



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL

“CÁLCULO DE REDES DE TUBERÍAS Y
CONSIDERACIONES SOBRE LOS SITIOS
DONDE EGRESAN LOS GASTOS DE
DEMANDA”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ ADRIANA EUGENIA



DIRECTOR: DR. ÓSCAR ARTURO FUENTES MARILES
MÉXICO, D.F.

2002

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVIENNA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/051/02

Señorita
ADRIANA EUGENIA RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ
Presente

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

"CÁLCULO DE REDES DE TUBERÍAS Y CONSIDERACIONES SOBRE LOS SITIOS DONDE EGRESAN LOS GASTOS DE DEMANDA"

- INTRODUCCION**
- I. SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE UNA CIUDAD**
 - II. TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN DE LA DEMANDA**
 - III. REDES DE TUBERÍAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA**
 - IV. ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS EN REDES DE TUBERÍAS**
 - V. MÉTODO DE CÁLCULO DE REDES DE TUBERÍAS**
 - VI. DISPOSITIVO FÍSICO PARA ANALIZAR LOS PUNTOS DONDE EGRESAN LOS GASTOS DE DEMANDA**
 - VII. RESULTADOS
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universidad a 10 de abril de 2002.
EL DIRECTOR

M. C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE UNA CIUDAD	
2.1 RED DE AGUA POTABLE	3
2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	4
2.2.1 FUENTE U ORIGEN DE ABASTECIMIENTO	4
2.2.2 CAPTACIÓN	7
2.2.3 CONDUCCION	10
2.2.4 TRATAMIENTO	11
2.2.5 REGULACIÓN	12
2.2.6 DISTRIBUCIÓN	13
2.3 OFERTA	13
2.4 DEMANDA	13
2.4.1 DOTACIÓN	15
2.4.2 VARIACIONES	16
2.4.3 DEMANDA HORARIA	16
2.4.4 CÁLCULO DE LOS CONSUMOS DE AGUA POTABLE	20
2.5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO	22
3. TANQUES DE ALMACENAMIENTO	
3.1 CONSIDERACIONES GENERALES	23
3.2 CLASIFICACIÓN	23
3.2.1 TANQUES ENTERRADOS	24
3.2.2 TANQUES SEMIENTERRADOS	24
3.2.3 TANQUES SUPERFICIALES	24
3.2.4 TANQUES ELEVADOS	24
3.3 LOCALIZACIÓN DE LOS TANQUES	26
3.4 CAPACIDAD DE LOS TANQUES	27
3.5 MÉTODOS PARA CALCULAR EL VOLUMEN DE UN TANQUE REGULADOR	28
3.5.1 MÉTODO ANALÍTICO	29
3.5.2 MÉTODO GRÁFICO	35
3.6 EJEMPLOS DEL MÉTODO ANALÍTICO	38
3.6.1 VARIACION HORARIA	38
3.6.2 VARIACIÓN MENSUAL	42
3.7 EJEMPLOS DEL MÉTODO GRÁFICO	43
4. REDES DE DISTRIBUCIÓN	
4.1 RED DE DISTRIBUCIÓN	45

4.2	ESQUEMAS BÁSICOS	45
4.2.1	RED CERRADA	46
4.2.2	RED ABIERTA	46
4.2.3	RED COMBINADA	46
4.3	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	46
4.4	CLASIFICACIÓN DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN	47
4.5	COMPONENTES DE UNA RED	48
4.6	PRESIONES DISPONIBLES Y VELOCIDADES DE FLUJO EN LA RED	51
5.	ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS EN REDES DE TUBERÍAS	
5.1	GASTO POR LOTE O TOMA	52
5.2	GASTO POR UNIDAD DE ÁREA	53
5.3	GASTO POR UNIDAD DE LONGITUD	54
6.	MÉTODO DE CÁLCULO DE REDES DE TUBERÍAS	
6.1	ECUACIONES POR RESOLVER	57
6.1.1	ECUACIÓN DE LA ENERGÍA EN UNA TUBERÍA DE LA RED	58
6.1.2	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD ENTRE SECCIONES TRANSVERSALES DE UNA TUBERÍA DE LA RED	59
6.1.3	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD EN LA UNIÓN DE VARIAS TUBERÍAS	60
6.2	DEDUCCIÓN DEL MÉTODO	61
6.2.1	MÉTODO DE HARDY CROSS	61
6.2.2	MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA	63
6.3	ACCESORIOS EN LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE	69
6.3.1	BOMBAS	69
6.3.2	DESCARGAS LIBRES	70
6.3.3	VÁLVULAS	71
6.4	FACTOR DE FRICCIÓN	71
6.4.1	CLASIFICACIÓN DE LOS FLUJOS	71
6.4.2	NÚMERO DE REYNOLDS	72
6.4.3	FÓRMULAS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE FRICCIÓN	73
7.	DISPOSITIVO FÍSICO PARA ANALIZAR LOS PUNTOS DONDE EGRESAN LOS GASTOS DE DEMANDA	
7.1	DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO FÍSICO	78
7.1.1	ANÁLISIS DE LAS PÉRDIDAS TOTALES	79
7.1.2	SISTEMA DE BOMBEO	80
7.2	DESCRIPCIÓN DE LOS INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN	80
7.3	METODOLOGÍA DE MEDICIÓN	83

8. RESULTADOS

8.1	PRUEBAS REALIZADAS	85
8.2	RESULTADOS DE GASTOS	86
8.3	RESULTADOS DE CARGAS DE PRESIÓN	87
8.4	COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON EL MODELO MATEMÁTICO	89
8.5	APLICACIÓN	90
8.5.1	ANÁLISIS HIDRÁULICO CONSIDERANDO ÁREAS TRIBUTARIAS Y FACTOR DE FRICCIÓN CONSTANTE	91
8.5.2	ANÁLISIS HIDRÁULICO CONSIDERANDO DENSIDAD LINEAL Y FACTOR DE FRICCIÓN CONSTANTE	91
8.5.3	ANÁLISIS HIDRÁULICO CONSIDERANDO DEMANDAS EN CADA SITIO REAL Y FACTOR DE FRICCIÓN CONSTANTE	92
8.5.4	ANÁLISIS HIDRÁULICO CONSIDERANDO ÁREAS TRIBUTARIAS CON UN NUDO A LA MITAD DE LA TUBERÍA Y FACTOR DE FRICCIÓN CONSTANTE	92
8.5.5	ANÁLISIS HIDRÁULICO CONSIDERANDO ÁREAS TRIBUTARIAS Y FACTOR DE FRICCIÓN VARIABLE	93
8.5.6	ANÁLISIS HIDRÁULICO CONSIDERANDO DENSIDAD LINEAL Y FACTOR DE FRICCIÓN VARIABLE	93
8.5.7	ANÁLISIS HIDRÁULICO CONSIDERANDO DEMANDAS EN CADA SITIO REAL Y FACTOR DE FRICCIÓN VARIABLE	94
8.5.8	ANÁLISIS HIDRÁULICO CONSIDERANDO ÁREAS TRIBUTARIAS CON UN NUDO A LA MITAD DE LA TUBERÍA Y FACTOR DE FRICCIÓN VARIABLE	94
8.5.9	ANÁLISIS HIDRÁULICO UTILIZANDO EL PROGRAMA EPANET	95
9.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
	BIBLIOGRAFÍA	98
	ANEXO A	100

1 INTRODUCCIÓN

El agua es un elemento esencial para la vida, anteriormente las principales civilizaciones se desarrollaban a lo largo de los ríos o lagos; después, los avances técnicos le permitieron al hombre transportar y almacenar el vital líquido.

A través del tiempo nos hemos acostumbrado a simplemente abrir una llave para disponer de este recurso en las cantidades deseadas hasta satisfacer nuestras necesidades, sin pensar que detrás de esa llave existe uno de los procesos hidráulicos más complejos de nuestro planeta encargado de distribuir el agua.

Hacer llegar el agua a todos los hogares, fábricas, comercios y centros recreativos de la Ciudad de México, implica transportar, extraer y potabilizar 35.7 metros cúbicos de agua por cada segundo.

Actualmente, el uso del agua es diverso, se utiliza para consumo humano, aseo personal, y en actividades como la limpieza doméstica y la cocción de los alimentos; además, se usa también para fines comerciales, públicos e industriales así como para la generación de energía eléctrica, la irrigación de parques y tierras de cultivo y la recreación.

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

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

Las tuberías que conforman las redes de distribución deben satisfacer las demandas de agua requeridas en el área por abastecer, para simplificar el diseño de estas redes generalmente se considera que las demandas son puntuales, es decir, que se presentan solo en los nudos y no a lo largo de las tuberías como realmente sucede. Para calcular el total del gasto demandado en los nudos, existen diversos métodos como el de áreas tributarias o el de proporción lineal, pero en realidad la distribución de los gastos no es así, ya que en cada

predio existe una toma en la cual se demanda agua, habiendo entonces la posibilidad de que la distribución de los gastos y las presiones estimada con los modelos matemáticos no sea del todo correcta.

El objetivo de este trabajo es verificar que tan aproximados son los cálculos antes mencionados, para ello, se realizarán mediciones en un dispositivo físico el cual consta de una tubería de fierro fundido de 50 m de longitud, a lo largo de la cual se encuentran distribuidas cinco tomas domiciliarias, a diez metros una de la otra. Se harán mediciones de presión en algunos puntos, concentrando inicialmente las salidas de agua en los extremos (nudos de confluencia), éstos gastos deberán satisfacer las demandas a lo largo de la tubería, y finalizando con todas las tomas abiertas (como se presenta en la realidad), estas mediciones se harán con dos gastos diferentes.

Adicional a esto, se propondrá una red que sirva como ejemplo para el análisis de flujo permanente en redes de distribución de agua potable (programa Estático Modificado del Instituto de Ingeniería), con el cual se obtendrán resultados considerando los distintos métodos de distribución de la demanda, de la misma forma se llevará a cabo el análisis hidráulico y para el caso donde se tiene una demanda en cada lote. Los resultados permitirán establecer comparaciones y evaluar así la confiabilidad de cada método.

El diseño hidráulico de una red consiste en seleccionar los diámetros de las tuberías, de tal modo que conduzcan el fluido hasta los sitios de demanda y con presiones adecuadas en todos los nudos, una vez que se tiene el diámetro de las tuberías, se realiza la revisión hidráulica que consiste en determinar la magnitud de los gastos que circulan en las tuberías y los niveles piezométricos (cargas de presión) en varios puntos de una red para garantizar el buen funcionamiento del sistema. El programa de análisis para flujo permanente en redes de distribución de agua potable es una herramienta que permite obtener estos datos con rapidez y exactitud, es por ello que los análisis tanto de las mediciones en el dispositivo físico como el análisis en la red del ejemplo se realizarán con dicho programa.

2 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE UNA CIUDAD

2.1 RED DE AGUA POTABLE.

Desde la antigüedad, el hombre se ha establecido cerca de las fuentes de abastecimiento de agua, lo que les permitió subsistir y atender las demandas de agua crecientes haciendo uso del recurso disponible.

El valor del agua como recurso depende de su localización, calidad y disponibilidad ya que, en general, no existe en condiciones naturales, en la cantidad suficiente para su consumo. Es por esto, que requiere de procesamientos y transporte, y en algunos casos de almacenamiento para adecuarla al régimen de demanda.

Se considera al sistema hidráulico urbano como el conjunto de procesos continuos, que incluyen las acciones básicas de abastecimiento de agua potable así como las de desalojo de aguas residuales y pluviales; eventualmente tratamiento y reúso de aguas residuales, y las interacciones del sistema físico-hidrológico con los usuarios (Figura 2.1).

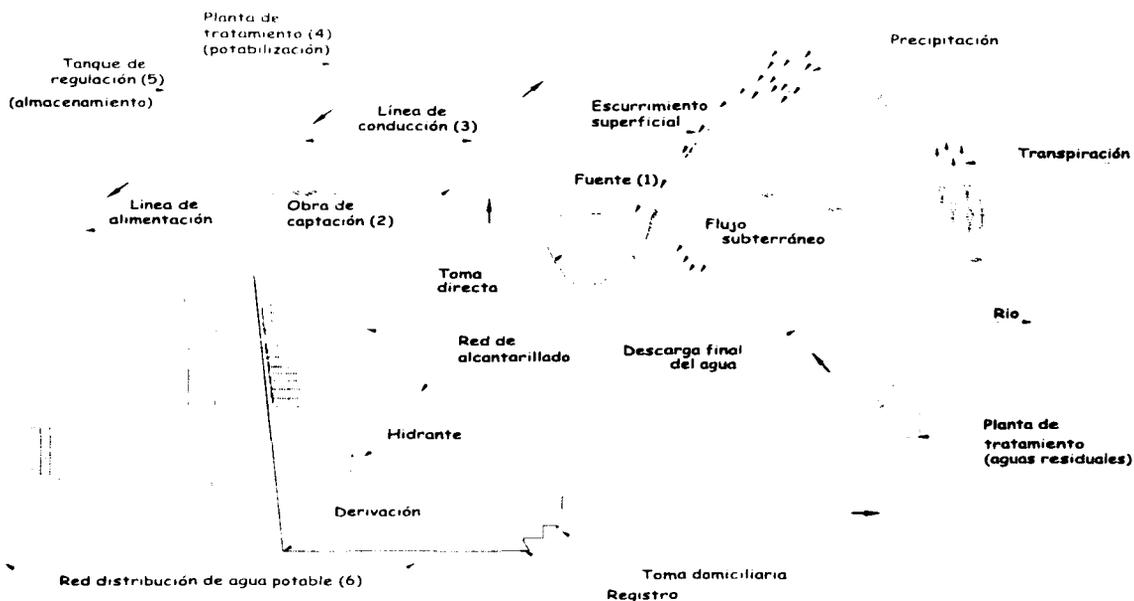


Figura 2.1 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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

La entrega de agua a los consumidores es por medio de las **redes de distribución**. El abastecimiento de agua a una comunidad requiere de un gran sistema de tuberías, reservas de almacenamiento, sistemas de bombeo y accesorios necesarios.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

El sistema de abastecimiento se diseña para satisfacer las **necesidades de agua de la comunidad** durante un tiempo razonable. La relación de consumo se expresa normalmente como el uso medio anual en litros por persona por día.

La capacidad de los componentes individuales del sistema está determinada por su rendimiento. Los principales componentes del sistema de abastecimiento son los siguientes:

1. La fuente u origen (cuenca de aportación)
2. La captación (presas, pozos, etc.)
3. La conducción
4. El tratamiento de potabilización
5. La regularización
6. La distribución

Dentro de los sistemas de distribución, los **principales componentes son**: tuberías, válvulas, hidrantes públicos para extinguir incendios y las conexiones de servicio hacia las edificaciones. Las reservas o almacenamientos y los sistemas de bombeo, son considerados por separado. El tamaño y ubicación de los componentes están en función del sitio que se va a abastecer.

Dependiendo de la topografía entre el sitio que se va a abastecer y la fuente de abastecimiento el agua puede ser transportada por canales, acueductos, túneles y tuberías. La conducción puede ser por gravedad o por bombeo, o una combinación de las dos.

2.2.1 FUENTE U ORIGEN DE ABASTECIMIENTO

El origen de las fuentes de abastecimiento es el ciclo hidrológico, o sea, los pasos del agua circulando en el transcurso del tiempo a través de distintos medios. Tomando como punto de partida la evaporación del agua en la superficie del océano, el agua en estado gaseoso

circula en la atmósfera presentando desplazamientos verticales y horizontales. 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.

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

a. Agua de lluvia

La lluvia es raramente la fuente inmediata de abastecimientos locales de agua. En cambio el acopio de agua de lluvia está confinado a granjas y establecimientos rurales, generalmente en regiones semiáridas, carentes de aguas satisfactorias subterráneas o superficiales. En casas habitación, el agua de lluvia que escurre de los tejados se conduce a través de canales y ductos de bajada a barriles o cisternas de almacenamiento situados sobre el piso o hechos en el suelo. El almacenamiento transforma la recepción intermitente del agua de lluvia en una fuente de suministro continuo. Para servicio municipal, generalmente deberán agregarse vertientes o colectores situados en suelo naturalmente impermeable o impermeabilizado con recubrimiento, cementado, pavimentación, etc.

El rendimiento bruto de aguas pluviales es proporcional al área receptora y a la precipitación. Sin embargo, parte del agua es arrastrada por el viento hacia fuera de los tejados y alguna se evapora o se pierde humedeciendo las superficies y los ductos colectores, así como en llenar depresiones y canales inclinados impropriadamente. También, en ocasiones debe despreciarse la primera corriente de agua porque contiene polvo, desechos de pájaros y otras sustancias indeseables. La pérdida total puede ser alta. Una compuerta desviadora o deflectora colocada en el conducto de bajada permite la diversión selectiva del agua no deseada en el sistema. Los filtros de arena permiten limpiar el agua a su entrada al almacenamiento y previenen su deterioración debida el crecimiento de organismos ofensivos y a los cambios consecuentes en sabor, olor y a otras alteraciones en su apariencia y buen gusto.

El almacenamiento proporcionado por las cisternas depende de la distribución de las lluvias, varía con la duración de los períodos secos y se aproxima generalmente a un valor

comprendido entre un tercio y la mitad del consumo anual. Al captar lluvias de intensidad elevada, deberá procurarse capacidad suficiente de reserva anterior a la filtración. Los tejados raramente suministran mucha agua, debido a que su área es pequeña. Se requiere, por lo tanto, un análisis escrupuloso de las tormentas pluviales y de las variaciones de la precipitación durante las estaciones. Este empleo del agua es escaso, generalmente se utiliza en regiones semiáridas.

b. Aguas superficiales

Los volúmenes mayores de aguas locales, se obtienen de fuentes superficiales. Las cantidades que pueden captarse varían directamente con el tamaño del área colectora, o cuenca hidrológica, así como con la diferencia de las cantidades que caen sobre ella y las que se pierden por evaporación y transpiración. Si las cuencas de aguas superficiales y aguas subterráneas no coinciden, puede entrar algo de agua subterránea desde áreas cercanas de captación o bien, escapar hacia ellas.

Las comunidades situadas a los lados de corrientes, estanques o lagos o en sus cercanías, pueden abastecerse de ellos mediante consumo continuo, siempre que el flujo de la corriente o la capacidad del estanque o lago sean lo suficientemente grandes durante todas las estaciones del año para suministrar los volúmenes requeridos.

En corrientes pequeñas que abastecen a comunidades de tamaño moderado, una presa de toma o represa de desviación puede crear la profundidad suficiente de agua para sumergir el tubo de toma y protegerlo contra la congelación en caso que sea necesario. El agua, generalmente, debe elevarse desde las tomas cercanas a la comunidad hasta las plantas potabilizadoras, y de ahí al sistema de distribución.

c. Agua subterránea

Menores en su aportación diaria, pero muchas veces más numerosos que los abastecimientos superficiales, son los suministros subterráneos. Las aguas subterráneas se extraen de muchas formaciones geológicas, por ejemplo, de los poros de depósitos aluviales (arrastrados por las aguas), glaciales o eolianos (arrastrados por los vientos) de materiales granulares no consolidados, tales como arena y grava y de materiales consolidados como arenisca; de los pasajes, cavernas y planos de fractura de soluciones en rocas sedimentarias, tales como piedra caliza, pizarra y esquisto; de las fracturas y fisuras de rocas ígneas; de combinaciones de estas formaciones geológicas consolidadas y no consolidadas

Las fuentes subterráneas, también tienen un área de toma o captación, pero la alimentación o recarga se produce por infiltración a las aberturas del suelo, en lugar de por escurrimiento sobre su superficie. El área de alimentación puede encontrarse cercana o a

una distancia considerable, especialmente cuando el flujo está confinado dentro de un estrato freático o acuífero, yacente bajo un estrato impermeable o acuíclusa.

El rendimiento máximo de agua subterránea es directamente proporcional al tamaño del área de toma y a la diferencia entre la precipitación y la suma de la evaporatranspiración y el escurrimiento de las tormentas. El flujo se extiende lateralmente a través de la anchura del acuífero, verticalmente, es tan profundo como la zona de poros abiertos y pasajes en la costra de la tierra y tan vadoso como el nivel freático. Cuando la superficie del agua sube y baja con los cambios de estación en la recarga, el flujo es no confinado o libre, y el nivel freático se inclina hacia abajo, más o menos paralelamente a la superficie del suelo. El flujo se mueve entonces en ángulo recto respecto a los contornos del nivel freático. Si un estrato poroso yace bajo una capa impermeable, el flujo está confinado, como si se encontrara en un tubo que penetrase bajo la línea piezométrica. Cuando se perfora esta clase de acuífero, brota de él, a presión, agua artésiana, en algunas situaciones geológicas, sale en forma de fuentes brotantes. En otras formaciones geológicas, el agua está confinada en lentes de material impermeable sobre el verdadero nivel freático.

El agua subterránea sale a la superficie a través de los manantiales; cuando la superficie del suelo cae bruscamente bajo el nivel freático normal (manantiales de depresión); cuando una obstrucción geológica lleva tras de sí agua del suelo y la fuerza hacia la superficie (manantiales de contacto); y cuando una falla en un estrato impermeable permite al agua artésiana escapar de su confinamiento (también manantiales de contacto).

d. Agua salada

El agua salada o salobre tiene varios usos. Su desalinización implica una inversión económica grande, lo que limita su empleo. Las aguas medianamente salinas se hacen potables a un menor costo por el proceso de electrodiálisis el cual consiste en el empleo de energía eléctrica para impulsar sólidos ionizados disueltos a través de membranas permeables. Las fuertemente salinas se potabilizan por evaporación y condensación.

2.2.2 CAPTACIÓN

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

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

Por lo que se refiere al agua subterránea, las obras de captación pueden ser cajas de manantial, pozos o galerías filtrantes.

Los manantiales, normalmente se aprovechan para captar el flujo natural de un acuífero. Bajo circunstancias favorables, su rendimiento puede aumentarse mediante la introducción de tubos colectores o galerías, situadas más o menos horizontalmente, dentro de las formaciones freáticas que los alimentan. La contaminación, generalmente, se origina cerca del punto de captación. Esta se previene excluyendo la infiltración de aguas poco profundas, circundando el manantial mediante una cámara hermética que penetre hasta una distancia segura dentro del acuífero y desviando el escurrimiento superficial hacia fuera de la vecindad inmediata

Las cajas de manantial pueden ser de concreto reforzado o de mampostería de piedra o tabique; éstas llevan una tapa movable o registro; el agua se extrae por una tubería que atraviesa la caja, no se requiere ventilación, se debe procurar que la entrada del agua a la caja de captación se efectúe lo más profundo posible, la caja debe incluir un vertedor de demasías.

Dependiendo del tipo de manantial (de ladera o de piso) se debe proteger a la caja por medio de cunetas que intercepten los escurrimientos superficiales.

Otro tipo de captación son los pozos, dependiendo de las formaciones geológicas a través de las que pasan y de su profundidad, los pozos son excavados, clavados, perforados o barrenados en el suelo. Los pozos excavados y clavados están restringidos comúnmente a suelo suave, arena y grava, a profundidades normalmente menores de 30 m. Los suelos duros y la roca requieren generalmente pozos perforados o barrenados hasta profundidades de cientos de metros

Excepto en roca dura, particularmente piedra caliza, sin cubierta de arena o grava, los pozos generalmente, no sufren contaminación por infiltración lateral, sino por entrada vertical de los contaminantes en la superficie del suelo o cerca de ella. La contaminación se puede evitar mediante revestimientos herméticos o sellos que penetran en el acuífero por lo menos 3 metros bajo la superficie del área del pozo y además, se debe proteger contra inundaciones por corrientes cercanas.

Las aguas subterráneas se desplazan hacia las corrientes o lagos, procedentes de tierras altas, pueden ser interceptadas mediante galerías filtrantes, tendidas, más o menos, a ángulos rectos a la dirección del flujo, y que conducen el agua entrante a las estaciones de bombeo. En el caso de corrientes, el agua se lleva a conductos más o menos horizontales, situados a ambos lados; a veces se cierra el lado que da al río, para excluir el agua, que se infiltra del río mismo y que resulta a menudo, menos satisfactoria. Los depósitos y zanjas filtrantes son similares. Estos son, en esencia, pozos abiertos, grandes o largos y de poca

profundidad. Las cribas filtrantes construidas dentro de los depósitos aluviales de los ríos interceptan el flujo subterráneo. También puede captarse agua subterránea de los túneles y escalonamientos de minas, galerías excavadas en las laderas de algunas montañas (específicamente para este propósito) o de minas abandonadas. Son particularmente útiles para explotar acuíferos de espesor reducido o donde deben excluirse aguas salinas profundas

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

- **Para grandes variaciones en los niveles de la superficie libre**

Torres para captar el agua a diferentes niveles en las márgenes o en el punto más elevado de un río

Estaciones de bombeo flotantes. Pueden usarse en lagos o embalses

- **Para pequeñas oscilaciones en los niveles de la superficie libre**

Estaciones de bombeo fijas, con toma directa en un río o en un cárcamo

Canales de derivación con o sin desarenadores

- **Para escurrimientos con pequeños tirantes**

Presas derivadoras o diques con toma directa

Dique con caja y vertedor lateral

Dique con vertedor y caja central

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

Para proyectar y ubicar las captaciones se consideran básicamente los siguientes aspectos:

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

2.2.3 CONDUCCIÓN

Los conductos de abastecimiento, o acueductos, transportan el agua desde la fuente de abastecimiento a la comunidad, y en esta forma integran el enlace entre las obras de captación y los sistemas de distribución.

La localización de la fuente determina si los conductos deben ser cortos o largos, y si el transporte debe hacerse por gravedad o por bombeo. Dependiendo de la topografía y de los materiales disponibles, los conductos se diseñan para flujo como canal o a presión.

Pueden seguir la línea piezométrica como en zanjas excavadas en el suelo, canales elevados sobre el suelo, acueductos de gradiente tendidos sobre un corte a nivel y con cubierta al nivel del suelo y túneles de gradiente penetrando colinas, o pueden apartarse de la línea piezométrica de nivel hidráulico como en el caso de acueductos a presión tendidos sobre cortes nivelados y con cubierta al nivel del piso, túneles a presión penetrando bajo valles y colinas, y líneas de tubería de materiales fabricados, que siguen la superficie del suelo si es necesario sobre colinas y a través de cañadas, algunas veces levantándose aun sobre la línea piezométrica

El tamaño y la forma de los conductos de abastecimiento están determinados por consideraciones hidráulicas, estructurales y económicas.

Las velocidades de flujo se encuentran, por lo general, entre 0.3 y 5 m/s. En la tabla 2.1 se muestran las velocidades permisibles para evitar la erosión en tuberías de distintos materiales.

VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES	
TIPO DE MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 0.60 m de diámetro o mayores	3.5
Concreto presforzado	3.5
Asbesto-cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
P.V.C. (policloruro de vinilo)	5.0
Poliétileno de alta densidad	5.0

Tabla 2.1 Velocidades máximas permisibles para diferentes tipos de material

Las capacidades de requisito dependen de la inclusión y del tamaño de los depósitos de servicio y distribución que los apoyen. Si éstos almacenan agua suficiente para:

1. Satisfacer las variaciones por hora en el consumo de agua excedentes al influente
2. Suministrar agua suficiente para combatir incendios serios
3. Permitir el cierre de las líneas de alimentación para su inspección y reparaciones menores

Los conductos de abastecimiento necesitan operar únicamente a la capacidad máxima diaria, alrededor del 50% en exceso sobre la relación diaria promedio.

Ordinariamente, el almacenamiento requerido se aproxima al consumo de un día. Los depósitos para distribución son tanques abiertos o cerrados del tipo de corte y relleno, columnas reguladoras o tanques elevados. La selección depende del tamaño y particularmente de la elevación con relación a las elevaciones disponibles sobre el área servida.

2.2.4 TRATAMIENTO

La calidad de las aguas procedentes de fuentes superficiales o subterráneas en su estado natural es satisfactoria para todos los usos comunes, pero es necesaria su desinfección. Otras aguas contienen sustancias que deben removerse, reducirse a límites tolerables, destruirse o alterarse en sus características en alguna otra forma antes de que el agua se envíe al consumidor. Para esto son necesarias las plantas de potabilización o tratamiento.

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

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

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

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

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

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

La eliminación o reducción de sabores y olores se consigue por aireación, agentes oxidantes y absorbentes. El ablandamiento, la oxidación y la precipitación del hierro y manganeso, la estabilización para prevenir la corrosión o incrustación en los sistemas de distribución y la desinfección, son algunos métodos de tratamiento comunes. Existen algunas técnicas más complejas como el intercambio iónico, ósmosis inversa, electrodiálisis y destilación; estas técnicas son empleadas en algunas poblaciones e industrias en las que las características de las aguas a tratar necesitan de su uso.

2.2.5 REGULACIÓN

Un tanque de regulación tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de aportaciones (de la conducción) que por lo general es constante, en un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable. El tanque de regulación debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo.

Adicionalmente a la capacidad de regularización se puede contar con un volumen para alimentar a la red de distribución en condiciones de emergencia (incendios, desperfectos en la captación o en la conducción, etc.) La capacidad del tanque esta en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos analíticos o gráficos, los cuales se describen a detalle en el capítulo tres.

El coeficiente de regulación, está en función del tiempo (número de horas/día) de alimentación de las fuentes de abastecimiento al tanque, requiriéndose almacenar el agua en las horas de baja demanda para distribuirlas en las de alta demanda.

Es por ello importante tomar en consideración para el cálculo de la capacidad de los tanques el número de horas de alimentación o bombeo, como su horario, el cual estará en función de las políticas de operación y los costos de energía eléctrica, los cuales son mayores en las horas de máxima demanda (horas pico)

2.2.6 DISTRIBUCIÓN

La obra de distribución del agua se inicia en el tanque de regulación y consiste en una red de tuberías por medio de las cuales se reparte y se entrega el agua hasta las casas de los usuarios. Por la importancia que las redes de distribución tienen se dedicará el capítulo cuatro para una descripción más detallada de éstas.

2.3 OFERTA DE AGUA POTABLE

En un sistema de abastecimiento de agua potable la oferta esta sujeta a la disponibilidad del agua, ésta puede provenir de fuentes internas o externas al sitio que se quiere abastecer.

