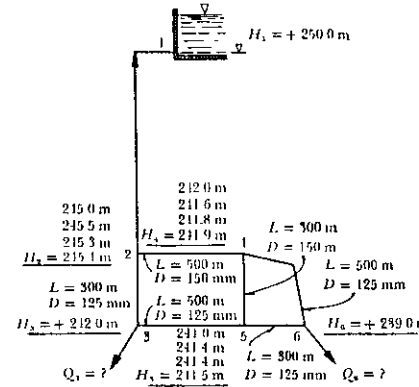


Figura 9.26. Red del problema 9.15.

**Solución.** Se presenta en la tabla 9.3. En la Fig. 9.26 se muestran los diferentes ajustes que experimentaron las cargas estimadas, así como el resultado final de los mismos.

**9.6.4 Solución de redes mediante computadora digital**

Diferentes procedimientos de solución con computadora se han planteado en el

análisis de redes de agua potable (Ref. 53). Las dificultades en la solución consisten principalmente en que los sistemas de ecuaciones resultantes no son lineales. También se trata de encontrar un procedimiento de convergencia acelerada en el cálculo de los valores finales de la red.

Se parte de una red cerrada, tan general como la esquematizada en la Fig. 9.22, de la que se conoce su geometría (longitudes, diámetros, factores de fricción de todos los elementos), así como los gastos extraídos de la red y concentrados en los nudos. Deben satisfacerse las condiciones de frontera —que pueden ser los niveles piezométricos especificados en ciertos nudos— y que corresponden a tanques de nivel constante.

El problema consiste en determinar las cargas piezométricas en cada nudo; éste queda solucionado si se resuelve el sistema de ecuaciones (9.17). La Ec. (9.21) se escribe en la manera siguiente:

$$Q_{ij} = C_{ij} \left| H_j - H_i \right|^{1/N} \frac{(H_j - H_i)}{|H_j - H_i|}$$

o bien

$$Q_{ij} = C_{ij} \frac{(H_j - H_i)}{|H_j - H_i|^{1-1/N}} \quad (9.25)$$

que directamente proporciona el signo del gasto, de acuerdo con la convención establecida: negativo si llega al nudo y positivo si sale de él.

El sistema 9.17 queda entonces así:

$$\sum_{j \in i} C_{ij} \frac{(H_j - H_i)}{|H_j - H_i|^{1-1/N}} + Q_i = 0;$$

para  $i = 1, \dots, n \quad (9.26)$

formado por  $n$  ecuaciones con las  $n$  incógnitas  $H_1, \dots, H_n$ ;  $j$  puede tomar valores de 1 a  $m$ , siendo  $m$  el número total

de nudos (variable) unidos al  $i$  por medio de un tubo, incluyendo los de cargas piezométricas constantes. El símbolo  $j \in i$  se lee: para todos los tubos  $j$  que llegan al nudo  $i$ .

El sistema no es lineal y para su solución es común utilizar el método de iteración de Newton-Raphson, el cual se explica a través de los siguientes pasos:

1. El sistema de ecuaciones por resolver es del tipo:

$$\begin{aligned} f_1(H_1, \dots, H_n) &= 0 \\ f_2(H_1, \dots, H_n) &= 0 \\ &\vdots \\ f_n(H_1, \dots, H_n) &= 0 \end{aligned}$$

Se suponen valores iniciales  $H_i$  de las incógnitas, que forman así el vector siguiente:

$$\bar{H}_1 = (H_1, H_2, \dots, H_n)$$

el cual es necesario corregir mediante el vector de correcciones  $\Delta \bar{H}_1$ .

2. Se calculan, con los valores de  $\bar{H}_1$ , los de las funciones  $f_j$ ; a saber:

$$f_j(\bar{H}_1)$$

y el jacobiano de las funciones  $f_j$ , definido como sigue:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial H_1} & \frac{\partial f_1}{\partial H_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial H_n} \\ \frac{\partial f_2}{\partial H_1} & \frac{\partial f_2}{\partial H_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial H_n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \frac{\partial f_n}{\partial H_1} & \frac{\partial f_n}{\partial H_2} & \dots & \frac{\partial f_n}{\partial H_n} \end{bmatrix}$$

3. Con el vector de correcciones de los valores  $H_i$ , inicialmente supuestos, tenemos que

$$\Delta \bar{H}_1 = (\Delta H_1, \Delta H_2, \dots, \Delta H_n)$$

y con el jacobiano, se forma el sistema lineal siguiente:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial H_1} & \frac{\partial f_1}{\partial H_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial H_n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \frac{\partial f_n}{\partial H_1} & \dots & \dots & \frac{\partial f_n}{\partial H_n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta H_1 \\ \vdots \\ \Delta H_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ \vdots \\ f_n \end{bmatrix} \quad (9.27)$$

cuya solución permite obtener los valores de las incógnitas, para una segunda etapa de iteración:

$$\bar{H}_2 = \bar{H}_1 + \Delta \bar{H}_1$$

4. Se repite el procedimiento y obtenemos:

$$\bar{H}_k = \bar{H}_{k-1} + \Delta \bar{H}_{k-1} \quad (9.28)$$

hasta que los valores de  $f_j$  sean cero o menores que la aproximación deseada.

Sin embargo, el método clásico de Newton-Raphson conduce —en muchos casos— a una lenta convergencia; en ocasiones a una divergencia, lo que consume tiempo de máquina.

F. González y A. Capella (Ref. 54), después de probar diferentes métodos en el análisis de la red interna de la ciudad de

México, han propuesto una modificación al método clásico de Newton-Raphson, que reúne las ventajas deseadas. Para dicho trabajo se dispone de un programa de computadora digital en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El método consiste en hacer una modificación a la forma de la Ec. (9.28), la cual se explica a continuación.

En cualquier etapa de la iteración el vector  $\bar{H}_k$  define un punto en un espacio  $n$  dimensional. Además, los valores de la serie de funciones  $f_j(\bar{H}_k)$ , obtenidas a partir de  $\bar{H}_k$ , corresponden a errores en la solución que implica la aceptación de  $\bar{H}_k$  como valores finales de las incógnitas. La suma de los errores cuadráticos determina la función que sigue:

$$F = \sum_{j=1}^n f_j^2(\bar{H}_k) \quad (9.29)$$

la cual sería cero si  $\bar{H}_k$  fuese la solución correcta del sistema (9.25), pues esto implica que todas las funciones  $f_j$  valgan cero. Puede demostrarse que, en una determinada etapa de la iteración, el vector  $\Delta \bar{H}_{k-1}$  señala una dirección sobre la cual la función  $F$  decrece. Sin embargo, la mejor convergencia se logra si, en lugar de aceptar la magnitud total de la corrección  $\Delta \bar{H}_{k-1}$  como en la Ec. (9.28), se acepta una magnitud proporcional a ésta. Es decir, que

$$\bar{H}_k = \bar{H}_{k-1} + a_0 \Delta \bar{H}_{k-1} \quad (9.30)$$

donde  $a_0$  se escoge de tal manera que la función  $F$  sea mínima en la dirección dada, que puede adoptar valores compren-

didos en el intervalo  $0 \leq a_0 \leq 1$ , donde  $L$  puede ser incluso, mayor que 1.

Para encontrar  $a_0$ , que hace mínima a  $F$  sobre dicha dirección, se utilizó el método de búsqueda directa en una dirección de Fibonacci, que reduce al mínimo el tiempo de cálculo (Ref. 54).

El hecho de que la función  $F$  decrezca hasta un mínimo, en la dirección del vector  $\Delta \bar{H}_{k-1}$ , implica que dicha función sea unimodal dentro del intervalo  $0 \leq a_0 \leq L$ ; esto es, hay un número  $0 \leq a_0 \leq L$  tal, que  $F$  decrece estrictamente para  $a \leq a_0$  y crece estrictamente para  $a \geq a_0$ .

Por inducción se puede demostrar que la cantidad  $NF$  (comprendida en el intervalo  $L$ ) para la cual se produce el mínimo de  $F$ , es:

$$NF_n = NF_{n-1} + NF_{n-2}; \quad n \geq 2 \quad (9.31)$$

donde  $NF_0 = NF_1 = 1$ .

Los  $NF_n$  son los números de Fibonacci cuya secuencia se puede generar de la Ec. (9.31) en la forma:

$$\begin{array}{cccccccccccc} n & = & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & \dots \\ NF_n & = & 1 & 1 & 2 & 3 & 5 & 8 & 13 & 21 & 34 & 55 & \dots \end{array}$$

de tal manera que  $NF_{20} > 10\,000$ . La Ec. (9.31) también se escribe así:

$$\frac{NF_n}{NF_{n-1}} = 1 + \frac{NF_{n-2}}{NF_{n-1}}$$

Es posible demostrar que  $NF_n/NF_{n-1}$  se aproxima al valor  $(\sqrt{5}+1)/2 \approx 1.62$  cuando  $n$  es grande y, por lo tanto,  $NF_{n-2}/NF_{n-1}$  se aproxima al valor 0.62. Esto se puede ver a partir de la secuencia de números antes generada, para  $n = 10$ ; por lo tanto, los dos primeros valores  $a_1$  y  $a_2$  se deben elegir a una distancia  $0.62L$  de ambos extremos del intervalo.

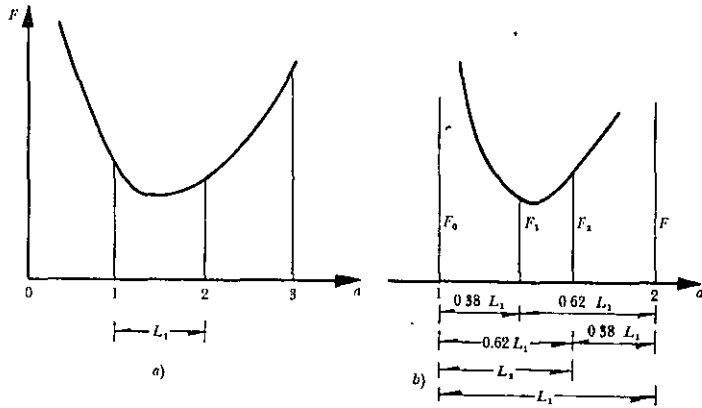


Figura 9.27. Mínimo de la función  $F$ .

La técnica de búsqueda de  $a_0$  se puede sintetizar en los siguientes pasos.

1. Debido a que no se conoce el intervalo  $L$  en que varía  $a_0$ , entonces se hace una búsqueda gruesa con los valores  $a=0, 1, 3, 4, 5, \dots$ , etc., calculando simultáneamente el valor de la función  $F$  (Ec. 9.29) para determinar el intervalo  $L_1$  en que se encuentra el mínimo. Por ejemplo, en la Fig. 9.27a se observa que dicho mínimo se encuentra para  $1 < a < 2$  y la magnitud del intervalo  $L_1 = 2 - 1 = 1$ .

2. Se repite el mismo procedimiento del paso anterior; ahora para  $a_1 = 1 + 0.38 L_1$ ,  $a_2 = 1 + 0.62 L_1$  (en este caso  $a = 1$ ) y se calculan los valores de  $F_1$  y  $F_2$  correspondientes. Si  $F_1 < F_2$  (como en la Fig. 9.27b) el nuevo intervalo  $L_2$  es:

$$L_2 = 0.62 L_1 = 0.62 \times 1 = 0.62$$

medido desde  $a = 1$ , hasta  $a = 1 + 0.62 \times L_1 = 1 + 0.62 \times 1 = 1.62$ .

Si, por el contrario,  $F_1 > F_2$ , el nuevo intervalo es también:  $L_2 = 0.62 L_1 = 0.62$ , pero medido ahora desde  $a = 1 + 0.38 L_1 =$

$= 1 + 0.38 \times 1 = 1.38$ , hasta  $a = 1 + L_1 = 1 + 1 = 2$ .

3. Suponiendo que hubiese resultado el primer caso ( $F_1 < F_2$ ), se repite el mismo procedimiento para los siguientes:

$$\begin{aligned} a_1 &= 1 + 0.38 L_2 = \\ &= 1 + 0.38 \times 0.62 = 1.2356 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_2 &= 1 + 0.62 L_2 = \\ &= 1 + 0.62 \times 0.62 = 1.3844 \end{aligned}$$

y se calculan los correspondientes  $F_1$  y  $F_2$ . Suponiendo ahora que  $F_1 > F_2$ , el nuevo intervalo es  $L_3 = 0.62 L_2 = 0.62 \times 0.62 = 0.3844$ , pero medido a partir de  $a = a_1 = 1.2356$  hasta  $a = 1.62$ .

4. El procedimiento se repite tantas veces como sea necesario, hasta encontrar  $a_0$  que da el mínimo de  $F$  con la aproximación deseada.

En la Fig. 9.28 se presenta el diagrama de bloques del programa en computadora digital.

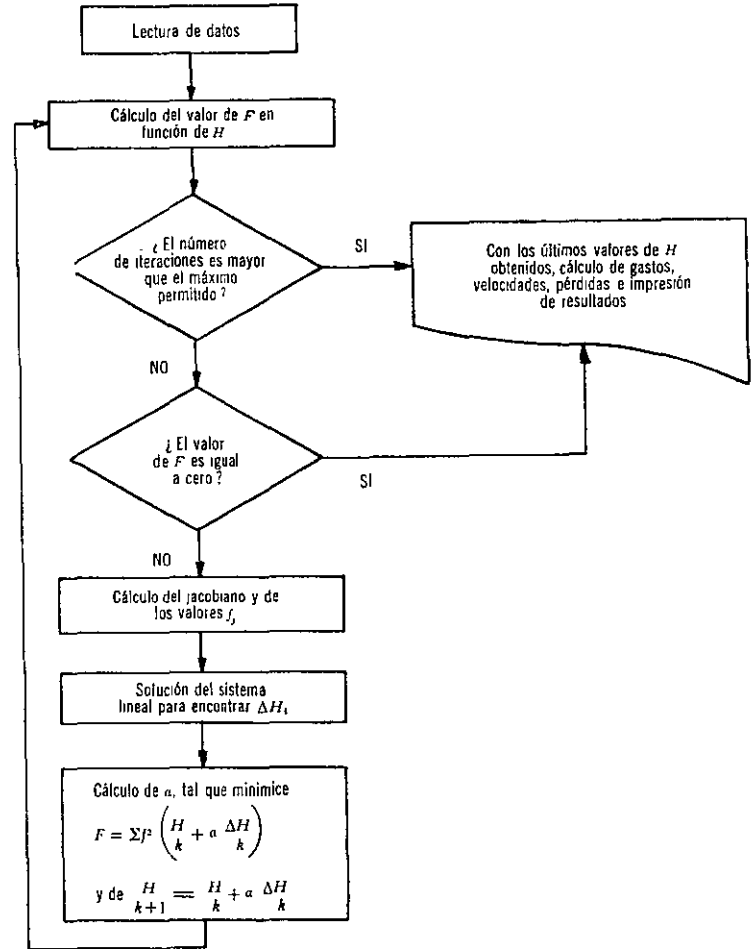


Figura 9.28. Diagrama de bloques del programa en computadora digital, para la solución de una red cerrada.

### 9.7 Diámetro económico

En la mayoría de los sistemas de tubos es necesario conocer de antemano toda

su geometría para proceder a su análisis. La selección del diámetro es la que admite más variantes en la solución, debido a que puede hacerse con base en un

mayor número de criterios. Sin embargo, el más importante es quizá el de la economía, tanto en el monto de la inversión inicial en el sistema, como en el de conservación y operación.

El **diámetro más económico**, de cada uno de los tramos componentes del sistema, será aquel para el cual es mínima la suma de los costos de la instalación, conservación y servicios. Los costos de la instalación incluyen los propios en el diseño, conservación e instalación, para la obtención del sistema. Los costos de conservación y servicio incluyen los correspondientes al personal y materiales necesarios para mantener en servicio el sistema, además de los costos de la energía para el mismo, como en el caso de una planta de bombeo. Los tubos de gran diámetro ocasionan una pérdida de fricción más pequeña pero son más costosos; con los de menor diámetro sucede lo contrario.

El diámetro más económico será aquel de mínimo costo total, como se muestra en la Fig. 9.29.

En una instalación hidroeléctrica, cuya tubería tiene varios tramos de diámetro y longitud distintas, el diámetro más económico en cada tramo se puede calcular de modo aproximado por las fórmulas de Bundschu (Ref. 43):

$$D = \sqrt[3]{0.052 Q_s^3} \quad \text{para } H_m < 100 \text{ m}$$

$$D = \sqrt[3]{0.052 Q_s^3 100/H_m} \quad \text{para } H_m \geq 100 \text{ m}$$

donde

$D$  diámetro más económico, en m;  
 $H_m$  carga que depende de la bruta o total  $H$  y que vale ( $H_m = H + 15$  a 20), cuando  $H \leq 100$  m; y ( $H_m = 1.1 H + 20$ ) cuando  $H > 100$  m (todas las cargas en m).

$Q_s$  gasto máximo alimentado a las turbinas, en m<sup>3</sup>/seg.

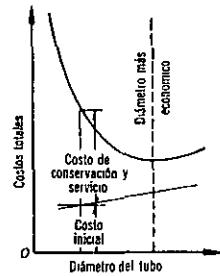


Figura 9.29. Diámetro más económico.

En el caso de una instalación de bombeo se puede admitir, en forma aproximada, que el costo de un conducto es  $c_1 DL$ , donde  $c_1$  es el costo por unidad de diámetro y longitud. El costo de la instalación es  $c_2 P$ ; donde  $c_2$  es el costo por unidad de potencia (CV) instalada y  $P$  dicha potencia.

El costo total del sistema será:

$$C = c_1 DL + c_2 P$$

Substituyendo a  $P$  por su valor y despreciando las pérdidas locales, se tiene:

$$C = c_1 DL + c_2 \frac{\gamma Q \left[ H + \frac{16 f}{2 g \pi^2} L \frac{Q^2}{D^5} \right]}{75 \eta}$$

Al derivar e igualar a cero, resulta:

$$\frac{dC}{dD} = c_1 L + c_2 \frac{\gamma Q}{75 \eta} \frac{16 f}{2 g \pi^2} L Q^2 \left( -\frac{5}{D^6} \right) = 0$$

y la segunda derivada es positiva  $d^2C/$

$dD^2 = 0$ , lo que resulta una condición de mínimo, a saber:

$$D^6 = \frac{c_2 \gamma}{c_1 \eta} f \left[ \frac{16 \times 5}{75 \pi g^2} \right] Q^3 = K_1 \frac{c_2 \gamma}{c_1 \eta} f Q^3$$

$$D = \sqrt[6]{K_1 \frac{c_2 \gamma}{c_1 \eta} f} \sqrt[3]{Q}$$

$$D = K \sqrt[3]{Q}$$

Fórmula llamada de Bresse válida cuando la operación de bombeo es continua;  $K$  es una constante que vale, aproximadamente, 1.20. En realidad, el hecho de adoptar la fórmula de Bresse equivale a fijar una velocidad media económica:

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 Q}{\pi K^2 Q} = \frac{4}{\pi K^2}$$

que para valores de  $K$ , entre 1 y 1.5, resultan velocidades de 1.28 m/seg a 0.57 m/seg.

Si la operación es intermitente, se puede usar la fórmula empírica de Marquardt (Ref. 55):

$$D = \sqrt[3]{\beta} K \sqrt[3]{Q}$$

donde

$K$  coeficiente de Bresse;

$D$  diámetro económico, en m;

$Q$  gasto, en m<sup>3</sup>/seg;

número de horas diarias

$$\beta = \frac{\text{de servicio real}}{24}$$

Un criterio más sencillo consiste en especificar la velocidad más económica en el tubo, de acuerdo con los datos de Richter (Ref. 43) y que se indican en la tabla 9.4.

TABLA 9.4. Velocidad media más económica en tuberías, en m/seg

Tuberías de succión en bombas centrífugas, de acuerdo con la carga de succión, longitud, temperatura del agua (< 70°C)	0.5 a 1
Tuberías de descarga en bombas	1.5 a 2
Redes de distribución para agua potable e industrial	
Tuberías principales	1 a 2
Tuberías laterales	0.5 a 0.7
Tuberías muy largas	1.5 a 3
Tuberías en instalaciones hidroeléctricas con turbinas	
Con inclinación y diámetro pequeño	2 a 4
Con inclinación y diámetro grande	3.6 a 8
Horizontales y gran longitud	1 a 3

**Problema 9.16.** Sea una tubería formada por  $n$  tramos rectos de igual longitud  $L$  y diferentes diámetros  $D$ . Se supone que el costo de un tramo es  $kD^2 HL$ , esto es, dependiente del espesor que debe crecer en función de la resistencia, con la carga de presión  $H$  que debe soportar ( $k$  constante). Deseamos encontrar la ley que cambia el diámetro  $D$  del tubo, con la carga de presión  $H$ , si el costo de la tubería debe ser el más pequeño posible. La pérdida de energía en la conducción debe permanecer constante.

**Solución.** El costo de  $n$  tramos de igual longitud es:

$$K = k L \sum_{i=1}^n D_i^2 H_i$$

La pérdida de energía en un tramo es de la forma siguiente:

$$h_{fi} = f \frac{L}{D_i} \frac{V_i^2}{2g} = \frac{8 f L Q^2}{\pi^2 g D_i^5} = \frac{C}{D_i^5}$$



donde  $Q$  es el gasto y  $C$  una constante. La pérdida total de energía por fricción para los  $n$  tramos es:

$$h_t = \sum_{i=1}^n h_{f_i} = C \sum_{i=1}^n \frac{1}{D_i^5}$$

Puesto que  $h_t$  debe permanecer constante, para el caso extremo  $K = \text{mín}$ , con

$$\frac{h_t}{C} - \sum_{i=1}^n \frac{1}{D_i^5} = 0,$$

siendo  $h_t/C$  constante.

Utilizando una constante  $\alpha$  de proporcionalidad, tenemos:

$$\frac{\partial}{\partial D_i} \left[ K + \alpha \left( \frac{h_t}{C} - \sum_{i=1}^n \frac{1}{D_i^5} \right) \right] = 0$$

$$2 k L H_i D_i + 5 \alpha D_i^{-6} = 0$$

$$H D^7 = \text{constante}$$

**Problema 9.17.** La regla de Adams, obtenida de la experiencia, indica que el diámetro económico de una tubería —en una instalación hidroeléctrica o de bombeo— debe ser tal que los 2/5 del costo inicial del tubo, por unidad de longitud y por año, sea igual al costo de la pérdida de potencia resultante debida a la fricción en el tubo. Fundamentar teóricamente dicha regla.

**Solución.** Dado el grado de seguridad del tubo, contra ruptura, se debe proporcionar el espesor del mismo de acuerdo con su diámetro.

Para conductos largos el costo  $K_1$  del tubo, por unidad de longitud, es proporcional principalmente al peso del mismo; esto es,  $K_1 \sim C_1 D^2$ , donde el coeficiente  $C_1$  incluye también otros costos de menor importancia, los cuales dependen de  $D^2$ .

La pérdida de potencia ( $P = \gamma Q h_f$ ), debida a la fricción en el tubo, es proporcional al gasto y a la pérdida de fricción. En primer lugar es proporcional a  $V D^2$  y, en segundo, a  $V^2/D$ , por lo cual la potencia perdida por fricción es proporcional a  $V^3 D$ . Puesto que  $V$  es proporcional a  $1/D^2$  el costo de dicha pérdida  $K_2$  por unidad de longitud del tubo, es igual a  $C_2/D^3$ .

El costo total:

$$K = C_1 D^2 + \frac{C_2}{D^3}$$

debe ser mínimo, para lo cual se procede con el criterio de la primera derivada, es decir:

$$2 C_1 D - 5 \frac{C_2}{D^4} = 0 = \frac{2 K_1 - 5 K_2}{D}$$

o sea

$$K_2 = \frac{2}{5} K_1$$

**PROBLEMAS**

1. Calcular el gasto en la tubería, mostrada en la figura, sin considerar las pérdidas de energía.

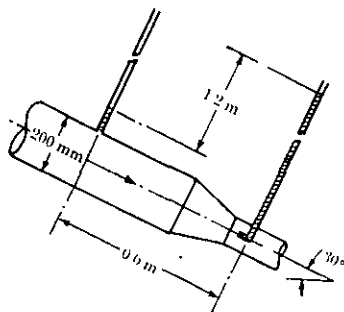


Figura del problema 1.

2. El sistema de bombeo, mostrado en la figura, debe tener una presión de  $0.4 \text{ kg/cm}^2$  en el manómetro, cuando la cavitación es incipiente en la entrada de la bomba  $B$  ( $p = -0.8 \text{ kg/cm}^2$ ).

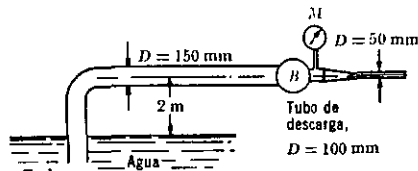


Figura del problema 2.

Calcular la longitud que debe tener la tubería para satisfacer esta condición de operación, si el factor de fricción  $f = 0.03$ . ¿Qué potencia suministra la bomba al fluido? ¿Qué tanto por ciento de esa potencia se utiliza para compensar las pérdidas? Para el chiflón considere  $C_v = 0.98$ .

3. Para medir el gasto de agua en un conducto de  $0.20 \text{ m}$  de diámetro, se instala un diafragma normal de  $0.10 \text{ m}$  de abertura, para el cual —con un manómetro diferencial de mercurio— se mide la diferencia de presiones, antes y después del diafragma. Hacer un esquema acotado de la instalación y establecer la curva que relacione el gasto, en  $\text{lt/seg}$ , con la lectura en  $\text{mm}$  del manómetro diferencial.

4. a) Calcular el diámetro de la tubería de acero, soldado y nuevo, indicada en la figura, para que el gasto sea de  $45 \text{ m}^3/\text{seg}$  con las válvulas totalmente abiertas. b) Determinar la abertura de la válvula de mariposa en el caso de que se desee un gasto de  $25 \text{ m}^3/\text{seg}$ . La rejilla consiste de placas de  $3.8 \text{ cm}$  de espesor y  $15 \text{ cm}$  de peralte; la velocidad frente a ellas es de  $0.60 \text{ m/seg}$ . Los coeficientes de pérdida en las válvulas abiertas son:  $K_v = 0.01$  (compuerta);  $K_v = 0.008$  (mariposa).

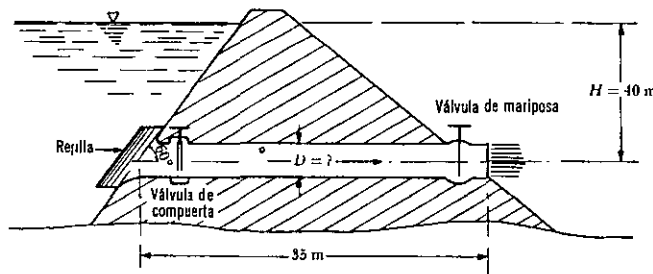


Figura del problema 4.

5. La velocidad del agua, en una tubería de  $152 \text{ mm}$  de diámetro, se espera que varíe entre  $0.6$  y  $1.5 \text{ m/seg}$ . El intervalo correspondiente a  $f$  se estima que está entre  $0.022$  y  $0.018$ . A partir de estos datos, encontrar una expresión exponencial para la pérdida de fricción, por cada  $1000 \text{ m}$  de longitud de tubería, del tipo  $h_f = C Q^m$ , donde  $C$  es una constante.
6. La obra de toma, cuya geometría se muestra en la figura, descarga libremente al ambiente. La rejilla consiste en placas de  $3.8 \text{ cm}$  de espesor y  $15 \text{ cm}$  de peralte. En la estación  $0 + 612.94$  la tubería se bifurca para descargar mediante dos válvulas de chorro hueco, de  $2.60 \text{ m}$  de diámetro, contra una estructura amortiguadora. Determinar el gasto que descarga la obra de toma con las válvulas totalmente abiertas y tubería de acero soldado.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN  
CONTINUA Y A DISTANCIA**

# **SECTORIZACIÓN DE LA RED DE AGUA POTABLE**

## **CI 18**

**TEMA:**

**GOLPE DE ARIETE.**

**EXPOSITOR: ING. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS  
DEL 13 DE OCTUBRE AL 24 DE OCTUBRE DE 2008  
INGENIERÍA AMBIENTAL**

# capítulo 19

## GOLPE DE ARIETE.

### 19.1. GOLPE DE ARIETE. CONCEPTO

Se denomina golpe de ariete al choque violento que se produce sobre las paredes de un conducto forzado, cuando el movimiento del líquido es modificado bruscamente.



Figura 19-1

En el caso del cierre de una válvula, la fuerza viva con que el agua estaba animada se convertiría en trabajo, (Fig. 19-1) determinando en las paredes de la tubería presiones superiores a la carga inicial,

$$mV = ft,$$

Si  $t = 0$ , se produce el cierre instantáneo y considerando que el agua fuese incompresible y la tubería no fuese elástica, la sobrepresión tendría un valor infinito.

En la práctica, el cierre siempre lleva algún tiempo, por pequeño que sea y la energía que va a absorberse se transforma en esfuerzos de compresión del agua y deformación de las paredes de la tubería

### 19.2. MECANISMO DEL FENOMENO

La tubería representada en la Figura 19-2 está conduciendo agua a una cierta velocidad. Considerando a lo largo de la masa líquida varias porciones, que se denominarán láminas, se verifica lo siguiente:

1. Con el cierre de la válvula R, la lámina 1 se comprime y su energía de velocidad (velocidad  $V$ ) se convierte en energía de presión, ocurriendo simultáneamente la dilatación del tubo y esfuerzos internos en la lámina (deformación elástica). Lo mismo sucederá enseguida con la lámina 2, 3, 4, ... etc., propagándose una *onda de presión* hasta la lámina  $n$  junto al depósito.

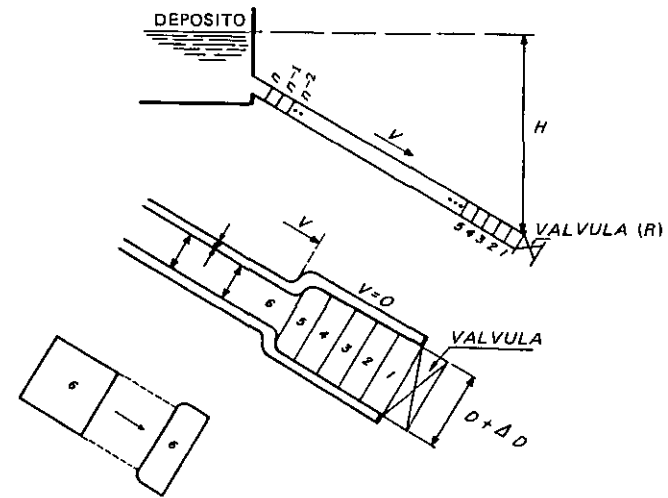


Figura 19-2

2. La lámina  $n$ , enseguida, debido a los esfuerzos internos y a la elasticidad del tubo, tiende a salir de la tubería, en dirección al depósito, con velocidad  $-V$ , ocurriendo lo mismo sucesivamente con las láminas  $n-1, n-2, \dots, 4, 3, 2, 1$ . Mientras tanto, la lámina 1 había quedado con sobrepresión durante el tiempo

$$T = \frac{2L}{C},$$

siendo  $T$  llamada fase o período de la tubería y  $C$  la velocidad de propagación de la onda, generalmente denominada *celeridad*.

Existe, entonces, esa tendencia del agua a salir de la tubería, por la extremidad superior. Como la extremidad inferior del tubo está cerrada, habrá una depresión interna. En estas condiciones  $-V$  es convertida en una *onda de depresión*.

3. Debido a la depresión en la tubería, el agua tiende a ocuparla nuevamente, volviendo a la válvula las láminas de encuentro, esta vez con la velocidad  $V$ . Y así sucesivamente. (Fig. 19-3).

En las consideraciones hechas más arriba, fue despreciada la fricción a lo largo de la tubería, que en la práctica, contribuye para la amortiguación de los golpes sucesivos (Fig. 19-4).

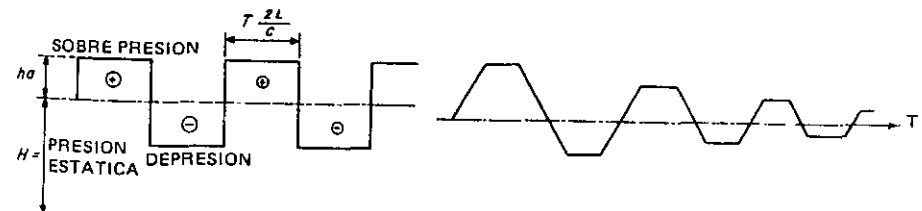


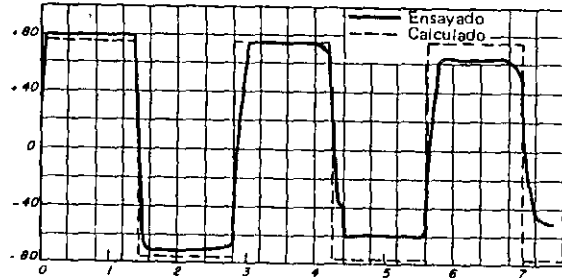
Figura 19-3

Figura 19-4

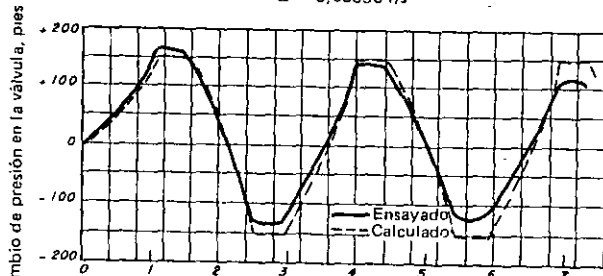
**J. CELERIDAD**

La velocidad de propagación de la onda puede ser calculada por la conocida fórmula de Allievi,

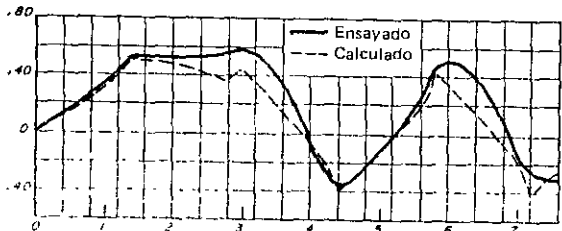
$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}}$$



(a) Tiempo en segundos  
Tiempo de cierre = 0,04 s  
Q = 0,00596 l/s



(b) Tiempo en segundos  
Tiempo de cierre = 1/s  
Q = 0,01206 l/s



(c) Tiempo en segundos  
Tiempo de cierre = 3 s  
Q = 0,01206 l/s

Figura 19-5 Verificaciones experimentales del golpe de ariete realizadas en la instalación de Big Creek, Sur de California, Edison C. Condiciones  $H = 92$  m (301,6 pies),  $L = 923$  m (3026,6 pies)  $D = 52$  mm (2,06"),  $t = 1,40$  segundos (Applied Fluid Mechanics, M. P. O'Brien y G. D. Chelms)

en la cual

$C$  = celeridad de la onda, m/s,

$D$  = diámetro de los tubos, m;

$e$  = espesor de los tubos, m;

$k$  = coeficiente que tiene en cuenta los módulos de elasticidad

$$k = \frac{10^{10}}{E};$$

para tubos de acero,  $k = 0,5$ ,

para tubos de fierro fundido,  $k = 1,0$ ;

para tubos de concreto,  $k = 5,0$ ;

para tubos de asbesto-cemento,  $k = 4,4$ ;

para tubos plásticos,  $k = 18,0$ .