Las fuentes internas pueden ser pozos, ríos o manantiales que están dentro del lugar a abastecer y las externas están compuestas por sistemas de presas y acueductos localizados fuera de éste. Un ejemplo de fuentes internas para el Distrito Federal puede ser el río Magdalena con el cual se abastece gran parte del sur de la Ciudad y de fuentes externas puede ser el sistema Cutzamala el cual es de gran importancia.

Una fuente alterna pero no menos importante para el abastecimiento de agua puede ser el uso de las aguas residuales, las cuales se someten a diferentes niveles de tratamiento y aunque no alcanzan la calidad de agua potable pueden ser utilizadas para la recarga de los acuíferos o para el uso de actividades que no necesitan agua potable como son el riego de jardines y el lavado de autos, también se puede emplear en algunas industrias que no requieran agua con calidad de potable. Debido a la escasez actual de agua, ésta podría constituir una fuente de abastecimiento muy importante para satisfacer la demanda en un futuro no muy lejano

2.4 DEMANDA

La demanda de agua en un sistema de abastecimiento de agua potable está integrada por el consumo total de los usuarios más las pérdidas físicas (fugas) que se presentan en los componentes del mismo. La figura 2.2 muestra los diferentes tipos de consumo

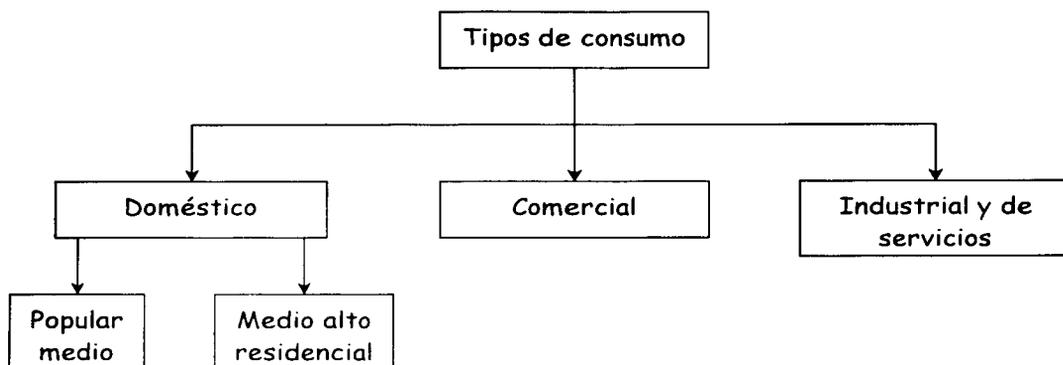


Figura 2.2 Tipos de consumo de agua potable

Los consumos de agua varían con los países e incluso con las regiones, por ejemplo, en las ciudades se consume mayor cantidad que en las zonas rurales. Las condiciones climatológicas e hidrológicas de la región considerada; las costumbres locales y el tipo de actividad de los habitantes tienen una influencia directa en las cantidades de agua consumidas.

Los factores que determinan el consumo se describen a continuación:

- **Cantidad de agua disponible (oferta).** La escasez del agua en las fuentes de abastecimiento limita la cantidad de ésta para distribuirse, cuando las fuentes subterráneas dentro de las comunidades u otras fuentes son accesibles se estimula a los consumidores fuertes a desarrollar suministros propios para usos especiales tales como acondicionamiento de aire, condensación o procesos de manufactura.
- **Tamaño de la población.** A medida que una población crece aumentan las necesidades de agua.
- **Requerimientos de la población.** El consumo per-cápita dependerá de la actividad básica y costumbres de la población.
- **Clima.** El tipo de clima es determinante para el consumo de agua, en climas calurosos es muy elevado mientras que en climas fríos el consumo es menor
- **Nivel económico.** En los niveles elevados de vida el consumo de agua es mucho mayor que en los populares ya que estos requieren del agua para todas las actividades, por ejemplo, la lavandería, riego de jardines, lavado de autos, etc. A medida que el nivel económico de una población aumenta las exigencias en el consumo de agua también.

- **Tipo de abastecimiento.** El consumo en poblaciones que cuentan con un sistema público de abastecimiento de agua, es mayor que en aquellas que tienen sólo un sistema rudimentario
- **Presión de la red.** La presión en la red afecta el consumo ya que existen derroches y pérdidas. Una presión excesiva aumenta la cantidad de agua consumida, debido a las pérdidas en las juntas y piezas especiales
- **Control del consumo.** El consumo de agua es mayor cuando el precio de ésta es bajo, particularmente para fines industriales, el uso de medidores disminuye el consumo ya que el usuario se ve obligado a pagar el volumen utilizado.

2.4.1 Dotación

Se denomina dotación a la cantidad de agua estimada que requiere un ser humano para satisfacer sus necesidades de alimentación y de higiene. La dotación de agua potable si el sistema de abastecimiento es eficiente, es función del clima, del número de habitantes y sus costumbres y actividades, del costo del agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas y desperdicios.

Para fines de proyecto, se consideran en primer lugar, los registros de consumo con que cuente el usuario o el organismo operador en el período que se maneje, ya sea mensual o bimestral, con esta información se calcula una dotación promedio diaria por habitante, por lo cual se requiere conocer el número de habitantes por registro. Se pueden aplicar también los datos de otra población si éstos son similares

Existen tablas de dotación media en función del número de habitantes y el clima, como se muestra en la tabla 2.2, éstas son útiles cuando no se tiene ningún registro o cuando no existen poblaciones similares.

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

Tabla 2.2 Dotación de agua potable (l/hab/d)

2.4.2 Variaciones

El consumo de agua varía con las estaciones, los días de la semana y las horas del día. Existen máximos de estación durante el calor y la sequía del verano, cuando se consumen grandes volúmenes de agua, por ejemplo, el consumo en invierno es aproximadamente un 80% del consumo diario promedio anual, mientras que en verano es un 130%.

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

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

2.4.3 Demanda horaria

La demanda de agua de una comunidad varía considerablemente en el transcurso de un día. El consumo de agua es más elevado durante las horas en que se le usa para la higiene personal, la limpieza, cuando se preparan alimentos y el lavado de la ropa; durante la noche, la demanda de agua será mucho menor.

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

Para la Ciudad de México, la ley de variación horaria fue determinada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM a partir de mediciones de presiones de la red. La demanda horaria se estableció al relacionar el gasto instantáneo Q al gasto promedio Q_m en el día. Las relaciones obtenidas (Q/Q_m) se consignan en la tabla 2.3. La curva de variación horaria se muestra en la figura 2.3

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

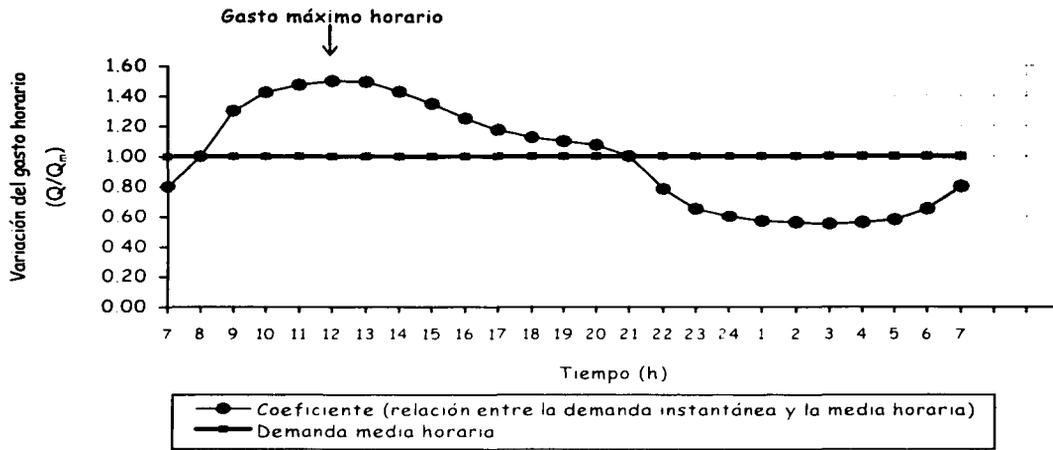


Figura 2.3 Variación horaria de la demanda para la ciudad de México

t (h)	Q/Q_m	t (h)	Q/Q_m
0:00	0.600	12:00	1.500
1:00	0.570	13:00	1.495
2:00	0.560	14:00	1.430
3:00	0.550	15:00	1.350
4:00	0.580	16:00	1.250
5:00	0.650	17:00	1.175
6:00	0.800	18:00	1.125
7:00	1.000	19:00	1.100
8:00	1.300	20:00	1.075
9:00	1.425	21:00	1.000
10:00	1.475	22:00	0.780
11:00		23:00	0.650

Tabla 2.3 Ley de variación horaria en el D. F.

Fuente: CNA 1996.

Adicionalmente, también se presentan dos curvas de variación del gasto de demanda aplicables a diferentes ciudades de la República Mexicana (tabla 2.4 y figura 2.4), así como a poblaciones pequeñas (tabla 2.5 y figura 2.5).

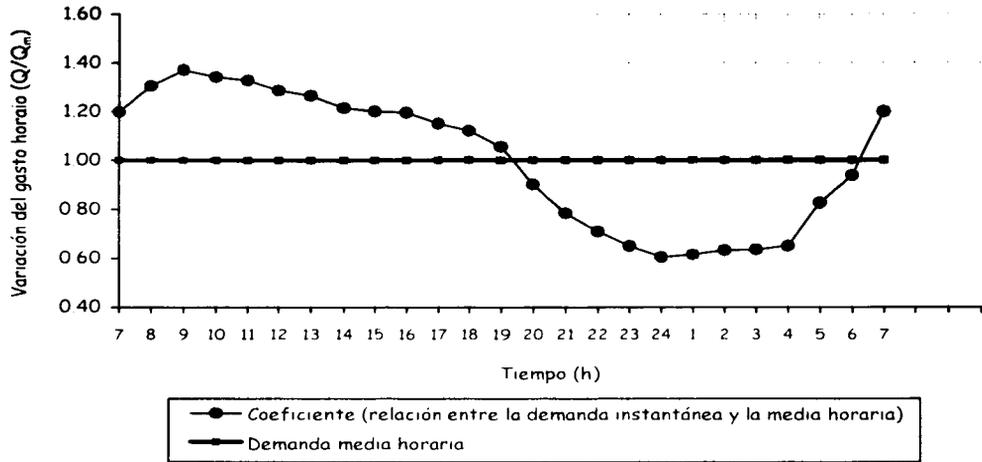


Figura 2.4 Variación horaria promedio de la demanda para diferentes ciudades del país

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

Tabla 2.4 Ley de variación horaria para diferentes ciudades del país
Fuente: CNA, 1994.

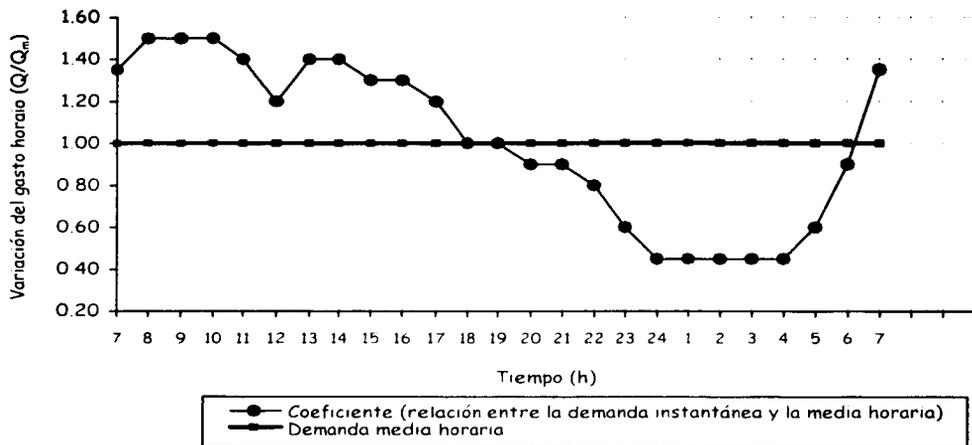


Figura 2.5 Variación horaria de la demanda para ciudades pequeñas

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

Tabla 2.5 Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas
Fuente: CNA, 1994.

2.4.4 Cálculo de los consumos de agua potable

El consumo medio anual de agua en una población se calcula como sigue

$$V_{ma} = \frac{D \times P \times 365}{1000}$$

donde

V_{ma} consumo medio anual (m^3)
D dotación (l/hab/día)
P número de habitantes

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

$$V_{md} = \frac{D \times P}{1000}$$

y el gasto medio diario anual (Q_m) en l/s es

$$Q_m = \frac{D \times P}{86400}$$

donde 86400 son los segundos que tiene un día.

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

Las variaciones día a día reflejan la actividad doméstica e industrial. Las fluctuaciones de hora a hora producen un máximo cercano al mediodía y mínimo en las primeras horas de la mañana.

Como existen variaciones de la demanda en los diferentes días del año el gasto máximo diario se calcula como sigue

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

donde

Q_{MD} gasto máximo diario (l/s)
 Q_m gasto medio diario anual (l/s)
CVD coeficiente de variación diaria

El gasto máximo horario se calcula de la siguiente manera

$$Q_{MH} = Q_m \times CVD \times CVH$$

donde

Q_m gasto máximo horario (l/s)
 CVH coeficiente de variación horaria

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

CVD 1.2 a 1.5
 CVH 1.5 a 2.0

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

Frecuentemente la población estimada es inexacta debido a que los límites del abastecimiento de agua no coinciden con los límites de los censos de población, además de la dificultad para estimar el número de emigrantes o visitantes temporales en la población.

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

$$D = kQ_{m\acute{a}x}H$$

donde

k es un coeficiente que depende de la curva de variación horaria (por ejemplo, para la ciudad de México es de 0.36)
 D demanda diaria
 $Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo instantáneo
 H duración del período de máxima demanda (entre 1 y 4 horas)

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

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

en donde a k_1 se le asigna un valor de acuerdo al tipo de clima (tabla 2.6)

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

Tabla 2.6 Valores de k_1 de acuerdo al clima

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

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

donde k_2 varía de 1.4 a 1.8

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

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

2.5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

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

El volumen de agua por distribuir se determinará tomando los datos de proyecto previamente establecidos, los datos básicos son:

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

La población de proyecto se determina generalmente para un período económico de proyecto que variará de 10 a 15 años.

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

3 TANQUES DE ALMACENAMIENTO

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El tanque de regulación o almacenamiento, es la parte del sistema de abastecimiento de agua potable que recibe el líquido desde la fuente que lo suministra al sistema y lo entrega a la red de tuberías para satisfacer la demanda de los habitantes que son servidos por esta red.

En el tanque se almacena agua durante el lapso en que el volumen de este fluido que requiere la población es menor al volumen que ingresa al tanque, ello se hace con la intención de emplear el agua que se almacenó cuando se necesite proporcionar a los habitantes más de la que está ingresando a este depósito. Generalmente los balances de las entradas y salidas del agua del tanque se hacen por periodos de 24 horas.

La determinación de la capacidad del tanque depende de los volúmenes de agua que entran y salen del él, como se verá adelante. Pero debe tenerse presente que para no deteriorar la calidad del agua es conveniente que exista cierta variación de la cantidad de agua dentro del tanque a lo largo del día, con base en ello se estimaría el tiempo de renovación del agua en el tanque; el cual se recomienda que sea menor a tres días.

En ocasiones se considera un almacenamiento adicional de agua en el tanque para prevenir fallas en el sistema de distribución de agua potable (por ejemplo, en caso de una suspensión del ingreso de agua al tanque), o para disponer de una cantidad de agua para combatir incendios.

Los tanques de almacenamiento y regulación, tienen como objetivo modificar el régimen variable a lo largo del tiempo de las demandas de la red de distribución, por uno que presente menores cambios. Los tanques deben operar bajo normas estrictas de higiene y seguridad.

Para definir el número de tanques, capacidad, estructuración y localización para una red de tuberías, se debe realizar un análisis técnico-económico de las opciones necesarias y considerar que su operación y mantenimiento no sean costosos.

3.2 CLASIFICACIÓN

La selección del tipo de tanque depende del material disponible en la región en donde se va a construir, de las condiciones topográficas y de la disponibilidad del terreno.

3.2.1 Tanques enterrados

Estos tanques se construyen bajo el nivel del suelo. Se emplean preferentemente cuando existe terreno con una cota adecuada para el funcionamiento de la red de distribución y que sea de fácil excavación.

Los tanques enterrados tienen como principal ventaja el proteger el agua de las variaciones de la temperatura, pero tienen el inconveniente de requerir importantes excavaciones tanto para el tanque como para todas las instalaciones de conexión con la red de distribución y la línea de conducción.

3.2.2 Tanques semienterrados

Los tanques semienterrados tienen parte de su estructura bajo el nivel del terreno. Se emplean generalmente cuando la elevación topográfica respecto al punto de alimentación es suficiente y el terreno presenta poca dificultad para excavar.

3.2.3 Tanques superficiales

Son los más comunes; se escogen cuando el desnivel entre el sitio de ubicación del tanque y la zona donde se encuentra la mayor parte de la población abastecida es suficiente para conducir el agua hasta ella con una presión de más de tres metros columna de agua (m.c.a).

Los tanques a base de muros de mampostería, con piso y techo de concreto reforzado, se recomiendan para profundidades del agua que van desde 1.0 hasta 3.5 m y capacidades hasta de 10000 m³. Los tanques de concreto reforzado se emplean generalmente para profundidades entre 2.0 y 5.5 m. Para capacidades que varían de 5000 a 50000 m³, se pueden construir tanques de concreto presforzado, con tirantes de 5.0 a 9.0 m, este tipo de tanques puede ser la solución más conveniente por tiempo de construcción, ya que gran parte de sus elementos son prefabricados

En cualquier caso, el tanque superficial debe quedar desplantado en su totalidad en terreno firme, sin que alguna porción del mismo se apoye en rellenos. En casos especiales puede estar en terreno uniforme con una compactación adecuada.

3.2.4 Tanques elevados

Se utilizan en localidades con topografía plana, donde no se dispone en la proximidad a la red de tuberías de elevaciones naturales con altimetría apropiada. Se considera su localización de acuerdo con la operación del sistema, para que proporcione el agua con las presiones requeridas en la red de distribución. Se pueden construir de concreto o metálicos, en torres de 10, 15 y 20 m y con capacidades desde 10 hasta 1000 m³.

En la tubería de entrada se debe contar con una válvula de seccionamiento para poder realizar acciones de mantenimiento y una válvula de flotador o de altitud, para cerrar la entrada para evitar desperdicios de agua cuando se exceda la capacidad de almacenamiento del tanque.

La tubería de salida debe instalarse en la parte inferior del depósito con piezas especiales y válvulas de seccionamiento. Éstas son necesarias para efectuar la limpieza del depósito ya que permiten el desague del tanque.

En climas fríos debe preverse una adecuada protección a los tanques y en sí a gran parte del sistema de abastecimiento para evitar el congelamiento del agua.

Los tanques requieren de una cubierta impermeable que sobresalga alrededor de los mismos para que no penetren las aguas pluviales. El registro de acceso debe sobresalir cuando menos 10 cm por encima del techo. Además deben contar con escaleras de acceso tipo "marino" para la inspección, limpieza o para efectuar reparaciones.

Para preservar la calidad del agua los tanques deben contar con ventilación, la cual se puede proporcionar con tubos verticales, provistos de codos, que atraviesan el techo y terminan con un tubo colador o malla.

En la figura 3.1 se muestran diferentes formas para los tanques elevados, el tipo I tiene fondo semiesférico, cuerpo cilíndrico, con techo o cubierta cónico y una pequeña tubería elevadora protegida por una caja, contra las heladas. El fondo está suspendido y unido, por una junta de expansión, a la tubería elevadora, siendo el peso del agua totalmente sostenido por la torre. El límite de capacidad de este tipo de tanques es de 227 m^3 , con una oscilación de altura de agua de 7.62 metros.

El tipo II tiene fondo semielipsoide, y el de tipo III fondo semielipsoide y techo-cúpula parcialmente utilizado como espacio de almacenamiento o de reserva de agua. Los techos-cúpula se sostienen por sí mismos, mientras que no sucede así con los techos cónicos. El límite de capacidad para los tanques de tipo II y III es de unos 757 m^3 , con una profundidad de extracción de 7.62 metros.

El tipo IV tiene fondo toroidal suspendido entre el cuerpo cilíndrico del tanque y el tubo elevador, el cual sostiene una gran parte del peso del agua. Con este tipo de tanque se obtiene una distribución más constante y una mayor facilidad de cálculo del peso del agua entre la torre y el tubo elevador. Para grandes capacidades y pequeña oscilación de altura de agua, se emplean vigas radiales como en los tipos V a X.

El tipo V tiene vigas radiales apoyadas en las columnas de la torre y en el tubo elevador y fondo cónico radial. El tipo VI tiene vigas radiales apoyadas en las columnas de la torre y en

el tubo elevador, a su vez, sostiene un fondo llano sobre un emparrillado, y un fondo toroidal suspendido entre el cuerpo cilíndrico del tanque y el fondo llano.

El tipo VII es el mismo del tipo V, excepto que el fondo está curvado hacia arriba hasta unirse tangencialmente con el cilindro del cuerpo del tanque. El tipo VIII es el mismo del tipo VII, excepto que tiene un techo-cúpula parcialmente utilizado como almacenamiento de agua. El tipo IX es el mismo del tipo VIII, excepto que se ha omitido la parte cilíndrica del cuerpo del tanque. En el tipo X se utilizan columnas tubulares en vez de perfiles laminados

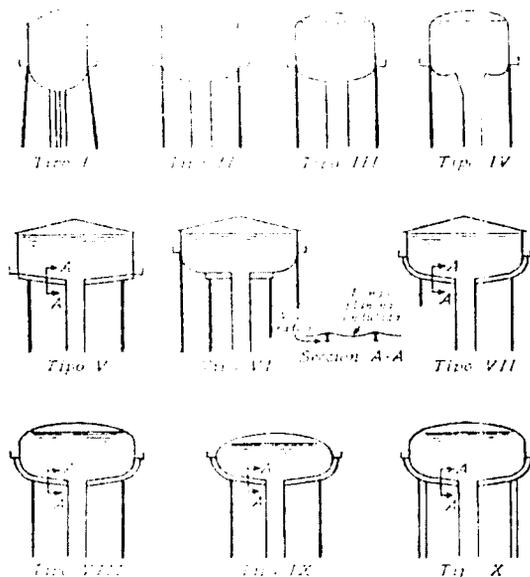


Figura 3.1 Tipos de tanques elevados

3.3 LOCALIZACIÓN DE LOS TANQUES

Cuando el tanque elevado se localiza en la periferia de la población, casi siempre ocurren pérdidas de carga altas entre el tanque y el punto más lejano por servir.

En aquellos tanques que se ubican en un sitio céntrico de la población o del área donde está la mayor parte de la demanda las presiones son más uniformes tanto en los períodos de mínima como de máxima demanda.

La selección del sitio más adecuado para ubicar un tanque de regulación se realiza tras las consideraciones de un conjunto de factores que muy a menudo son contrapuestos entre sí, algunos de ellos son los siguientes:

- Es preferible que la alimentación del tanque se efectúe por gravedad, dada su mayor economía. Esta condición puede cumplirse en terrenos con cambios importantes de elevación topográfica, pues en terrenos planos es necesario recurrir al bombeo.
- La alimentación de los tanques a la red de distribución conviene realizarla por gravedad, por lo que el tanque debe tener la altura adecuada para asegurar en cualquier instante y en todos los puntos de la red una presión suficiente. Se acostumbra elevar el tanque algunos centímetros sobre la cota estrictamente necesaria, para prever tanto incrementos de consumo como cambios en capacidad de conducción de las tuberías de la red.
- La evaluación del impacto ambiental que originará el proyecto.

Al elegir el sitio donde debe ubicarse el tanque se tiene presente que la red de distribución sea lo más económica posible y la máxima uniformidad de presiones en la zona abastecida, lo que se conseguirá si se sitúa el tanque en el centroide de la misma. En el caso de que las condiciones locales impidan que se cumpla este requisito, se seleccionará la elevación del terreno más próxima a dicho punto de los que rodean la población.

Cuando se tengan desniveles mayores a 50 m.c.a., es conveniente utilizar varios tanques interconectados entre sí.

3.4 CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULACIÓN

La capacidad de un tanque de regulación se obtiene en función del gasto medio diario en el día del año de mayor requerimiento de agua.

El suministro de agua al tanque es continuo durante las 24 horas, tanto en conducciones por gravedad como por bombeo, ya que no se justifica económicamente emplear una conducción con bombeo de menos de un día.

Se debe analizar el conjunto línea de conducción-tanque de almacenamiento, considerando los fenómenos transitorios, la topografía y los aspectos estructurales, para definir la ubicación de la entrada. En el diseño se debe asegurar que en caso de que ocurra una falla de la línea de conducción, el tanque funcione durante cierto número de horas adecuadamente y no se vacíe por la línea.

Al volumen de agua que existe entre el nivel máximo y el nivel mínimo que alcanza el agua en el tanque se le llama volumen útil.

La capacidad de los tanques de regulación queda definida por las necesidades de consumo de las localidades por servir a través de la determinación del volumen útil. En zonas urbanas grandes y principalmente las ciudades de gran importancia comercial, industrial y turística, se deberá tomar en cuenta, además del volumen útil, otro adicional que incluya al volumen de reserva para cubrir demandas contra incendio, otro para interrupciones frecuentes de energía eléctrica, uno más para demandas extraordinarias que se presenten durante la época de máxima concentración de población flotante, entre otras.

El análisis anterior debe realizarse para cada caso particular. Por lo que se refiere al volumen de reserva para combatir incendios se consideran las necesidades y experiencias del cuerpo de bomberos (en caso de no contar con esta información, se podría considerar un 5% de la capacidad útil del tanque), además de investigar la vulnerabilidad de las líneas de transmisión eléctrica y la frecuencia en los cortes del suministro de energía.

Es importante tener en cuenta que la capacidad de reserva sólo funcionara como tal cuando se cuente con un sistema de agua potable que satisfaga plenamente las demandas de la población; en caso contrario, corresponderá a un sobredimensionamiento de la capacidad de almacenamiento, para las localidades que no cumplen con la condición anterior. Esta capacidad de reserva no representa beneficio alguno ya que la demanda de la localidad no permite en ningún caso utilizarla. Por esta razón, la programación de estas obras se llevará a cabo una vez cubierto el déficit de las fuentes de abastecimiento y el de infraestructura hidráulica, además de considerar la factibilidad económica y financiera y la disponibilidad de los recursos económicos para su ejecución.

En este análisis se considera que el volumen útil será aprovechado en su totalidad para la población calculada como futura. Mientras esto sucede, se contará con una capacidad adicional que sería una especie de volumen de reserva para los casos mencionados.

3.5 MÉTODOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN

El cálculo de la capacidad del tanque se basa en la ecuación de continuidad, que establece que el cambio en el tiempo del almacenamiento en el tanque (dV) es igual al volumen de agua que entra ($Q_e dt$, siendo Q_e el gasto de entrada y dt , el intervalo de tiempo en que ocurre el cambio) menos volumen de agua que sale ($Q_s dt$, donde Q_s el gasto de salida), es decir

$$dV = Q_e dt - Q_s dt$$

o bien

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_s$$

para resolver la ecuación anterior, se puede emplear un método numérico que considera la ecuación anterior, así:

$$\frac{V_{n+1} - V_n}{\Delta t} = \frac{Q_{e n+1} + Q_{e n}}{2} - \frac{Q_{s n+1} + Q_{s n}}{2}$$

donde los subíndices n o $n + 1$ distinguen a los valores de las literales en el tiempo $t = n\Delta t$ o bien en tiempo $t = \Delta t, n\Delta t, \Delta t, (n + 1)\Delta t$

Si se consideran los volúmenes medios en el lapso Δt

$$E_n = \frac{Q_{e n+1} + Q_{e n}}{2} \Delta t$$

$$S_n = \frac{Q_{s n+1} + Q_{s n}}{2} \Delta t$$

la versión numérica de la ecuación de continuidad se puede escribir como

$$V_{n+1} - V_n = E_n - S_n \quad (3.1)$$

La aplicación de esta expresión se acostumbra realizarla en forma cuantitativa (método analítico) o de un modo gráfico. En ambos se puede optar por hacer el cálculo ya sea directamente con los volúmenes de entrada y salida medios (E_n y S_n) o con porcentajes de los gastos de entrada y salida.

Los análisis se realizan usualmente a intervalos de tiempo (Δt) de una hora, procurando tomar en cuenta las condiciones críticas tanto de demanda (volúmenes de salida) como de abastecimiento al tanque (volúmenes de entrada). Además deben ser iguales los volúmenes totales de entrada y los de salida.

3.5.1 Método analítico

Con base en los volúmenes almacenados obtenidos con la ecuación de continuidad (la expresión 3.1) se establece la capacidad del tanque de almacenamiento y regulación. Se toma en cuenta la variación de los volúmenes de ingreso y egreso (el que corresponde a la ley de variación horaria del gasto de demanda). Estos últimos usualmente se expresan como

el producto del porcentaje de variación horaria por el de variación diaria y por el gasto medio (en un día) de demanda.

Para mostrar su aplicación se presentan varias tablas de cálculo como la incluida en el ejemplo 3.6.1. En las tablas se anota en la primera columna el intervalo de tiempo (por ejemplo una hora 0-1, 1-2, etc.). En la segunda columna se escribe el gasto de entrada al tanque al inicio de cada hora, en la tercera se apuntan los gastos de entrada promedio en el intervalo de tiempo en cuestión. En la cuarta columna aparece el volumen de agua que entra durante el intervalo con el gasto de la tercera columna (si el gasto de entrada es constante a lo largo del día puede optarse por sólo calcular esta columna). En caso de tener varias fuentes deberán considerarse las horas en que operan y sumar los gastos de entrada (estos valores se consignarían en la columna dos).

Una vez que se calcularon los volúmenes medios de entrada al tanque, se encuentran los volúmenes demandados por la población. Dado que se han hecho los estudios respectivos (periodo de diseño, población de proyecto, dotación, etc.), se conoce el gasto medio diario. Con base en el tipo de población se propone una ley de variación horaria de la demanda, o si se cuenta con registros de consumos de la población puede determinarse la ley de variación horaria local. La ley de variación horaria establecida se multiplica por el coeficiente de variación diaria (generalmente se toma como 1.2) y se anota en la quinta columna de la tabla de cálculo. En la sexta columna aparece el valor medio en la hora analizada del porcentaje de variación de la columna cinco. A continuación, en la séptima columna aparece el producto del gasto medio diario por el porcentaje medio (columna 6), el cual representa el gasto de demanda de la población promedio en cada hora. Una vez conocido dicho gasto, se calcula el volumen demandado de agua por hora, el cual se escribe en la octava columna de la tabla. Conviene revisar que las sumas de los valores de las columnas cuatro y ocho sean iguales.

Una vez determinados los volúmenes disponibles en el tanque y los demandados por la población cada hora, se restan y se anotan en la columna 9, a menudo es llamado diferencia, algunos valores resultan ser negativos. En la décima columna se obtiene al sumar al volumen al inicio de la hora la diferencia que aparece en la columna novena, ella corresponderá a los volúmenes almacenados en el tanque, si tienen signo negativo significa que faltó ese volumen de agua en el tanque, para corregir esta situación se determina el menor valor negativo, su valor absoluto, V_d , se llamará volumen de déficit en el tanque.

Para que no se presente un volumen negativo en el tanque se requiere un volumen inicial en el tanque que sea igual al volumen de déficit. Al repetir los cálculos de la columna diez, pero empezando con un volumen inicial igual al de déficit se obtienen los valores anotados en la columna once.

Para determinar la capacidad útil del tanque bastará con identificar el volumen máximo acumulado de la columna onceava, o bien al sumar el valor del almacenamiento positivo más

grande que aparece en la columna diez, V_m , volumen de superávit con el de volumen de déficit.

Se insiste en que los cálculos que se apuntan en la décima columna inician con el tanque vacío, y los de la onceava comienzan con volumen de déficit. Pueden hacerse varios ensayos con volúmenes iniciales menores o mayores al de déficit y observar el comportamiento del tanque para dichos volúmenes iniciales.

Una variante del método consiste en definir los porcentajes de los volúmenes disponibles (de acuerdo a las políticas de operación) y de demanda (de acuerdo a la ley de variación horaria) a cada hora y realizar el balance con base en dichos porcentajes. La ventaja de utilizar porcentajes radica en el hecho de que se puede observar el comportamiento del tanque sin conocer los volúmenes de ingreso o de salida del tanque.

En general, se observa que en caso de abastecer a la población por intervalos de operación de bombas, pozos, etc., el máximo déficit se presentará al finalizar el período más largo de inactividad en el suministro o al terminar el intervalo de mayor consumo, y al máximo superávit (volumen máximo acumulado en el tanque) se presentará al finalizar el período de suministro de mayor duración o volumen (dependiendo de la fuente) o al acabar el intervalo de menor demanda.

La capacidad del tanque de almacenamiento será igual a la suma del volumen útil más el volumen de libre bordo (generalmente se estima entre 20 y 50 cm). Al volumen anterior se puede agregar los volúmenes de reserva para prevenir interrupciones del gasto de entrada al tanque (se estima multiplicando por cuatro o tres horas el gasto medio de entrada) y el necesario para combatir incendios.

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

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

En caso de que no puedan implantarse políticas óptimas de operación, puede buscarse un abastecimiento continuo al tanque procurando que el gasto medio diario de abastecimiento sea igual al gasto medio diario máximo de demanda de la población.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
							Volumen inicial =		0	4149
Tiempo (h)	Qe m ³ /s	Qemed	E m ³	CVH	CVH _{med}	Qs m ³ /s	S m ³	E - S m ³	V _{acum} m ³	V _{acum} m ³
0 - 1	0	0	0	0.53	0.510	0.066	238.50	-238.50	-238.50	3910.50
1 - 2	0	0	0	0.49	0.465	0.061	220.50	-220.50	-459.00	3690.00
2 - 3	0	0	0	0.44	0.440	0.055	198.00	-198.00	-657.00	3492.00
3 - 4	0	0	0	0.44	0.445	0.055	198.00	-198.00	-855.00	3294.00
4 - 5	0	0	0	0.45	0.505	0.056	202.50	-202.50	-1057.50	3091.50
5 - 6	0	0	0	0.56	0.910	0.070	252.00	-252.00	-1309.50	2839.50
6 - 7	0	0	0	1.26	1.580	0.158	567.00	-567.00	-1876.50	2272.50
7 - 8	0	0	0	1.90	1.805	0.238	855.00	-855.00	-2731.50	1417.50
8 - 9	0	0	0	1.71	1.575	0.214	769.50	-769.50	-3501.00	648.00
9 - 10	0	0.1875	0	1.44	1.435	0.180	648.00	-648.00	-4149.00	0.00
10 - 11	0.375	0.375	1350	1.43	1.350	0.179	643.50	706.50	-3442.50	706.50
11 - 12	0.375	0.375	1350	1.27	1.240	0.159	571.50	778.50	-2664.00	1485.00
12 - 13	0.375	0.375	1350	1.21	1.150	0.151	544.50	805.50	-1858.50	2290.50
13 - 14	0.375	0.375	1350	1.09	1.070	0.136	490.50	859.50	-999.00	3150.00
14 - 15	0.375	0.375	1350	1.05	1.075	0.131	472.50	877.50	-121.50	4027.50
15 - 16	0.375	0.375	1350	1.10	1.150	0.138	495.00	855.00	733.50	4882.50
16 - 17	0.375	0.375	1350	1.20	1.245	0.150	540.00	810.00	1543.50	5692.50
17 - 18	0.375	0.1875	1350	1.29	1.375	0.161	580.50	769.50	2313.00	6462.00
18 - 19	0	0	0	1.46	1.305	0.183	657.00	-657.00	1656.00	5805.00
19 - 20	0	0	0	1.15	0.950	0.144	517.50	-517.50	1138.50	5287.50
20 - 21	0	0	0	0.75	0.700	0.094	337.50	-337.50	801.00	4950.00
21 - 22	0	0	0	0.65	0.625	0.081	292.50	-292.50	508.50	4657.50
22 - 23	0	0	0	0.60	0.565	0.075	270.00	-270.00	238.50	4387.50
23 - 24	0	0	0	0.53		0.066	238.50	-238.50	0.00	4149.00
SUMA			10800	24			10800			

Tabla 3.1 Aplicación del Método Analítico con volúmenes (bombeo de ocho horas)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
							Volumen inicial =		0	922
Tiempo (h)	Qe m ³ /s	Qe _{med}	%E m ³	C.V.H	C.V.H _{med}	Qs m ³ /s	%S m ³	%E - %S m ³	V _{acum} m ³	V _{acum} m ³
0 - 1	0	0	0	0.53		0.066	53.00	-53.00	-53.00	869.00
	0			0.49	0.51					
1 - 2	0	0	0	0.44	0.465	0.061	49.00	-49.00	-102.00	820.00
	0			0.44	0.44					
2 - 3	0	0	0	0.44	0.445	0.055	44.00	-44.00	-146.00	776.00
	0			0.45	0.445					
3 - 4	0	0	0	0.45	0.505	0.056	45.00	-45.00	-235.00	687.00
	0			0.56	0.505					
4 - 5	0	0	0	1.26	0.91	0.070	56.00	-56.00	-291.00	631.00
	0			1.26	0.91					
5 - 6	0	0	0	1.90	1.58	0.158	126.00	-126.00	-417.00	505.00
	0			1.90	1.58					
6 - 7	0	0	0	1.71	1.805	0.238	190.00	-190.00	-607.00	315.00
	0			1.71	1.805					
7 - 8	0	0	0	1.44	1.575	0.214	171.00	-171.00	-778.00	144.00
	0			1.44	1.575					
8 - 9	0.375	0.1875	0	1.43	1.435	0.180	144.00	-144.00	-922.00	0.00
	0.375			1.43	1.435					
9 - 10	0.375	0.375	300	1.35	1.35	0.179	143.00	157.00	-765.00	157.00
	0.375			1.27	1.35					
10 - 11	0.375	0.375	300	1.24	1.24	0.159	127.00	173.00	-592.00	330.00
	0.375			1.21	1.24					
11 - 12	0.375	0.375	300	1.15	1.15	0.151	121.00	179.00	-413.00	509.00
	0.375			1.09	1.15					
12 - 13	0.375	0.375	300	1.07	1.07	0.136	109.00	191.00	-222.00	700.00
	0.375			1.05	1.07					
13 - 14	0.375	0.375	300	1.075	1.075	0.131	105.00	195.00	-27.00	895.00
	0.375			1.10	1.075					
14 - 15	0.375	0.375	300	1.15	1.15	0.138	110.00	190.00	163.00	1085.00
	0.375			1.20	1.15					
15 - 16	0.375	0.375	300	1.245	1.245	0.150	120.00	180.00	343.00	1265.00
	0.375			1.29	1.245					
16 - 17	0.375	0.1875	300	1.375	1.375	0.161	129.00	171.00	514.00	1436.00
	0.375			1.46	1.375					
17 - 18	0	0	0	1.305	1.305	0.183	146.00	-146.00	368.00	1290.00
	0			1.15	1.305					
18 - 19	0	0	0	0.95	0.95	0.144	115.00	-115.00	253.00	1175.00
	0			0.75	0.95					
19 - 20	0	0	0	0.7	0.7	0.094	75.00	-75.00	178.00	1100.00
	0			0.65	0.7					
20 - 21	0	0	0	0.625	0.625	0.081	65.00	-65.00	113.00	1035.00
	0			0.60	0.625					
21 - 22	0	0	0	0.565	0.565	0.075	60.00	-60.00	53.00	975.00
	0			0.53	0.565					
22 - 23	0	0	0	0.265	0.265	0.066	53.00	-53.00	0.00	922.00
	0				0.265					
23 - 24										
SUMA			2400	24			2400			

Tabla 3.2 Aplicación del Método Analítico con porcentajes (bombeo de ocho horas)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
								Volumen inicial =	0	661.5
Tiempo (h)	Qe m ³ /s	Qe _{med}	E m ³	CVH	CVH _{med}	Qs m ³ /s	S m ³	E - S m ³	V _{acum} m ³	V _{acum} m ³
	0.125			0.53						
0 - 1		0.125	450		0.51	0.066	238.50	211.50	211.50	873.00
1 - 2	0.125		450	0.49		0.061	220.50	229.50	441.00	1102.50
2 - 3		0.125	450	0.44		0.055	198.00	252.00	693.00	1354.50
3 - 4	0.125		450	0.44		0.055	198.00	252.00	945.00	1606.50
4 - 5		0.125	450	0.45		0.056	202.50	247.50	1192.50	1854.00
5 - 6	0.125		450	0.56		0.091	252.00	198.00	1390.50	2052.00
6 - 7		0.125	450	1.26		0.158	567.00	-117.00	1273.50	1935.00
7 - 8	0.125		450	1.90		0.238	855.00	-405.00	868.50	1530.00
8 - 9		0.125	450	1.71		0.214	769.50	-319.50	549.00	1210.50
9 - 10	0.125		450	1.44		0.180	648.00	-198.00	351.00	1012.50
10 - 11		0.125	450	1.43		0.179	643.50	-193.50	157.50	819.00
11 - 12	0.125		450	1.27		0.159	571.50	-121.50	36.00	697.50
12 - 13		0.125	450	1.21		0.151	544.50	-94.50	-58.50	603.00
13 - 14	0.125		450	1.09		0.107	490.50	-40.50	-99.00	562.50
14 - 15		0.125	450	1.05		0.131	472.50	-22.50	-121.50	540.00
15 - 16	0.125		450	1.10		0.115	495.00	-45.00	-166.50	495.00
16 - 17		0.125	450	1.20		0.150	540.00	-90.00	-256.50	405.00
17 - 18	0.125		450	1.29		0.161	580.50	-130.50	-387.00	274.50
18 - 19		0.125	450	1.46		0.183	657.00	-207.00	-594.00	67.50
19 - 20	0.125		450	1.15		0.095	517.50	-67.50	-661.50	0.00
20 - 21		0.125	450	0.75		0.094	337.50	112.50	-549.00	112.50
21 - 22	0.125		450	0.65		0.081	292.50	157.50	-391.50	270.00
22 - 23		0.125	450	0.6		0.075	270.00	180.00	-211.50	450.00
23 - 24	0.125		450	0.53		0.066	238.50	211.50	0.00	661.50
SUMA			10800	24			10800			

Tabla 3.3 Aplicación del Método Analítico con volúmenes (ingresos constantes)

3.5.2 Método gráfico

Este método es semejante al anterior, pero en lugar de utilizar una tabla de cálculo se trazan los volúmenes acumulados con respecto al tiempo en una gráfica. Esta gráfica se conoce como "curva masa" o diagrama de Rippl (figura 3.2). En lugar de los volúmenes también pueden ser utilizados los porcentajes.

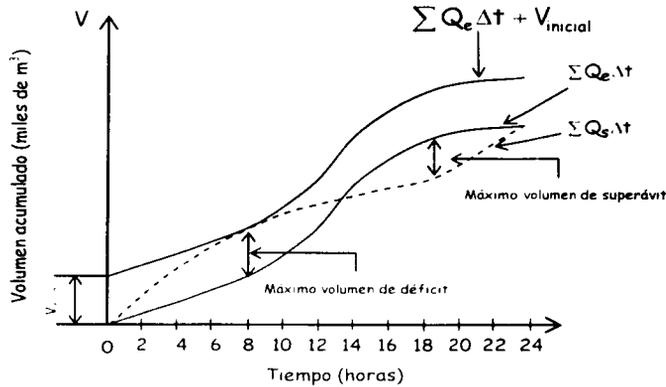


Figura 3.2 Curva masa o diagrama de Rippl

La variación del volumen almacenado en el tiempo

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_s$$

o bien

$$dV = (Q_e - Q_s) dt$$

al integrar

$$\int_{V_{ini}}^V dV = \int_{t_{ini}}^t (Q_e - Q_s) dt$$

$$V - V_{ini} = \int_{t_{ini}}^t Q_e dt - \int_{t_{ini}}^t Q_s dt$$

$$V = V_{ini} + \sum Q_e \cdot \Delta t - \sum Q_s \cdot \Delta t$$

$$V = V_{ini} + E - S \tag{3.2}$$

Como sucede con otros métodos gráficos, éste es susceptible de error en la apreciación visual de los valores; además, requiere cierta destreza para trazar las curvas. Finalmente, puede resultar difícil ajustar de modo gráfico las curvas para lograr un balance entre los ingresos y las demandas. Por lo anterior es más conveniente usar el método analítico para diseñar un tanque de regulación.

3.6 EJEMPLOS DEL MÉTODO ANALÍTICO

3.6.1 VARIACIÓN HORARIA

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

SOLUCIÓN

El primer paso es seleccionar o determinar una ley de variación horaria.

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

El volumen de demanda de la población por hora es

$$V_s = (0.125 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s}) = 450 \text{ m}^3$$

Y por día

$$V_s = (0.125 \text{ m}^3/\text{s})(86400 \text{ s}) = 10800 \text{ m}^3$$

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

$$Q_e = \frac{V_e}{\text{intervalos}} = \frac{10800 \text{ m}^3}{(8\text{h})(3600\text{s})} = 0.375 \text{ m}^3$$

En volumen, los pozos suministrarán al tanque cada hora

$$V_s = 0.375 \text{ m}^3/\text{s} * 3600 \text{ s} = 1350 \text{ m}^3$$

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

Se observa a partir de la tabla 3.1, en la octava columna que, el mayor déficit es de 4149 m³ y se presenta antes de iniciar el abastecimiento al tanque; además, el máximo superávit es de 2313 m³ (al finalizar el abastecimiento proveniente de los pozos). Por lo tanto el volumen de regulación del tanque debe ser de

$$\text{Máximo déficit} + \text{máximo superávit} = 4149 + 2313 = 6462\text{m}^3$$

Sin embargo, si se supone un tanque con dicha capacidad y se inicia durante el ciclo de operación analizado con tanque vacío, se presenta un déficit de 4149 m³ (columna 8, tabla 3.1) y no se podrá satisfacer la demanda, no siendo ésto un mal diseño del tanque, sino un desajuste de operación. Para llevar a cabo una operación correcta, deberá iniciarse el ciclo de operación con el máximo déficit de la columna 8, lo cual se ha calculado en la columna 9.

Se aprecia en la columna 9 que el volumen del tanque oscila entre "cero" (antes de iniciar el abastecimiento al tanque) y el valor de diseño de 6462 m³ (al finalizar la operación de los pozos). De esta forma, el volumen útil del tanque para satisfacer totalmente la demanda debe ser al menos de 6462 m³.

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

La ventaja de usar porcentajes radica en que se puede utilizar para la misma ley de variación horaria de demanda distintas propuestas de abastecimiento al tanque (8 horas de bombeo, 12 horas, etc.), cuyos porcentajes siempre deben sumar 2400 (100% del gasto demandado por 24 horas).

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

De la tabla 3.2 se obtiene

$$\% \text{Máximo déficit} + \% \text{máximo superávit} = -922\% + 514\% = 1436\% = 14.36$$

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

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

$$V_{\text{tanque}} = (14.36)(0.125 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s}) = 6462 \text{ m}^3$$

Por último, en la tabla 3.3 se aplica el método con volúmenes para determinar la capacidad del tanque regulador cuando la política de operación de la fuente consiste en mantener durante las 24 horas un gasto igual al gasto medio diario de demanda.

De la tabla 3.3 se obtiene el máximo déficit y el máximo superávit, y así el volumen útil del tanque es

$$\text{Máximo déficit} + \text{máximo superávit} = 661.5 + 1390.5 = 2052 \text{ m}^3$$

Se aprecia la disminución del volumen del tanque en comparación a la política de operación de sólo 8 horas. Además, en este caso, el volumen inicial del tanque debe ser de 661.5 m^3 al inicio del ciclo de operación. Se observa que el máximo déficit se presenta al finalizar las horas de mayor demanda (20:00 horas), y el máximo superávit al terminar las horas de menor demanda (6:00 horas).

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

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

$$H = y + \Delta y$$

donde

- H altura total del tanque (m)
- Y tirante de agua dentro del tanque (m)
- Δy sobreelevación adicional (libre bordo) como medida de seguridad (m)

El tirante de agua se obtiene de la relación

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

donde

- y tirante (m)
- V volumen total requerido (m^3)
- A área de la sección propuesta en planta para el tanque (m^2)

La sobreelevación Δy se obtiene como

$$\Delta y = 0.25y$$

Si se supone que el tanque tenga una sección rectangular de base 25 y de altura 25, resulta

$$y = \frac{2025}{(25)(25)} = 3.28m$$

$$\Delta y = (0.25)(3.28) = 0.82m$$

$$H = 3.28 + 0.82 = 4.1m$$

3.6.2 VARIACIÓN MENSUAL

Determinar la capacidad de almacenamiento que el tanque requiere, para mantener un abastecimiento de agua constante de $2 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{mes}$, en la tabla 3.4 se tienen los siguientes valores de los escurrimientos medios mensuales.

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

Tabla 3.4 Escurrecimientos medios mensuales

SOLUCIÓN

Es necesario realizar una tabla de cálculo para la solución del problema, en la tabla 3.5, se muestran estos cálculos. El significado de cada columna se describe a continuación

- El mes y su correspondiente escurrimiento se encuentran en la columna 1 y 2 respectivamente.
- El escurrimientos acumulado está en la columna 3
- La demanda de abastecimiento de agua aparece en la columna 4
- El déficit (escurrimiento-demanda de agua), está calculado en la columna 5. El signo negativo significa que la demanda de agua excede al escurrimiento y existe un déficit.
- El déficit acumulado se muestra en la columna 6. El máximo déficit acumulado representa la cantidad requerida en el tanque de almacenamiento
- Los números en la columna 7 representan el excedente acumulado

1	2	3	4	5	6	7
Mes	Escurrencimiento 10^6 m^3	Escurrencimiento acumulado 10^6 m^3	Demanda de agua 10^6 m^3	Déficit 10^6 m^3	Déficit acumulado 10^6 m^3	Excedente acumulado 10^6 m^3
1	9.0	9.0	2.0	7.0	-	7.0
2	10.8	19.8	2.0	8.8	-	15.8
3	4.2	24.0	2.0	2.2	-	18.0
4	2.8	26.8	2.0	0.8	-	18.8
5	1.2	28.0	2.0	-0.8	-0.8	-
6	1.1	29.1	2.0	-0.9	-1.7	-
7	0.9	30.0	2.0	-1.1	-2.8	-
8	0.5	30.5	2.0	-1.5	-4.3	-
9	0.6	31.1	2.0	-1.4	-5.7	-
10	0.4	31.5	2.0	-1.6	-7.3	-
11	0.5	32.0	2.0	-1.5	-8.8	-
12	0.9	32.9	2.0	-1.1	-9.9	-
13	1.1	34.0	2.0	-1.9	-10.8	-
14	2.0	36.0	2.0	0.0	-10.8	-
15	5.5	41.5	2.0	3.5	-7.3	-
16	10.5	52.0	2.0	8.5	-	1.2
17	3.5	55.5	2.0	1.5	-	2.7
18	2.5	58.0	2.0	0.5	-	3.2

Tabla 3.5 Solución del ejemplo 3.6.2

De la tabla 3.5, columna 7, podemos observar que el máximo de reserva con el que se cuenta en período de sequía es de 18.8. en la columna 6, el máximo déficit, o la demanda máxima en el período de sequía es de -10.8. El déficit máximo acumulado representa la capacidad necesaria para el tanque de almacenamiento, y por último observamos que cuando ya no existen déficits si no que hay excedentes (columna 7) se vuelve a llenar el tanque.

3.7 EJEMPLOS DEL MÉTODO GRÁFICO

La solución gráfica del ejemplo 3.6.2 se muestra en la figura 3.6. Los puntos que hay que tomar en cuenta en la solución gráfica son los siguientes:

- Los valores de la columna 3 son utilizados para dibujar la curva del escurrencimiento
- Se dibuja una línea del origen con una pendiente igual a la demanda de agua mensual

- Para determinar la capacidad necesaria en el tanque de almacenamiento, se dibuja una línea paralela a la línea de la demanda, pero comenzando en el punto de tangencia al inicio del período de sequía. La distancia vertical máxima entre la línea antes trazada (con pendiente igual a la demanda de agua $2 \times 10^6 \text{ m}^3$) y la curva de escurrimiento acumulado, representa la capacidad requerida. Como su muestra en la figura 3.2, el valor de la capacidad es de $10.8 \times 10^6 \text{ m}^3$, el cual es el mismo valor obtenido con el método analítico.

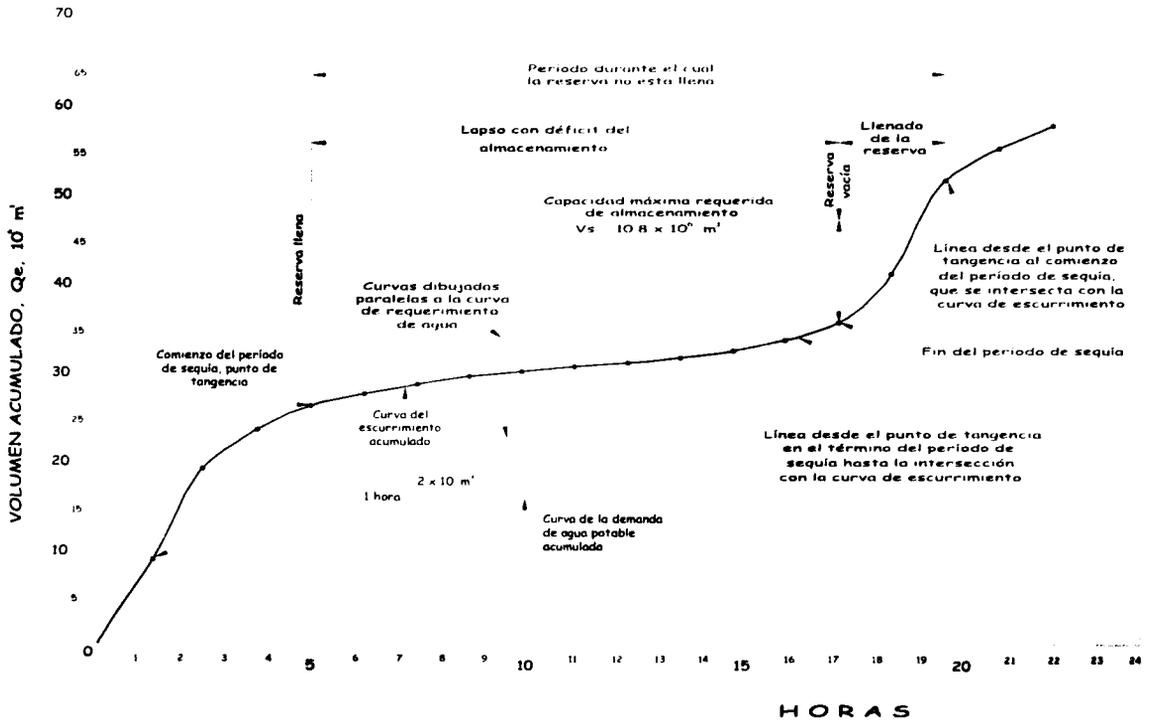


Figura 3.6 Solución gráfica del problema 3.6.2

4 REDES DE TUBERÍAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA

Una vez que se dispone de agua potable en el tanque de regularización, debe ponerse a disposición de los habitantes, distribuyéndola a 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 con la presión suficiente cuando y donde se requiera dentro de la zona de servicio.

Las redes de distribución se clasifican generalmente como sistemas en mallas, ramificados o combinados. 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 regularización y tratamiento.

4.1 RED DE DISTRIBUCIÓN

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

Una red de distribución esta constituida por dos partes principales:

1. Instalaciones de servicio público, comprenden la red y las tomas domiciliarias
2. Instalaciones particulares, la red interior de los domicilios

4.2 ESQUEMAS BÁSICOS

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

- a. Cerrada
- b. Abierta
- c. Combinada

Antes de definir las posibles configuraciones de la red es conveniente definir qué es un circuito. Un circuito es un conjunto de tuberías conectadas en forma de polígono, donde el

agua que parte de un punto puede volver al mismo después de fluir por las tuberías que lo componen.

4.2.1 Red cerrada

Cuando una red es cerrada, sus tuberías forman al menos un circuito. La ventaja de diseñar redes cerradas es que en caso de falla, el agua puede tomar trayectorias alternas para abastecer una zona de la red. Una desventaja de las mismas es que no es fácil localizar las fugas.

4.2.2 Red abierta

La red abierta se compone de tuberías que se ramifican sin formar circuitos. Esta configuración de la red se utiliza cuando la planimetría y la topografía son irregulares dificultando la formación de circuitos o cuando el poblado es pequeño o muy disperso.

Este tipo de red tiene desventajas debido a que en los extremos muertos pueden formarse crecimientos bacterianos y sedimentación; además, en caso de reparaciones se interrumpe el servicio más allá del punto de reparación; y en caso de ampliaciones, la presión en los extremos es baja.

4.2.3 Red combinada

En algunos casos es necesario hacer ampliaciones a las redes cerradas, estas ampliaciones pueden ser ramificaciones a los circuitos de éstas, cuando esto sucede se presenta una configuración a la que se le llama red combinada.

4.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

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

- **Topografía de la localidad.** Es conveniente diseñar una sola red de distribución para abastecer cualquier punto de la localidad. En zonas urbanas no siempre conviene tener una red única que cubra todas las calles, unas veces por tener que distribuir aguas de distinta procedencia y que llegan a la localidad a niveles distintos; otras porque no sea posible situar el tanque de regularización de modo que domine toda la zona por abastecer para dar las presiones adecuadas, principalmente cuando el desnivel entre los puntos más altos y más bajos es mayor a 50 m.
- **Planimetría de la ciudad.** Este factor es determinante para seleccionar el tipo de red a diseñar. En localidades en que se tiene una zona poblada concentrada y otra dispersa, debe estudiarse cuidadosamente la localización de las tuberías, tomando como base el

plano de predios habitados, el que se obtendrá el año en que se efectúe el proyecto, a fin de definir las etapas de construcción inmediata y futura.

- **Gasto por distribuir.** La red se diseña generalmente con el gasto máximo horario, el cual se obtiene en función del gasto máximo diario, adoptando para el coeficiente de variación horaria un valor de 1.3 para localidades urbanas pequeñas y 1.5 para los demás.
- **Situación y características del tanque de regularización.** La localización del depósito regulador tiene gran influencia y puede tener las variantes, al igual que sí se trata de un tanque superficial o elevado, según sea la situación topográfica de la localidad.
- **Situación de la captación con respecto a la red.** La situación de la obra de captación o captaciones que se tengan influye de manera notable en el diseño de la red.

4.4 CLASIFICACIÓN DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN

Las redes de distribución, dependiendo de la trayectoria de las calles, topografía, grado y tipo de desarrollo del área y localización de las obras de tratamiento y regularización se clasifican en:

- a) **Sistema ramificado.** 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, como se muestra en la figura 4.1

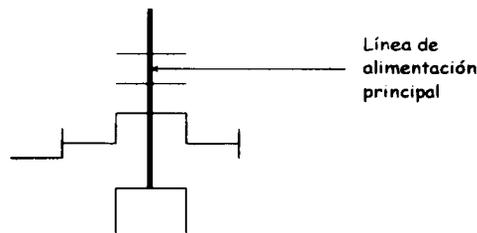


Figura 4.1 Sistema ramificado

Estos sistemas aunque son simples de diseñar y construir, no son muy utilizados ya que presentan las siguientes desventajas; en los extremos de las ramas se pueden presentar crecimientos bacterianos y sedimentación debido al estancamiento; es difícil que se mantenga una dosis de cloro residual en los extremos muertos de la tubería; 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; 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 cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permitan tener circuitos, o bien, en comunidades con predios muy dispersos.

- b) **Sistema en malla.** La característica principal de este sistema es que todas las tuberías están interconectadas y no hay terminales o extremos muertos; el agua circula en todas las direcciones de la red. En la figura 4.2 se muestra un sistema de malla en el que la alimentación puede ser por una sola línea (a) o por un circuito (b).