En el caso de tubos de concreto armado, tomándose  $K = 0,5$ , se considera un espesor representativo para los tubos, obtenido por la expresión

$$e = e_m \left( 1 + \frac{1}{m} \frac{e_b}{e_m} \right),$$

en la que

$e$  = espesor representativo;

$e_m$  = espesor medio distribuido de los fierros;

$e_b$  = espesor de los tubos,

$m$  = coeficiente práctico (valor aproximado = 10).

Para tuberías indeformables  $E = \infty$ , resultando  $C = 1425$  m/s, que es la celeridad en el agua.

La celeridad, generalmente del orden de 1000 m/s, algunas veces llega a ser un tercio de este valor.

La Tabla 19.1 presenta valores para celeridad.

Tabla 19-1. Valores de la celeridad  $C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}}$

$D$	Acero $k = 0,5$	Fierro fundido $k = 1,0$	Concreto $k = 5,0$
500	874,2	125,7	217,5
400	673,7	165,3	277,2
300	702,9	84	316,8
250	752,4	571,2	346,5
200	811,8	623,7	376,1
180	841,7	653,4	401,9
160	871,2	671,1	427,7
140	910,8	727	455,4
120	950,1	762,3	485,1
100	999,9	811,8	517,7
80	1049,4	871,2	554,7
60	1118,7	950,1	603,1
50	1158,3	999,9	702,9
40	1197,9	1049,4	767,3
30	1247,4	1118,7	841,5
20	1296,9	1197,9	950,3
10	1356,3	1296,9	1118,7

**19.4. FASE O PERIODO DE LA TUBERIA. CLASIFICACION Y DURACION DE LAS MANIOBRAS DE CIERRE**

Se denomina fase o período de la tubería el tiempo en que la onda de sobrepresión va y vuelve de una extremidad a otra de la tubería.

$$T = \frac{2L}{C} = \text{fase o período de la tubería,}$$

siendo  $L$  = longitud de la tubería,  
 $C$  = velocidad de propagación de la onda (celeridad).

Cuando la onda llega, al regresar, ella cambia el sentido, haciendo de nuevo el mismo recorrido de ida y vuelta en el mismo tiempo  $T$ , pero con signo contrario, bajo la forma de onda de depresión (Fig. 19-3).

El tiempo de cierre de la válvula es un importante factor. Si el cierre es muy rápido, la válvula quedará completamente cerrada antes de actuar la onda de depresión. Por otro lado, si la válvula es cerrada lentamente, habrá tiempo para que la onda de depresión actúe, antes de la obturación completa.

De ahí la clasificación de las maniobras de cierre.

$\tau$  = tiempo de maniobra.

Si  $\tau < \frac{2L}{C}$ ,

maniobra rápida

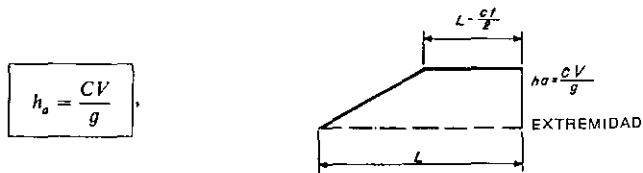
Si  $\tau > \frac{2L}{C}$ ,

maniobra lenta

La sobrepresión máxima ocurre cuando la maniobra es rápida, esto es, cuando  $\tau < \frac{2L}{C}$  (todavía no actuó la onda de depresión).

**19.4.1. CIERRE RAPIDO. CALCULO DE LA SOBREPRESION MAXIMA**

La sobrepresión máxima, en el extremo de la línea, puede ser calculada por la expresión



siendo  $V$  la velocidad media del agua y  $h_a$  el aumento de presión en m H<sub>2</sub>O.

A lo largo de la tubería la sobrepresión se distribuye conforme el diagrama de la Figura 19-6.

**19.4.2. CIERRE LENTO. FORMULA DE MICHAUD, VENSANO**

En el caso de la maniobra lenta en que

$$\tau > \frac{2L}{C}$$

se puede aplicar la fórmula aproximada de Michaud, que considera la proporción de la velocidad con  $T/\tau$ , (válida para maniobras con variación lineal de velocidad).

$$h_a = \frac{CV}{g} \cdot \frac{C}{\tau}$$

$V$  = velocidad media del agua m/s;

$h_a$  = sobrepresión o aumento de presión, mH<sub>2</sub>O;

$C$  = celeridad, m/s;

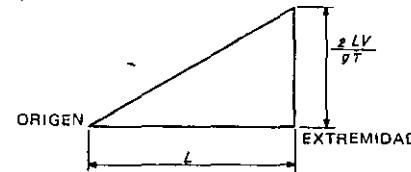
$T$  = período  $(= \frac{2L}{C})$ ; s;

$\tau$  = tiempo de maniobra, s.

Pudiéndose escribir

$$h_a = \frac{CV}{g} \cdot \frac{2L}{\tau}$$

$$h_a = \frac{2LV}{g\tau}$$



A lo largo de la tubería la sobrepresión se distribuye conforme indica el diagrama 19-7

La fórmula de Michaud también puede ser aplicada para la determinación del tiempo de cierre a ser adoptado, con el fin de que la sobrepresión no sobrepase determinado límite preestablecido.

La fórmula de Michaud lleva a valores superiores a los verificados experimentalmente. Sin embargo, todavía viene siendo aplicada en la práctica por ser más segura.

**19.5. OTRAS FORMULAS Y TEORIAS**

Diversas fórmulas han sido aplicadas para estimar la sobrepresión

El fenómeno del golpe de ariete es muy complejo y su estudio envuelve varias condiciones e innumerables variables. Con la finalidad de facilitar su análisis, pueden ser hechas algunas simplificaciones que dan origen a teorías o expresiones aproximadas.

Una de esas teorías es denominada abreviadamente inelástica, por el hecho de admitir condiciones de rigidez para la tubería e incompresibilidad para el agua. Según Parmakian, esta teoría da resultados aceptables para maniobras relativamente lentas, cuando  $T > \frac{L}{300}$

Tabla 19-2. Golpe de ariete, principales teorías y fórmulas

Autor	Fórmula
Michaud, Vensano	$h_a = \frac{2LV}{g\tau}$
de Sparre	$h_a = \frac{2LV}{g\tau} \left[ 1 - \frac{LV}{2g\tau H} \right]$
Teoría inelástica (Johnson, et al.)	$h_a = \frac{LV}{2g} \sqrt{1 + \sqrt{4g^3 H^2 \tau^4 + L^2 V^2}}$
Teoría elástica (Allievi, Gibson, Quick)	Vea Nomogramas

La teoría elástica fue desarrollada por Allievi, Gibson, Quick y otros. Para facilitar su aplicación existen nomogramas y procesos gráficos.

Símbolos.

- $h_a$  = sobrepresión o aumento de presión, m de columna de agua;
- $L$  = longitud de la tubería, m;
- $V$  = velocidad media del agua, m/s;
- $g$  = aceleración de la gravedad, 9,8 m/s<sup>2</sup>;
- $\tau$  = tiempo de cierre de la válvula, en la extremidad, s;
- $H$  = carga o presión inicial, m.

**EJERCICIO 19-1.** Tubería de acero con 27" de diámetro (700 mm),  $e = 1/4"$ ,

$L = 250$  m,  $V = 3,60$  m/s,  $\tau = 2,1$  s carga  
 $H_0 = 50$  m, relación  $D/e = 108$ , celeridad  $c = 980$  m/s.

$$\text{Período} = \frac{2L}{c} = \frac{2 \times 250}{980} = 0,51 \text{ s.}$$

(como  $\tau > T$  tenemos una maniobra lenta),

a) Sobrepresión máxima (Michaud, Vensano).

$$h_a = \frac{2 \times 250 \times 3,60}{9,8 \times 2,1} = 87 \text{ m.}$$

b) de Sparre.

$$h_a = \frac{2 \times 250 \times 3,60}{9,8 \times 2,1} \left[ 1 - \frac{1}{2 \times \frac{250 \times 3,60}{9,8 \times 2,1 \times 50}} \right] = 78 \text{ m.}$$

c) Teoría inelástica (Fórmula de Johnson).

$$h_a = \frac{250 \times 3,60}{2 \times 9,8^2 \times 50 \times 2,1^2} [250 \times 3,60 + \sqrt{4 \times 9,8^2 \times 50^2 \times 2,1^2 + 250^2 \times 3,60^2}] = 67 \text{ m.}$$

d) Allievi  
 Se calcula

$$\rho = \frac{CV}{2gH} = \frac{980 \times 3,60}{2 \times 9,8 \times 50} = 3,60,$$

Se calcula el tiempo relativo de maniobra

$$\tau' = \frac{\tau}{T} = \frac{2,1}{0,51} \approx 4.$$

En la intersección de  $\tau' = 4$  y  $\rho = 3,60$  se encuentra  $\frac{H + h_a}{H} = 2,35,$

$$\frac{50 + h_a}{50} = 2,35 \therefore h_a = 50 \times 2,35 - 50 = 67,5 \text{ m.}$$

### 19.6. CONDICIONES DE EQUIVALENCIA

Para el caso de un conducto en serie, constituido de tramos de longitudes  $L_1, L_2$  y  $L_3, \dots$ , con áreas hidráulicas diferentes,  $A_1, A_2$  y  $A_3, \dots$ , se puede considerar un conducto equivalente de diámetro uniforme, de extensión  $L$  y sección  $A_1$ .

$$L = L_1 + \frac{L_2 A_1}{A_2} + \frac{L_3 A_1}{A_3} + \dots$$

Siempre que un conducto de diámetro uniforme es constituido por tramos con celeridades diferentes, se puede determinar la celeridad de una tubería equivalente, por la expresión siguiente.

$$\frac{L}{C} = \frac{L_1}{C_1} + \frac{L_2}{C_2} + \frac{L_3}{C_3} + \dots \quad L = L_1 + L_2 + L_3.$$

### 19.7. GOLPE DE ARIETE EN LINEAS DE DESCARGA

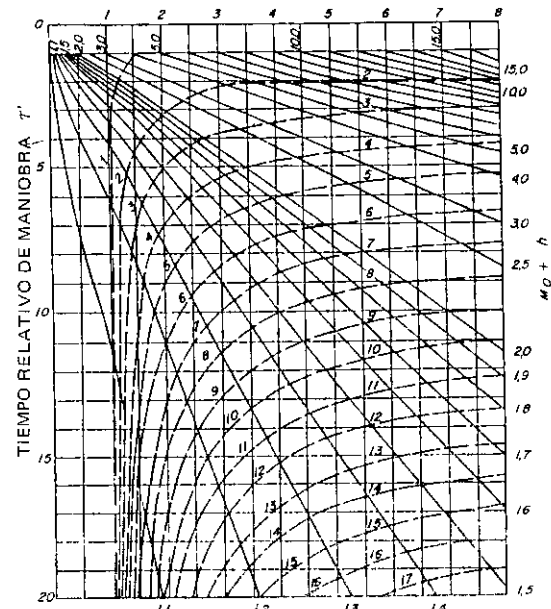
El caso más importante de golpe de ariete en una línea de descarga de bombas accionadas por motores eléctricos, se verifica luego de una interrupción de energía eléctrica.

En este caso, debido a la inercia de las partes rotativas de los conjuntos elevadores inmediatamente después de la falta de corriente, la velocidad de las bombas comienza a disminuir, reduciéndose rápidamente el caudal. La columna líquida continúa subiendo por la tubería de descarga, hasta el momento en que la inercia es vencida por la acción de la gravedad. Durante este período se verifica una descompresión en el interior de la tubería.

Enseguida, ocurre la inversión en el sentido del flujo y la columna líquida vuelve a las bombas.

No existiendo válvulas de retención, las bombas comenzarían, entonces, a funcionar como turbinas, girando en sentido contrario.

Con excepción de los casos en que la altura de elevación es pequeña, con descarga libre, en las líneas de bombeo son instaladas válvulas de retención o válvulas check, con el objeto de evitar el retorno del líquido a través de las bombas.



GRAFICA DE ALLIEVI

Las líneas diagonales gruesas dan la relación  $\frac{H + h}{H_0}$ .  
 Las líneas a trazos numeradas 1,2 etc., dan los intervalos de tiempo hasta alcanzarse la presión máxima.  
 Tiempo relativo de maniobra  $\tau'$

Figura 19-8

La corriente líquida, al retornar a la bomba, encontrando la válvula de retención cerrada, ocasiona el choque y la compresión del fluido, lo cual da origen a una onda de sobrepresión (golpe de ariete).

Si la válvula check funciona normalmente, cerrándose en el momento preciso, el golpe de ariete no alcanzará el valor correspondiente a dos veces la altura manométrica.

Si, al contrario, la válvula check no cierra rápidamente, la columna líquida retornará, pasando a través de la bomba y con el tiempo, pasará a adquirir velocidades más altas, elevándose considerablemente el golpe de ariete, en el momento en que la válvula funcione (pudiendo alcanzar 300% de la carga estática, dependiendo del tiempo de cierre).

El cálculo riguroso del golpe de ariete en una instalación de bombeo exige el conocimiento previo de datos relativos a los sistemas de bombeo, que influyen en el fenómeno:

- El momento de inercia de las partes rotativas de la bomba y del motor ( $kg \times m^2$ ),
- Características internas de la bomba (efectos sobre la disipación de energía, funcionamiento como turbina);
- Condiciones de la bomba en la rama de descarga y comportamiento de la onda de presión.

Antes de adquiridas y conocidas las bombas, apenas se puede hacer una consideración del golpe de ariete, con base en datos admitidos (aproximados).

El cálculo del golpe de ariete, generalmente es hecho por el proceso gráfico de Bergeron, Schnyder y Angus. El libro *Water Analysis*, de J. Parmakian (Prentice Hall Inc., New York, 1955), presenta una exposición general sobre el fenómeno.

Con el objeto de limitar el golpe de ariete en las instalaciones de bombeo, pueden ser tomadas las siguientes medidas de protección:

- Instalaciones de válvulas de retención o válvulas check, para cierre, de buena calidad;
- Empleo de tubos capaces de resistir la presión máxima prevista (generalmente dos veces la presión estática);
- Adopción de aparatos que limiten el golpe, tales como válvulas de alivio, etc.;
- Empleo de cámaras de aire comprimido;
- Utilización de dispositivos especiales, tales como la instalación de volante en los conjuntos elevadores.
- Construcción de cámaras de compensación o pozos de oscilación.

### 19.7.1 VALVULAS BLONDELET. VALVULAS DE ALIVIO

Las válvulas contra golpes de ariete, del tipo Blondelet (Fig. 19-11), son fabricadas en Francia, por la Sociedad Pont-A-Mousson y en el Brasil por la Compañía Ferro Brasileiro.

La Figura 19-9 posibilita su selección en los casos más comunes. Válvulas semejantes, son fabricadas en el Brasil por la Cía. Metalúrgica Barbará.

### 19.7.2. CAMARAS DE AIRE COMPRIMIDO

Las cámaras de aire comprimido son depósitos metálicos con aire y agua, dispuestos en la parte inicial de las tuberías de descarga.

En la primera fase del golpe de ariete (descompresión), el aire se expande y la cámara cede una cierta cantidad de agua a la tubería, atenuando el golpe negativo. Durante la segunda fase (sobrepresión), la cámara pasa a recibir agua de la tubería, comprimiéndose el aire, se reduce en parte, la tendencia a sobrepresiones altas. El orificio existente entre la cámara y la tubería debe ser proyectado de manera que proporcione mayor resistencia a la entrada del agua en la cámara que en la salida.

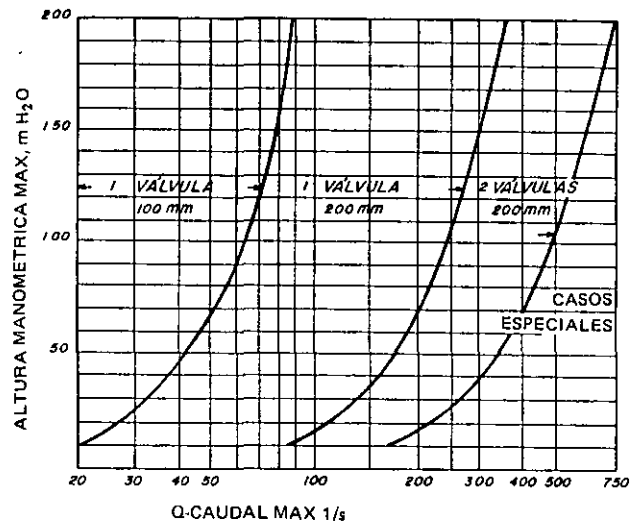


Figura 19-9. Selección de válvulas Blondelet

El cálculo del volumen de las cámaras se hace fijándose el valor límite que será tolerado para el golpe de ariete. Los métodos de cálculo usualmente adoptados, son debidos a los ingenieros Sonnet, Sluosberg y Parmakian (al respecto, ver el trabajo del ingeniero J. Chabot, publicado en la revista *L'aeu*, n.º 2, febrero de 1959).

Las cámaras de aire comprimido son más indicadas para las presiones y caudales no muy altos. Ellas exigen una vigilancia permanente para evitar la falta o pérdida de aire por disolución. Es necesaria la instalación de un compresor para abastecer el aire que es perdido por disolución en el agua.

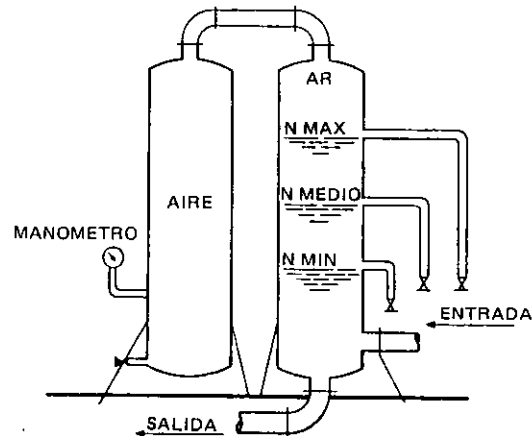


Figura 19-10

Tabla 19-3. Válvulas de alivio, contra golpes de ariete. Datos prácticos (Golden-Anderson)

Caudales de la línea	Tamaño de la válvula
Menor de 45 l/s	60 mm (2 1/2")
60	75 mm (3")
125	100 mm (4")
300	150 mm (6")
500	200 mm (8")
800	250 mm (10")
1 200	300 mm (12")
1 500	350 mm (14")
2 000	400 mm (16")
2 500	450 mm (18")
3 000	500 mm (20")
4 500	600 mm (24")

La compañía Ingersoll-Rand recomienda el tipo indicado en la Figura 19-10 para instalaciones no muy grandes.

Una capacidad correspondiente de 10 a 20 s. para el caudal máximo de funcionamiento de la tubería, es considerado satisfactorio, y cuando sea conveniente se pueden emplear dos depósitos.

### 19.7.3. VOLANTES

Con el empleo de volantes se busca aumentar convenientemente, el momento de inercia de las partes rotativas de las máquinas, prolongándose el tiempo que se gasta en parar.

El volante podrá tener la masa suficiente para, con su inercia, convertir la maniobra rápida en maniobra lenta.

Este dispositivo de gran seguridad es aplicable en los casos en que las líneas de descarga son relativamente cortas (al respecto consultar el artículo del ingeniero J. Chabot, publicado en la revista *Le Génie*, n.º 7, julio de 1960).

### 19.8. MEDIDAS GENERALES CONTRA EL GOLPE DE ARIETE

El golpe de ariete es combatido, en la práctica, por varias medidas.

- Limitación de la velocidad en las tuberías, conforme fue indicado Tabla 13-4.
- Cierre lento de válvulas o registros, construcción de piezas que no permitan la obstrucción muy rápida.
- Empiezo de válvulas o dispositivos mecánicos especiales, válvulas de alivio, por ejemplo (Fig. 19-11), cuyas descargas impiden valores excesivos de presión.
- Fabricación de tubos con espesor aumentado, teniendo en cuenta la sobrepresión admisible.
- Construcción de pozos de oscilación (surge tanks) capaces de absorber los golpes, permitiendo la oscilación del agua Figuras 19-12 y 19-15. Esta solución es adoptada siempre que las condiciones topográficas sean favorables y las alturas geométricas pequeñas. Los pozos de oscilación deben ser localizados tan próximos como sea posible de la casa de máquinas.

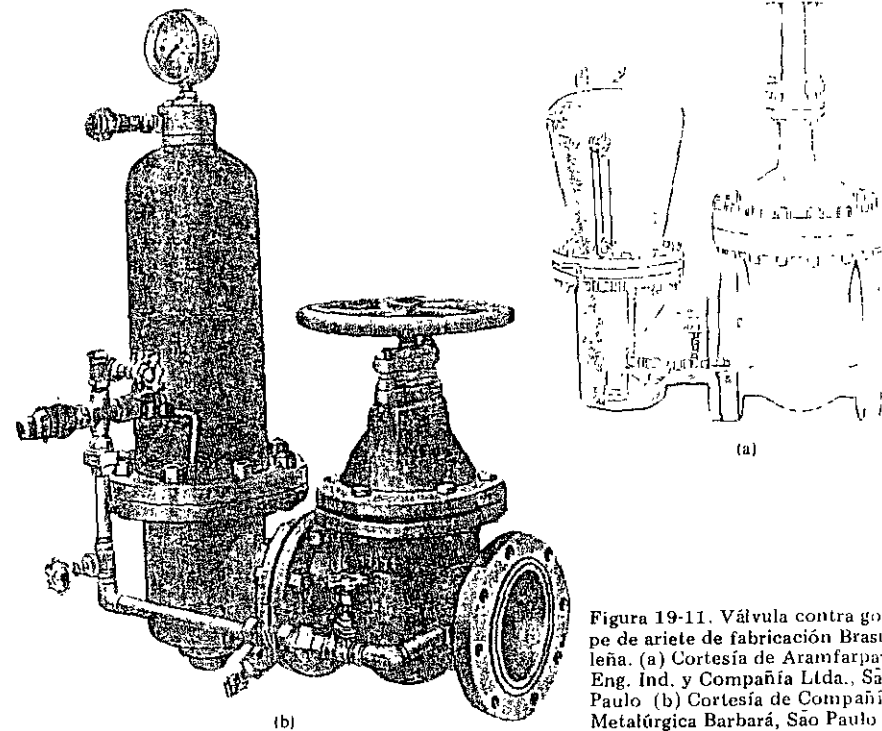


Figura 19-11. Válvula contra golpe de ariete de fabricación Brasileña. (a) Cortesía de Aramfarpa—Eng. Ind. y Companhia Ltda., São Paulo. (b) Cortesía de Companhia Metalúrgica Barbará, São Paulo.

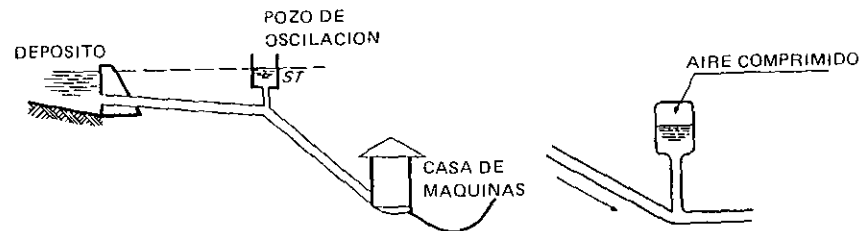


Figura 19-12

Figura 19-13

f) Instalación de cámaras de aire comprimido que proporcionen el amortiguamiento de los golpes (Fig. 19-13). El mantenimiento de estos dispositivos requiere ciertos cuidados, para que sea mantenido el aire comprimido en las cámaras.

**EJERCICIO 19-2** Un conducto de acero, con 500 m de longitud, 0,80 m de diámetro y 12 mm de espesor, está sujeto a una carga de 250 m. La válvula localizada en el punto más bajo es cerrada en 8 s. Definir el tipo de maniobra y determinar la sobreposición máxima. La velocidad media en la tubería es de 3 m/s.



Para la tubería considerada, la celeridad será

$$C = \frac{9\,900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \frac{0,800}{0,012}}} = 1\,095 \text{ m/s}$$

(valor este que podría ser obtenido en la Tabla 19-1).

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 \times 500}{1\,095} = 0,91 \text{ s.}$$

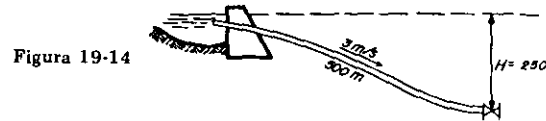


Figura 19-14

Por lo tanto, el tiempo de cierre es mayor,

$$\tau = 8 \text{ s} > 0,91 \text{ s}$$

y la maniobra se considera lenta.

En este caso, la sobrepresión

$$h_a = \frac{1\,095 \times 3}{9,8} \times \frac{0,91}{8} = 38,1 \text{ m.}$$

$$\text{Presión total} = H + h_a = 250 + 38,1 = 288,1 \text{ m.}$$

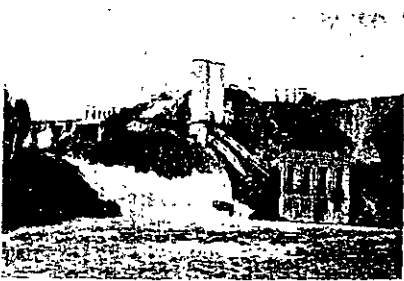


Figura 19-15. Pozos de oscilación construidos en una importante instalación hidroeléctrica de América del Norte (Cortesía de Harza Eng. Co.).



Figura 19-16. Sistema de bombeo de potencia media, equipado con un volante (Cortesía de Sulzer).

## CONDUCTOS EQUIVALENTES. CONDUCTOS MIXTOS. PROBLEMAS DE LOS DEPOSITOS

### 20.1. CONDUCTOS EQUIVALENTES

Un conducto equivalente a otro, o a otros, es aquel capaz de conducir la misma cantidad de agua con la misma pérdida de carga total.

Pueden ser considerados los siguientes casos:

- un conducto equivalente a otro;
- un conducto equivalente a diversos conductos.

Este segundo caso comprende los problemas de los conductos mixtos, en serie y en paralelo.

En la práctica, se determina el diámetro o la extensión de un conducto equivalente con el objetivo de estudiarse la sustitución de tuberías o, para simple efecto de cálculo.

### 20.2. UN CONDUCTO EQUIVALENTE A OTRO

Considerándose dos conductos con el mismo coeficiente de rugosidad, el primero de diámetro  $D_1$  y longitud  $L_1$  y el segundo, de diámetro  $D_2$  y longitud  $L_2$ , para que el segundo conducto sea equivalente al primero es necesario que, la pérdida de carga total  $h_f$  sea la misma para el mismo valor de caudal  $Q$ .

Para la pérdida de carga se puede escribir

$$S_f = \frac{KQ^2}{D^5},$$

siendo  $K$  una constante.

La pérdida de carga total será

$$h_f = S_f L = \frac{KQ^2 L}{D^5}.$$

Para el primer conducto,

$$h_f = \frac{KQ^2 L_1}{D_1^5}.$$

y para el segundo,

$$h_f = \frac{KQ^2 L_2}{D_2^5}.$$

Igualándose estas dos expresiones para asegurar la equivalencia de los conductos

Dividiéndose por  $g$ :

$$dz + \frac{dp}{\rho g} + d\left(\frac{V^2}{2g}\right) = 0.$$

Y como  $\rho g = \gamma$  (peso específico), dividiendo todos los términos por  $ds$  ( $dx, dy, dz$ ) se tiene:

$$\frac{d}{ds}\left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g}\right) = 0.$$

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = \text{constante}$$

Esta ecuación, por su importancia, será reconsiderada en un capítulo posterior.

## HIDRODINAMICA: GENERALIDADES, TEOREMA DE BERNOULLI

### 5.1. CAUDAL O DESCARGA

Se llama caudal o descarga, en una determinada sección, el volumen de líquido que atraviesa esta sección en la unidad de tiempo.

En el sistema práctico de unidades, el caudal se expresa en  $m^3/s$

Frecuentemente, sin embargo, se expresa el caudal en otras unidades, múltiplos o sub-múltiplos. Así es que para el cálculo de tuberías es común el empleo de litros por segundo; los perforadores de pozos y fabricantes de bombas comúnmente se refieren a litros por hora.

### 5.2. CLASIFICACION DE LOS MOVIMIENTOS

Movimiento	{ Permanente	{ Uniforme	{ Acelerado
	{ Variado	{ No uniforme	{ Retardado

Movimiento *permanente* es aquel cuyas características (Fuerzas – Velocidad – Presión) son función exclusiva del punto y no dependen del tiempo. Con el movimiento permanente el caudal es constante.

Las características del movimiento *variado*, además de cambiar de punto a punto, varían de instante a instante, o sea, son funciones del tiempo.

El movimiento permanente es *uniforme*, cuando la velocidad media permanece constante a lo largo de la corriente. En este caso, las secciones transversales de la corriente son iguales. En el caso contrario, el movimiento permanente puede ser acelerado o retardado.

Un río puede servir como ilustración. Hay tramos regulares en que el movimiento puede ser considerado permanente y uniforme. En otros tramos (estrechos, rápidos, etc), el movimiento si bien es permanente (caudal constante), pasa a ser acelerado. Durante las crecientes ocurre el movimiento variado: el caudal se altera.

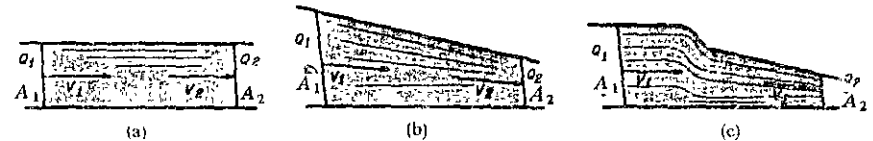


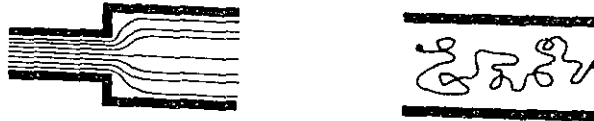
Figura 5-1. (a) Uniforme.  $Q_1 = Q_2$ ;  $A_1 = A_2$ ;  $V_1 = V_2$ . (b) Acelerado.  $Q_1 = Q_2$ ,  $A_1 \neq A_2$ ,  $V_1 \neq V_2$ . (c) Movimiento variado.  $Q_1 \neq Q_2$ ,  $A_1 \neq A_2$ ;  $V_1 \neq V_2$

Nota del Revisor Técnico: En México también se utiliza el termino Gasto como equivalente a Caudal.

5.3. REGIMENES DE FLUJO

La observación de los líquidos en movimiento nos lleva distinguir dos tipos de movimiento de gran importancia:

- a) Régimen Laminar
- b) Régimen Turbulento



(a) Figura 5-2 (b)

Con el régimen laminar, las trayectorias de las partículas en movimiento son bien definidas y no se entrecruzan.

El régimen turbulento se caracteriza por el movimiento desordenado de partículas.

5.4. LINEAS Y TUBOS DE CORRIENTE

En un líquido en movimiento, se consideran líneas de corriente las líneas orientadas según la velocidad del líquido y que gozan de la propiedad de no ser atravesadas por partículas del fluido.

En cada punto de una corriente, pasa, en cada instante  $t$ , una partícula de fluido armada de una velocidad  $V$ . Las líneas de corriente son, pues, las curvas, que, en el mismo instante  $t$  considerado, se mantienen tangentes, en todos los puntos, a las velocidades  $V$ . Por definición, estas curvas no pueden entrecortarse.

Admitiendo que el campo de velocidad  $V$  sea continuo, se puede considerar un tubo de corriente como una figura imaginaria, limitada por líneas de corriente.

Los tubos de corriente, siendo formados por líneas de corriente, gozan de la propiedad de no poder ser atravesados por partículas de fluido: sus paredes pueden ser consideradas impermeables.

Un tubo de corriente, cuyas dimensiones transversales sean infinitesimales, constituye lo que se llama filete de corriente.

Estos conceptos son de gran utilidad en el estudio del flujo de los líquidos

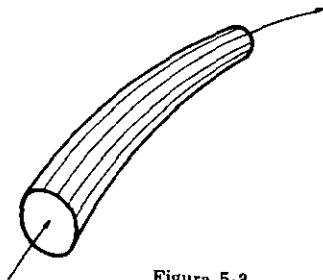


Figura 5-3



Figura 5-4

5.5. ECUACION DE LA CONTINUIDAD

Considerándose el tramo de un tubo de corriente, indicado en la Figura 5-4, con secciones  $dA_1$  y  $dA_2$  y velocidades respectivas  $V_1$  y  $V_2$ , la cantidad de líquido de peso específico  $\gamma_1$  que pasa por la primera sección, en unidad de tiempo será

$$dW_1 = \gamma_1 V_1 dA_1$$

Una corriente de dimensiones finitas sería integrada por un gran número de tubos de corriente, de modo que:

$$W_1 = \gamma_1 \int \bar{V}_1 dA_1 = \gamma_1 A_1 \bar{V}_1,$$

donde  $\bar{V}_1$  es la velocidad media en la sección.

Para la otra sección tendríamos:

$$W_2 = \gamma_2 A_2 \bar{V}_2$$

Tratándose de movimiento permanente, la cantidad de líquido que entra en la sección  $A_1$  iguala a la que sale por  $A_2$ ,

$$\gamma_1 A_1 \bar{V}_1 = \gamma_2 A_2 \bar{V}_2$$

Y todavía, prácticamente, si el líquido fuera considerado incompresible:  $\gamma_1 = \gamma_2$

$$A_1 \bar{V}_1 = A_2 \bar{V}_2$$

De un modo general:

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2 = AV = \text{constante}$$

$$Q = AV$$

donde

$Q$  = caudal ( $m^3/s$ ).

$V$  = velocidad media en la sección ( $m/s$ );

$A$  = área de la sección de flujo ( $m^2$ )

Esta ecuación es de gran importancia en todos los problemas de Hidrodinámica

**EJERCICIO 5-1.** Se verificó que la velocidad económica para una extensa tubería de des-carga es 1,05 m/s. El caudal necesario que debe ser suministrado por las bombas es de 450  $m^3/h$ . Determinar el diámetro de la línea.

$$Q = \frac{450 \text{ m}^3/\text{hora}}{60 \times 60} = 0,125 \text{ m}^3/\text{s} \text{ o } 125 \text{ l/s}$$

$$Q = AV \cdot A = \frac{Q}{V} = \frac{0,125}{1,05} = 0,119 \text{ m}^2,$$

$$\frac{1}{4} \pi D^2 = 0,119 \text{ m}^2 \therefore D = \sqrt{\frac{4 \times 0,119}{\pi}} = 0,39 \text{ m.}$$

En el mercado se encuentran los siguientes diámetros comerciales:

0,35 m ó 350 mm (14")	...	$A = 0,0962 \text{ m}^2$
0,40 m ó 400 mm (16")	.....	$A = 0,1257 \text{ m}^2$
0,45 m ó 450 mm (18")	.....	$A = 0,1590 \text{ m}^2$

Adaptándose 400 mm (16"), la velocidad resultará:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,125}{0,1257} \cong 1,0 \text{ m/s.}$$

Es el diámetro que más se aproxima a la condición económica. Si fuese adoptado el diámetro inmediatamente inferior (350 mm), la velocidad se elevaría a 1,30 m/s, aumentando la potencia de las bombas y el consumo de electricidad.