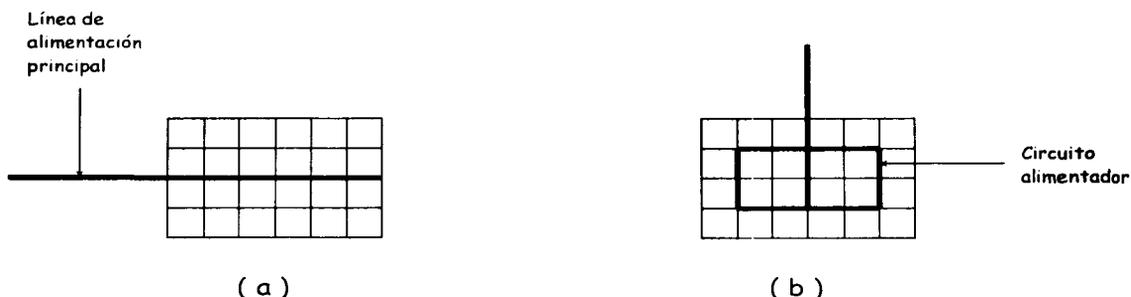


Figura 4.2 Sistema en malla

- c) **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 4.3, el resultado es un sistema combinado.

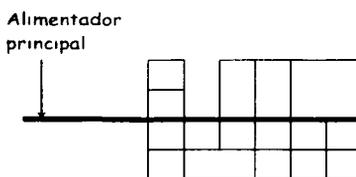


Figura 4.3 Sistema combinado

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

4.5 COMPONENTES DE UNA RED

Una red de distribución de agua potable cuenta con los componentes que a continuación se describen

Tuberías

Un sistema de distribución está formado por una red de tuberías, esta se compone de tuberías de alimentación, principales y secundarias; esta clasificación depende de la magnitud de su diámetro y de su posición relativa respecto a las demás tuberías.

- 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. 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. **Red primaria.** La red primaria permite conducir el agua por medio de líneas troncales o principales y alimentar a las redes secundarias. Se considera que el diámetro mínimo de las tuberías correspondientes a la red primaria es de 100 mm. Sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar de 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm, aunque en grandes urbes se puede aceptar a partir de 500 mm.
- c. **Red secundaria.** La red secundaria distribuye el agua propiamente hasta las tomas domiciliarias. Existen tres tipos de red secundaria:
 - **Red secundaria convencional.** En este tipo los conductos se unen a la red primaria y funcionan como una red cerrada. Se suelen tener válvulas tanto en las conexiones con la red primaria como en los cruces de la secundaria.
 - **Red secundaria en dos planos.** En una red de este tipo, las tuberías se conectan a la red primaria en dos puntos opuestos cuando la red está situada en el interior de los circuitos, o bien, en un solo cruce de las tuberías primarias en los casos de líneas exteriores a ellos (funcionando como líneas abiertas). Su longitud varía entre 400 y 600 m, en función al tamaño de la zona a la que se le da el servicio. En este tipo de red, las tuberías que se cruzan no necesariamente se unen.
 - **Red secundaria en bloques.** En este caso las tuberías secundarias forman bloques que se conectan con la red primaria solamente en dos puntos y la red principal no recibe conexiones domiciliarias.
- d. **Tomas domiciliarias.** Es el conjunto de piezas y tubos que permite el abastecimiento desde una tubería de la red hasta el predio del usuario. Es la parte de la red que demuestra la eficiencia y calidad del sistema de distribución pues es la que abastece de agua directamente al consumidor.

Válvulas

Las válvulas son accesorios que se utilizan para regular o cancelar el flujo en las tuberías. Se clasifican de acuerdo a su función como

1. **Aislamiento o seccionamiento**, las cuales son utilizadas para separar o cortar el flujo del resto del sistema de abastecimiento en ciertos tramos de tuberías, bombas y dispositivos de control con el fin de revisarlos o repararlos.
2. **Control**, usadas para regular el gasto o la presión, facilitar la entrada de aire o la salida de sedimentos o aire atrapado en la tubería.

Los tipos de válvulas comúnmente usadas en la red de distribución son las de compuerta, de expulsión de aire y de retención. En general, en las tuberías que concurren a cruces se utilizan tres válvulas de compuerta y dos en donde existe una te; sin embargo, para cada proyecto en particular se recomienda estudiar la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de éstas.

La principal función de las válvulas de compuerta es aislar subsecciones del sistema para mantenimiento y reparaciones. 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 cruceros con válvulas debe construirse una caja adecuada para su operación, en función del diámetro, número de válvulas y su ubicación.

Piezas especiales

Las piezas especiales son todos aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de dirección, modificaciones de diámetro, uniones de tuberías de diferente material o diámetro y terminales de los conductos entre otros.

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

Hidrantes

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

Los hidrantes públicos son tomas compuestas por un pedestal y una o varias llaves comunes que se ubican a cierta distancia en las calles para dar servicio a varias familias. Se utilizan en poblaciones pequeñas en los casos donde las condiciones económicas no permiten que el servicio de agua potable se instale hasta los predios de los usuarios.

4.6 PRESIONES REQUERIDAS Y VELOCIDADES DE FLUJO EN LA RED

El buen funcionamiento de un sistema de distribución depende en gran parte de las presiones disponibles para un gasto especificado. Las presiones deberán ser lo suficientemente altas para cubrir las necesidades de los usuarios pero se debe tener cuidado ya que presiones muy altas pueden elevar los costos de distribución y causar daños a 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 deben mantener en cualquier punto de la red deben permitir el suministro de una cantidad razonable de agua en los pisos más altos de edificios y casas así como en las fábricas y edificios comerciales. En general, se adoptan los valores que se presentan en la tabla 4.1.

ZONAS	PRESIÓN DISPONIBLE (kg/cm ²)
Residencial de 2 ^a	1.5 a 2.0
Residencial de 1 ^a	2.0 a 2.5
Comercial	2.5 a 4.0
Industrial	3.0 a 4.0

Tabla 4.1 Valores de presión para redes de distribución (César Valdez, 1990)

Las presiones 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 la máxima de 50 mca. 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 en la topografía, es común dividir el sistema de distribución en dos o más zonas de servicio, una zona de presión alta y una 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, se recomiendan valores entre 0.3 y 1.2 m/s, los cuales se ajustarán en cada caso particular.

5 ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS EN REDES DE TUBERÍAS

El análisis de los sistemas o redes de tuberías se realiza utilizando las ecuaciones de continuidad y energía, tomando en consideración las pérdidas por fricción y locales; para este análisis se considera que el flujo es permanente, esto es, que las características del fluido en un punto permanecen constantes para cualquier instante.

Para obtener los gastos y las presiones en redes de tuberías existen diversos métodos de cálculo. Uno de los más utilizados es el de Hardy Cross planteado en 1939, en este método, los gastos inicialmente supuestos se van corrigiendo mediante una fórmula de manera iterativa, hasta alcanzar el equilibrio hidráulico de la red. Hoy en día los avances tecnológicos nos permiten la utilización de procesos numéricos que se aplican con computadora.

A fin de simplificar los cálculos, las demandas se suponen concentradas en relativamente pocos puntos separados de la red. Los puntos de demanda se toman en los nudos de cruce a fin de no aumentar los elementos de la red.

Para el caso de consumidores importantes, como el caso de industrias y grandes comercios, la proyección de la demanda se desglosará para cada tipo de usuario, diferenciando las demandas puntuales para su fácil identificación al momento de asignar los valores a los modelos de análisis.

Para determinar el gasto demandado en los nudos existen diversos métodos, los cuales se presentan a continuación, estos métodos aunque dan una buena aproximación no calculan la demanda de una manera real ocasionando con esto que el cálculo en la presión no sea el correcto y por lo tanto al usuario no le llegue la cantidad de agua suficiente con la presión requerida.

5.1 GASTO POR LOTE O TOMA

Si se conoce el número de habitantes promedio por lote o toma, se calcula el gasto requerido en cada uno multiplicando este número por la dotación. El gasto que entrega un tramo se integra con la suma de los gastos de los lotes atendidos por el tramo. Este gasto se concentra en partes iguales en los dos nudos del tramo, como se muestra en la figura 5.1a y 5.1b.

Efectuando este proceso en cada uno de los tramos se obtienen los gastos de demanda en los nudos. Si en la red existen grandes consumidores concentrados (industrias, hospitales, baños públicos, etc.) éstos se representarán por medio de nudos con la demanda propia, o bien, al nudo correspondiente al tramo en el que se ubican estos consumidores, se le adicionará a la demanda de los lotes atendidos por ese tramo, la demanda puntual

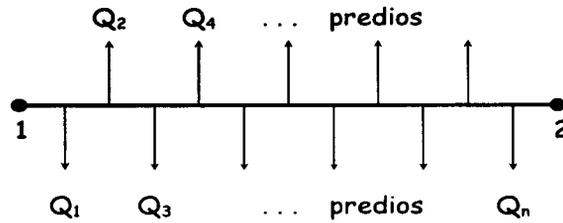


Figura 5.1a Distribución real de la demanda en un tramo de tubería.

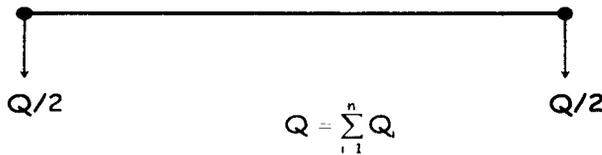


Figura 5.1b Idealización de la demanda en un tramo de tubería.

5.2 GASTO POR UNIDAD DE ÁREA

Si solamente se conoce la superficie que se atenderá y todavía no se ha lotificado, el gasto total se divide entre el área neta a la que se proporcionará el servicio. El gasto unitario que resulta se multiplica por el área que sirve cada nudo, para lo cual el área por servir se divide en áreas de influencia para los diferentes nudos, como se muestra en la figura 5.2

Los gastos de los grandes consumidores concentrados, como industrias, hospitales, baños públicos, etc., se consideran como demandas puntuales.

Del gasto máximo horario (Q_{mh}) se resta la suma de todos los consumidores concentrados ($\sum Q_c$). De esta forma se obtiene el gasto que se demanda (Q_d) en forma distribuida en la red a través de las tomas.

El gasto unitario se obtiene dividiendo Q_d entre el área neta total.

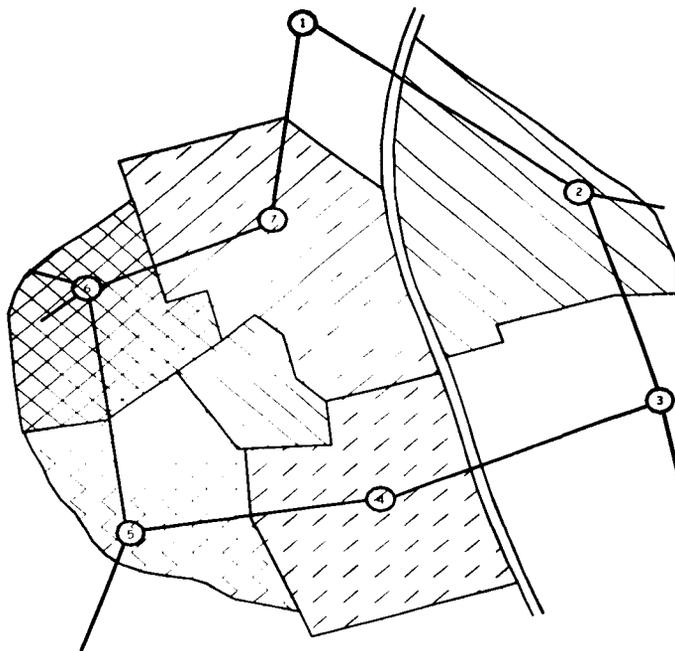


Figura 5.2 Distribución de la demanda por áreas de influencia de los nudos

5.3 GASTO POR UNIDAD DE LONGITUD

Cuando no se conocen con certeza las superficies que atenderá cada tramo, se divide el gasto total de la red entre la suma de las longitudes de todos los tramos. El gasto unitario resultante se multiplica por la longitud de cada tramo. Este procedimiento, aunque poco preciso, puede usarse en proyectos de redes para abastecer a zonas habitacionales. Sin embargo, en zonas industriales se recomienda utilizar cualquiera de los otros dos métodos.

Es posible determinar un coeficiente denominado "gasto por unidad de longitud", dividiendo el gasto máximo horario entre la "longitud virtual" de toda la red. Un tramo de tubería que abastezca predios de un solo lado, como el A - B que se muestra en el figura 5.3 distribuye menos gasto que el tramo C - D de la misma figura, ya que este último abastece de agua a predios ubicados a cada lado del mismo. Si se trata de una zona con población uniformemente distribuida, resulta que el tramo C - D distribuirá el doble de gasto que el tramo A - B. La correlación de los gastos con las longitudes, es similar a considerar que el tramo C - D tuviera una longitud dos veces superior a la del tramo A - B, siendo que en realidad los dos tramos tienen la misma longitud. De acuerdo con esto, para el tramo A - B, la longitud real (L_r) será igual a la longitud virtual (L_v).

En resumen:

- Para líneas de alimentación

$$L_v = 0$$

- Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a un solo lado de la línea

$$L_v = L_r$$

- Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a ambos lados de la línea

$$L_v = 2 L_r$$

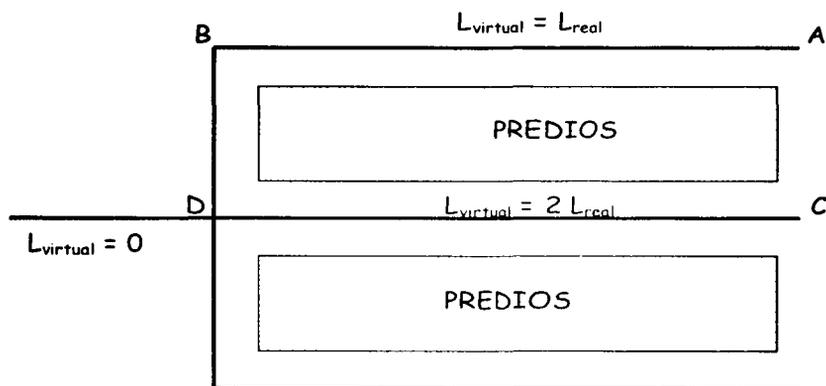


Figura 5.3 Distribución de las demandas por unidad de longitud.

Al sumar las longitudes virtuales tramo a tramo de la red, se obtiene entonces el gasto unitario (gasto por metro de tubería) q , con la siguiente expresión

$$q = \frac{Q_{mh}}{\sum L_v}$$

donde

q es el gasto por metro (l/s/m)

Q_{mh} gasto máximo horario (l/s)

$\sum L_v$ es la sumatoria de la longitudes virtuales de los tramos en la red (m)

Si al dividir la ciudad por zonas, se tienen concentraciones de población diferentes de una a otra, también el gasto unitario difiere de acuerdo con la zona. De la misma forma variará dependiendo del tipo de usuarios (doméstico o industrial). Por lo tanto, los gastos unitarios se determinan usando dotaciones y poblaciones de las zonas a las que alimenta el tramo considerado.

Al utilizar el gasto por unidad de longitud, la demanda se concentra en los nudos de la red de la siguiente manera

1. Del gasto máximo horario (Q_{mh}) se resta la suma de todos los consumidores concentrados ΣQ_c . De esta forma se obtiene el gasto Q_d que demanda la red mediante las tomas distribuidas.
2. Se calcula la suma de las longitudes virtuales de todos los tramos de la red en los que hay o va a haber tomas.
3. Se calcula el gasto unitario q_{mh}
4. En cada tramo, en que se distribuye el agua en tomas, se multiplica el gasto unitario q por la longitud virtual del tramo. El resultado se divide entre dos y lo obtenido se suma a la demanda concentrada en los dos nudos del tramo.
5. Después de aplicar el proceso descrito anteriormente en todos los tramos, se obtienen las demandas concentradas en los nudos como una suma de los consumidores concentrados y las aportaciones de demanda distribuida en los tramos.

6

MÉTODOS DE CÁLCULO DE REDES DE TUBERÍAS

En 1991, Sánchez y Fuentes propusieron un método que emplea el desarrollo en serie de Taylor que incluye hasta la derivada de la función de primer orden.

Para el análisis de redes, los métodos emplean la ecuación de Darcy-Weisbach

$$h_f = f \frac{L V^2}{d 2g} = f \frac{L V^2 A^2}{d 2g A^2} = f \frac{L Q^2}{d 2g A^2}$$

si se usa el sistema internacional de unidades

$$h_f = 0.0826f \frac{L}{d^5} Q^2$$

que puede ser escrita de la siguiente manera

$$h_f = CQ^2 \tag{6.1}$$

donde C está dada como

$$C = 0.0826f \frac{L}{d^5}$$

Para tomar en cuenta que la pérdida de carga por el rozamiento del fluido con la pared interior de la tubería coincide con el sentido de la velocidad, se prefiere escribir la ecuación 5.1 como

$$h_f = CQQ \tag{6.2}$$

6.1 ECUACIONES POR RESOLVER

Para encontrar las cargas y los gastos en las tuberías de una red cuando se conocen los gastos de salida y al menos una carga en la red se emplean los principios de conservación de la energía y la masa (continuidad) tanto en una tubería como en la unión de varias tuberías.

6.1.1 Ecuación de la energía en una tubería de la red

Al utilizar el concepto de la ecuación de la conservación de la energía entre dos secciones (a cada sección se le llama nudo) cualesquiera s e i , se tiene

$$z_s + \frac{P_s}{\gamma} + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = z_i + \frac{P_i}{\gamma} + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (6.3)$$

donde z es la elevación respecto a un plano horizontal de referencia, P y v son la presión y la velocidad respectivamente en un punto al centro de la sección, α es el coeficiente de Coriolis (corrección por considerar el valor medio de la velocidad), γ es el peso específico del fluido y g la aceleración de la gravedad, h_f es la reducción de la energía hidráulica debido al rozamiento del fluido con las paredes del conducto. Los subíndices s e i indican la sección considerada.

La ecuación 6.3 establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo [FL/L]. La carga de posición es la energía potencial del fluido, 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 transformada en otro tipo de energía (transferencia de calor que, en el caso de los líquidos, no es utilizable en el movimiento).

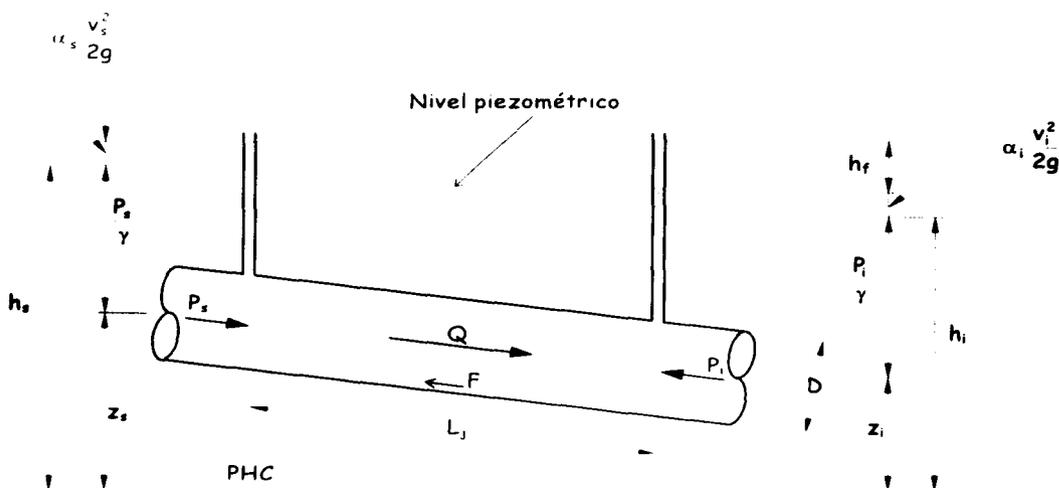


Figura 6.1 Ecuación de la energía en la tubería J de la red

De la ecuación 6.3 el término h_f se refiere a la energía disipada por el esfuerzo cortante debido a la fuerza de resistencia que se opone al movimiento del flujo.

Al hacer $h_i = z_i + \frac{P_i}{\gamma}$, la ecuación 6.3 se puede expresar de la siguiente manera

$$h_s + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (6.4)$$

6.1.2 Ecuación de continuidad entre secciones transversales de una tubería de la red

A la ecuación de la conservación de la masa para un volumen de control infinitesimal a menudo se le denomina ecuación de continuidad porque no requiere más suposición que de la continuidad de las funciones que dan la densidad y la velocidad.

La ecuación de continuidad establece que en una tubería de la red

$$A_s v_s = A_i v_i \quad (6.5)$$

para una tubería con área de sección transversal constante ($A_s = A_i = A$), de la ecuación 6.5 resulta que $v_s = v_i = v$, siendo $\alpha_s = \alpha_i = 1$, entonces

$$h_f = h_s - h_i$$

Al tomar en cuenta la ecuación anterior en la ecuación 6.2 se obtiene

$$h_s - h_i = C Q Q \quad (6.6)$$

Si expresamos el gasto que circula por la tubería en función de las cargas, se obtiene

$$Q = \begin{cases} k(h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -k(h_i - h_s)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad (6.7)$$

de la ecuación anterior

$$k = \left(\frac{1}{C} \right)^2 \quad (6.8)$$

6.1.3 Ecuación de continuidad en la unión de varias tuberías

Al sitio donde se unen varias tuberías se le conoce como nudo, en este se establece que la suma de los gastos que llegan a él es igual a la suma de los gastos que salen del mismo. Al aplicar la ecuación de continuidad en los nudos de la red se forma un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son los gastos que fluyen en las tuberías de la red.

Considérese la red de la figura 6.2, como ejemplo se emplea la ecuación de continuidad en la unión de las tuberías, donde se conoce la carga en el nudo 5. Se han numerado los nudos y las tuberías, distinguiendo a estos últimos con números encerrados en un círculo. También aparecen con flechas los gastos (q) que egresan de (o ingresan a) la red y los gastos (Q) que fluyen en las tuberías, para estos últimos se ha puesto el sentido del flujo.

Al aplicar el principio de continuidad en los nudos 1 a 4 se establece el sistema de ecuaciones siguiente

$$\begin{aligned}
 -Q_1 - Q_2 + Q_6 &= q_1 \\
 Q_1 - Q_3 - Q_4 &= -q_2 \\
 Q_2 + Q_3 - Q_5 &= q_3 \\
 Q_5 + Q_4 &= q_4
 \end{aligned}
 \tag{6.9}$$

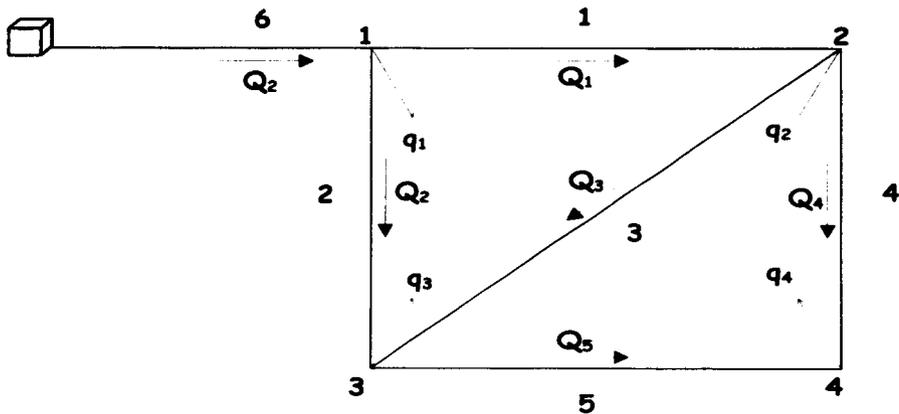


Figura 6.2 Red de tuberías cerrada

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

$$\sum Q_j = q_n \quad (6.10)$$

donde Q_j es el gasto que fluye por la tubería j y q_n es el gasto que sale por el nudo n .

Al sustituir a la ecuación 6.7 en las ecuaciones 6.10 se forma un sistema no lineal de ecuaciones.

Por ejemplo, al expresar los gastos Q_1 a Q_5 en función de las cargas mediante las ecuaciones 6.7 y al sustituir en las ecuaciones se obtiene

$$\begin{aligned} -k_1(h_1 - h_2)^{1/2} - k_2(h_1 - h_3)^{1/2} + k_6(h_5 - h_1)^{1/2} &= q_1 \\ k_1(h_1 - h_2)^{1/2} - k_3(h_2 - h_3)^{1/2} - k_4(h_2 - h_4)^{1/2} &= -q_2 \\ k_2(h_1 - h_3)^{1/2} + k_3(h_2 - h_3)^{1/2} - k_5(h_3 - h_4)^{1/2} &= q_3 \\ k_5(h_3 - h_4)^{1/2} + k_4(h_2 - h_4)^{1/2} &= q_4 \end{aligned} \quad (6.11)$$

Resulta un sistema de ecuaciones no lineales que tiene como incógnitas a h_1, h_2, h_3 y h_4 (en el nudo 5 la carga es conocida, y sirve como nivel de referencia para las demás).

Es posible establecer las ecuaciones del sistema anterior de una manera general, quedando dicho sistema de la siguiente manera

$$\sum F_j(h_s, h_i) = q_n \quad (6.12)$$

donde la suma se efectúa para todos los tubos j conectados al nodo n y $F_j(h_s, h_i)$ es una función no lineal de las cargas en los extremos h_s y h_i del tubo j definida con la ecuación 6.7.

6.2 DEDUCCIÓN DEL MÉTODO

6.2.1 Método Hardy Cross

En este método se hace la consideración de que la red se puede dividir en circuitos, es decir, conjuntos de tuberías conectadas una tras otra formando un polígono cerrado, de modo que, el fluido que se desplaza en su interior que sale de un punto puede llegar al mismo después de recorrer todas las tuberías del conjunto.

En la figura 6.2 se tienen dos circuitos, uno formado por las tuberías 1-2-3 y otro por las tuberías 4-5-3.

Se considerará con signo positivo al gasto en el circuito cuyo sentido de flujo coincide con el movimiento de las manecillas del reloj.

Para deducir este método se considera que interesa obtener la carga en el nudo 3. De modo que esta carga sería

a) Siguiendo las tuberías 1 y 3

$$h_3 = h_1 - C_1 Q_1^2 - C_3 Q_3^2$$

b) Siguiendo la tubería 2

$$h_3 = h_1 - C_2 Q_2^2$$

Al igualar las ecuaciones anteriores

$$h_1 - C_1 Q_1^2 - C_3 Q_3^2 = h_1 - C_2 Q_2^2$$

de donde

$$C_1 Q_1^2 - C_2 Q_2^2 + C_3 Q_3^2 = 0$$

Se acepta que en un principio no se conocen los gastos Q por lo que no se cumple con la ecuación anterior. Sin embargo, para que se satisfaga esta ecuación sería necesario agregar una corrección a los gastos ΔQ (en el sentido del movimiento de las manecillas del reloj), por lo que la ecuación anterior queda

$$C_1(Q_1 + \Delta Q)^2 - C_2(Q_2 - \Delta Q)^2 + C_3(Q_3 + \Delta Q)^2 = 0$$

al desarrollar los binomios

$$C_1 Q_1^2 + 2C_1 Q_1 \Delta Q + C_1 \Delta Q^2 - C_2 Q_2^2 + 2C_2 Q_2 \Delta Q - C_2 \Delta Q^2 + C_3 Q_3^2 + 2C_3 Q_3 \Delta Q + C_3 \Delta Q^2 = 0$$

se desprecian los términos de ΔQ^2 por ser muy pequeños en comparación con los demás, la ecuación anterior se reduce a

$$C_1 Q_1^2 + 2C_1 Q_1 \Delta Q - C_2 Q_2^2 + 2C_2 Q_2 \Delta Q + C_3 Q_3^2 + 2C_3 Q_3 \Delta Q = 0$$

al despejar a ΔQ

$$\Delta Q = -\frac{1}{2} \frac{C_1 Q_1^2 - C_2 Q_2^2 + C_3 Q_3^2}{C_1 Q_1 + C_2 Q_2 + C_3 Q_3}$$

De acuerdo con el sentido positivo de los gastos en el circuito se puede generalizar la ecuación anterior de la siguiente manera

$$\Delta Q = -\frac{1}{2} \frac{C_1 Q_1 Q_1 + C_2 Q_2 Q_2 + C_3 Q_3 Q_3}{C_1 Q_1 + C_2 Q_2 + C_3 Q_3}$$

o bien

$$\Delta Q = -\frac{\sum C_j Q_j Q_j}{2 \sum C_j Q_j} \quad (6.13)$$

Esta cantidad se suma a cada tubo del circuito en cuestión. Posteriormente se aplica un proceso similar a los restantes circuitos de la red. En caso de ser necesario, se vuelve a aplicar a todos los circuitos de la red hasta que después de varias iteraciones las correcciones ΔQ sean muy pequeñas.

6.2.2 Método del Instituto de Ingeniería

Para resolver sistemas de ecuaciones no lineales como es el caso de las ecuaciones 6.11 se puede utilizar el método de Newton-Rapson (Burden, Faires y Reynolds, 1979) o bien un procedimiento que simplifique el problema matemático a resolver, por ejemplo el método de Cross, que al considerar circuitos dentro de la red disminuye el número de ecuaciones no lineales por solucionar.