**EJERCICIO 5-2.** En un edificio de 12 pisos, el caudal máximo probable, debido al uso de diversos aparatos, en una tubería principal de distribución de 60 mm de diámetro, es de 7,5 l/s.

Determinar la velocidad del flujo.

$$Q = AV \therefore V = \frac{Q}{A} = \frac{0,0075 \text{ m}^3/\text{s}}{0,00283} = 2,65 \text{ m/s.}$$

Esta velocidad es perfectamente admisible.

### 5.6. TEOREMA DE BERNOULLI PARA LIQUIDOS PERFECTOS

La Figura 5.5. muestra parte de un tubo de corriente, en el cual fluye un líquido de peso específico  $\gamma$ . En las dos secciones indicadas, de áreas  $A_1$  y  $A_2$ , actúan las presiones  $p_1$  y  $p_2$  y las velocidades son, respectivamente,  $V_1$  y  $V_2$ .

Las partículas, inicialmente en  $A_1$ , en un pequeño intervalo de tiempo, pasan a  $A'_1$  mientras que las de  $A_2$  se mueven hasta  $A'_2$ . Todo ocurre como si en ese intervalo de tiempo el líquido pasase de  $A_1 A'_1$  hasta  $A_2 A'_2$ .

Serán investigadas apenas las fuerzas que producen trabajo, dejándose de considerar aquellas que actúan normalmente a la superficie lateral del tubo.

De acuerdo con el teorema de las fuerzas vivas, "variación de la fuerza viva en sistema iguala el trabajo total de todas las fuerzas que actúan sobre el sistema".

Así, considerándose la variación de la energía cinética  $\left(\frac{1}{2} MV^2\right)$ .

$$\frac{1}{2} M^2 V_2^2 - \frac{1}{2} M_1 V_1^2 = \frac{1}{2} MV^2.$$

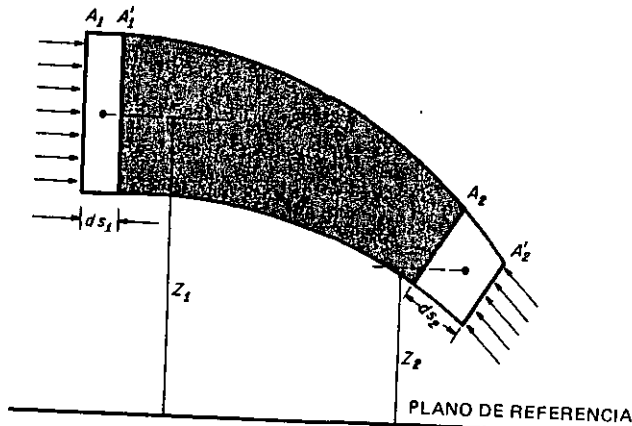


Figura 5-5

Siendo el líquido incompresible:

$$\gamma A_1 dS_1 = \gamma A_2 dS_2 = \gamma \text{Vol}$$

y la suma de los trabajos de las fuerzas externas (empuje y gravedad - no hay fricción por tratarse de líquido perfecto) será.

$$p_1 A_1 dS_1 - p_2 A_2 dS_2 + \gamma \text{Vol} (Z_1 - Z_2).$$

Identificando:

$$\frac{1}{2} \frac{\gamma}{g} \text{Vol} V_2^2 - \frac{1}{2} \frac{\gamma}{g} \text{Vol} V_1^2 = (P_1 - P_2) \text{Vol} + \gamma (Z_1 - Z_2) \text{Vol},$$

de modo que, simplificando:

$$\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_1}{\gamma} - \frac{p_2}{\gamma} + Z_1 - Z_2,$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2 = \text{constante}$$

Es el conocido e importantísimo teorema de Bernoulli, que puede ser enunciado así: "A lo largo de cualquier línea de corriente la suma de las alturas cinéticas ( $V^2/2g$ ), piezométrica ( $p/\gamma$ ) y potencial ( $z$ ) es constante".

El teorema de Bernoulli no es otra cosa que el principio de la conservación de energía. Cada uno de los términos de la ecuación representa una forma de energía.

$$\frac{V^2}{2g} = \text{energía (cinética),}$$

$$\frac{p}{\gamma} = \text{energía de presión o piezométrica,}$$

$$z = \text{energía de posición o potencial}$$



Figura 5-6 - Bernoulli

Es importante notar que cada uno de estos términos puede ser expresado en metros (unidad lineal del sistema M. K. S. - Técnico), constituyendo lo que se denomina *carga*

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{\text{m}^2/\text{s}^2}{\text{m}/\text{s}^2} \rightarrow \text{m (carga de velocidad o dinámica);}$$

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{\text{kg}/\text{m}^2}{\text{kg}/\text{m}^3} \rightarrow \text{m (carga de presión),}$$

$$z = \text{m} \rightarrow \text{m (carga geométrica o de posición)}$$

Hay máquinas hidráulicas que aprovechan estas diferentes formas de energía. Las ruedas de agua con admisión por arriba (Fig. 5-7), aprovechan la energía de posición (carga geométrica).

En las ruedas Pelton se utiliza la energía cinética mediante la acción de chorros líquidos que inciden sobre las paletas (Fig. 5-8)

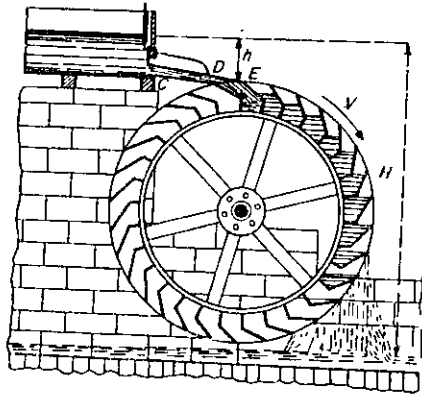


Figura 5-7

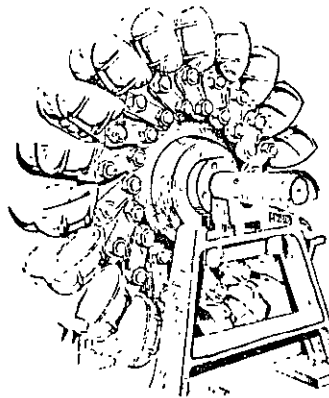


Figura 5-8

### 5.7. DEMOSTRACIONES EXPERIMENTALES DEL TEOREMA DE BERNOULLI

En 1875, Froude presentó interesantes experimentos ilustrativos del teorema de Bernoulli.

Uno de ellos consiste en una tubería horizontal y de diámetro variable, que parte de un tanque de nivel constante.

Instalándose piezómetros en las diversas secciones, se verifica que el agua sube a alturas diferentes: en las secciones de menor diámetro, la velocidad es mayor y, por lo tanto, también es mayor la carga cinética, resultando menor carga de presión.

Como las secciones son conocidas, se puede verificar la distribución y la constancia de la carga total (suma de las alturas).

Otro experimento curioso consiste en los depósitos que todavía llevan el nombre de su idealizador.

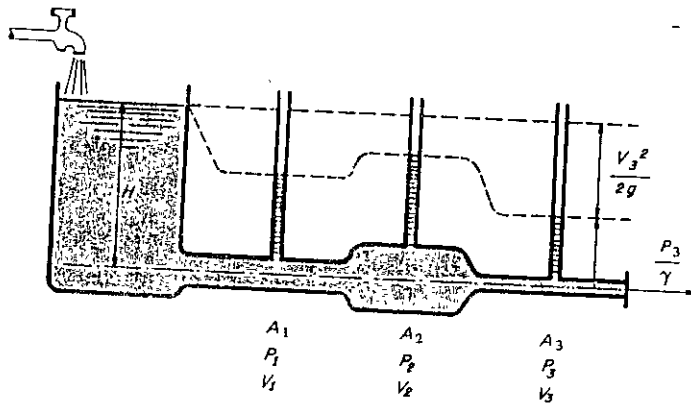


Figura 5-9

Dos depósitos provistos de boquillas están yuxtapuestos, pasando el agua del primero al segundo depósito. Figura 5-10

La presión ejercida por el líquido en  $A_2$  es dada por la altura  $h_2$  y en la sección  $A_1$  se admite que corresponda una altura  $h_1$ .

Por el teorema de Bernoulli, tomándose el eje de las boquillas como referencia.

$$\frac{V_1^2}{2g} + h_1 = \frac{V_2^2}{2g} + h_2 = H$$

Construyéndose la sección  $A_1$  de manera que

$$\frac{V_1^2}{2g} = H,$$

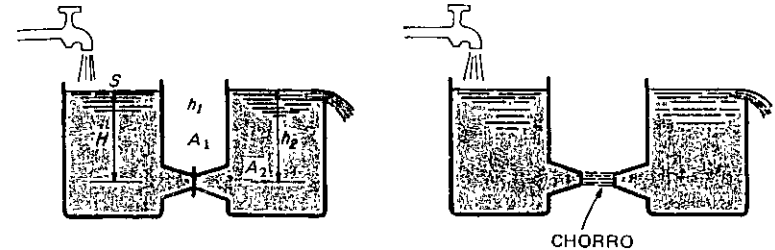


Figura 5-10

(o sea: la sección  $A_1$  puede ser tal, que toda la carga  $H$  sea reducida a energía cinética), resultará  $h_1 = 0$  y la presión, en este punto, será la atmosférica.

En estas condiciones, los depósitos podrán ser separados, apartándose las boquillas: el agua continuará pasando de un depósito a otro sin escapar al exterior.

**EJERCICIO 5-3.** El agua fluye por un tubo, indicado en la Figura 5-11, cuya sección varía del punto 1 al punto 2, desde  $100 \text{ cm}^2$  hasta  $50 \text{ cm}^2$ . En 1 la presión es de  $0,5 \text{ Kg/cm}^2$  y la elevación  $100$ , al paso que en el punto 2, la presión es de  $3,38 \text{ Kg/cm}^2$  y la elevación  $70,00$ . Calcular el caudal en litros por segundo.

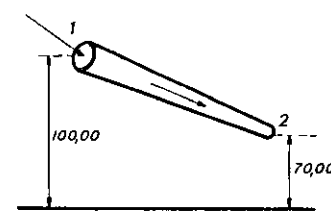


Figura 5-11

$$\begin{aligned} \frac{V^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 &= \frac{V^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2. \\ \frac{V_1^2}{2g} + \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1000 \text{ kg/m}^3} + 100 &= \frac{V_2^2}{2g} + \frac{33800}{1000} + 70. \\ \frac{V_1^2}{2g} + 5 + 100 &= \frac{V_2^2}{2g} + 33,8 + 70. \\ \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} &= 105 - 103,8 = 1,2. \\ V_2^2 - V_1^2 &= 2 \times 9,8 \times 1,2 = 23,52. \end{aligned}$$

Como la sección en el punto 1 tiene un área dos veces mayor que la del punto 2, el caudal, siendo el mismo, la velocidad en el punto 2 será dos veces mayor; de acuerdo a la ecuación de la continuidad.

$$Q = A_1 \cdot V_1 = A_2 V_2 \therefore V_2 = 2V_1.$$

Sustituyendo:

$$\begin{aligned} 4V_1^2 - V_1^2 &= 23,52, \\ V_1 &= \sqrt{\frac{23,52}{3}} = \sqrt{7,84} = 2,8 \text{ m/s}, \end{aligned}$$

$$Q = AV = A_1 V_1 = 0,0100 \times 2,8 = 0,028 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (o } = 28 \text{ l/s).}$$

**EJERCICIO 5-4.** De un pequeño dique parte una tubería de 250 mm de diámetro, con pocos metros de extensión, habiendo después una reducción a 125 mm; del tubo de 125 mm, el agua pasa a la atmósfera bajo la forma de chorro. El caudal fue medido, encontrándose 105 l/s.

Calcular: la presión en la sección inicial de la tubería de 250 mm; la altura del agua  $H$  en el dique y la potencia bruta del chorro líquido.

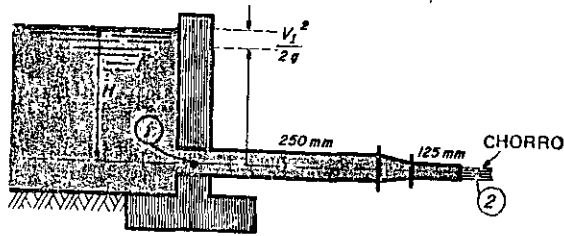


Figura 5-12

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2,$$

$$Z_1 = Z_2 = 0,$$

$$\frac{p_2}{\gamma} = 0.$$

$$\frac{p_1}{\gamma} = \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g},$$

$$V_1 = \frac{0,105}{0,0505} = 2,08 \text{ m/s.}$$

$$V_2 = \frac{0,105}{0,01265} = 8,32 \text{ m/s.}$$

Luego, la presión se calcula así:

$$\frac{p_1}{\gamma} = \frac{8,32^2}{19,6} - \frac{2,08^2}{19,6} = 3,50 - 0,20 = 3,30 \text{ m;}$$

De la misma manera se calcula la altura del agua:

$$H = \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = 3,30 + 0,20 = 3,50 \text{ m.}$$

La potencia del chorro será:

$$\text{Potencia} = \frac{105 \times 3,50}{75} = 4,9 \text{ cv}$$

**EJERCICIO 5-5.** Una tubería vertical de 150 mm de diámetro presenta en un pequeño tramo, una sección contraída de 75 mm, donde la presión es de 1 atm. Tres metros arriba de este punto, la presión se eleva a 21 lb/pul<sup>2</sup>. Fig. 5-13.

Calcular la velocidad y el caudal.

Si la velocidad en la tubería propiamente dicha, es  $V_1$ , la velocidad  $V_2$ , en la garganta, será superior.

$$A_1 V_1 = A_2 V_2,$$

$$V_2 = \frac{A_1}{A_2} \times V_1 = 4V_1,$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2,$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + 14,7 + 3 = \frac{(4V_1)^2}{2g} + 10,3 + 0,$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + 17,7 = \frac{16V_1^2}{2g} + 10,3,$$

$$\frac{15V_1^2}{2g} = 7,4,$$

$$V_1 = \sqrt{\frac{2 \times 9,8 \times 7,4}{15}} = 3,10 \text{ m/s,}$$

$$V_2 = 4V_1 = 12,4 \text{ m/s,}$$

$$Q = A_1 V_1 = 0,0177 \times 3,10 = 0,055 \text{ m}^3/\text{s}$$

**EJERCICIO 5-6** En un canal de concreto, el tirante es de 1,20 m y el agua fluye a una velocidad media de 2,40 m/s, hasta un cierto punto, donde, debido a una caída, la velocidad se eleva a 12,00 m/s, reduciéndose el tirante a 0,60 m. Despreciando las posibles pérdidas por fricción, determinar la diferencia de nivel entre las dos partes del canal. (Figura 5-14).

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2,$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + 0 + (y + 1,20) = \frac{V_2^2}{2g} + 0 + 0,60,$$

$$\frac{2,40^2}{19,6} + 1,20 + y = \frac{12,00^2}{19,6} + 0,60$$

Luego:

$$0,30 + 1,20 + y = 7,40 + 0,60,$$

$$y = 8,00 - 1,50 = 6,50 \text{ m}$$

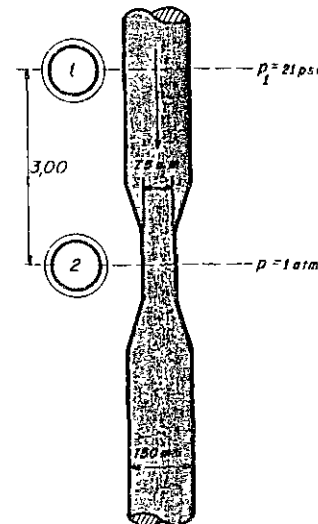


Figura 5-13

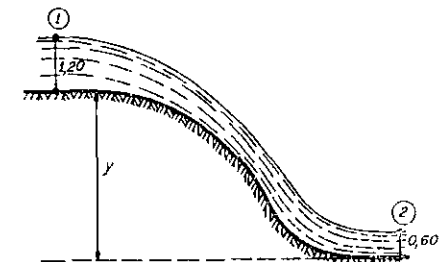


Figura 5-14

### 5.8. EXTENSION DEL TEOREMA DE BERNOULLI A LOS CASOS PRACTICOS

En la deducción del teorema de Bernoulli fueron formuladas varias hipótesis:

- a) El desplazamiento del líquido se realiza sin fricción: no fue considerada la influencia de la viscosidad
- b) El movimiento es permanente;
- c) El flujo se produce a lo largo de un tubo de corriente (de dimensiones infinitesimales);
- d) El líquido es incompresible.

La experiencia no confirma rigurosamente el teorema de Bernoulli; debido a que los fluidos reales se apartan del modelo perfecto. La viscosidad y la fricción externa son los principales responsables por estas diferencias: a consecuencia de las fuerzas de fricción, el flujo se mueve con una pérdida de energía: pérdida de carga (la energía se disipa bajo la forma de calor).

Por eso se introduce en la ecuación de Bernoulli un término correctivo  $h_f$  (pérdida de energía o pérdida de carga).

$$\frac{\bar{V}_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{\bar{V}_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2 + h_f.$$

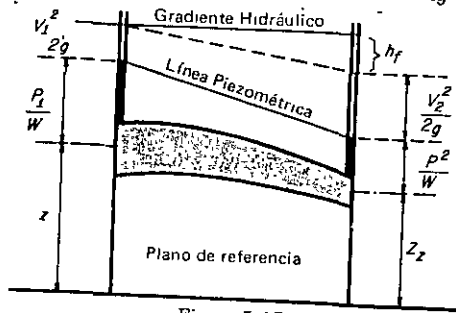


Figura 5-15

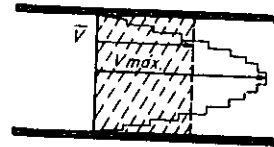


Figura 5-16

Además de la corrección citada, otra debe ser mencionada: la deducción fue formulada para un tubo de corriente, considerándose determinada velocidad para cada sección. En la práctica, sin embargo, lo que se verifica es una variación de velocidad de punto a punto en una misma sección. En estas condiciones, lo que se tiene no es una velocidad única y sí una distribución de velocidades. De ahí una corrección para el término  $V^2/2g$ .

$$\alpha \frac{\bar{V}_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 = \alpha \frac{\bar{V}_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2,$$

ecuación en la cual:

$\alpha$  = coeficiente de corrección (coeficiente de Coriolis).

$\bar{V}_1$  = velocidad media en la sección =  $Q/A_1$ .

El valor de  $\alpha$  varía entre 1 y 2, siendo 1, cuando se tiene una velocidad única en la sección, y 2, cuando, en una tubería, la velocidad varía parabólicamente de 0, junto a las paredes del tubo, hasta su valor máximo en el centro. Comúnmente el valor de este coeficiente está próximo a la unidad, siendo, por eso, omitido en muchos problemas prácticos.

## FLUJO EN ORIFICIOS

### 6.1. CLASIFICACION DE LOS ORIFICIOS

Desde el punto de vista hidráulico, los orificios son perforaciones, generalmente de forma geométrica y perímetro cerrado, hechos por debajo de la superficie libre del líquido, en las paredes de los depósitos, tanques, canales o tuberías. Las aberturas hechas hasta la superficie libre del líquido constituyen los vertedores (Fig. 6-2).

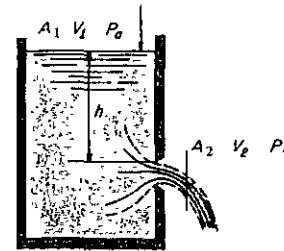


Figura 6-1 Ilustración de un orificio



Figura 6-2 Esquema de un vertedor

Los orificios pueden ser clasificados teniendo en cuenta la forma en circulares, rectangulares, etc. Teniendo en cuenta sus dimensiones relativas en pequeños y grandes.

Son considerados pequeños los orificios cuyas dimensiones son mucho menores que la profundidad en que se encuentran: dimensión vertical igual o inferior a un tercio de la profundidad.

Para los orificios pequeños de área inferior a 1/10 de la superficie del recipiente, se puede despreciar la velocidad  $V_1$  del líquido.

Teniendo en cuenta el espesor de la pared en orificios de pared delgada y en orificios de pared gruesa.

La pared es considerada delgada, cuando el chorro de líquido, apenas toca la perforación en una línea que constituye el perímetro del orificio (Fig. 6-3a). En una pared gruesa, se verifica la adherencia del chorro líquido (Fig. 6-3c).

Los orificios en paredes delgadas son construidos en placas finas o por corte en bisel. El acabado en bisel no es necesario, si el espesor  $e$  de la placa es inferior al diámetro  $d$  del orificio supuesto circular (o considerando la dimensión menor, si el orificio tuviera otra forma) (Fig. 6-3b).

Al contrario, si el espesor  $e$  fuese mayor que una vez y media el diámetro, el chorro se puede adherir al interior de la pared, clasificándose el orificio como de pared gruesa.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN  
CONTINUA Y A DISTANCIA**

# **SECTORIZACIÓN DE LA RED DE AGUA POTABLE**

## **CI 18**

**TEMA:**

**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-014-SSA1-1993.**

**EXPOSITOR: ING. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS  
DEL 13 DE OCTUBRE AL 24 DE OCTUBRE DE 2008  
INGENIERÍA AMBIENTAL**



## **NORMA OFICIAL MEXICANA. NOM 014-SSA1-1993**

"PROCEDIMIENTOS SANITARIOS PARA EL MUESTREO DE AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PUBLICOS Y PRIVADOS"

FILIBERTO PEREZ DUARTE, Director General de Salud Ambiental, por acuerdo del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, con fundamento en los artículos 39 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 38, fracción II, 45, 46 fracción II y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 8o. fracción IV y 25 fracción V del Reglamento Interior de la Secretaría de Salud.

### **INDICE**

0	Introducción
1	Objetivo y campo de aplicación
2	Referencias
3	Definiciones
4	Material, reactivos y equipo de muestreo
5	Preparación de envases para toma de muestra
6	Procedimiento para toma de muestra
7	Manejo de muestra
8	Identificación y control de muestras
9	Selección de puntos de muestreo
10	Bibliografía
11	Observancia de la norma
12	Vigencia
	Apendice normativo

### **0 Introducción**

Esta Norma Oficial Mexicana ofrece una guía detallada para el muestreo de agua para uso y consumo humano en los elementos de un sistema de abastecimiento, en los cuales es necesario establecer vigilancia y control en la calidad del agua.

Es necesario aclarar, que siendo las instalaciones de los diferentes sistemas de abastecimiento de una gran diversidad, en ocasiones es necesario aplicar criterios propios por parte del personal de muestreo, para cumplir con los requisitos sanitarios presentados en esta Norma.

### **1 Objetivo y Campo de Aplicación**

Esta Norma establece los procedimientos sanitarios para el muestreo de agua para uso y consumo humano en los sistemas de abastecimiento públicos y privados, incluyendo aspectos bacteriológicos y físico-químicos, así como criterios para manejo, preservación y transporte de muestras.

### **2 Referencias**

NOM-AA-89/1	"Protección al Ambiente, Calidad del Agua-Vocabulario Parte 1".
NOM-AA-89/2	"Protección al Ambiente, Calidad del Agua Vocabulario Parte 2".
NOM BB-14 en Laboratorio".	"Clasificación y Tamaños Nominales para Utensilios de Vidrio Empleados
NOM-Z-1 Unidades (SI)".	"Sistema General de Unidades de Medida - Sistema Internacional de
NOM-Z-13	"Guía para la Redacción, Estructuración y Presentación de las Normas Oficiales Mexicanas".

### **3 Definiciones**

3.1 Muestreo.- Las actividades desarrolladas para obtener volúmenes de agua en un sitio determinado del sistema de abastecimiento, de tal manera que sean representativos, con el propósito de evaluar características físicas, químicas, y/o bacteriológicas.

3.2 Sistema de abastecimiento.- El conjunto intercomunicado o interconectado de fuentes, obras de captación, plantas cloradoras, plantas potabilizadoras, tanques de almacenamiento y regulación, cárcamos de bombeo, líneas de conducción y red de distribución.

### **4 Material, Reactivos y Equipo de Muestreo**

4.1 Envases para toma de muestra.

4.1.1 Para análisis bacteriológico.- Frascos de vidrio de boca ancha con tapón esmerilado o tapa roscada, o frascos de polipropileno; resistentes a esterilización en estufa o autoclave o bolsas estériles con cierre hermético y capacidad de 125 ó 250 ml.

4.1.2 Para análisis físico-químico.- Envases de plástico o vidrio inertes al agua de 2 l de capacidad como mínimo, con tapones del mismo material que proporcionen cierre hermético.

4.1.3 El material del envase, así como el volumen de muestra requerido y el método de preservación para la determinación de los diferentes parámetros, deben ser los señalados en el Apéndice "A" Normativo.

4.2 Termómetro con escala de -10 a 110°C.

4.3 Potenciómetro o comparador visual para determinación de pH.

4.4 Comparador visual para determinación de cloro residual.

4.5 Hielera con bolsas refrigerantes o bolsas con hielo.

4.6 Agua destilada o desionizada.

4.7 Solución de hipoclorito de sodio con una concentración de 100 mg/l.

4.8 Torundas de algodón

### **5 Preparación de Envases para Toma de Muestras**

5.1 Para análisis bacteriológico

5.1.1 Toma de muestra de agua sin cloro residual.- Deben esterilizarse frascos de muestreo en estufa a 170° C, por un tiempo mínimo de 60 min o en autoclave a 120° C durante 15 min. Antes de la esterilización, con papel resistente a ésta, debe cubrirse en forma de capuchón el tapón del frasco.

5.1.2 Toma de muestra de agua con cloro residual.- Deben esterilizarse frascos de muestreo en estufa a 170° C, por un tiempo mínimo de 60 min o en autoclave a 120° C durante 15 min, los cuales deben contener 0.1 ml de tiosulfato de sodio al 3% por cada 125 ml de capacidad de los mismos. Debe colocarse un papel de protección al tapón del frasco en forma similar a la indicada en 5.1.1.

5.2 Para análisis físico químico.- Los envases deben lavarse perfectamente y enjuagarse a continuación con agua destilada o desionizada.

### **6. Procedimiento para Toma de Muestra**

6.1 Para análisis bacteriológico.

6.1.1 En bomba de mano o grifo del sistema de distribución.

El agua de los grifos debe provenir directamente del sistema de distribución. No debe efectuarse toma de muestra en grifos que presenten fugas entre el tambor y el cuello, ya que el agua puede correr por la parte exterior del grifo y contaminar la muestra. Deben removerse los accesorios o aditamentos externos como mangueras, boquillas y filtros de plástico o hule antes de tomar la muestra.

6.1.1.1 Debe limpiarse el orificio de salida con una torunda de algodón impregnada de solución de hipoclorito de sodio con una concentración de 100 mg/l.

6.1.1.2 Debe dejarse correr el agua aproximadamente 3 min o hasta asegurarse que el agua que contenían las tuberías ha sido vaciada totalmente.

6.1.1.3 Cerca del orificio de salida, deben quitarse simultáneamente el tapón del frasco y el papel de protección, manejándolos como unidad, evitando que se contaminen el tapón, o el papel de protección, o el cuello del frasco.

6.1.1.4 Debe mantenerse el tapón hacia abajo para evitar contaminación y procederse a tomar la muestra sin pérdida de tiempo y sin enjuagar el frasco; se debe dejar el espacio libre requerido para la agitación de la muestra previa al análisis (aproximadamente 10% de volumen del frasco). Efectuada la toma de muestra, deben colocarse el tapón y el papel de protección al frasco.

6.1.2 En captación de un cuerpo de agua superficial o tanque de almacenamiento.

6.1.2.1 Deben lavarse manos y antebrazos con agua y jabón,

6.1.2.2 Debe quitarse el papel de protección evitando que se contamine, y

6.1.2.3 Sumergir el frasco en el agua con el cuello hacia abajo hasta una profundidad de 15 a 30 cm, abrir y enderezar a continuación con el cuello hacia arriba (en todos los casos debe evitarse tomar la muestra de la capa superficial o del fondo, donde puede haber nata o sedimento y en el caso de captación en cuerpos de agua superficiales, no deben tomarse muestras muy próximas a la orilla o muy distantes del punto de extracción); si existe corriente en el cuerpo de agua, la toma de muestra debe efectuarse con la boca del frasco en contracorriente. Efectuada la toma de muestra debe colocarse el tapón, sacar el frasco del agua y colocar el papel de protección.

En el caso de tanques de almacenamiento, si no es posible la toma de muestra como se indica en este punto, debe procederse como se menciona en 6.1.3.

6.1.3 En pozo profundo.

6.1.3.1 Si el pozo cuenta con grifo para toma de muestra, debe procederse como en 6.1.1

6.1.3.2 Si el pozo no cuenta con grifo para toma de muestra, debe abrirse la válvula de una tubería de desfogue, dejarse correr el agua por un mínimo de 3 min. y a continuación se procede como en 6.1.1.3 y 6.1.1.4.

6.1.4 En pozo somero o fuente similar.

6.1.4.1 Cuando no es posible tomar la muestra con la extensión del brazo, debe atarse al frasco un sobrepeso usando el extremo de un cordel limpio.

6.1.4.2 Deben quitarse simultáneamente el tapón y el papel de protección, manejándolos como unidad, evitando que se contaminen el tapón, o el papel de protección, o el cuello del frasco.

6.1.4.3 Debe mantenerse el cuello del frasco hacia abajo y se procede a tomar la muestra, bajando el frasco dentro del pozo, y desenrollando el cordel lentamente, evitando que el frasco toque las paredes del pozo.

6.1.4.4 Efectuada la toma de muestra, deben colocarse el tapón y el papel de protección al frasco.

6.2 Para análisis físico-químico.

El volumen de muestra debe tomarse como se indica en el Apéndice "A" Normativo.

6.2.1 En bomba de mano o grifo del sistema de distribución o pozo profundo.

6.2.1.1 Debe dejarse correr el agua aproximadamente por 3 min o hasta asegurarse que el agua que contenían las tuberías ha sido vaciada totalmente.

6.2.1.2 El muestreo debe realizarse cuidadosamente, evitando que se contaminen el tapón, boca e interior del envase; se requiere tomar un poco del agua que se va a analizar, se cierra el envase y agitar fuertemente para enjuagar, desechando esa agua; se efectúa esta operación dos o tres veces, procediendo enseguida a tomar la muestra.

6.2.2 En captación de un cuerpo de agua superficial, tanque de almacenamiento, pozo somero o fuente similar, debe manejarse el envase siguiendo las indicaciones comprendidas en 6.1.2.1, 6.1.2.3, 6.1.3.1 y 6.1.3.2, en su caso.

## **7 Manejo de Muestras**

7.1 Las muestras tomadas como se indican en el punto 6 deben colocarse en hielera con bolsas refrigerantes o bolsas de hielo para su transporte al laboratorio, de preferencia a una temperatura entre los 4 y 10°C, cuidando de no congelar las muestras.

7.2 El periodo máximo que debe transcurrir entre la toma de muestra y el análisis es:

7.2.1 Para análisis bacteriológico 6 horas.

7.2.2 Para análisis físico-químico, el periodo depende de la preservación empleada para cada parámetro como se indica en el apéndice "A" Normativo.

## **8 Identificación y Control de Muestras**

8.1 Para la identificación de las muestras deben etiquetarse los frascos y envases con la siguiente información:

8.1.1 Número de registro para identificar la muestra, y

8.1.2 Fecha y hora de muestreo.

8.2 Para el control de la muestra debe llevarse un registro con los datos indicados en la etiqueta del frasco o envase referida en el inciso 8.1, así como la siguiente información:

8.2.1 Identificación del punto o sitio de muestreo,

8.2.2 Temperatura ambiente y temperatura del agua,

8.2.3 pH,

8.2.4 Cloro residual,

8.2.5 Tipo de análisis a efectuar,

8.2.6 Técnica de preservación empleada,

8.2.7 Observaciones relativas a la toma de muestra, en su caso, y 8.2.8 Nombre de la persona que realiza el muestreo.

## **9 Selección de Puntos de Muestreo**

La selección de puntos de muestreo debe considerarse individualmente para cada sistema de abastecimiento. Sin embargo, existen criterios que deben tomarse en cuenta para ello. Estos criterios son:

9.1 Los puntos de muestreo deben ser representativos de las diferentes fuentes de agua que abastecen el sistema.

9.2 Los puntos de muestreo deben ser representativos de los lugares más susceptibles de contaminación:

9.2.1 Puntos muertos,

9.2.2 Zonas de baja presión,

9.2.3 Zonas con antecedentes de problemas de contaminación,

9.2.4 Zonas con fugas frecuentes,

9.2.5 Zonas densamente pobladas y con alcantarillado insuficiente,

9.2.6 Tanques de almacenamiento abiertos y carentes de protección, y

9.2.7 Zonas periféricas del sistema más alejadas de las instalaciones de tratamiento.

9.3 Debe haber una distribución uniforme de los puntos de muestreo a lo largo del sistema.

9.4 Los puntos se localizarán dependiendo del tipo de sistemas de distribución y en proporción al número de ramales.

9.5 Debe haber como mínimo un punto de muestreo inmediatamente a la salida de las plantas de tratamiento, en su caso.

## **10 Bibliografía**

10.1 Standard Methods for the Examination of Water of Wastewater. Seventeenth Edition. APHA. AWWA. WPCF.

10.2 Instructivo para la Vigilancia y Certificación de la Calidad Sanitaria del Agua para Consumo Humano. Comisión Interna de Salud Ambiental y Ocupacional. Secretaría de Salud. 1987.

10.3 Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 2 Organización Panamericana de la Salud. 1987.

## **11 Observancia de la Norma**

11.1 Esta Norma es de observancia obligatoria para los encargados de los sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano en sus programas de control de calidad, así como para las autoridades sanitarias competentes en los programas de vigilancia de la calidad del agua.

11.2 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma, corresponde a la Secretaría de Salud y a los gobiernos de las entidades federativas en sus respectivos ámbitos de competencia en coordinación con la Comisión Nacional del Agua.

## 12 Vigencia

12.1 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor con su carácter de obligatorio, al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

Sufragio Efectivo. No Reelección.

México, D.F., a 3 de junio de 1994.- El Director General de Salud Ambiental.- Filiberto Pérez Duarte.- Rúbrica.