El método desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Sánchez y Fuentes, 1991) considera que la ecuación $f(Q)$, se desarrolla hasta la primera derivada mediante la serie de Taylor, entonces se obtiene la siguiente expresión

$$f(Q + \Delta Q) \approx f(Q) + f'(Q)\Delta Q \quad (6.14)$$

Sea la función

$$f(Q) = C Q Q = h_s^{k+1} - h_t^{k+1}$$

CASO 1

Para $Q > 0$;

$$Q Q = Q^2$$

La ecuación 6.6 queda

$$f(Q) = CQ^2$$

Su derivada es

$$f'(Q) = 2CQ \quad (6.15)$$

por lo que la ecuación 6.4 se puede escribir como

$$f(Q + \Delta Q) = CQ^2 + 2CQ\Delta Q \quad (6.16)$$

Si se considera que $Q=Q^k$ y $\Delta Q = Q^{k+1} - Q^k$ donde k es un superíndice que representa el número de iteración, la ecuación 6.16 queda

$$f(Q + \Delta Q) = C(Q^k)^2 + 2CQ^k(Q^{k+1} - Q^k) \quad (6.17)$$

reduciendo términos

$$f(Q + \Delta Q) = -C(Q^k)^2 + 2CQ^k(Q^{k+1}) \quad (6.18)$$

Como

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

Al sustituir las ecuaciones anteriores en la ecuación 6.16

$$h_s^{k+1} - h_i^{k+1} = -C(Q^k)^2 + 2CQ^k Q^{k+1} \quad (6.19)$$

por último, al despejar Q^{k+1}

$$Q^{k+1} = \frac{h_s^{k+1} - h_i^{k+1}}{2CQ^k} + \frac{Q^k}{2} \quad (6.20)$$

CASO 2

Para $Q < 0$:

$$|QQ = -Q^2$$

Con un procedimiento similar al anterior, se llega a la siguiente ecuación

$$h_s^{k+1} - h_i^{k+1} = -c(Q^k)^2 - 2c(Q^k)(Q^{k+1} - Q^k) \quad (6.21)$$

que al despejar el gasto queda

$$Q^{k+1} = -\frac{h_s^{k+1} - h_i^{k+1}}{2cQ^k} + \frac{Q^k}{2} \quad (6.22)$$

Las ecuaciones 6.20 y 6.22 se pueden reunir en la expresión que se escribe a continuación

$$Q^{k+1} = \frac{h_s^{k+1} - h_i^{k+1}}{2cQ^k} + \frac{Q^k}{2}$$

si se considera

$$\alpha^k = \frac{1}{2cQ^k} \quad (6.23)$$

A medida que k aumenta, Q^k y Q^{k+1} tienden a ser iguales. La expresión 6.23 es la ecuación fundamental del método.

Sistema de ecuaciones no lineales

Si el gasto (que corresponde al valor en la iteración k) de cada tubería j de la red se expresa en términos de las cargas piezométricas por medio de la ecuación 6.23, se forma un sistema de ecuaciones no lineales cuyas incógnitas son las cargas de presión en la iteración k+1. En efecto, con relación a la figura 6.2 se plantean las ecuaciones siguientes

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

El sistema de ecuaciones anterior tiene la gran ventaja de ser lineal. Las incógnitas son h_1^{k+1} , h_2^{k+1} , h_3^{k+1} y h_4^{k+1} y se puede simplificar si se aprecia que al no considerar el superíndice k, el término entre paréntesis del miembro derecho es precisamente $-q_n$. Esto es, $Q_1^k + Q_2^k - Q_6^k$

es igual a $-q_1$ de acuerdo con la primera ecuación del sistema anterior. Al tomar en cuenta esto, el sistema se puede escribir como

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

Con base en lo anterior, se puede afirmar que para cualquier red de tuberías se requiere resolver un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son h^{k+1} , del tipo

$$A\{h^{k+1}\} = B \quad (6.24)$$

donde

A matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones (depende de los parámetros α^k)

$\{h^{k+1}\}$ Vector de incógnitas

B Vector columna de términos independientes (depende de $q/2$, α^k y h)

Pasos para formar el sistema de ecuaciones lineales para resolver una red de tuberías funcionando a presión

1. Las variables serán las cargas totales en los nudos (h_n)
2. El sistema de ecuaciones lineales, expresado en forma matricial, tiene una matriz de coeficientes cuadrada (igual número de renglones y columnas, sus elementos son a_{nm}). Cada ecuación del sistema corresponde a un nudo n .
3. El número de ecuaciones será siempre igual al número de nudos totales de la red menos el número de nudos en donde se conoce la carga (tanques).
4. El valor del coeficiente a_{nm} en la diagonal principal es igual a la suma de los factores " α " con signo negativo, de todos los tubos que se conectan al nudo en cuestión ($-\sum \alpha$).
5. En cada ecuación existirán tantos coeficientes distintos de cero (a_{nm}) como nudos se conecten al nudo de interés. Los demás coeficientes tendrán un valor de cero. En cada

ecuación, se debe observar cuáles son los nudos m a los que se conecta el nudo n que corresponde a la ecuación y en ese lugar se anotará el valor de α_j (siempre con signo positivo), que corresponde al tubo j que une el nudo n con el nudo m .

6. El término independiente será siempre $q_n/2$ con signo positivo si el gasto sale del nudo y con signo negativo si el gasto entra al nudo. Si el nudo al que corresponde la ecuación se une a otro en el que se conozca la carga (T), entonces el término independiente se debe restar el producto de la carga con el factor α que corresponde al tubo j con el que están unidos los dos nudos ($-\alpha_j h_1$).
7. Revisar que la matriz de coeficientes formada sea simétrica (los elementos a_{nm} deben ser iguales a los a_{mn} , para n distinta de m) y que la suma algebraica de los coeficientes de cada renglón sea cero, excepto cuando se trata de la ecuación de un nudo conectado a un nudo de carga conocida en el tanque.

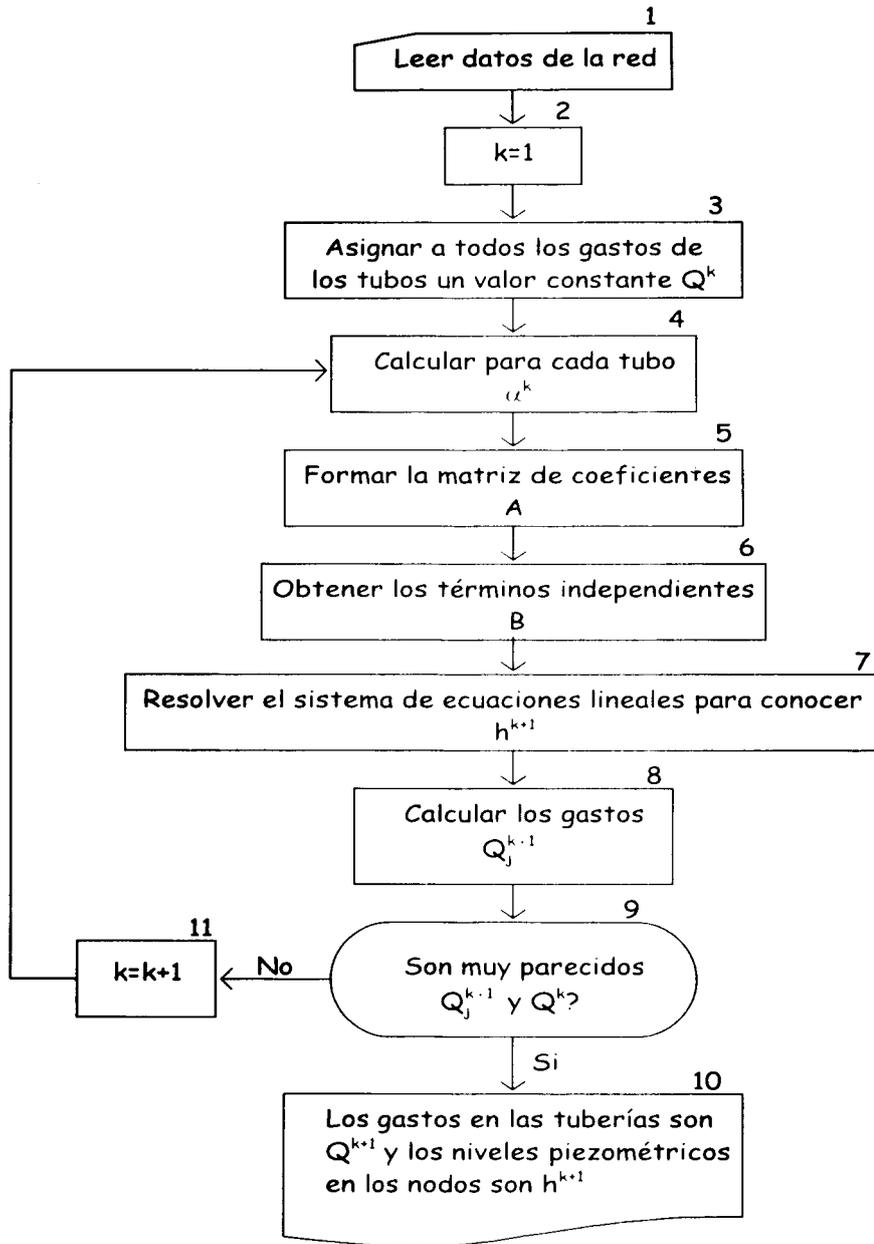


Figura 6.3 Diagrama de flujo para el Método del Instituto de Ingeniería

6.3 ACCESORIOS EN LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

Para representar de una manera más apegada a la realidad el funcionamiento de los sistemas de distribución de agua potable es necesario considerar las políticas de operación de tanques y válvulas, para esto, se requiere un modelo matemático que brinde una aproximación al comportamiento hidráulico.

6.3.1 Bombas

Sea una red de tuberías en la que se introduce un gasto en uno de los nudos a través de una bomba y que es conocida la curva característica carga - gasto (figura 6.4). Dichas curvas son suministradas por los mismos fabricantes de las bombas. Por lo general, la curva característica carga - gasto de la bomba se ajusta a un polinomio de segundo grado, esto es

$$Q = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 \quad (6.25)$$

donde los coeficientes a_0 , a_1 y a_2 pueden ser calculados tomando tres puntos (Q, H) de la curva del fabricante y resolviendo la ecuación 6.25 para cada uno de ellos.

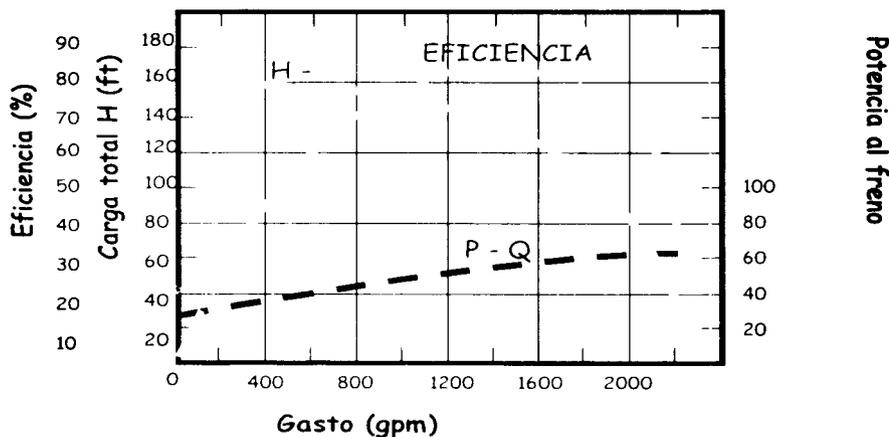


Figura 6.4 Gráfica típica del rendimiento de una bomba (curva gasto - carga)

Para incluir en el modelo matemático las bombas mediante un procedimiento numérico, es necesario recurrir nuevamente al planteamiento del método del Instituto de Ingeniería, que para el caso de las bombas se desarrolla a continuación.

Al usar la serie de Taylor, incluyendo las derivadas de la función de primer orden para la función $f(h) = Q$ de la ecuación 6.25 se llega a

$$Q_s^{k+1} = \delta^k + \beta^k h^{k+1} \quad (6.26)$$

siendo

$$\delta^k = Q^k - (a_1 + 2a_2 h^k) h^k \quad (6.27)$$

$$\beta^k = a_1 + 2a_2 h^k \quad (6.28)$$

6.3.2 Descargas libres

Al tomar en cuenta las descargas libres desde la red de tuberías, se plantea que el gasto que sale de la red se calcule por medio de la ecuación general de un orificio de pared delgada.

Para representar el suministro de la demanda de agua a los usuarios mediante un modelo matemático, se utiliza una descarga libre en los nudos que demandan el servicio. Dicha descarga está en función de la carga de presión disponible en dicho punto.

$$Q_L = C_d A \sqrt{2gh} \quad (6.29)$$

donde C_d es el coeficiente adimensional de descarga (aproximadamente $C_d = 0.6$); A , el área abierta del orificio expuesta a la atmósfera; g , la aceleración de la gravedad y h , la carga de presión.

De la misma manera que para el caso de las bombas, se utiliza el desarrollo en serie de Taylor con derivadas de primer orden a la ecuación 6.29 se obtiene la expresión siguiente

$$Q_L^{k+1} = \varepsilon^k + \lambda^k h^{k+1} \quad (6.30)$$

siendo

$$\varepsilon^k = \frac{Q_L^k}{2} \quad (6.31)$$

y

$$\lambda^k = -\frac{Q_L^k}{2h^k} \quad (6.32)$$

6.3.3 Válvulas

La pérdida de carga producida por el cierre o apertura de válvulas se toma en cuenta modificando el coeficiente de rugosidad del tubo.

La pérdida por cierre o apertura de una válvula está dada por

$$h_L = \frac{K_L Q^2}{2gA_v^2} \quad (6.33)$$

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

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

$$h_f = \frac{f' L Q^2}{D 2g A^2} \quad (6.34)$$

donde L es la longitud y D el diámetro de la tubería en cuestión, al igualar h_f y h_L se obtiene

$$f' = \frac{K_L D A^2}{L A_v^2} \quad (6.35)$$

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

6.4 FACTOR DE FRICCIÓN

Para calcular la cantidad de energía perdida debido a la fricción en un sistema de fluido, es necesario caracterizar la naturaleza del flujo. Los métodos que se utilizan para calcular la pérdida de energía son diferentes para cada tipo de flujo.

El tipo de flujo puede predecirse mediante el cálculo de un número sin dimensiones, el "Número de Reynolds", que relaciona las variables más importantes que describen un flujo: velocidad, longitud de la trayectoria del flujo, densidad de fluido y viscosidad.

6.4.1 Clasificación de los flujos

Las propiedades de un fluido y las características mecánicas del mismo serán diferentes de un punto a otro dentro de su campo; si las características en un punto determinado varían de

un instante a otro, el flujo es **no permanente**. Por el contrario, será un flujo **permanente** cuando las características en un punto permanecen constantes para cualquier instante.

Cuando analizamos un fluido en una corriente de flujo, es importante ser capaces de determinar el carácter del flujo. En algunas condiciones, el fluido parecerá que fluye en capas, de una manera uniforme y regular. A este tipo de flujo se le conoce como **flujo laminar**. En contraste con el flujo laminar, el **flujo turbulento** parecerá caótico y existirá bastante mezcla del fluido.

Existen más clasificaciones de los flujos pero debido a que en este trabajo sólo se requieren los flujos laminar y turbulento, permanente y no permanente son los únicos que se mencionan.

6.4.2 Número de Reynolds

Osborne Reynolds (1883) con base en sus experimentos fue el primero que propuso el criterio para distinguir ambos tipos de flujo mediante el número que lleva su nombre, el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

En el caso de un conducto cilíndrico a presión, el número de Reynolds se define como

$$R_e = \frac{VD}{\nu} \quad (6.40)$$

donde

V es la velocidad media

D el diámetro del conducto

ν la viscosidad cinemática del fluido

Para aplicaciones prácticas en flujos de conductos, se tiene que si el número de Reynolds para el flujo es menor que 2 000, el flujo será laminar. Tenemos también que si el número de Reynolds es mayor que 4 000, se puede suponer que el flujo es turbulento. En el intervalo de números de Reynolds comprendido entre 2 000 y 4 000, es imposible predecir qué tipo de flujo existe; por consiguiente, este intervalo se conoce como región crítica.

Si se encuentra que el flujo de un sistema está en la región crítica, la práctica normal consiste en cambiar la rapidez de flujo o el diámetro del conducto para hacer que el flujo sea claramente laminar o turbulento.

Mediante una cuidadosa minimización de las perturbaciones externas, es posible mantener un flujo laminar para números de Reynolds hasta de 50 000. Sin embargo, cuando el número de Reynolds es mayor que aproximadamente 4 000, una perturbación menor de la corriente de

flujo ocasionaría un cambio súbito en el flujo laminar a turbulento. En la tabla 6.1 se muestran algunos intervalos para los diferentes tipos de flujo, para calcular estos intervalos se utilizó el número de Reynolds

INTERVALO	TIPO DE FLUJO
$0 < Re < 1$	Laminar, lento altamente viscoso
$1 \cdot Re < 100$	Laminar, fuerte dependencia de Re
$100 \cdot Re < 2\ 000$	Laminar, teoría de capa límite
$2\ 000 \cdot Re \cdot 4\ 000$	Flujo en la zona crítica
$4\ 000 \cdot Re < 10^4$	Transición a turbulencia
$10^4 < Re \cdot 10^6$	Turbulento, moderada dependencia de Re
$10^6 < Re$	Turbulento, débil dependencia de Re

Tabla 6.1 Intervalos del Número de Reynolds para diferentes tipos de flujo

6.4.3 FÓRMULAS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE FRICCIÓN

Para un flujo permanente, en un tubo de diámetro constante, la línea de cargas piezométricas es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento.

En 1850, Darcy, Weisbach y otros, dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo la pérdida por fricción

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (6.41)$$

donde

- f factor de fricción (sin dimensiones)
- g aceleración de la gravedad (m/s^2)
- h_f pérdida por fricción (m)
- D diámetro (m)
- L longitud del tubo (m)
- V velocidad media (m/s)

El factor de fricción es función de la rugosidad ϵ y del número de Reynolds en el tubo.

Poiseuille, en 1846, fue el primero en determinar matemáticamente el factor de fricción en flujo laminar y obtuvo una ecuación para determinar dicho factor

$$f = \frac{64}{Re} = \frac{64}{VD\nu} \quad (6.42)$$

la cual es válida para tubos lisos o rugosos, en los cuales el número de Reynolds no rebasa el valor crítico 2 300.

A partir de los resultados experimentales, Blasius llegó a la importante conclusión de que existen dos tipos de fricción para el flujo turbulento en tubos. El primero está asociado con tubos lisos donde los efectos de viscosidad predominan y el factor de fricción depende únicamente del número de Reynolds.

El segundo tipo se refiere a tubos rugosos donde la viscosidad y los efectos de rugosidad influyen en el flujo, además de que el factor de fricción depende del número de Reynolds y de la rugosidad relativa.

Para tuberías lisas, con número de Reynolds comprendido entre 3 000 y 100 000, Blasius formuló

$$f = \frac{0.3164}{Re^{0.25}} \quad (6.43)$$

al sustituir esta fórmula en la ecuación de Darcy - Weisbach, resulta que $h_f \approx V^{1.75}$.

Las contribuciones más importantes las realizó Nikuradse, este investigador obtuvo resultados de f contra Re , en tubos lisos, que comprendían hasta valores de $Re = 3 \times 10^6$ obteniendo la siguiente expresión

$$\frac{1}{f} = 2 \log_{10} Re \quad f - 0.8 \quad (6.44)$$

o bien

$$\frac{1}{f} = 2 \log \frac{Re \quad f}{2.51} \quad (6.44a)$$

Existe una ecuación sugerida por Prandtl con el objeto de evitar una solución de f por tanteos, necesaria para las ecuaciones anteriores, es una ecuación equivalente que da un resultado muy parecido a la solución directa

$$f = 0.0032 + \frac{0.221}{Re^{0.237}} \quad (6.45)$$

Nikuradse trabajó con tubos de rugosidad artificial perfectamente verificada en el laboratorio, mediante granos uniformes de arena adheridos con diferente distribución sobre la superficie interna del tubo. Una combinación juiciosa de ϵ y D le permitieron establecer seis valores distintos de la rugosidad relativa ϵ/D , que van de 1/30 hasta 1/1014. Además, obtuvo la ecuación que lleva su nombre, válida para tubos rugosos en la zona turbulenta que es

$$\frac{1}{f} = 2 \log \frac{3.71D}{\epsilon} \quad (6.46)$$

La representación gráfica de los experimentos de Nikuradse se muestra en la figura 6.5

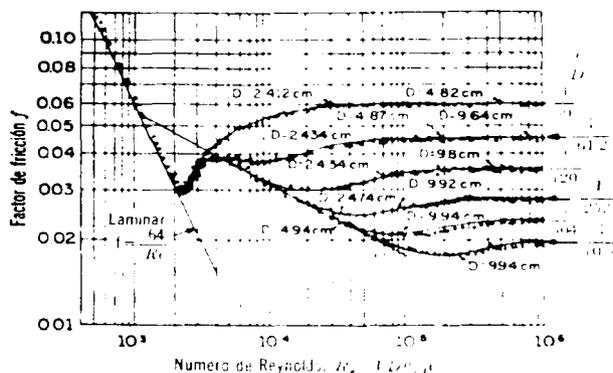


Figura 6.5 Diagrama de Nikuradse para tubos con rugosidad uniforme.

La rugosidad de los tubos comerciales no es homogénea, razón por la cual es difícil de definir. Sin embargo, se puede caracterizar por un valor medio que, desde el punto de vista de pérdida, es equivalente a una rugosidad uniformemente distribuida.

Con el fin de comprobar los resultados en tuberías comerciales, diferentes investigadores hicieron estudios posteriores a los de Nikuradse y aceptaron el concepto de "rugosidad media" usado por éste, la cual determinaron por un proceso inverso. Es decir, una vez que obtuvieron experimentalmente la pérdida de fricción en una tubería de características hidráulicas y geométricas conocidas, determinaron el coeficiente f de la fórmula de Darcy - Wiesbach y obtuvieron a partir de la ecuación 6.46 el valor de ϵ con números grandes de Reynolds.

Colebrook y White comprobaron los mismos resultados de Nikuradse, para las zonas laminar y turbulenta en tubos de rugosidad comercial. Sin embargo, dentro de la zona de transición encontraron discrepancias con los resultados de Nikuradse.

Colebrook y White presentaron la siguiente fórmula empírica para la zona de transición de flujo laminar a turbulento en tubos comerciales

$$\frac{1}{f} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon D}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (6.47)$$

Con base en estos resultados, Moody preparó el diagrama universal, que lleva su nombre, para determinar el coeficiente de fricción f en tuberías de rugosidad comercial (Figura 6.7)

En este trabajo, se escoge al factor de pérdida de la fórmula de Darcy - Weisbach. El cálculo del factor de pérdida f de la expresión ya mencionada, se hace a partir de una suposición inicial de dicho factor que se mejora de acuerdo con el número de Reynolds y la rugosidad en cada tubería de la red de distribución en estudio

Para la estimación del factor f se prefiere emplear la fórmula de Swamee - Jain, ya que ésta es una de las ecuaciones más confiables y fáciles de utilizar. La ecuación de Swamee - Jain (6.48) permite calcular el factor de fricción f , sin necesidad de tanteos, ello facilita (con un grado de precisión muy aceptable) el uso de la ecuación de Darcy - Weisbach.

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.75}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (6.48)$$

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

Kármán-Prandtl

$$\frac{1}{f} = 2 \log_{10} \frac{D}{2\epsilon} + 1.74$$

flujo completamente turbulento

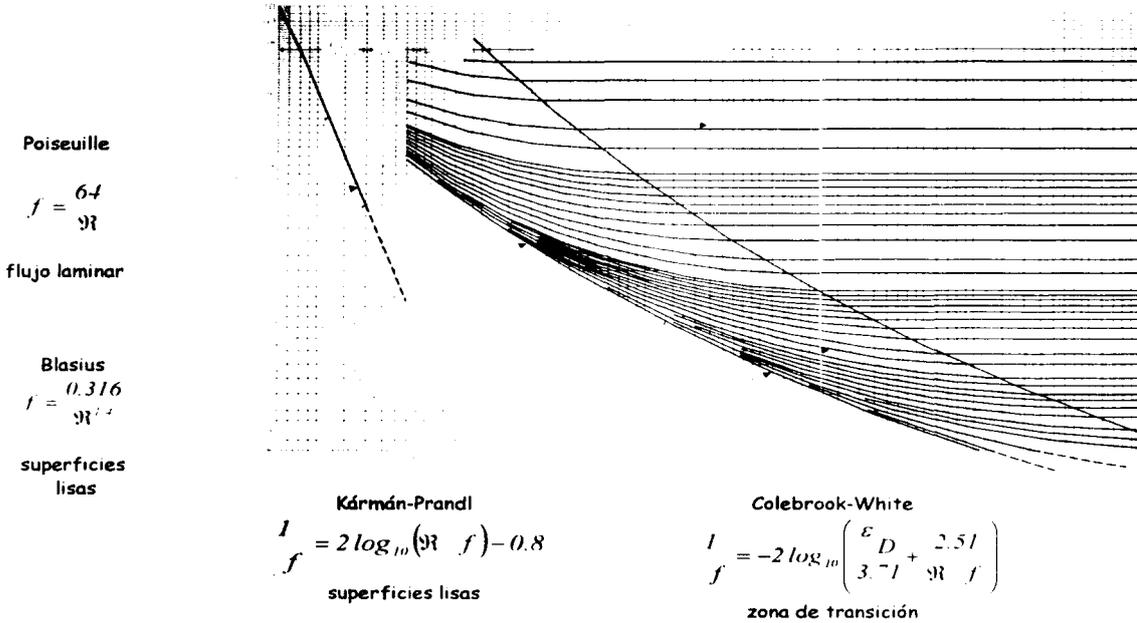


Figura 6.7 Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo.
 Diagrama universal de Moody

7 DISPOSITIVO FÍSICO PARA ANALIZAR LOS PUNTOS DONDE EGRESAN LOS GASTOS DE DEMANDA

7.1 DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO FÍSICO

Para este estudio se utilizó un dispositivo físico que fue construido en el Instituto de Ingeniería, el cual permite simular parte de una red en donde es posible hacer mediciones bajo diferentes condiciones de distribución de las demandas y así poder establecer comparaciones y conclusiones.

El dispositivo tiene una tubería principal que representa a la red secundaria de un sistema de abastecimiento de agua potable, de la cual se derivan algunas tomas domiciliarias.

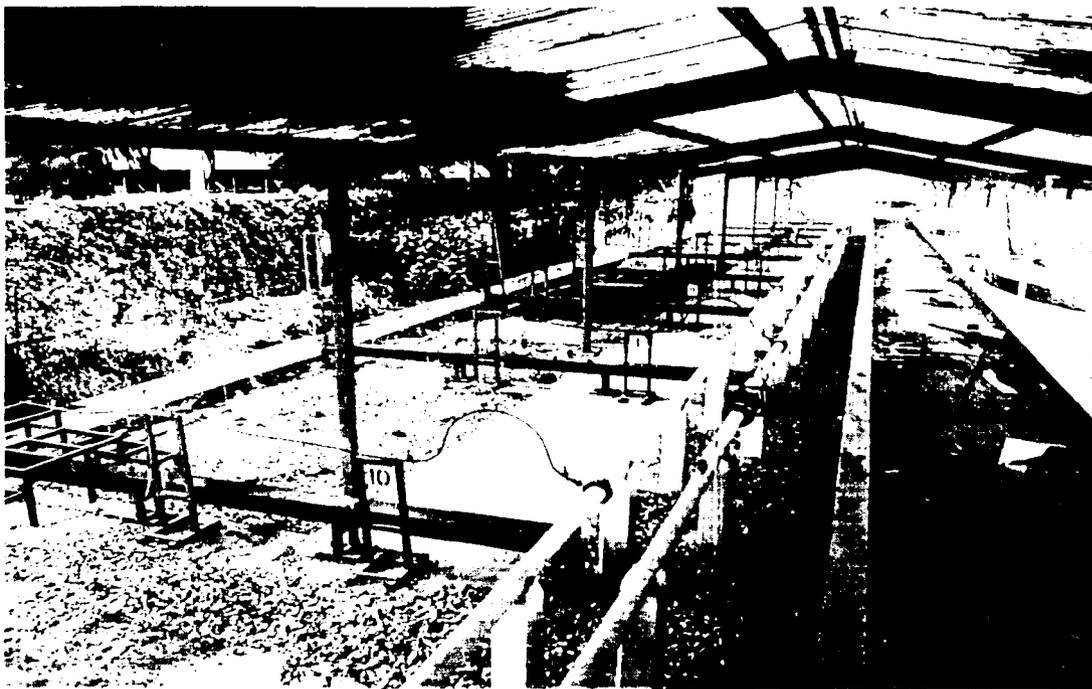


Figura 7.1 Vista general del dispositivo físico

El modelo consta de una tubería de Fierro Galvanizado (Fo Go.) de 4" de diámetro, tiene aproximadamente 100 m de longitud y diez tomas domiciliarias, dispuestas 10 m una de la otra (las pruebas se realizaron en un tramo de 50 m del cual se derivan sólo cinco tomas domiciliarias). Las tomas domiciliarias son de cobre de $\frac{1}{2}$ " (13 mm) de diámetro.

7.1.1 Análisis de las pérdidas totales

Se llevó a cabo el cálculo de las pérdidas de carga a través de la tubería principal y de las tomas domiciliarias, para determinar las características del equipo de alimentación (bomba hidráulica). En la tabla 6.1 se observan las pérdidas de carga generadas por la tubería de 4".

Se estimó un gasto de 30 l/s a la entrada de la red.

El diseño se realizó para la condición más desfavorable, por lo tanto, las pérdidas totales máximas se presentan a la salida de la última toma domiciliaria. Al sumar las pérdidas en la tubería y las pérdidas que se presentan en la última toma se obtiene que la pérdida máxima es de 11.29 m.