### APENDICE A NORMATIVO

DETERMINACION	MATERIAL DE ENVASE	VOLUMEN MINIMO (ml)	PRESERVACION	TIEMPO MAXIMO ALMACENA-MIENTO
Alcalinidad total	p,v	200	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	14 d
Arsénico	p,v	200	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	14 d
Bario	p,v	100	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	28 d
Boro	p	100	No requiere	180 d
Cianuros	p,v	1000	Adicionar NaOH a pH>12; refrigerar de 4 a 10° C en la oscuridad.	14 d
Cloro residual	p,v	---	Analizar inmediatamente	---
Cloruros	p,v	200	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	48 h
Color	p,v	100	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	48 h
Conductividad	p,v	200	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	28 d
Dióxido de carbono	p,v	100	Analizar inmediatamente	---
Dureza total	p,v	100	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	14 d
Fenoles	p,v	300	Adicionar h2so4 a pH<2 y refrigerar de 4 a 10° C	28 d
Fluoruros	p,v	300	Refrigerar de 4 a 10° C	28 d
Fosfatos	v	100	Enjuagar el envase con ácido nítrico 1:1. Refrigerar de 4 a 10° C	48 h
Magnesio	p,v	100	Refrigerar de 4 a 10° C	28 d

Metales en general	p,v	1000	Enjuagar el envase con HNO <sub>3</sub> 1 + 1; adicionar HNO <sub>3</sub> a pH<2; para metales disueltos, filtrar inmediatamente y adicionar HNO <sub>3</sub> a pH<2	180 d
Nitratos	p,v	100	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	48 h
Nitritos	p,v	100	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	48 h
Nitrógeno amoniacal	p,v	500	Adicionar H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> a pH<2 y refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	28 d
Nitrógeno orgánico	p,v	500	Adicionar H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> a pH<2 refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	28 d
Olor	---	---	Detectar inmediatamente	---
Oxígeno consumido en medio ácido	p,v	300	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	48 h
pH	p,v	---	Analizar inmediatamente	--
Plaguicidas	s	1000	Refrigerar de 4 a 10° C; adicionar 1000 mg/l; de ácido ascórbico, si se detecta cloro residual. Extraídos los plaguicidas con solventes el tiempo de almacenamiento máximo será 40 días.	7 d
Sabor	---	---	Detectar inmediatamente	
Sodio	p,v	100	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	28 d
Sólidos	p,v	1000	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	7 d
Sulfatos	p,v	100	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	28 d
Sustancias activas al azul metileno	p,v	200	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	48 h
Temperatura	p,v	---	Determinar inmediatamente	---

Trihalometanos	s	25	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	
Turbiedad	p,v	100	Refrigerar de 4 a 10° C y en la oscuridad	48 h

P plástico

pH potencial de hidrogeno

s vidrio enjuagado con solventes orgánicos; interior de la tapa del envase recubierta con teflón

v vidrio





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN  
CONTINUA Y A DISTANCIA**

# **SECTORIZACIÓN DE LA RED DE AGUA POTABLE**

**CI 18**

**TEMA:**

**EJERCICIOS.**

**EXPOSITOR: ING. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS  
DEL 13 DE OCTUBRE AL 24 DE OCTUBRE DE 2008  
INGENIERÍA AMBIENTAL**

## capítulo 29

El tirante crítico es aquel para el cual el valor de esta expresión es un mínimo. Siendo la sección rectangular y de ancho unitario,

$$V = \frac{q}{A} = \frac{q}{y} \quad ; \quad q = \frac{Q}{d}$$

Substituyéndose,

$$E = \frac{q^2}{2gY^2} + Y$$

$$\therefore q^2 = 2g(EY^2 - Y^3)$$

$$q = \sqrt{2g(EY^2 - Y^3)} \quad (2)$$

$$\frac{dq}{dH} = \frac{\sqrt{2g}}{2} (EY^2 - Y^3)^{-1/2} (2EY - 3Y^2) = 0,$$

$$2EY - 3Y^2 = 0,$$

$$2E = 3Y,$$

ocurriendo, en este caso, la altura crítica

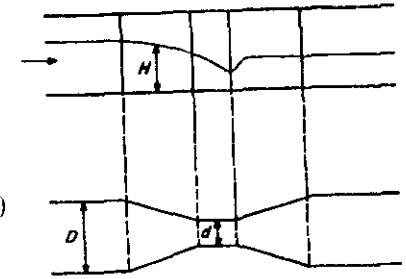


Figura 29-1

$$\frac{E}{m_{cr}} = \frac{3}{2} Y_c \quad (3)$$

Substituyéndose este valor en la ecuación (2),

$$q = \sqrt{2g \left( \frac{3}{2} Y_c^3 - Y_c^3 \right)}$$

$$q = \sqrt{\frac{6g}{2} Y_c^3 - 2g Y_c^3} = \sqrt{g Y_c^3}$$

$$Y_c^3 = \frac{q^2}{g}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (4)$$

Para una sección de ancho  $d$  cualquiera, la descarga por unidad de anchura será  $Q/d$ , resultando para la expresión de arriba, la ecuación cúbica de la forma

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{d^2 g}} \quad (5)$$

y

$$Q^2 = d^2 g Y_c^3$$

Por otro lado, aguas arriba en una sección de ancho  $D$ , la ecuación de la continuidad nos da:

$$Q = VDY$$

$$\therefore V^2 = \frac{Q^2}{D^2 Y^2} \quad (6)$$

Substituyendo los valores obtenidos en (3), (5) y (6), en la ecuación (1), se encuentra,

$$Y + \frac{d^2 g Y_c^3}{D^2 Y^2 2g} = \frac{3}{2} Y_c,$$

$$Y + \frac{Y_c^3 d^2}{2D^2 Y^2} = \frac{3}{2} Y_c \quad (7)$$

## MEDIDORES DE REGIMEN CRITICO - MEDIDORES PARSHALL

### 29.1. INTRODUCCION

La medición de caudales o gastos en conductos libres y particularmente en los canales abiertos, constituye sin duda una de las más importantes cuestiones de la Hidráulica aplicada

Innumerables son los dispositivos y métodos que vienen siendo empleados con ese fin, cada proceso, aplicándose específicamente a ciertos casos, se limita por lo tanto, a determinadas condiciones, que vuelven ventajosa su aplicación.

El objeto de este capítulo es el estudio de los denominados medidores de régimen crítico. Tales medidores pueden consistir en un simple estrangulamiento adecuado de una sección, en el descenso o en la sobre-elevación del fondo, o aún en una combinación conveniente de esas singularidades, capaz de ocasionar el régimen crítico.

En particular, serán tratados los medidores Parshall, cuya aplicación se viene generalizando cada vez más.

La palabra canaleta, empleada por algunos para designar dispositivos, como el Parshall, parece no definir bien lo que se tiene a la vista además de ser un término ya consagrado para otros dispositivos, tales como la pieza que recoge y conduce las aguas pluviales de un tejado; que, en filtros rápidos, recibe las aguas de lavado, el agua de una fuente, etc.

Es por eso que se prefiere escribir medidores Parshall, o aforadores Parshall en lugar de canaletas Parshall.

Los medidores de régimen crítico también han sido designados como canales Venturi, *Venturi flume*, *Venturikanal*, denominaciones que no son consideradas muy adecuadas, pues podrían dar la impresión de medidores semejantes, en principio, a los conocidos tubos Venturi, esto es, medidores que se basan en la determinación de dos cargas o dos niveles. Para los medidores de régimen crítico es suficiente una única medida de nivel

### 29.2. TEORIA DE LOS MEDIDORES DE REGIMEN CRITICO

En el estudio generalizado de los canales, se comprueba que, para determinadas condiciones existe en un canal un tirante límite estrechamente relacionada a los dos regímenes de flujo, el lento y el rápido. Es el tirante crítico.

Considerándose la Figura 27-1 y llamándose  $E$  la energía específica en el canal aguas arriba, se puede escribir

$$E = \frac{V^2}{2g} + Y \quad (1)$$

Llamando  $\frac{d}{D} = r$ , esto es, la relación de contracción, y designándose como  $m$  y  $z$ , respectivamente,

$$\frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{r^2} = m$$

$$\frac{Y_c}{Y} = z.$$

La ecuación (7) se presenta con el siguiente aspecto:

$$Y - \frac{3}{2} Y_c + \frac{Y_c^3 d^2}{2D^2 Y^2} = 0.$$

Multiplicando los dos miembros de esta ecuación por  $\frac{2D^2}{d^2 Y}$ , se obtiene

$$\frac{2D^2}{d^2} - \frac{3D^2}{d^2} \frac{Y_c}{Y} + \frac{Y_c^3}{Y^3} = 0,$$

$$2m - 3mz + z^3 = 0, \text{ o aún}$$

$$z^3 - 3mz + 2m = 0,$$

ecuación cúbica de la forma

$$z^3 - 3pz + 2q = 0,$$

en que  $p$  y  $q$  son positivos y  $p^3 > q^2$ . La ecuación tiene tres raíces reales diferentes, siendo dos positivas y una negativa. La solución trigonométrica es ventajosa, adoptándose para valor del ángulo auxiliar  $\varphi$ .

$$\cos \varphi = \frac{q}{p \sqrt{p}}$$

la raíz que conviene será

$$z' = 2 \sqrt{p} \cos \left( 60^\circ + \frac{\varphi}{2} \right),$$

o en nuestro caso

$$z' = 2 \sqrt{m} \cos \frac{\pi + \arccos \frac{1}{\sqrt{m}}}{3}$$

o aún

$$z' = \frac{2}{r} \cos \frac{\pi + \arccos r}{3} \quad (8)$$

De (5) se obtiene

$$Q = dY_c \sqrt{gY_c},$$

y como

$$\frac{Y_c}{Y} = z \therefore Y_c = z'Y,$$

se encuentra

$$Q = z'^{3/2} dY \sqrt{gY}.$$

o entonces,

$$Q = kdY \sqrt{2gY} \quad (9)$$

Fórmula clásica de los vertedores, en la cual el coeficiente  $k$  representa:

$$k = \frac{z'^{3/2}}{\sqrt{2}}$$

( $z'$  tiene el valor obtenido). Por lo tanto  $k$  es un coeficiente que depende de la relación de estrechamiento, cuyo valor es constante para cada vertedor.

### 29.2.1. LIMITACIONES DE LA TEORIA

En este estudio fueron considerados: la energía específica constante, tirantes de agua correspondientes a las cotas piezométricas, canal sin sobreelevación del fondo.

Sobre el tema, el ingeniero argentino A. Balloffet realizó investigaciones completas, ya divulgadas en un estudio de gran valor\*. En experimentos de laboratorio, el coeficiente práctico de corrección ha sido encontrado alrededor de 0,95.

### 29.3. VENTAJAS DE LOS MEDIDORES DE REGIMEN CRÍTICO

Además de la facilidad con que pueden ser construidos, estos medidores, presentan ventajas que tienen sus propias características hidráulicas: una sola determinación de carga es suficiente, la pérdida de carga es reducida, no hay obstáculos capaces de provocar la formación de depósitos, etc.

### 29.4. MEDIDOR PARSHALL. DIMENSIONES

Es un medidor que se incluye entre los de régimen crítico, siendo idealizado por R. L. Parshall, ingeniero del Servicio de Irrigación del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos. Consiste en una sección convergente, una sección de paredes verticales paralelas llamada garganta y una sección divergente; dispuestas en planta, como muestra la Figura 29.2.

Los medidores Parshall son indicados nominalmente, por el ancho de la garganta; así, un Parshall de 9 pulgadas mide 0,23 m en la menor sección transversal.

El fondo a nivel en la primera sección, es inclinado en la garganta con un declive de 9 vertical: 24 horizontal, cualquiera que sea su tamaño.

En la sección divergente, el fondo es ascendente a razón de 1 vertical: 6 horizontal en el caso de los medidores de 1 a 8 pies. Para esos medidores, la diferencia de nivel entre aguas arriba y el extremo aguas abajo es de 3 pulgadas (7,6 cm)

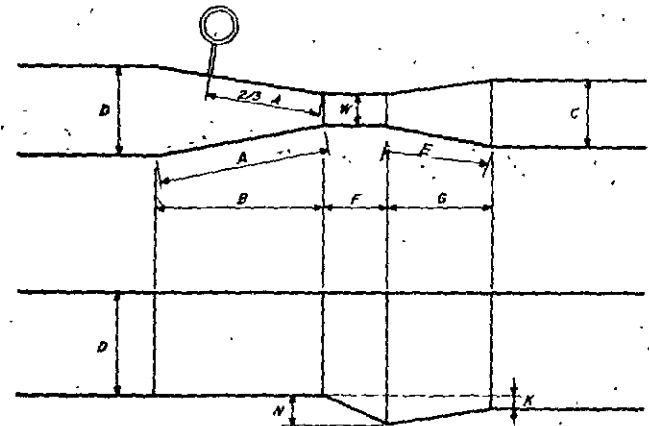


Figura 29-2

\*A. Balloffet, *Aforador de resalto*, Ciencia y Técnica, Buenos Aires, enero de 1949

Los menores medidores empleados son los de 1 pulgada y el mayor construido hasta hoy mide 50 pies y tiene una capacidad para 85 000 l/s

Las dimensiones aproximadas para los medidores Parshall de 1 a 8 pies pueden ser determinadas como siguen.

$$\begin{aligned}
 F &= 0,610 m. \\
 G &= 0,915: \\
 B &= 0,49W + 1,194 (m); \\
 C &= W + 0,305: \\
 D &= 1,196W + 0,479.
 \end{aligned}$$

La Tabla 29-1 incluye las dimensiones típicas para los medidores hasta de 10 pies

29.4.1. EMPLEO

El medidor Parshall fue ideado teniendo como objetivo principal la irrigación: los de tamaños menores, para regular la descarga de agua distribuida a las propiedades agrícolas y los mayores, para ser aplicados a los grandes canales de riego.

Dadas las ventajas del medidor, las aplicaciones actuales, son innumerables habiéndose generalizado su empleo más allá de las esperadas.

Los medidores Parshall vienen siendo aplicados al control de la velocidad, en los desarenadores de las estaciones de tratamiento de aguas. En São Paulo, el primer Parshall de que se tiene noticia fue aplicado en una estación de tratamiento en 1939.

En 1947, Morgan y Ryan proyectaron para Greley, Colorado, un Parshall modificado, que asocia las funciones de un medidor a las de un dispositivo de mezcla rápida: dispersión de coagulantes en tratamiento de agua.

La medición del caudal, tan necesaria en servicios de abastecimiento de agua, puede ser realizada, con relativa facilidad e ínfimo gasto utilizándose, convenientemente y siempre que fuese posible, medidores Parshall. Su empleo ha sido recomendado para canales principales, estaciones de tratamiento, entradas en depósitos, etc..

29.4.2. CONDICIONES DE DESCARGA

El flujo a través de un medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes distintos.

- a) flujo o descarga libre;
- b) ahogamiento o sumersión.

Tabla 29-1. Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7
6"	15,2	62,1	61,0	39,4	40,3	45,7	30,5	61,0	7,6	11,4
9"	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	61,0	30,5	45,7	7,6	11,4
1'	30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
1 <sup>1/2</sup> '	45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
2'	61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
3'	91,5	167,7	164,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
4'	122,0	183,0	179,5	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
5'	152,5	198,3	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
6'	183,0	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
7'	213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
8'	244,0	244,0	239,2	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
10'	305,0	274,5	427,0	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3

En el primer caso, la descarga se hace libremente como en los vertedores, en que la vena vertiente es independiente de las condiciones de aguas abajo.

El segundo caso ocurre, cuando el nivel de aguas abajo es suficientemente elevado para influir y retardar el flujo a través del medidor: es el régimen comúnmente señalado como descarga sumergida, de características diferentes de aquellas que se emplean para los vertedores. Para este segundo caso, habría propiedad en la designación canal Venturi.

El ahogamiento es causado por condiciones de aguas abajo, obstáculos existentes, falta de declive o niveles obligados en tramos o unidades subsecuentes.

En el caso de flujo libre es suficiente medir la carga  $H$  para determinarse el caudal (Fig 29-3). Si el medidor es ahogado, será necesario medirse también, una segunda carga  $H_2$ , en un punto próximo a la sección final de la garganta (Fig. 29-3).

La relación  $\frac{H_2}{H}$  constituye la razón de sumersión o la sumergencia. Si el valor de  $H_2/H$  es igual o inferior a 0,60 (60%) para los Parshall de 3,6 ó 9 pulgadas, o, entonces, igual o inferior a 0,70 (70%) para los medidores de 1 a 8 pies, la descarga será libre. Si estos e límites se exceden, habrá alargamiento y el gasto será reducido. Como ya se dijo, será entonces necesario, medir las dos alturas para calcular el caudal. La descarga real será inferior a la obtenida por la fórmula, siendo indispensable aplicar una corrección negativa.

Cuando el Parshall es seguido de un canal o de una unidad de tratamiento, en que se conoce el nivel del agua, la verificación del régimen de flujo en el medidor es inmediata, bastando calcular la sumergencia (razón  $H_2/H$ ).

En la práctica, siempre que sea posible se tratará de tener la descarga libre, por el hecho de quedar restringido a una medición de carga única. A veces esa conducción no puede ser conseguida o establecida, debido a circunstancias locales o a limitaciones impuestas.

De cualquier manera, mientras tanto, la sumergencia nunca deberá exceder el límite práctico de 95%, pues arriba de este valor, no se puede contar con la precisión deseable.

29.4.3. SELECCION DEL TAMAÑO

La selección del medidor Parshall de tamaño más conveniente para cualquier gama de caudales envuelve consideraciones como las siguientes: ancho del canal existente, tirante del agua en ese canal, pérdida de carga admisible, posibilidad de caudales futuros diferentes, etc.

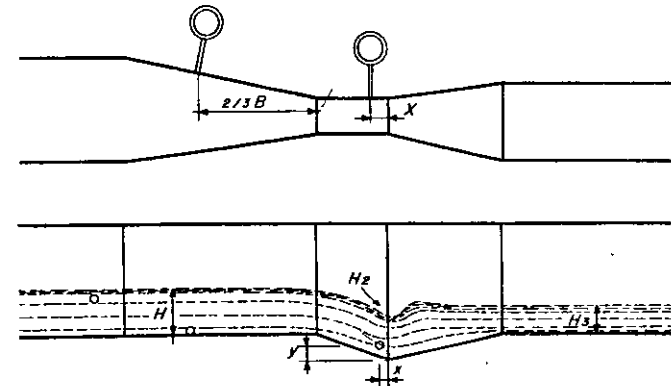


Figura 29-3

Para la fijación de las dimensiones definitivas, se puede partir de un tamaño elegido inicialmente realizándose para el mismo y para otros tamaños próximos, los cálculos y verificaciones por las fórmulas y diagramas adjuntos.

Como primera indicación, conviene mencionar que el ancho de la garganta ( $W$ ), frecuentemente, está comprendido entre un tercio y la mitad del ancho de los canales existentes. Esto, sin embargo, no se aplica, a los canales con tirantes bajos o a los muy profundos o estrechos.

La Tabla 29-2 muestra los límites de aplicación para los medidores considerando el funcionamiento en régimen de descarga libre.

Si bien las sumergencias límites para el flujo libre sean de 60% para los medidores menores de 1 pie, y de 70% para los mayores, se recomiendan como valores prácticos máximos, respectivamente 50% y 60%, dejándose así, un margen para posibles variaciones de caudal, garantizándose un punto único de medición de carga.

Al seleccionar un medidor para condiciones y caudales determinados, se verifica que para los valores menores de  $W$ , corresponden mayores pérdidas de carga, consideradas siempre las sumergencias máximas.

Tabla 29-2. Límites de aplicación. Medidores Parshall con descarga libre

$W$ (pulg y cm)	Capacidad (l/s)	
	Mínima	Máxima
3	7,6	0,85
6	15,2	1,52
9	22,9	2,55
1	30,5	3,11
$1\frac{1}{2}$	45,7	4,25
2	61,0	11,89
3	91,5	17,26
4	122,0	36,79
5	152,5	62,8
6	183,0	74,4
7	213,5	115,4
8	244,0	130,7
10	305,0	200,0

#### 29.4.4. PUNTOS DE MEDICION

Con la descarga libre, la única medida de carga  $H$ , necesaria y suficiente para conocerse el caudal, es hecha en la sección convergente, en un punto localizado a  $2/3$  de la dimensión  $B$  (o  $2/3$  de  $A$ ).

En esta posición se puede medir el tirante del agua con una regla, o se instala junto a la pared, una escala para las lecturas. Se puede también asentar un tubo de 1 a 2 pulgadas, comunicando el nivel del agua a un pozo lateral de medición. En este pozo, se podrá tener una boya que accione un asta metálica, para indicación mecánica del caudal, o para transmisión eléctrica del valor medido, a distancia (Fig. 28-3).

Los pozos laterales de medición generalmente son de sección circular con diámetro igual a  $W + 0,15$  m.

Si las condiciones de flujo fuesen de sumersión, además de la medida en la posición especificada arriba, será necesario medir la altura del nivel del agua  $H_2$ , en un punto máximo de la sección final de la garganta. Para los medidores de 6 pulgadas hasta 8 pies, la posición para esta segunda medida deberá quedar a 2 pulgadas aguas arriba de la parte final de la sección estrechada.

Si fuese ejecutado un pozo lateral para esa medición, el tubo de conexión deberá ser asentado a una altura de 3 pulgadas contando desde la parte más profunda del medidor (Fig. 29-3).

Las dos cargas  $H$  y  $H_2$  son medidas a partir de la misma referencia: cota de fondo de la sección convergente.

#### 29.4.5. VENTAJAS DE LOS MEDIDORES PARSHALL

Las ventajas de los medidores Parshall, que pasan factores ya señalados, pueden ser resumidas como sigue.

- Gran facilidad de construcción.
- Bajo costo de ejecución.
- No hay sobre elevación del fondo.
- No hay peligro de formación de depósitos debido a materias en suspensión, siendo por ello de gran utilidad en el caso de alcantarillas o de aguas que llevan sólidos en suspensión.
- Pueden funcionar como un dispositivo en que una sola medición de  $H$  es suficiente
- Gran habilidad en soportar sumergencias elevadas, sin alteración de caudal.
- Medidores Parshall de los más variados tamaños, ya fueron ensayados hidráulicamente, lo que permite su empleo en condiciones semejantes, sin necesidad de muchos ensayos o aforos.
- En su ejecución pueden ser empleados diversos materiales, seleccionándose el más conveniente para las condiciones locales. Ya fueron empleados: concreto, mampostería, madera, metal (medidores portátiles de tamaño de hasta de 10 pies), (asbestocemento), etc.

#### 29.4.6. FORMULAS Y TABLAS

Los numerosos experimentos y observaciones hechos con medidores Parshall llevaron a resultados que corresponden a expresiones del tipo

$$Q = KH^n \quad (10)$$

semejante a la fórmula (9), siendo sin embargo, los valores de  $n$  ligeramente diversos a  $3/2$ .

La Tabla 29-3 incluye los valores del coeficiente  $K$ , tanto para el sistema métrico, como para el sistema inglés de unidades. La misma tabla presenta los valores del exponente  $n$ .

Así por ejemplo, para el Parshall de 1 pie, la ecuación de caudal en el sistema métrico es:

$$Q = 0,690 H^{1,522}$$

La Tabla 29-4 da los valores de caudal ya calculados para los medidores Parshall más comunes.

Los autores, con base en los propios datos de Parshall obtuvieron la siguiente fórmula aproximada para esos medidores:

$$Q = 2,2WH^{3/2}$$

en la cual

$$Q = \text{caudal en m}^3/\text{s};$$

$$W = \text{ancho de la garganta, m};$$

$$H = \text{carga, m.}$$

Tabla 29-3. Valores del exponente  $n$  y del coeficiente  $K$ . (Fórmula 10)

W	(m)	n	K	
			Unidades métricas	Unidades inglesas
3"	0,076	1,547	0,176	0,0992
6"	0,152	1,580	0,381	2,06
9"	0,229	1,530	0,535	3,07
1'	0,305	1,522	0,690	4,00
1 <sup>1/2</sup> '	0,457	1,538	1,054	6,00
2'	0,610	1,550	1,426	8,00
3'	0,915	1,566	2,182	12,00
4'	1,220	1,578	2,935	16,00
5'	1,525	1,587	3,728	20,00
6'	1,830	1,595	4,515	24,00
7'	2,135	1,601	5,306	28,00
8'	2,440	1,606	6,101	32,00

Tabla 29-4. Caudales en medidores Parshall (l/s)

H (cm)	Valores de W							
	3"	6"	9"	1'	1 <sup>1/2</sup> '	2'	3'	4'
3	0,8	1,4	2,5	3,1	4,2	—	—	—
4	1,2	2,3	4,0	4,6	6,9	—	—	—
5	1,5	3,2	5,5	7,0	10,0	13,8	20	—
6	2,3	4,5	7,3	9,9	14,4	18,7	27	35
7	2,9	5,7	9,1	12,5	17,8	23,2	34	45
8	3,5	7,1	11,1	14,5	21,6	28,0	42	55
9	4,3	8,5	13,5	17,7	26,0	34,2	50	66
10	5,0	10,3	15,8	20,9	30,8	40,6	60	78
11	5,8	11,6	18,1	23,8	35,4	46,5	69	90
12	6,7	13,4	24,0	27,4	40,5	53,5	79	105
13	7,5	15,2	23,8	31,0	45,6	60,3	93	119
14	8,5	17,3	26,6	34,8	51,5	68,0	101	133
15	9,4	19,1	29,2	38,4	57,0	75,5	112	149
16	10,8	21,1	32,4	42,5	63,0	83,5	124	165
17	11,4	23,2	35,6	46,8	69,0	92,0	137	182
18	12,4	25,2	38,8	51,0	75,4	100,0	148	198
19	13,5	27,7	42,3	55,2	82,2	109,0	163	216
20	14,6	30,0	45,7	59,8	89,0	118,0	177	235
25	20,6	42,5	64,2	83,8	125,0	167,0	248	331
30	27,4	57,0	85,0	111,0	166,0	221,0	334	446
35	34,4	72,2	106,8	139,0	209,0	280,0	422	562
40	42,5	89,5	131,0	170,0	257,0	345,0	525	700
45	51,0	107,0	157,0	203,0	306,0	414,0	629	840
50	—	—	185,0	240,0	362,0	486,0	736	990
55	—	—	214,0	277,0	418,8	563,0	852	1 144
60	—	—	243,0	314,0	478,3	642,0	971	1 308
65	—	—	—	356,0	543,4	730,0	1 110	1 490
70	—	—	—	402,0	611,3	821,0	1 249	1 684

29.4.7. LOCALIZACIÓN DE LOS MEDIDORES PARSHALL

Los medidores Parshall deben ser localizados tratando de evitarse grandes turbulencias en su sección inicial. No deben, por ejemplo ser instalados inmediatamente después de una compuerta o una curva, pues las turbulencias provocadas en el agua podrían causar ondas o sobreelevaciones capaces de alterar la precisión de los resultados.

Lo ideal es proyectar tales medidores en un tramo recto del canal.

Si conviene se puede construir una rampa inicial, con pendiente ascendente de 1:4 hasta comenzar la sección convergente (Fig. 29-4).

En este mismo punto inicial, se puede hacer una concordancia en planta, empleándose secciones circulares de radio conveniente (Fig. 29-5). Para medidores menores a 1 pie,  $R = 0,41$  m, medidores de 1 a 3 pies,  $R = 0,51$  m, en los medidores de 4 a 8 pies,  $R = 0,61$  m.

$H_3 =$  tirante normal del agua en el canal;

$H =$  carga medida en el Parshall y que también puede ser determinada partiéndose del caudal;

$H_2 =$  tirante que no podrá exceder el 60 o 70% de  $H$ , descarga libre.

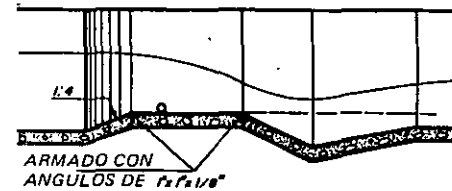


Figura 29-4

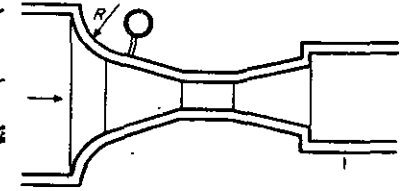


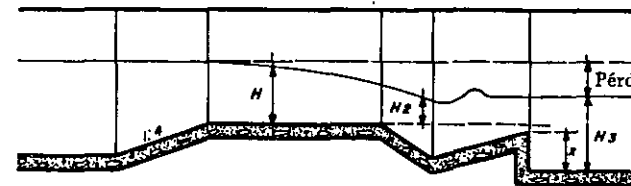
Figura 29-5

Realizándose por ejemplo,  $H_2 = 0,70 H$ , con esa sumergencia límite (para una pérdida de carga mínima), el tirante del agua  $H_2$ , será prácticamente el mismo de  $H_3$  y en estas condiciones,

$$X = H_3 - 0,7H.$$

Al fin de la sección divergente se puede tener un escalón conforme se indica en la Figura 29-6.

La fotografía reproducida (Fig. 29-7) muestra un medidor Parshall instalado en Pôrto Alegre (Brasil), para determinación de la descarga de un arroyo.



Pérdida Figura 29-6

29.4.8. MEDIDORES AHOGADOS

Si las condiciones de flujo son tales, que se verifica el ahogamiento, serán necesarias dos medidas de nivel de agua para la determinación del porcentaje de sumergencia.

El ahogamiento retarda el flujo, habiendo una reducción de descarga. En estas condiciones, el caudal real será inferior a aquél que se obtendría por el empleo de fórmula o Tablas. Para la determinación del caudal será indispensable la aplicación de una corrección.

$$\text{Caudal real} = \text{descarga libre} - \text{corrección total.}$$

El ábaco adjunto Pág. 480 da las correcciones de caudal en l/s, en función del porcentaje de sumergencia, para medidores de 1 pie ( $W = 1'$ ). Para medidores mayores, se encuentran, en el mismo ábaco, los coeficientes relativos que deberán ser tenidos en cuenta.

Sea, por ejemplo, el caso de un Parshall de 2 pies, en que  $H = 0,50$  m y  $H_2 = 0,45$ .

La sumergencia será de

$$\frac{0,45}{0,50} = 90\%$$

Para estos valores la corrección dada por el ábaco es de 65 l/s, esto es para el Parshall de 1 pie. Para el caso en cuestión, en que  $W = 2$  pies, esa corrección debe ser multiplicada por 1,8, lo que lleva a 117 l/s.

Como el caudal normal sin ahogamiento sería de 486 l/s (Tabla 29-4), el caudal real con 90% de sumergencia será de

$$486 - 117 = 369 \text{ l/s}$$



Figura 29-7

479 — Medidores de régimen crítico — medidores Parshall

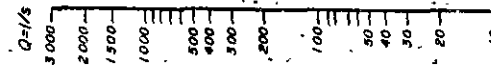
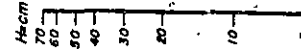
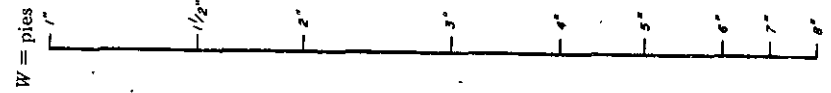


Figura 29-8. Nomograma de Tarrant. Medidores Parshall

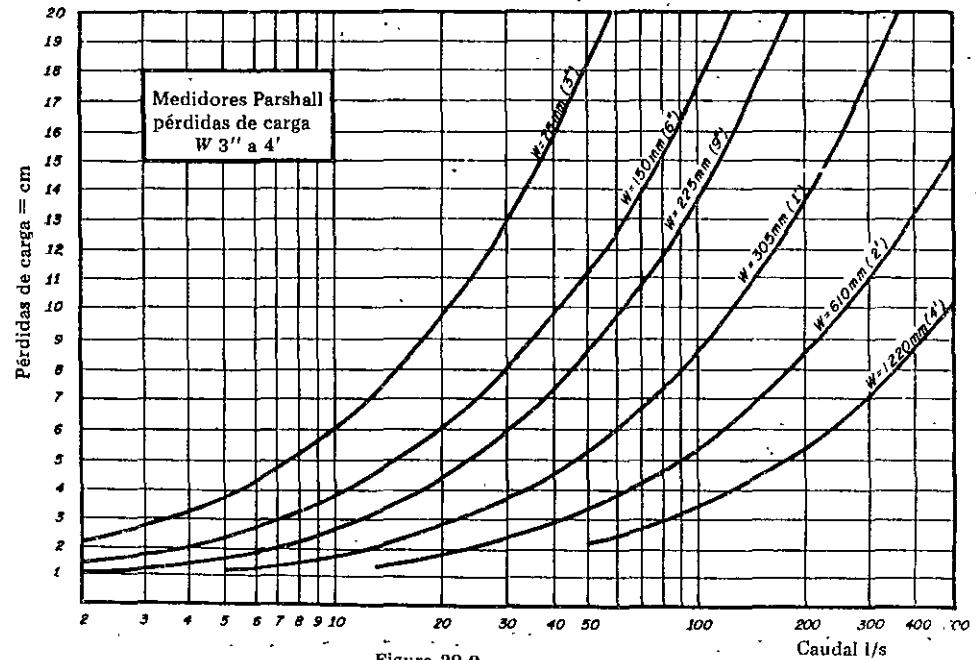
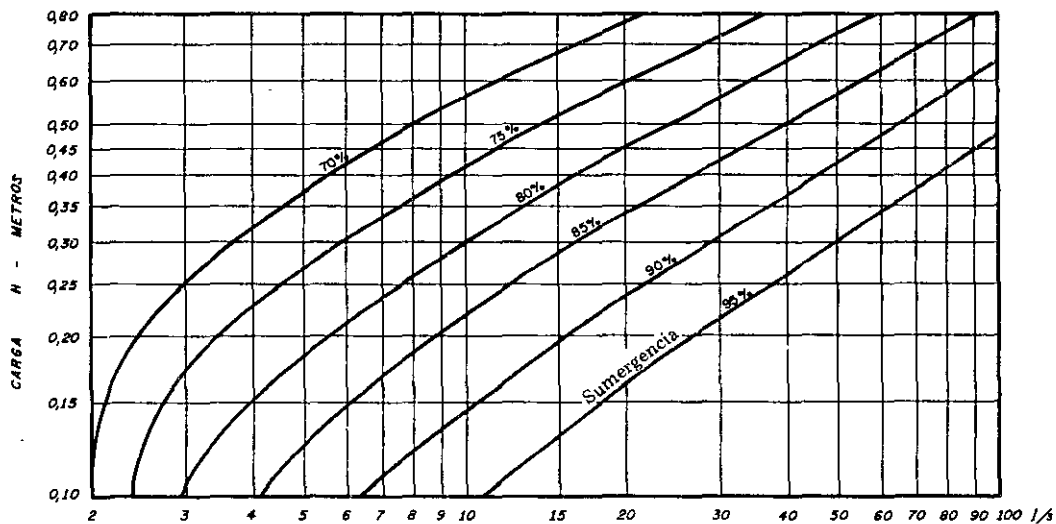


Figura 29-9



Reducción de caudal debido al ahogamiento: Parshall de 1 pie; para medidores mayores a las reducciones encontradas, deberán ser multiplicadas por los siguientes factores:

W en pies	1	1 <sup>1/2</sup>	2	3	4	5	6	6	8
Factores	1,0	1,4	1,8	2,4	3,1	3,7	4,3	4,9	5,4

Figura 29-10