TRAMO	GASTO (l/s)	V (m/s)	R VD/v	L (m)	ACCESORIOS	K	f	h_{local} (mca)	$h_{fricción}$ (mca)	h_{total} (mca)
1	3.00	0.3700	37595	7.75	Válvula	0.11		0.0008		
	3.00	0.3700	37595	7.75	Cople	0.60		0.0042		
	3.00	0.3700	37595	7.75	Fricción		0.0264		0.0141	0.01910
2	2.70	0.3330	33836	10.00	Cople	0.60		0.0034		
	2.70	0.3330	33836	10.00	Fricción		0.0268		0.0149	0.01830
3	2.40	0.2960	30076	10.00	Cople	0.60		0.0027		
	2.40	0.2960	30076	10.00	Cople	0.60		0.0027		
	2.40	0.2960	30076	10.00	Fricción		0.0272		0.0120	0.01730
4	2.10	0.2590	26316	10.00	Cople	0.60		0.0021		
	2.10	0.2590	26316	10.00	Fricción		0.0278		0.0094	0.01140
5	1.80	0.2220	22557	10.00	Cople	0.60		0.0015		
	1.80	0.2220	22557	10.00	Cople	0.60		0.0015		
	1.80	0.2220	22557	10.00	Fricción		0.0285		0.0071	0.01010
6	1.50	0.1850	18797	10.00	Codo	0.90		0.0016		
	1.50	0.1850	18797	10.00	Codo	0.90		0.0033		
	1.50	0.1850	18797	10.00	Cople	0.60		0.0010		
	1.50	0.1850	18797	10.00	Fricción		0.0294		0.0051	0.01100
7	1.20	0.1480	15038	10.00	Cople	0.60		0.0007		
	1.20	0.1480	15038	10.00	Fricción		0.0307		0.0034	0.00400
8	0.90	0.1110	11278	10.00	Cople	0.60		0.0004		
	0.90	0.1110	11278	10.00	Cople	0.60		0.0004		
	0.90	0.1110	11278	10.00	Fricción		0.0326		0.0020	0.00280
9	0.60	0.0740	7519	10.00	Cople	0.60		0.0002		
	0.60	0.0740	7519	10.00	Fricción		0.0357		0.0010	0.00110
10	0.30	0.0370	3759	10.00	Cople	0.60		0.0000		
	0.30	0.0370	3759	10.00	Cople	0.60		0.0000		
	0.30	0.0370	3759	10.00	Fricción		0.0430		0.0003	0.0004

Tabla 7.1 Cálculo de las pérdidas que se originan en la tubería de 4"

7.1.2 Sistema de bombeo

Como la pérdida máxima generada es de 11.29 mca, se instaló una bomba hidráulica marca CUMA que proporciona un gasto de 30 lps, con carga dinámica total de 30 mca, potencia de 20 HP y eficiencia del 75%.

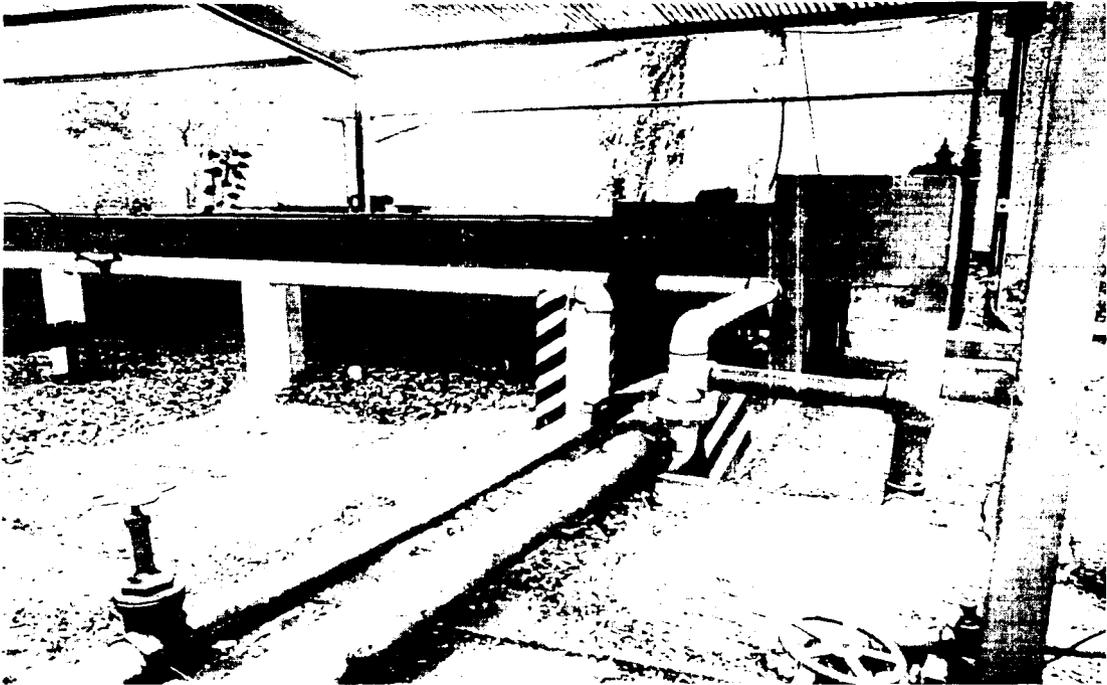


Figura 7 2 Bomba hidráulica que alimenta al dispositivo físico

Una vez que se definió la red y el sistema de bombeo, se construyó un sistema de recirculación de agua, este consiste en un conjunto de canales de lámina galvanizada (canaletas). El sistema de canales recolecta el agua que sale por las tomas y la conduce al tanque depósito, posteriormente, la bomba le suministra la presión necesaria para que circule por la tubería.

7.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE MEDICIÓN

El gasto total que entra al sistema es medido con un medidor de flujo ultrasónico, éste utiliza una tecnología avanzada de medición llamada "Transfase", la cual realiza análisis precisos de la velocidad del fluido en sistemas de tuberías.

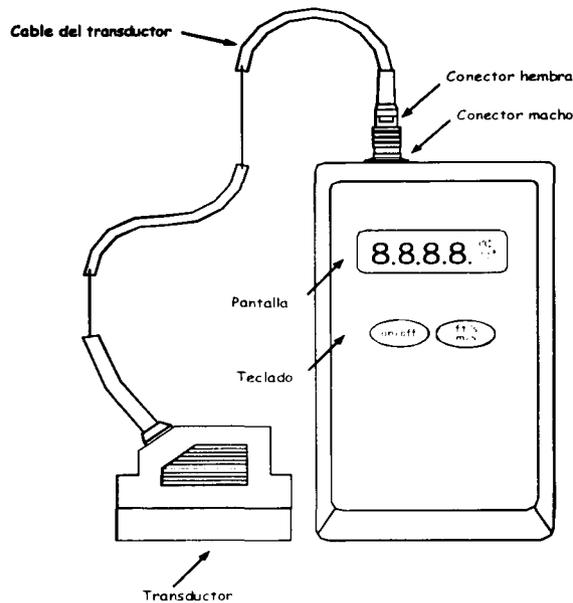


Figura 7.3 Medidor de flujo ultrasónico

El medidor puede ser sostenido con la mano o atado al tubo, y en segundos proporciona lecturas estables en pies/segundo o en metros/segundo, puede ser utilizado en tuberías de metal o plástico, que contengan líquidos hasta con 25 ppm de sólidos en suspensión. El transductor contiene dos cristales piezoeléctricos que envían una señal ultrasónica al fluido y reciben la señal reflejada de las partículas del líquido.

De acuerdo con la teoría desarrollada por Johann Doppler, si el fluido está en movimiento (y por lo tanto las partículas reflectoras están en movimiento con éste) y se le impone una energía oscilatoria, la frecuencia de oscilación de la energía reflejada será alterada con respecto a la frecuencia transmitida. El cambio en la magnitud de la frecuencia es directamente proporcional a la velocidad del fluido.

Para medir la presión que se presentaba a la entrada del dispositivo físico se utilizó un manómetro de carátula, el cual utiliza el principio de Bourdon; la presión que se va a medir se aplica a la parte interior de un tubo aplanado que, normalmente, tiene la forma de un círculo o una espiral. La presión aumentada en el interior del tubo ocasiona que éste se enderece un poco. El movimiento del extremo del tubo es transmitido a través de una ligadura que, a su vez, hace que el indicador gire. La escala del medidor, normalmente, indica cero cuando el medidor está abierto a la presión atmosférica.

Para realizar las mediciones de presión en las tomas domiciliarias durante las pruebas en el dispositivo físico, fueron preferidos los transductores de presión (figura 7.4) a los manómetros de carátula ya que estos son capaces de registrar pequeñas variaciones en la presión que en los manómetros no se visualizaría.

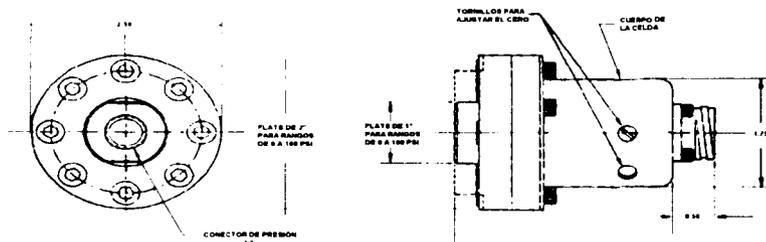


Figura 7.4 Transductor de presión

Un transductor es un instrumento que mide una cantidad física y genera una señal eléctrica que tiene una relación predecible con la cantidad medida. El nivel de la señal eléctrica se puede, entonces, registrar, representar en un medidor o almacenarla en la memoria de una computadora para analizarla posteriormente.

La presión que se va a medir es introducida por la entrada de presión y actúa sobre un diafragma al cual están unidos medidores de tensión. A medida que los medidores de tensión detectan la deformación del diafragma, su resistencia cambia. Al pasar una corriente eléctrica por los medidores y conectarlos con una red, conocida como puente de Wheatstone, se produce un cambio de voltaje. El dispositivo de lectura es, típicamente, un voltímetro digital.

Este equipo electrónico puede ser de dos tipos; el primero designado como "transductor de presión absoluta" determina la presión manométrica en un punto de la tubería, ya que está referida a la presión atmosférica local. El segundo tipo denominado "transductor de presión diferencial" es empleado para obtener la diferencia de presión entre dos sitios distintos de la tubería. La capacidad del equipo está en función de la sensibilidad para percibir las deformaciones de la membrana del transductor.

Las mediciones de presión realizadas con los transductores de presión permiten registrar presiones muy pequeñas, del orden de 0.01 mca.

El dispositivo físico cuenta con elementos especiales llamados conectores rápidos para permitir la instalación de los transductores de presión, éstos están ubicados a 5 metros de cada toma domiciliaria.

Las celdas de presión son alimentadas por energía eléctrica, esto se hace con una fuente de poder. La presión se obtiene al transformar la señal eléctrica dada en voltaje a una señal en mca. La magnitud de esta señal es reflejada en un voltímetro y con ayuda de una gráfica el voltaje medido se transforma en unidades de presión (mca)

Para conocer los gastos de salida en cada toma domiciliaria se hicieron aforos volumétricos, es decir, con un cronómetro se toma el tiempo que tarda en llenar cierto volumen de una probeta graduada.

7.3 METODOLOGÍA DE MEDICIÓN

1. Se hace circular un gasto de 25 l/s por la tubería de 4", el cual es medido con el medidor de flujo ultrasónico.
2. Una vez establecido el flujo, se mide la presión a la entrada del dispositivo, ésta presión se mide con un manómetro de carátula y se verifica constantemente para evitar variaciones.
3. Posteriormente se abren las tomas de los extremos (salidas Q_1 y Q_5 de la figura 7.5) y se afora el gasto en cada una de ellas con una probeta y un cronómetro.
4. Se mide la presión en todas las tomas incluyendo las que no están abiertas, con la celda de presión
5. Se suman los gastos obtenidos en los extremos (Q_1 y Q_5) y se dividen entre tres que son el número de tomas que se abrirán para la prueba siguiente (Q_1 , Q_2 y Q_5)
6. Una vez abiertas las tres tomas se afora el gasto en cada una de ellas, se suman y se compara con la suma de los gastos de los extremos (Q_1 y Q_5), estos deben ser iguales.
7. Después, se mide la presión en cada una de las tomas
8. Se alterna el lugar en el que se abre la tercera toma pero conservando abiertas las de los extremos (Q_1 y Q_5).
9. Se repiten los puntos 6, 7 y 8 ahora con cuatro tomas abiertas.
10. En la última prueba se abren las cinco tomas y se mide la presión en cada toma

11. Finalmente, se repiten los pasos anteriores para un gasto de 21 l/s

En la figura 7.5 se presenta un croquis del dispositivo físico el cual indica en donde se toman las presiones y se aforan los gastos.

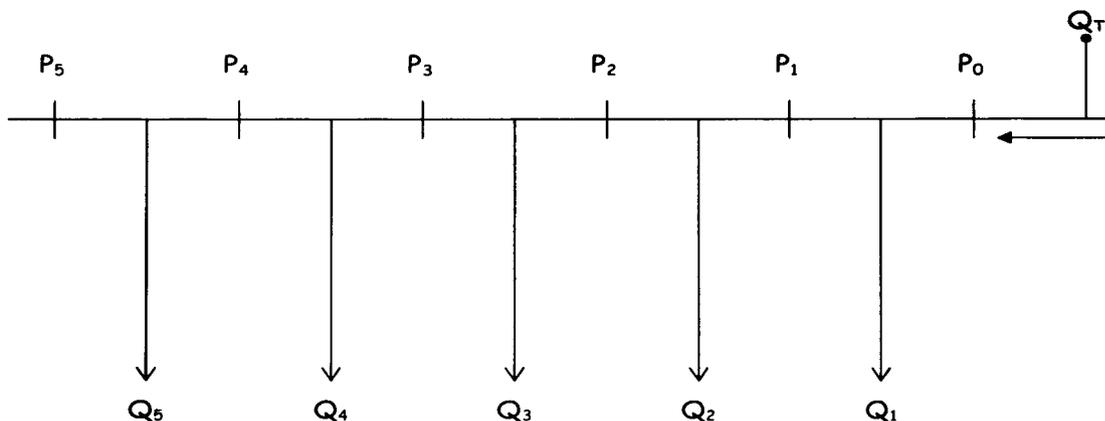


Figura 7.5 Esquema de mediciones en el dispositivo físico

Es importante mencionar que la suma de los gastos en cada una de las pruebas debe de ser igual a la suma de los gastos aforados en los extremos a fin de poder hacer comparaciones de las presiones en las diferentes pruebas.

Al abrir solamente las tomas de los extremos se pretende representar a los métodos convencionales para el diseño de redes (áreas tributarias o densidad lineal), en donde se consideran sólo las demandas en los nudos de cruce, sin embargo, en realidad esto no sucede ya que a lo largo de toda la tubería existen tomas domiciliarias de las cuales se demanda un gasto, es por esto que la última prueba se realiza con las cinco tomas abiertas.

El esquema que se presenta en la figura 7.5 representa una calle de aproximadamente 50 m a través de la cual se encuentran cinco lotes, es decir, esa parte de la red secundaria deberá abastecer cinco nudos de demanda (Q_1 , Q_2 , Q_3 , Q_4 y Q_5).

8 RESULTADOS

Como ya se mencionó anteriormente, la finalidad de llevar a cabo pruebas en el laboratorio es contar con mediciones que simulen algunas de las diferentes formas de considerar las demandas en el diseño de una red.

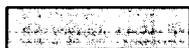
8.1 PRUEBAS REALIZADAS

En la siguiente tabla se muestran las combinaciones que se hicieron para cada prueba, estas combinaciones se repitieron para dos diferentes gastos que se operaron en el sistema, se utilizaron sólo dos gastos puesto que con éstos fue suficiente para cubrir los objetivos de este trabajo.

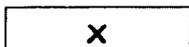
De la tabla 8.1 se puede apreciar que las mediciones comienzan únicamente con las tomas de los extremos abiertas y finalizan con todas las tomas abiertas, de este modo es más fácil apreciar la diferencia que existe en las presiones entre una prueba y otra.

No. Prueba	Número de toma				
	1	2	3	4	5
1		X	X	X	
2			X	X	
3		X		X	
4		X	X		
5		X			
6				X	
7			X		
8					

Tabla 8.1 Combinaciones de las pruebas



Toma abierta



Toma cerrada

8.2 RESULTADOS DE GASTOS

Las siguientes tablas muestran los gastos aforados en cada una de las tomas, se buscó que la suma del gasto que salía por cada una de las tomas fuera siempre la misma, para así poder comparar las presiones en cada una de las tomas, ya que si los gastos eran diferentes no existiría punto de comparación.

No. Prueba	Número de toma					ΣQ_A
	1	2	3	4	5	
1	0.565				0.455	1.020
2	0.341	0.340			0.340	1.021
3	0.340		0.340		0.340	1.020
4	0.340			0.340	0.340	1.020
5	0.255		0.256	0.255	0.255	1.021
6	0.256	0.255	0.255		0.255	1.021
7	0.256	0.255		0.256	0.255	1.022
8	0.205	0.205	0.205	0.205	0.201	1.021

Tabla 8.2 Gastos (en l/s) aforados por toma para $Q_T=25$ l/s

No. Prueba	Número de toma					ΣQ_A
	1	2	3	4	5	
1	0.348				0.272	0.620
2	0.206	0.206			0.207	0.619
3	0.207		0.206		0.207	0.620
4	0.207			0.207	0.207	0.621
5	0.155		0.155	0.155	0.155	0.620
6	0.155	0.156	0.156		0.153	0.620
7	0.156	0.156		0.156	0.155	0.623
8	0.124	0.125	0.124	0.124	0.124	0.621

Tabla 8.3 Gastos (en l/s) aforados por toma para $Q_T=21$ l/s

8.3 RESULTADOS DE CARGAS DE PRESIÓN

Las cargas de presión fueron medidas en cada una de las tomas, esto se hizo con el fin de poder comparar la presión entre cada una de las pruebas y determinar posteriormente cual es el tipo de distribución de demanda que se sugiere emplear en el diseño de una red, aunque alguna de las tomas no estuviera abierta. Los resultados se presentan en las tablas siguientes.

No. Prueba	Número de toma					
	0	1	2	3	4	5
1	8.50	7.62	6.73	6.02	5.23	4.67
2	8.50	7.44	6.64	5.93	5.18	4.62
3	8.50	7.44	6.64	5.93	5.18	4.62
4	8.50	7.44	6.64	5.93	5.18	4.62
5	8.50	7.39	6.50	5.84	5.09	4.53
6	8.50	7.39	6.50	5.84	5.09	4.53
7	8.50	7.39	6.50	5.84	5.09	4.53
8	8.50	7.30	6.45	5.79	5.00	4.39

Tabla 8.4 Presiones (en mca) registradas por toma para $Q_T=25$ l/s

No. Prueba	Número de toma					
	0	1	2	3	4	5
1	3.00	2.84	2.46	2.13	1.81	1.57
2	3.00	2.56	2.28	1.90	1.62	1.43
3	3.00	2.46	2.14	1.85	1.57	1.34
4	3.00	2.42	2.04	1.76	1.53	1.34
5	3.00	2.37	1.99	1.76	1.48	1.24
6	3.00	2.32	1.99	1.71	1.43	1.24
7	3.00	2.28	1.95	1.71	1.43	1.24
8	3.00	2.18	1.90	1.62	1.38	1.15

Tabla 8.5 Presiones (en mca) registradas por toma para $Q_T=21$ l/s

En la toma cero se mide la presión a la entrada del dispositivo físico la cual tiene que ser constante durante todas las pruebas.

En las gráficas de las figuras 8.1 y 8.2 se puede apreciar la variación de la presión entre las pruebas, puesto que algunas de las pruebas se realizaron con el mismo número de tomas abiertas, sólo se graficaron las más representativas, aunque en las tablas 8.4 y 8.5 se reportan los resultados de todas las pruebas.

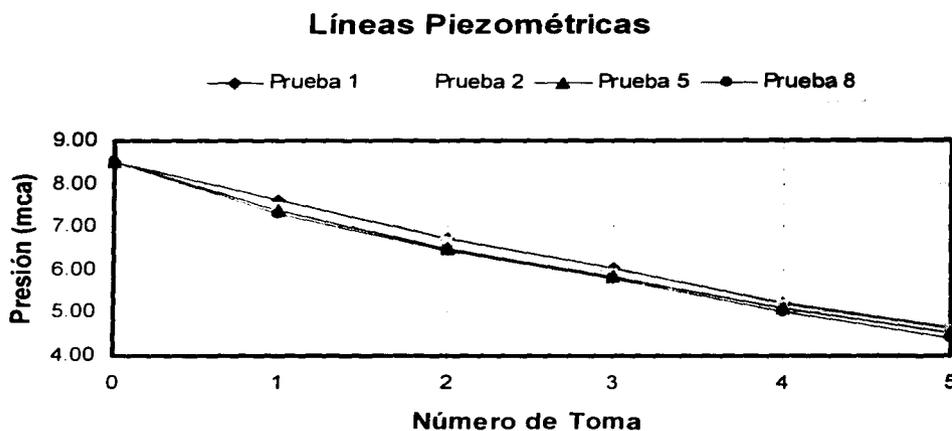


Figura 8.1 Representación gráfica de las cargas de presión para $Q_T = 25$ l/s

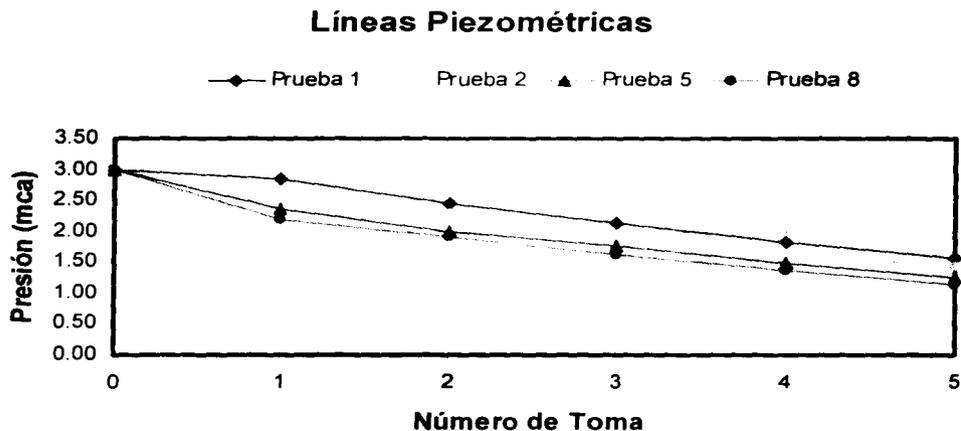


Figura 8.2 Representación gráfica de las cargas de presión para $Q_T = 21$ l/s

8.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LABORATORIO CON EL MODELO MATEMÁTICO

A fin de comprobar los resultados de las mediciones, éstas se consideraron para aplicar el modelo matemático del Instituto de Ingeniería. Con ayuda de éste se obtuvieron las presiones en cada toma. Las siguientes tablas muestran la comparación de los resultados.

toma	Dos tomas abiertas		Todas las tomas abiertas	
	Carga de presión (mca)		Carga de presión (mca)	
	registrada	calculada	registrada	calculada
0	8.50	8.50	8.50	8.50
1	7.62	8.30	7.30	8.30
2	6.73	7.70	6.45	7.70
3	6.02	7.30	5.79	7.30
4	5.23	6.90	5.00	6.80
5	4.67	6.50	4.39	6.50

Tabla 8.6 Comparación de resultados para $Q_T = 25$ l/s

toma	Dos tomas abiertas		Todas las tomas abiertas	
	Carga de presión (mca)		Carga de presión (mca)	
	registrada	calculada	registrada	calculada
0	3.00	3.00	3.00	3.00
1	2.84	2.80	2.18	2.80
2	2.46	2.40	1.90	2.40
3	2.13	2.10	1.62	2.10
4	1.81	1.80	1.38	1.80
5	1.57	1.60	1.15	1.50

Tabla 8.7 Comparación de resultados para $Q_T = 21$ l/s

8.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Para representar mediante modelos matemáticos una lotificación de manera simplificada se consideran extracciones en los cruces de las calles (nodos 1 al 14) de la figura 8.3.

En dicha figura se muestra el esquema con el cual se realizarán los análisis hidráulicos para los diferentes métodos utilizados en el diseño de redes de distribución (áreas tributarias, densidad lineal o gasto por lote o toma)

Para comparar los métodos utilizados se revisarán únicamente los nudos de cruce como se hace en el diseño de redes de distribución

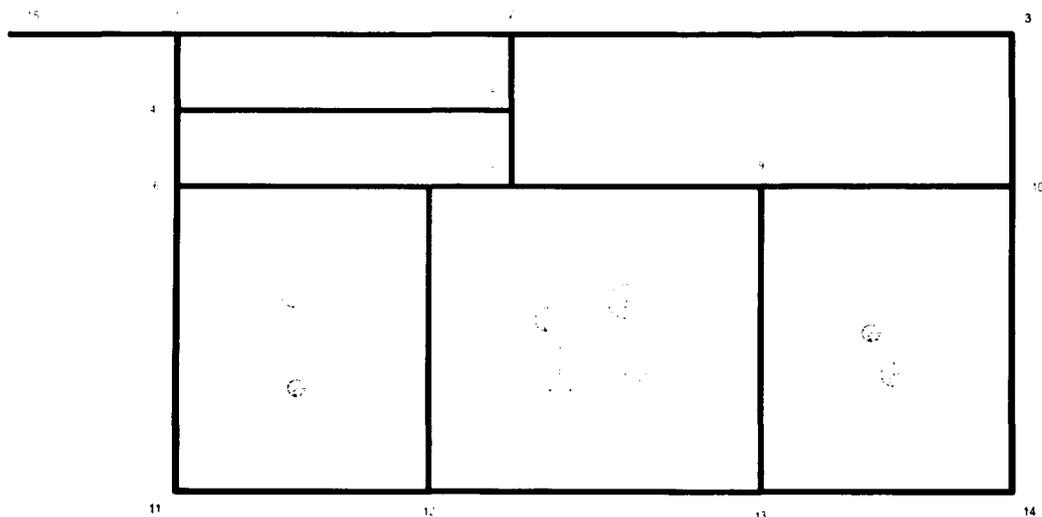
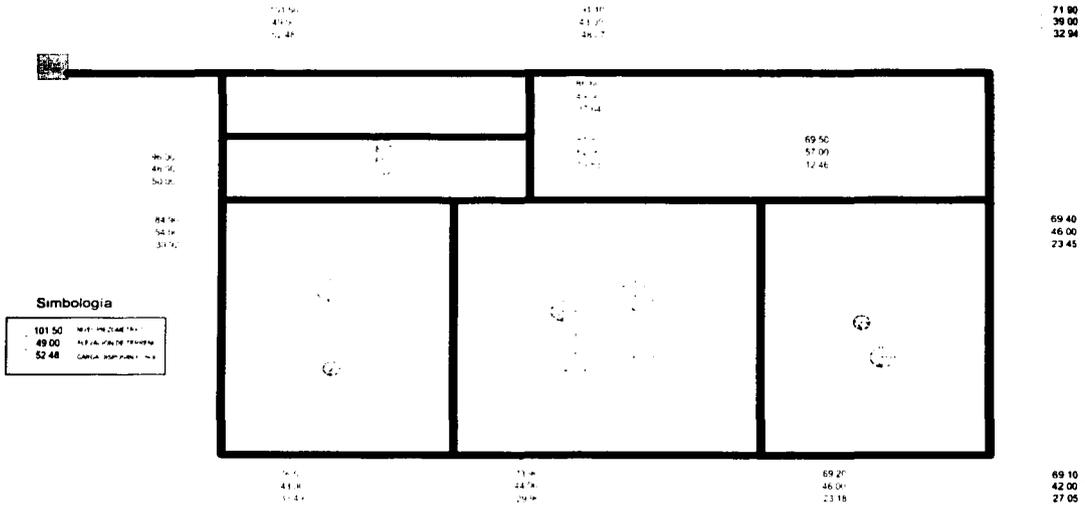
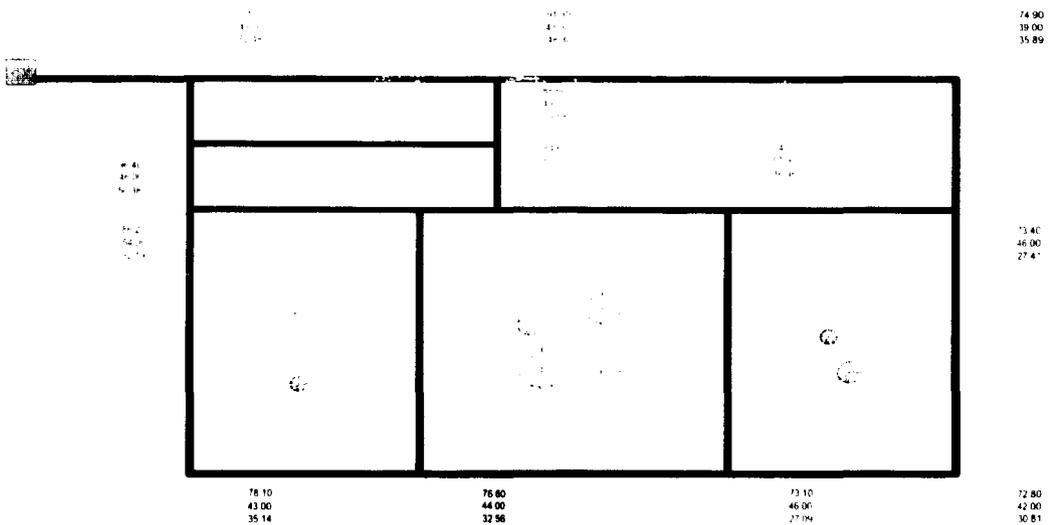


Figura 8.3 Esquema de una red de abastecimiento de agua potable

8.5.1 Análisis hidráulico considerando áreas tributarias y factor de fricción constante

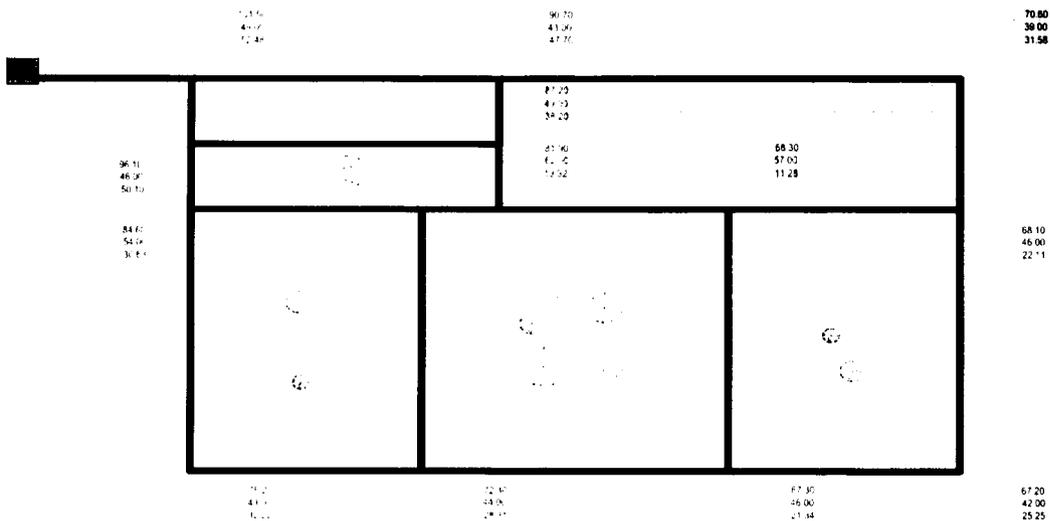


8.5.2 Análisis hidráulico considerando densidad lineal y factor de fricción constante

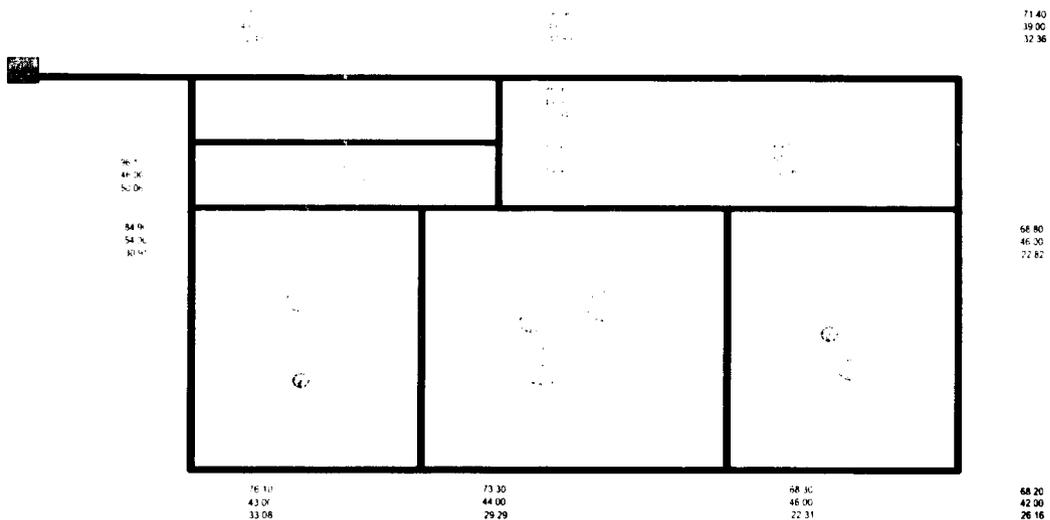


TESIS CON FALLA DE ORIGEN

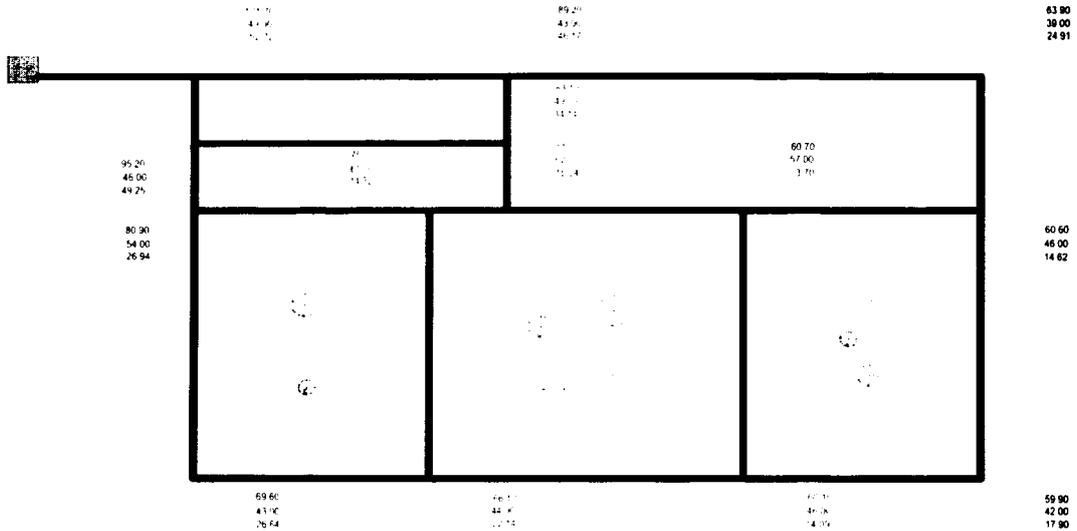
8.5.3 Análisis hidráulico considerando demandas en cada sitio real y factor de fricción constante



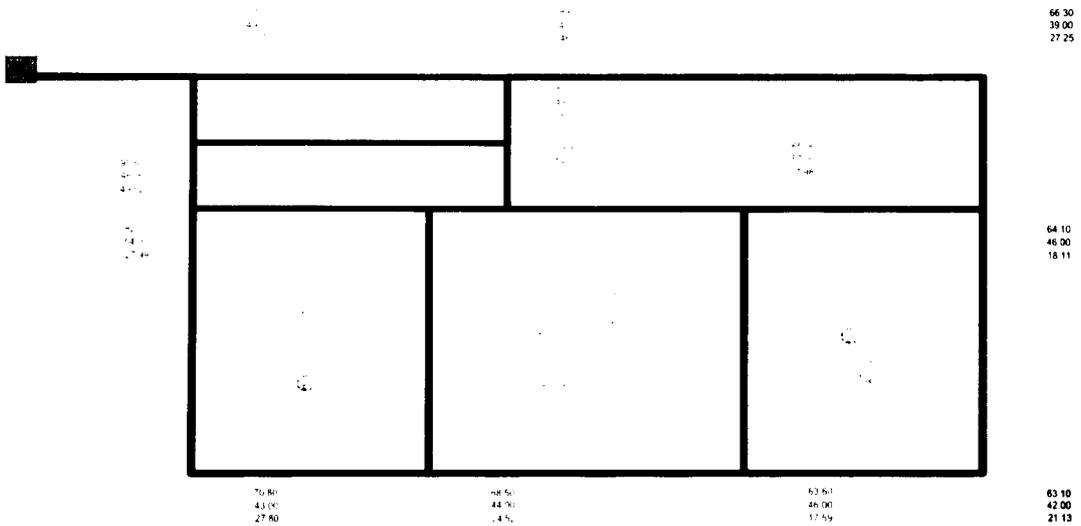
8.5.4 Análisis hidráulico considerando áreas tributarias con un nudo a la mitad de la tubería y factor de fricción constante



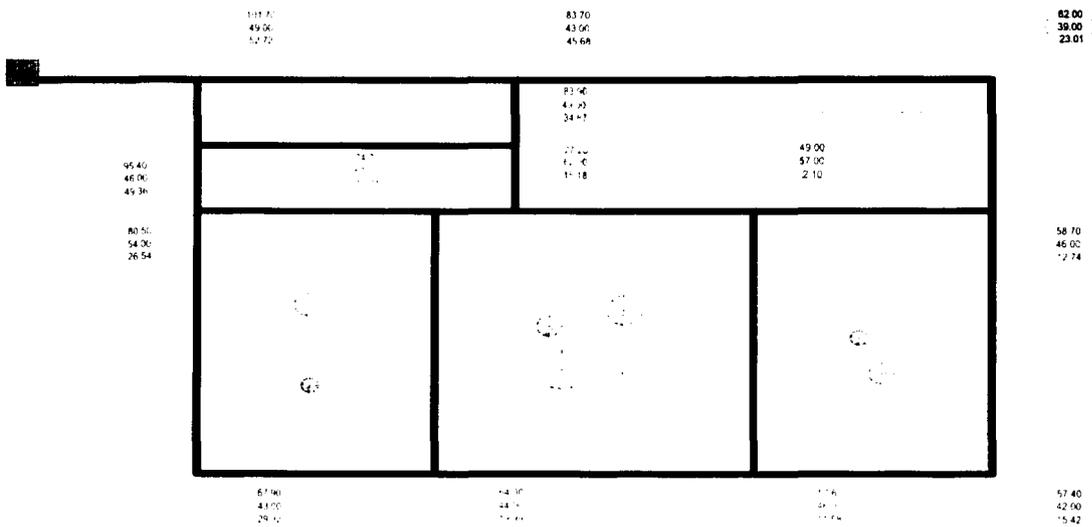
8.5.5 Análisis hidráulico considerando áreas tributarias y factor de fricción variable



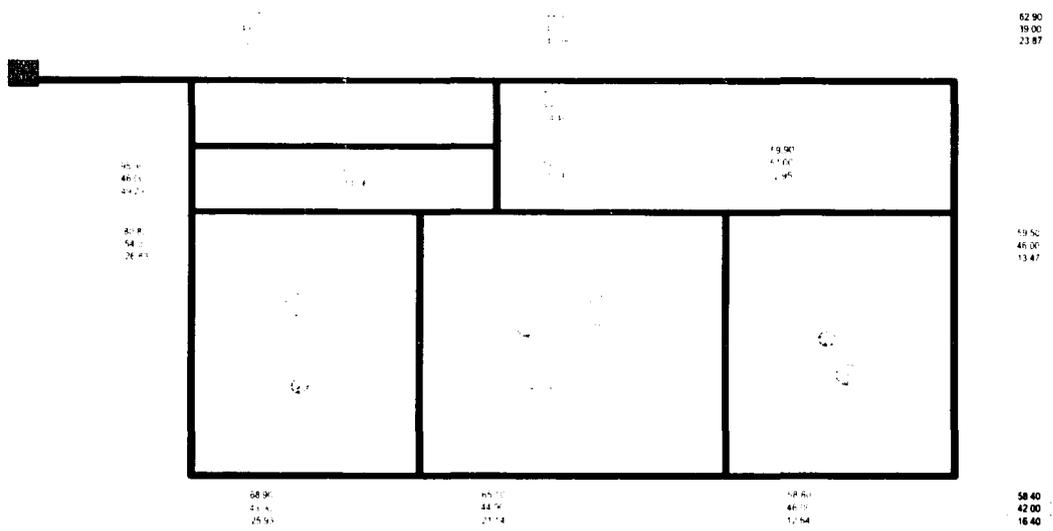
8.5.6 Análisis hidráulico considerando densidad lineal y factor de fricción variable



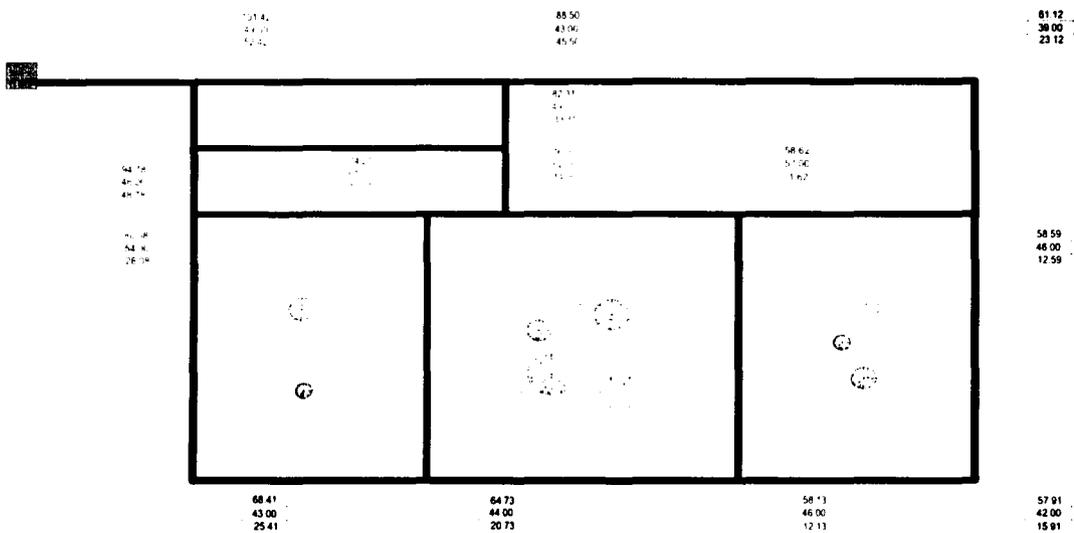
8.5.7 Análisis hidráulico considerando demandas en cada sitio real y factor de fricción variable



8.5.8 Análisis hidráulico considerando áreas tributarias con un nudo a la mitad de la tubería y factor de fricción constante



8.5.9 Análisis hidráulico utilizando el programa EPANET



De los resultados de las pruebas de laboratorio se observa que la línea piezométrica es susceptible a cambiar de acuerdo con los puntos donde se consideran las extracciones de los gastos de demanda, es decir, se obtienen diferentes niveles piezométricos para un mismo gasto cuando la extracción de agua se hace sólo en los extremos de las tuberías o cuando se realiza en las cinco tomas, a lo largo del conducto.

Por lo general, en los métodos convencionales para calcular redes no se utiliza el ajuste del factor de fricción, lo cual puede ocasionar resultados incorrectos y así la red podría quedar mal diseñada ya que las pérdidas de energía hidráulica calculadas podrían ser mayores a las que realmente se presentan y por lo tanto el agua puede llegar al usuario sin la presión requerida, aunque el resultado de los modelos matemáticos no lo reporte de esta manera.

Para ejemplificar lo anterior en la tabla 9.1 se observa que las presiones calculadas con un factor de fricción constante son mayores a las calculadas con un factor de fricción variable.

	Factor de fricción	
	Constante	Variable
Áreas tributarias	12.46	3.70
Densidad lineal	16.95	7.98
Sitio real	11.28	2.10
Áreas tributarias con nudo intermedio	12.06	2.95
Epanet		1.62

Tabla 9.1 Comparación de las presiones mínimas (en mca) obtenidas para el nudo mas desfavorable (nudo 9)

La inclusión de la estimación del factor de fricción de acuerdo con el número de Reynolds y la rugosidad relativa es sencilla en el método de cálculo empleado.

La estimación del gasto de demanda empleando áreas tributarias dio resultados más apegados a la distribución que se presenta por lote o toma. El método basado en una densidad lineal (o variación lineal) da resultados con presiones mayores y esto lleva a tener un diseño deficiente de la red.

En redes que tienen tuberías muy largas (mas de 200 metros) se recomienda considerar nudos intermedios a los nudos de cruce con la finalidad de que el diseño sea más apegado a la distribución por lote o toma.

El modelo matemático para el cálculo de flujo permanente en redes de distribución de agua potable del Instituto de Ingeniería dio resultados muy apegados a las pruebas de laboratorio. En él es muy sencillo representar los accesorios (válvulas, bombas, etc.) utilizados en las redes de distribución lo cual es básico para poder así tener un mejor diseño de la red.

Se comparó el modelo matemático del Instituto de Ingeniería con otros modelos que no detallan aspectos de hidráulica pero que en lo fundamental dieron resultados similares en los nudos extremos.

BIBLIOGRAFÍA

1. César Valdez Enrique, *Abastecimiento de agua potable, Volumen I, Facultad de Ingeniería UNAM, México 1994.*
2. Davis Calvin Victor, *Tratado de Hidráulica Aplicada, Editorial Labor, Barcelona, España 1956*
3. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, *Plan Maestro de Agua Potable, Revista Hidráulica Urbana, No. 3, Noviembre de 1997*
4. Fair Gordon Makew, Geyer John Charles y Okun Daniel Alexander, *Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales, Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales, Volumen I, Limusa Noriega Editores, Octava impresión, México 1994.*
5. Fuentes Mariles Oscar A., Carrillo Sosa Juan J., De Luna Cruz Faustino y Rosales Plascencia Ismene, *Análisis, Diseño y Operación de Redes de Distribución de Agua Potable, División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM, México 2000.*
6. García Rivera Rodrigo, *Pérdida de carga por fricción en tuberías funcionando a presión, Tesis para obtener el grado de Ingeniero, UNAM, México 2000*
7. Guaycochea Darío, *Flujo en tubos a presión, Universidad Autónoma Metropolitana, México 1992.*
8. Linsley Ray E. y Franzini Joseph B., *Ingeniería de los recursos hidráulicos, Compañía Editorial Continental, México, España, Argentina, 1968.*
9. L. Mott Robert, *Mecánica de fluidos aplicada, Prentice-Hall, Cuarta Edición, México 1996.*
10. López Alegría Pedro, *Abastecimiento de Agua Potable Disposición y Eliminación de excretas, Instituto Politécnico Nacional, México 1994.*
11. Peavy Howard S., Rowe Donald R. and Tchobanoglous George, *Environmental Engineering, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, Singapore, 1986.*
12. Rosales Plascencia Ismene, *Método para detectar fugas en redes de tuberías, Tesis para obtener el grado de Maestra en Ingeniería, DEPFI, UNAM, México 1998*

13. Saldarriaga V. Juan G., *Hidráulica de tuberías*, McGraw-Hill International , Colombia 1998.
14. Sotelo Ávila Gilberto, *Hidráulica General*, Editorial Limusa, México D. F. 1991
15. Steel Ernest W. y Terence J. McGhee, *Abastecimiento de agua y alcantarillado*, Editorial Gustavo Gili, Barcelona España, 1981
16. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, *Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Datos Básicos", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento*, 1994.
17. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, *Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Tanques de Regulación", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento*, 1994.
18. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, *Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Redes de Distribución", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento*, 1994.

ANEXO A

RESULTADOS DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO

Número de tubo	Nudos del tubo			Longitud (m)	Diámetro (pulg)
1	15	al	1	100	6
2	1	al	2	200	3
3	2	al	3	300	2
4	1	al	4	50	3
5	4	al	5	200	2.5
6	2	al	5	50	2
7	4	al	6	50	2
8	6	al	7	150	2
9	8	al	7	50	2
10	5	al	8	50	2.5
11	8	al	9	150	2
12	9	al	10	150	2
13	3	al	10	100	2
14	6	al	11	200	2
15	7	al	12	200	2
16	9	al	13	200	2
17	10	al	14	200	2
18	11	al	12	150	2
19	12	al	13	200	2
20	13	al	14	150	2

Tabla A.1 Datos de la red

No. tubería	Gasto (l/s)	hf (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Factor fricción	Nudo	h _{disponible} (mca)	Q _{sum} (l/s)
1	22 500	1.02	1.233	187 978	0.020	1	52.48	0.451
2	8.999	10.42	1.973	150 359	0.020	2	48.07	1.128
3	3.612	19.12	1.782	90 540	0.020	3	32.94	1.353
4	13.050	5.48	2.862	218 060	0.020	4	50.00	0.902
5	5.410	9.37	1.708	108 472	0.020	5	37.64	1.917
6	4.258	4.43	2.101	106 733	0.020	6	30.92	1.394
7	6.738	11.09	3.352	168 888	0.020	7	19.67	1.958
8	2.408	4.25	1.188	60 360	0.020	8	19.83	1.462
9	2.181	1.16	1.076	54 663	0.020	9	12.46	3.464
10	7.751	4.81	2.448	155 419	0.020	10	23.45	1.732
11	4.109	12.37	2.027	102 980	0.020	11	33.49	1.056
12	0.111	0.01	0.055	2 774	0.020	12	29.90	2.314
13	2.259	2.49	1.115	56 624	0.020	13	23.18	2.314
14	2.936	8.42	1.449	73 594	0.020	14	27.05	1.056
15	2.932	6.77	1.298	65 956	0.020	15	2.50	0.000
16	0.534	0.28	0.263	13 378	0.020			
17	0.638	0.40	0.315	15 982	0.020			
18	1.881	2.59	0.928	47 139	0.020			
19	2.198	4.72	1.085	55 095	0.020			
20	0.418	0.13	0.206	10 472	0.020			

Tabla A.2 Resultados del análisis hidráulico considerando Áreas Tributarias y factor de fricción constante.

No. tubería	Gasto (l/s)	hf (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Factor fricción	Nudo	h _{disponible} (mca)	Q _{sum} (l/s)
1	22 500	1.02	1 233	187 978	0.020	1	52.48	1.005
2	8.896	10.18	1.951	148 650	0.020	2	48.30	2.210
3	3.346	16.41	1.651	83 870	0.020	3	35.89	1.607
4	12 599	5.11	2 763	210 522	0.020	4	50.38	1.205
5	4 937	7.80	1 559	98 985	0.020	5	39.58	1.205
6	3 340	2.73	1.648	83 720	0.020	6	32.19	1.607
7	6.457	10.18	3 186	161 840	0.020	7	22.33	1.607
8	1.978	2.87	0.976	49 584	0.020	8	22.57	1.005
9	2 260	1.25	1 115	56 638	0.020	9	16.95	2.009
10	7 072	4.00	2 233	141 791	0.020	10	2.41	1.808
11	3.807	10.62	1.878	95 425	0.020	11	35.14	1.406
12	0.857	0.54	0.423	21 483	0.020	12	32.56	2.210
13	1.739	1.48	0.858	43 590	0.020	13	27.09	2.210
14	2.872	8.06	1.417	71 976	0.020	14	30.81	1.406
15	2.631	6.76	1.298	65 942	0.020	15	2.50	0.000
16	0.941	0.87	0.464	23 591	0.020			
17	0.788	0.61	0.389	19 758	0.020			
18	1.465	1.57	0.723	36 728	0.020			
19	1.887	3.48	0.931	47 284	0.020			
20	0.618	0.28	0.305	15 490	0.020			

Tabla A.3 Resultados del análisis hidráulico considerando Densidad Lineal y factor de fricción constante

No. tubería	Gasto (l/s)	hf (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Factor fricción	Nudo	h _{disponible} (mca)	Q _{sum} (l/s)
1	22 500	1.02	1 233	187 977	0.020	1	52.48	0.000
2	9 568	0.99	2 098	159 872	0.020	2	47.70	0.000
3	9 510	0.73	2 085	158 903	0.020	3	31.58	0.000
4	9 452	0.72	2 073	157 934	0.020	4	50.10	0.000
5	9 394	0.71	2 060	156 964	0.020	5	38.20	0.000
6	9 336	0.70	2 047	155 995	0.020	6	30.63	0.000
7	9 278	0.69	2 034	155 026	0.020	7	19.23	0.000
8	9 220	0.68	2 022	154 057	0.020	8	19.92	0.000
9	9 162	0.67	2 009	153 088	0.020	9	11.28	0.000
10	9 104	0.67	1 996	152 119	0.020	10	22.11	0.000
11	9 046	0.66	1 984	151 150	0.020	11	32.22	0.000
12	8 988	0.65	1 971	150 180	0.020	12	28.31	0.000
13	8 930	0.64	1 958	149 211	0.020	13	21.34	0.000
14	8 872	0.63	1 945	148 242	0.020	14	25.25	0.000
15	8 814	0.62	1 933	147 273	0.020	15	52.00	0.058
16	9 756	0.68	1 920	146 304	0.020	16	51.65	0.058
17	8 698	0.34	1 907	145 335	0.020	17	51.31	0.058
18	4 914	1.98	2 424	123 156	0.020	18	50.98	0.058
19	4 798	1.41	2 367	120 249	0.020	19	50.65	0.058
20	4 682	1.34	2 310	117 527	0.020	20	50.33	0.058
21	4 566	1.27	2 253	114 434	0.020	21	50.02	0.058
22	4 450	1.21	2 195	111 527	0.020	22	49.72	0.058
23	4 334	1.15	2 138	108 619	0.020	23	49.43	0.058
24	4 218	1.09	2 081	105 712	0.020	24	49.15	0.058
25	4 102	1.03	2 024	102 805	0.020	25	48.88	0.058
26	3.986	0.97	1.966	99 897	0.020	26	48.61	0.058

27	3 870	0 91	1 909	96 990	0 020	27	48 35	0 058
28	3 754	0 86	1 852	94 082	0 020	28	48 10	0 058
29	3 638	0 81	1 795	91 175	0 020	29	47 84	0 058
30	3 522	0 76	1 738	88 268	0 020	30	45 95	0 116
31	3 406	0 71	1 680	85 360	0 020	31	44 71	0 116
32	3 290	0 66	1 623	82 453	0 020	32	42 54	0 116
33	3 174	0 62	1 566	79 545	0 020	33	42 43	0 116
34	3 058	0 57	1 509	76 638	0 020	34	41 39	0 116
35	2 942	0 53	1 451	73 731	0 020	35	40 41	0 116
36	2 826	0 49	1 394	70 823	0 020	36	39 49	0 116
37	2 710	0 45	1 337	67 916	0 020	37	38 63	0 116
38	2 594	0 41	1 280	65 008	0 020	38	37 82	0 116
39	2 478	0 37	1 222	62 101	0 020	39	37 08	0 116
40	2 362	0 37	1 162	59 194	0 020	40	36 38	0 116
41	2 246	0 17	1 108	56 286	0 020	41	35 74	0 116
42	2 246	2 46	1 108	56 286	0 020	42	35 15	0 116
43	12 932	5 38	2 836	216 083	0 020	43	34 61	0 116
44	6 853	11 47	3 381	171 763	0 020	44	34 12	0 116
45	3 784	3 50	1 867	94 846	0 020	45	33 67	0 116
46	8 123	5 28	2 565	162 877	0 020	46	33 26	0 116
47	6 079	0 99	1 920	121 889	0 020	47	32 90	0 116
48	5 963	0 71	1 883	119 563	0 020	48	32 58	0 116
49	5 487	0 68	1 846	117 237	0 020	49	32 30	0 116
50	5 731	0 66	1 810	114 912	0 020	50	32 05	0 116
51	5 615	0 63	1 773	112 586	0 020	51	31 85	0 116
52	5 499	0 60	1 736	110 260	0 020	52	31 65	0 116
53	5 383	0 58	1 700	107 934	0 020	53	48 86	0 116
54	5 267	0 56	1 663	105 608	0 020	54	47 96	0 116
55	5 151	0 53	1 626	103 282	0 020	55	47 10	0 116
56	5 035	0 51	1 590	100 956	0 020	56	46 25	0 116
57	4 919	0 48	1 553	98 630	0 020	57	43 43	0 116
58	4 803	0 46	1 517	96 304	0 020	58	44 64	0 116
59	4 687	0 44	1 480	93 978	0 020	59	43 87	0 116
60	4 571	0 42	1 443	91 652	0 020	60	43 13	0 116
61	4 455	0 44	1 407	89 326	0 020	61	42 46	0 116
62	4 339	0 21	1 370	87 001	0 020	62	41 71	0 116
63	2 963	0 72	1 462	74 262	0 020	63	41 04	0 116
64	2 905	0 52	1 433	72 809	0 020	64	40 39	0 116
65	2 847	0 49	1 405	71 355	0 020	65	39 77	0 116
66	2 789	0 47	1 376	69 901	0 020	66	39 17	0 116
67	2 731	0 46	1 347	68 448	0 020	67	38 52	0 116
68	2 498	0 38	1 232	62 608	0 020	68	29 13	0 058
69	2 265	0 31	1 117	56 768	0 020	69	28 04	0 058
70	2 032	0 25	1 003	50 928	0 020	70	26 96	0 058
71	1 974	0 24	0 974	49 474	0 020	71	25 90	0 058
72	1 916	0 22	0 945	48 021	0 020	72	24 86	0 233
73	1 858	0 21	0 917	46 567	0 020	73	23 90	0 233
74	1 800	0 13	0 888	45 113	0 020	74	23 00	0 233
75	2 510	0 13	1 238	62 899	0 020	75	22 16	0 058
76	2 568	0 40	1 267	64 353	0 020	76	21 34	0 058
77	2 626	0 42	1 295	65 807	0 020	77	20 53	0 058
78	2 684	0 48	1 324	67 261	0 020	78	19 74	0 058
79	2 742	0 26	1 353	68 714	0 020	79	19 27	0 058
80	5 382	2 37	2 655	134 882	0 020	80	19 42	0 058
81	5 149	1 62	2 540	129 043	0 020	81	19 59	0 058

82	4.916	1.48	2.425	123 203	0.020	82	19.80	0.058
83	4.683	1.34	2.310	117 363	0.020	83	18.11	0.233
84	4.450	1.21	2.195	111 523	0.020	84	16.91	0.233
85	4.217	1.09	2.080	105 683	0.020	85	15.85	0.233
86	3.984	1.07	1.965	99 843	0.020	86	14.93	0.233
87	3.751	0.77	1.850	94 003	0.020	87	14.13	0.233
88	3.635	0.81	1.793	91 096	0.020	88	13.47	0.233
89	3.519	0.76	1.736	88 189	0.020	89	12.82	0.233
90	3.403	0.71	1.679	85 281	0.020	90	12.46	0.116
91	3.287	0.44	1.622	82 374	0.020	91	12.07	0.116
92	1.108	0.03	0.547	27 782	0.020	92	11.73	0.116
93	0.992	0.06	0.490	24 875	0.020	93	11.44	0.116
94	0.876	0.05	0.432	21 967	0.020	94	11.57	0.116
95	0.760	0.04	0.375	19 060	0.020	95	12.42	0.116
96	0.644	0.03	0.318	16 153	0.020	96	13.29	0.116
97	0.528	0.02	0.261	13 245	0.020	97	14.17	0.116
98	0.295	0.01	0.146	7 406	0.020	98	15.06	0.116
99	0.062	0.00	0.031	1 566	0.020	99	15.96	0.233
100	0.171	0.00	0.084	4 574	0.020	100	16.88	0.233
101	0.287	0.01	0.141	7 181	0.020	101	17.79	0.233
102	0.403	0.01	0.199	10 089	0.020	102	18.71	0.116
103	0.519	0.02	0.256	12 996	0.020	103	19.63	0.116
104	0.635	0.01	0.313	15 903	0.020	104	20.56	0.116
105	3.890	1.24	1.919	97 500	0.020	105	21.59	0.116
106	3.774	0.87	1.862	94 593	0.020	106	30.32	0.116
107	3.658	0.82	1.805	91 686	0.020	107	30.13	0.116
108	3.542	0.77	1.748	88 778	0.020	108	30.00	0.116
109	3.426	0.72	1.690	85 871	0.020	109	29.93	0.116
110	3.310	0.67	1.633	82 963	0.020	110	29.90	0.116
111	3.194	0.62	1.576	80 056	0.020	111	29.92	0.116
112	3.078	0.58	1.519	77 149	0.020	112	29.98	0.116
113	2.962	0.54	1.461	74 241	0.020	113	30.09	0.116
114	2.846	0.49	1.404	71 334	0.020	114	30.24	0.116
115	2.730	0.46	1.347	68 426	0.020	115	30.43	0.116
116	2.614	0.42	1.290	65 519	0.020	116	30.67	0.116
117	2.498	0.38	1.233	62 612	0.020	117	30.94	0.116
118	2.382	0.35	1.175	59 704	0.020	118	31.24	0.116
119	2.266	0.34	1.118	56 797	0.020	119	31.58	0.116
120	2.150	0.16	1.061	53 889	0.020	120	32.00	0.116
121	2.150	1.49	1.061	53 889	0.020	121	30.29	0.116
122	2.034	0.28	1.004	50 982	0.020	122	29.92	0.116
123	1.918	0.23	0.946	48 075	0.020	123	29.60	0.116
124	1.802	0.90	0.889	45 167	0.020	124	19.13	0.233
125	4.310	1.52	2.126	108 013	0.020	125	19.18	0.233
126	4.077	1.01	2.011	102 173	0.020	126	19.34	0.233
127	3.844	0.90	1.896	96 333	0.020	127	19.60	0.233
128	3.611	0.80	1.781	90 493	0.020	128	19.97	0.233
129	3.378	0.70	1.666	84 653	0.020	129	20.43	0.233
130	3.145	0.60	1.551	78 813	0.020	130	20.97	0.233
131	2.912	0.52	1.436	72 974	0.020	131	21.60	0.233
132	2.679	0.44	1.322	67 134	0.020	132	22.30	0.233
133	2.446	0.37	1.207	61 294	0.020	133	23.06	0.233
134	2.213	0.30	1.092	55 454	0.020	134	23.88	0.233
135	1.980	0.24	0.977	49 614	0.020	135	24.76	0.233
136	1.747	0.19	0.862	43 774	0.020	136	25.68	0.233

137	1.514	0.14	0.747	37 934	0.020	137	26.64	0.233
138	1.281	0.10	0.632	32 095	0.020	138	27.74	0.233
139	1.048	0.07	0.517	26 255	0.020	139	25.41	0.116
140	0.815	0.02	0.402	20 415	0.020	140	24.90	0.116
141	2 617	2.23	1.291	65 582	0.020	141	24.43	0.116
142	2 501	0.38	1.234	62 675	0.020	142	23.99	0.116
143	2 385	0.35	1.177	59 767	0.020	143	23.58	0.116
144	2 269	0.31	1.119	56 860	0.020	144	23.21	0.116
145	2 153	0.28	1.062	53 953	0.020	145	22.82	0.116
146	2 037	0.25	1.005	51 045	0.020	146	11.81	0.233
147	1 921	0.25	0.948	48 138	0.020	147	12.27	0.233
148	1 805	0.91	0.890	45 230	0.020	148	12.78	0.233
149	2 178	0.39	1.075	54 592	0.020	149	13.33	0.233
150	1 945	0.23	0.960	48 752	0.020	150	13.92	0.233
151	1 712	0.18	0.845	42 912	0.020	151	14.55	0.233
152	1 479	0.13	0.730	37 072	0.020	152	15.20	0.233
153	1 246	0.09	0.615	31 232	0.020	153	15.87	0.233
154	1 013	0.06	0.500	25 393	0.020	154	16.55	0.233
155	0 780	0.04	0.385	19 553	0.020	155	17.24	0.233
156	0 547	0.02	0.270	13 713	0.020	156	17.93	0.233
157	0 314	0.01	0.155	7 873	0.020	157	18.62	0.233
158	0 081	0.00	0.040	2 033	0.020	158	19.33	0.233
159	0.152	0.00	0.075	3 806	0.020	159	20.07	0.233
160	0.385	0.01	0.190	9 646	0.020	160	20.90	0.233
161	0.618	0.02	0.305	15 486	0.020	161	23.03	0.117
162	0.851	0.04	0.420	21 326	0.020	162	23.39	0.117
163	1.084	0.08	0.535	27 166	0.020	163	23.73	0.117
164	1.317	0.06	0.650	33 006	0.020	164	22.23	0.117
165	0.488	0.08	0.241	12 225	0.020	165	22.35	0.117
166	0.371	0.01	0.183	9 293	0.020	166	22.48	0.117
167	0.254	0.00	0.125	6 360	0.020	167	22.64	0.117
168	0.137	0.01	0.067	3 428	0.020	168	22.81	0.117
169	1.611	0.21	0.795	40 383	0.020	169	22.99	0.117
170	1.494	0.14	0.737	37 451	0.020	170	23.19	0.117
171	1.377	0.12	0.679	34 518	0.020	171	23.40	0.117
172	1.260	0.10	0.622	31 586	0.020	172	23.63	0.116
173	1.143	0.08	0.564	28 653	0.020	173	23.86	0.116
174	1.026	0.06	0.506	25 721	0.020	174	24.09	0.116
175	0.909	0.05	0.449	22 788	0.020	175	24.34	0.116
176	0.792	0.04	0.391	19 856	0.020	176	24.58	0.116
177	0.975	0.03	0.333	16 923	0.020	177	24.83	0.116
178	0.559	0.02	0.276	14 016	0.020	178	25.11	0.116
179	0.443	0.01	0.219	11 109	0.020	179	2.50	0.000
180	0.327	0.01	0.161	8 201	0.020			
181	0.211	0.00	0.104	5 294	0.020			
182	0.095	0.00	0.047	2 387	0.020			
183	0.021	0.00	0.010	521	0.020			
184	0.137	0.00	0.067	3 428	0.020			

Tabla A.4 Resultados del análisis hidráulico considerando demandas en cada sitio real y factor de fricción constante

No. tubería	Gasto (l/s)	hf (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Factor fricción	Nudo	h _{disponible} (mca)	Q _{sum} (l/s)
1	22.500	1.02	1.233	187 978	0.020	1	52.48	0.225
2	9.296	5.56	2.038	155 333	0.020	2	47.89	0.563
3	8.846	5.03	1.940	147 814	0.020	3	32.36	0.338
4	4.263	13.31	2.103	106 837	0.020	4	50.06	0.450
5	2.913	6.22	1.437	73 001	0.020	5	37.94	0.956
6	12.979	5.42	2.846	216 864	0.020	6	30.91	0.506
7	4.021	3.95	1.984	100 785	0.020	7	19.56	0.844
8	2.575	1.62	1.271	64 542	0.020	8	19.90	0.806
9	5.770	5.33	1.822	115 690	0.020	9	12.06	1.350
10	4.870	3.80	1.538	97 644	0.020	10	22.82	0.506
11	6.759	11.16	3.335	169 404	0.020	11	33.08	0.338
12	7.935	5.04	2.505	159 099	0.020	12	29.29	0.783
13	1.939	0.92	0.957	48 611	0.020	13	22.31	0.837
14	2.869	3.01	1.415	71 902	0.020	14	26.16	0.338
15	1.910	1.34	0.942	47 878	0.020	15	49.92	0.450
16	2.348	1.35	1.158	58 841	0.020	16	36.58	1.350
17	4.782	8.38	2.359	119 844	0.020	17	43.24	0.900
18	3.492	4.47	1.723	87 530	0.020	18	27.24	0.636
19	0.858	0.27	0.424	21 515	0.020	19	24.39	0.959
20	0.308	0.03	0.152	7 725	0.020	20	14.03	1.289
21	3.384	5.59	1.670	84 814	0.020	21	17.29	1.167
22	3.414	5.69	1.684	85 572	0.020	22	30.81	0.810
23	1.284	0.81	0.633	32 179	0.020	23	22.36	1.620
24	1.125	0.62	0.555	28 197	0.020	24	16.75	1.620
25	2.574	3.24	1.270	64 512	0.020	25	24.20	0.810
26	1.794	1.57	0.885	44 968	0.020	26	30.75	0.621
27	0.336	0.06	0.166	8 424	0.020	27	24.92	0.810
28	0.315	0.05	0.155	7 896	0.020	28	24.16	0.621
29	2.236	1.83	1.103	56 053	0.020	29	2.50	0.000
30	1.615	0.96	0.797	40 489	0.020			
31	2.627	3.37	1.296	65 832	0.020			
32	1.817	1.61	0.896	45 530	0.020			
33	0.643	0.15	0.317	16 128	0.020			
34	0.022	0.00	0.011	563	0.020			

Tabla A.5 Resultados del análisis hidráulico considerando Áreas Tributarias con un nudo intermedio y factor de fricción constante

No. tubería	Gasto (l/s)	hf (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Factor fricción	Nudo	h _{disponible} (mca)	Q _{sum} (l/s)
1	22.198	0.78	1.217	185 459	0.016	1	52.72	0.451
2	8.886	12.55	1.948	148 472	0.025	2	46.17	1.128
3	3.522	25.26	1.738	88 279	0.028	3	24.91	1.353
4	12.862	6.47	2.280	214 908	0.024	4	49.25	0.902
5	5.380	12.11	1.699	107 866	0.026	5	34.14	1.917
6	4.236	6.03	2.090	106 165	0.028	6	26.94	1.394
7	6.580	14.31	3.246	164 916	0.027	7	14.32	1.958
8	2.318	5.61	1.144	58 093	0.029	8	15.04	1.462
9	2.217	1.72	1.094	55 573	0.029	9	3.70	3.163
10	7.698	6.10	2.431	154 358	0.026	10	14.62	1.732
11	4.020	16.34	1.983	100 744	0.028	11	26.64	1.056

12	0.238	0.08	0.118	5 971	0.040	12	22.14	2.314
13	2.169	3.29	1.070	54 363	0.029	13	14.09	2.314
14	2.868	11.30	1.415	71 890	0.028	14	17.90	1.056
15	2.577	9.18	1.272	64 598	0.028	15	2.50	0.000
16	0.619	0.62	0.305	15 503	0.033			
17	0.675	0.72	0.333	16 919	0.033			
18	1.813	3.50	0.894	45 435	0.029			
19	2.076	6.05	1.024	52 033	0.029			
20	0.380	0.19	0.188	9 536	0.036			

Tabla A.6 Resultados del análisis hidráulico considerando Áreas tributarias y factor de fricción variable

No. tubería	Gasto (l/s)	hf (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Factor fricción	Nudo	h _{disponible} (mca)	Q _{sum} (l/s)
1	22 500	0.80	1.233	187 978	0.016	1	52.70	1.005
2	8 929	12.67	1.958	149 201	0.025	2	46.03	2.210
3	3 340	22.78	1.648	83 717	0.028	3	27.25	1.607
4	12 566	6.18	2.756	209 971	0.024	4	49.52	1.205
5	4 967	10.37	1.568	99 598	0.026	5	36.15	1.205
6	3 379	3.88	1.667	84 698	0.028	6	27.99	1.607
7	6 394	13.52	3.154	160 248	0.027	7	17.04	1.607
8	1 932	3.95	0.953	48 413	0.029	8	17.89	1.005
9	2 302	1.85	1.136	57 690	0.029	9	7.98	2.009
10	7 141	5.26	2.255	143 187	0.026	10	18.11	1.808
11	3 835	14.91	1.892	96 117	0.028	11	27.80	1.406
12	0.868	0.87	0.428	21 760	0.031	12	24.52	2.210
13	1 733	2.14	0.855	43 437	0.029	13	17.59	2.210
14	2 855	11.20	1.409	71 555	0.028	14	21.13	1.406
15	2 626	9.52	1.296	65 823	0.028	15	2.50	0.000
16	0.658	1.39	0.473	24 006	0.031			
17	0.793	0.98	0.391	19 882	0.032			
18	1.449	2.28	0.715	36 308	0.030			
19	1.865	4.93	0.920	46 745	0.029			
20	0.613	0.46	0.302	15 365	0.033			

Tabla A.7 Resultados del análisis hidráulico considerando Densidad Lineal y factor de fricción variable

No. tubería	Gasto (l/s)	hf (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Factor fricción	Nudo	h _{disponible} (mca)	Q _{sum} (l/s)
1	22 214	0.78	1.218	185 589	0.016	1	52.72	0.000
2	9 473	1.19	2.077	158 283	0.025	2	45.68	0.000
3	9 415	0.88	2.064	157 314	0.025	3	23.01	0.000
4	9 357	0.87	2.052	156 345	0.025	4	49.36	0.000
5	9 299	0.86	2.039	155 376	0.025	5	34.87	0.000
6	9 241	0.85	2.026	154 407	0.025	6	26.54	0.000
7	9 183	0.84	2.014	153 438	0.025	7	13.71	0.000
8	9 125	0.83	2.001	152 468	0.025	8	15.18	0.000
9	9.067	0.82	1.988	151 499	0.025	9	2.10	0.000
10	9.009	0.81	1.975	150 530	0.025	10	12.74	0.000
11	8.951	0.80	1.963	149 561	0.025	11	24.92	0.000
12	8.893	0.79	1.950	148 592	0.025	12	19.99	0.000

13	9.835	0.78	1937	147 623	0.025	13	11.58	0.000
14	8.777	0.77	1925	146 654	0.025	14	15.42	0.000
15	8.719	0.76	1912	145 685	0.025	15	52.03	0.058
16	8.661	0.82	1899	144 715	0.025	16	51.53	0.058
17	8.603	0.41	1886	143 746	0.025	17	51.04	0.058
18	4.831	2.61	2 383	121 081	0.027	18	50.56	0.058
19	4.715	1.86	2 326	118 173	0.027	19	50.09	0.058
20	4.599	1.77	2 269	115 266	0.027	20	49.63	0.058
21	4.483	1.69	2 212	112 358	0.027	21	49.18	0.058
22	4.367	1.60	2 155	109 451	0.027	22	48.74	0.058
23	4.251	1.52	2 097	106 544	0.028	23	48.30	0.058
24	4.135	1.44	2 040	103 636	0.028	24	47.88	0.058
25	4.019	1.36	1 983	100 729	0.028	25	47.47	0.058
26	3.903	1.29	1 926	97 821	0.028	26	47.07	0.058
27	3.787	1.21	1 868	94 914	0.028	27	46.68	0.058
28	3.671	1.14	1 811	92 007	0.028	28	46.30	0.058
29	3.555	1.07	1 754	89 099	0.028	29	45.89	0.058
30	3.439	1.00	1 697	86 192	0.028	30	43.29	0.116
31	3.323	0.94	1 639	83 284	0.028	31	41.60	0.116
32	3.207	0.88	1 582	80 377	0.028	32	39.00	0.116
33	3.091	0.82	1 525	77 470	0.028	33	38.48	0.116
34	2.975	0.76	1 468	74 562	0.028	34	37.04	0.116
35	2.859	0.70	1 411	71 655	0.028	35	35.69	0.116
36	2.743	0.65	1 353	68 747	0.028	36	34.42	0.116
37	2.627	0.60	1 296	65 840	0.028	37	33.22	0.116
38	2.511	0.55	1 239	62 933	0.028	38	32.11	0.116
39	2.395	0.50	1 182	60 025	0.028	39	31.06	0.116
40	2.279	0.50	1 124	57 118	0.029	40	30.09	0.116
41	2.163	0.23	1 067	54 210	0.029	41	29.18	0.116
42	2.163	3.27	1 067	54 210	0.029	42	28.34	0.116
43	12.471	6.35	2 794	212 896	0.024	43	27.57	0.116
44	6.698	14.82	3 305	167 882	0.027	44	26.86	0.116
45	3.772	4.81	1 861	94 539	0.028	45	26.21	0.116
46	8.075	6.69	2 550	161 911	0.026	46	25.62	0.116
47	6.043	1.27	1 908	121 169	0.026	47	25.08	0.116
48	5.927	0.91	1 872	118 843	0.026	48	24.60	0.116
49	5.811	0.88	1 835	116 517	0.026	49	24.17	0.116
50	5.695	0.85	1 798	114 191	0.026	50	23.80	0.116
51	5.579	0.81	1 762	111 865	0.026	51	23.46	0.116
52	5.463	0.78	1 725	109 539	0.026	52	23.14	0.116
53	5.347	0.75	1 688	107 213	0.026	53	47.84	0.116
54	5.231	0.72	1 652	104 888	0.026	54	46.74	0.116
55	5.115	0.69	1 615	102 562	0.026	55	45.68	0.116
56	4.999	0.66	1 579	100 236	0.026	56	44.64	0.116
57	4.883	0.63	1 542	97 910	0.026	57	43.64	0.116
58	4.767	0.60	1 505	95 584	0.026	58	42.67	0.116
59	4.651	0.57	1 469	93 258	0.026	59	41.74	0.116
60	4.535	0.54	1 432	90 932	0.026	60	40.84	0.116
61	4.419	0.57	1 395	88 606	0.026	61	40.01	0.116
62	4.303	0.27	1 359	86 280	0.026	62	39.12	0.116
63	2.874	0.95	1 418	72 043	0.028	63	38.30	0.116
64	2.816	0.68	1 390	70 589	0.028	64	37.51	0.116
65	2.758	0.65	1 361	69 135	0.028	65	36.76	0.116
66	2.700	0.63	1 332	67 682	0.028	66	36.04	0.116
67	2.642	0.60	1 304	66 228	0.028	67	35.25	0.116

68	2.409	0.50	1.189	60 388	0.028	68	24.81	0.058
69	2.176	0.41	1.074	54 548	0.029	69	23.55	0.058
70	1.943	0.33	0.959	48 708	0.029	70	22.31	0.058
71	1.885	0.31	0.930	47 255	0.029	71	21.10	0.058
72	1.827	0.30	0.902	45 801	0.029	72	19.91	0.233
73	1.769	0.28	0.873	44 347	0.029	73	18.82	0.233
74	1.711	0.17	0.844	42 894	0.029	74	17.83	0.233
75	2.549	0.19	1.257	63 879	0.028	75	16.91	0.058
76	2.607	0.59	1.286	65 333	0.028	76	16.01	0.058
77	2.665	0.61	1.315	66 787	0.028	77	15.13	0.058
78	2.723	0.70	1.343	68 240	0.028	78	14.27	0.058
79	2.781	0.37	1.372	69 694	0.028	79	13.82	0.058
80	5.294	3.13	2.612	132 695	0.027	80	14.16	0.058
81	5.061	2.14	2.497	126 855	0.027	81	14.52	0.058
82	4.828	1.95	2.382	121 015	0.027	82	14.95	0.058
83	4.595	1.77	2.267	115 175	0.027	83	12.61	0.233
84	4.362	1.60	2.152	109 336	0.027	84	10.89	0.233
85	4.129	1.44	2.037	103 496	0.028	85	9.36	0.233
86	3.896	1.41	1.922	97 656	0.028	86	8.00	0.233
87	3.663	1.02	1.807	91 816	0.028	87	6.82	0.233
88	3.550	1.07	1.752	88 987	0.028	88	5.81	0.233
89	3.447	1.01	1.701	86 387	0.028	89	4.81	0.233
90	3.352	0.96	1.654	84 013	0.028	90	4.21	0.113
91	3.266	0.60	1.612	81 866	0.028	91	3.56	0.104
92	1.143	0.04	0.564	28 658	0.030	92	2.96	0.095
93	1.059	0.10	0.522	26 535	0.031	93	2.42	0.086
94	0.961	0.09	0.474	24 075	0.031	94	2.37	0.085
95	0.850	0.07	0.420	21 313	0.032	95	3.18	0.098
96	0.734	0.05	0.362	18 406	0.032	96	4.01	0.110
97	0.618	0.04	0.305	15 499	0.033	97	4.86	0.116
98	0.385	0.02	0.190	9 659	0.036	98	5.72	0.116
99	0.152	0.00	0.075	3 819	0.044	99	6.60	0.233
100	0.081	0.00	0.040	2 021	0.032	100	7.50	0.233
101	0.197	0.00	0.097	4 928	0.042	101	8.41	0.233
102	0.313	0.01	0.154	7 835	0.037	102	9.33	0.116
103	0.429	0.02	0.211	10 743	0.035	103	10.25	0.116
104	0.545	0.02	0.269	13 650	0.034	104	11.18	0.116
105	3.824	1.66	1.887	95 839	0.028	105	12.21	0.116
106	3.708	1.16	1.829	92 932	0.028	106	25.81	0.116
107	3.592	1.09	1.772	90 025	0.028	107	25.33	0.116
108	3.476	1.03	1.715	87 117	0.028	108	24.93	0.116
109	3.360	0.96	1.658	84 210	0.028	109	24.59	0.116
110	3.244	0.90	1.600	81 302	0.028	110	24.32	0.116
111	3.128	0.84	1.543	78 395	0.028	111	24.11	0.116
112	3.012	0.78	1.486	75 488	0.028	112	23.96	0.116
113	2.896	0.72	1.429	72 580	0.028	113	23.87	0.116
114	2.780	0.66	1.372	69 673	0.028	114	23.84	0.116
115	2.664	0.61	1.314	66 765	0.028	115	23.86	0.116
116	2.548	0.56	1.257	63 858	0.028	116	23.94	0.116
117	2.432	0.51	1.200	60 951	0.028	117	24.06	0.116
118	2.316	0.47	1.143	58 043	0.029	118	24.24	0.116
119	2.200	0.47	1.085	55 136	0.029	119	24.46	0.116
120	2.084	0.21	1.028	52 229	0.029	120	24.75	0.116
121	2.084	2.01	1.028	52 229	0.029	121	22.47	0.116
122	1.968	0.38	0.971	49 321	0.029	122	2.00	0.116

123	1.852	0.32	0.914	46 414	0.029	123	21.59	0.116
124	1.736	1.22	0.856	43 506	0.029	124	13.09	0.233
125	4.260	2.04	2.102	106 773	0.028	125	12.79	0.233
126	4.027	1.37	1.987	100 933	0.028	126	12.64	0.233
127	3 794	1.22	1.872	95 093	0.028	127	12.62	0.233
128	3.561	1.08	1.757	89 254	0.028	128	12.74	0.233
129	3 328	0.94	1.642	83 414	0.028	129	12.99	0.233
130	3 095	0.82	1.527	77 574	0.028	130	13.35	0.233
131	2 862	0.70	1.412	71 734	0.028	131	13.81	0.233
132	2 629	0.60	1.297	65 894	0.028	132	14.38	0.233
133	2 396	0.50	1.182	60 054	0.028	133	15.03	0.233
134	2 163	0.41	1.067	54 214	0.029	134	15.76	0.233
135	1 930	0.33	0.952	48 375	0.029	135	16.57	0.233
136	1 697	0.26	0.837	42 535	0.029	136	17.44	0.233
137	1 464	0.19	0.722	36 695	0.030	137	18.36	0.233
138	1 231	0.14	0.607	30 855	0.030	138	19.43	0.233
139	0 998	0.10	0.492	25 015	0.031	139	16.43	0.116
140	0 765	0.03	0.377	19 175	0.032	140	15.81	0.116
141	2 501	2.89	1.234	62 682	0.028	141	15.24	0.116
142	2 385	0.49	1.177	59 774	0.028	142	14.70	0.116
143	2 269	0.45	1.119	56 867	0.029	143	14.22	0.116
144	2 153	0.41	1.062	53 959	0.029	144	13.76	0.116
145	2 037	0.36	1.005	51 052	0.029	145	13.31	0.116
146	1 921	0.33	0.948	48 145	0.029	146	2.49	0.174
147	1 805	0.32	0.890	45 237	0.029	147	2.84	0.186
148	1 689	1.16	0.833	42 330	0.029	148	3.25	0.199
149	2 123	0.53	1.047	53 209	0.029	149	3.72	0.213
150	1 949	0.33	0.961	48 837	0.029	150	4.24	0.228
151	1 762	0.28	0.869	44 165	0.029	151	4.81	0.233
152	1 563	0.22	0.771	39 168	0.029	152	5.43	0.233
153	1 349	0.17	0.666	33 823	0.030	153	6.07	0.233
154	1 122	0.12	0.553	28 116	0.030	154	6.74	0.233
155	0 889	0.08	0.439	22 277	0.031	155	7.42	0.233
156	0 656	0.04	0.324	16 437	0.033	156	8.11	0.233
157	0 423	0.02	0.209	10 597	0.035	157	8.81	0.233
158	0 190	0.00	0.094	4 757	0.042	158	9.52	0.233
159	0 043	0.00	0.021	1 083	0.0590	159	10.26	0.233
160	0 276	0.01	0.136	6 923	0.038	160	11.12	0.233
161	0 509	0.03	0.251	12 762	0.034	161	13.21	0.117
162	0 742	0.05	0.366	18 602	0.032	162	13.57	0.117
163	0 975	0.10	0.481	24 442	0.031	163	13.91	0.117
164	1 208	0.08	0.596	30 282	0.030	164	12.76	0.117
165	0 481	0.13	0.237	12 048	0.034	165	12.81	0.117
166	0 364	0.02	0.179	9 116	0.036	166	12.88	0.117
167	0 247	0.01	0.122	6 183	0.039	167	12.98	0.117
168	0 130	0.01	0.064	3 251	0.046	168	13.11	0.117
169	1 618	0.31	0.798	40 560	0.029	169	13.26	0.117
170	1 501	0.20	0.741	37 628	0.030	170	13.43	0.117
171	1 384	0.17	0.683	34 695	0.030	171	13.62	0.117
172	1 267	0.15	0.625	31 763	0.030	172	13.83	0.116
173	1 150	0.12	0.568	28 831	0.030	173	14.04	0.116
174	1 033	0.10	0.510	25 898	0.031	174	14.27	0.116
175	0 916	0.08	0.452	22 966	0.031	175	14.51	0.116
176	0 799	0.06	0.394	20 033	0.032	176	14.75	0.116
177	0 682	0.05	0.337	17 101	0.033	177	15.00	0.116

178	0.566	0.03	0.279	14 193	0.033	178	15.27	0.116
179	0.450	0.02	0.222	11 286	0.035	179	2.50	0.000
180	0.334	0.01	0.165	8 379	0.037			
181	0.218	0.01	0.108	5 471	0.041			
182	0.102	0.00	0.050	2564	0.050			
183	0.014	0.00	0.007	343	0.186			
184	0.130	0.00	0.064	3 251	0.046			

Tabla A.8 Resultados del análisis hidráulico considerando demandas en cada sitio real y factor de fricción variable

No. tubería	Gasto (l/s)	hf (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Factor fricción	Nudo	h _{disponible} (mca)	Q _{sum} (l/s)
1	22.250	0.78	1.220	185 887	0.016	1	52.72	0.225
2	9.212	6.73	2.020	153 921	0.025	2	45.88	0.563
3	8.762	6.10	1.921	146 402	0.025	3	23.87	0.338
4	4.189	17.71	2.067	104 980	0.028	4	49.29	0.450
5	2.839	8.30	1.400	71 144	0.028	5	34.46	0.956
6	12.813	6.42	2.810	214 094	0.024	6	26.83	0.506
7	4.011	5.42	1.979	100 525	0.028	7	14.06	0.844
8	2.501	2.17	1.234	62 685	0.028	8	15.04	0.806
9	5.784	6.89	1.815	115 258	0.026	9	2.95	1.100
10	4.848	4.95	1.531	97 212	0.026	10	13.47	0.506
11	6.615	14.46	3.264	165 790	0.027	11	25.93	0.338
12	7.903	6.42	2.495	158 458	0.026	12	21.14	0.783
13	1.865	1.23	0.920	46 754	0.029	13	12.64	0.837
14	2.785	4.00	1.374	69 793	0.028	14	16.40	0.338
15	1.826	1.77	0.901	45 770	0.029	15	48.98	0.450
16	2.389	1.98	1.179	59 869	0.028	16	30.17	1.350
17	4.709	11.13	2.323	118 014	0.027	17	40.90	0.900
18	3.419	5.96	1.687	85 701	0.028	18	18.20	0.636
19	0.949	0.51	0.468	23 791	0.031	19	19.33	0.959
20	0.217	0.04	0.107	5 449	0.041	20	6.41	1.289
21	3.324	7.52	1.640	83 308	0.028	21	7.94	1.167
22	3.371	7.73	1.663	84 491	0.028	22	24.81	0.810
23	1.370	1.37	0.676	34 346	0.030	23	14.83	1.620
24	1.142	0.97	0.563	28 617	0.030	24	7.08	1.620
25	2.514	4.38	1.240	63 006	0.028	25	14.50	0.810
26	1.751	2.18	0.864	43 888	0.029	26	22.95	0.621
27	0.250	0.06	0.123	6 257	0.039	27	15.74	0.810
28	0.332	0.10	0.164	8 315	0.037	28	14.40	0.621
29	2.176	2.49	1.074	54 547	0.029	29	2.50	0.000
30	1.555	1.31	0.767	38 983	0.029			
31	2.523	4.41	1.245	63 246	0.028			
32	1.713	2.09	0.845	42 944	0.029			
33	0.627	0.24	0.309	15 709	0.033			
34	0.006	0.00	0.003	144	0.444			

Tabla A.9 Resultados del análisis hidráulico considerando Áreas Tributarias con un nudo intermedio y factor de fricción constante

No. tubería	Gastos (l/s)	hf (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Factor fricción	Nudo	h _{disponible} (mca)	Q _{sum} (l/s)
1	22.50	1.08	1.23	187 452	0.021	1	52.42	0.451
2	9.02	12.92	1.98	150 876	0.025	2	45.50	1.128
3	3.60	26.38	1.78	90 424	0.028	3	23.12	1.353
4	13.03	6.64	2.86	217 932	0.024	4	48.78	0.902
5	5.46	12.47	1.72	109 220	0.026	5	33.31	1.917
6	4.29	6.19	2.12	107 696	0.028	6	26.08	1.394
7	6.67	14.70	3.29	167 132	0.027	7	13.27	1.958
8	2.36	5.82	1.16	58 928	0.029	8	14.00	1.462
9	2.22	1.73	1.10	55 880	0.029	9	1.62	3.464
10	7.83	6.31	2.47	156 845	0.026	10	12.59	1.732
11	4.15	17.38	2.05	104 140	0.028	11	25.41	1.056
12	0.14	0.03	0.07	3 556	0.039	12	20.73	2.314
13	2.25	3.53	1.11	56 388	0.029	13	12.13	2.314
14	2.92	11.67	1.44	73 152	0.028	14	15.91	1.055
15	2.63	9.53	1.30	66 040	0.028	15	2.50	0.000
16	0.55	0.50	0.27	13 716	0.034			
17	0.65	0.68	0.32	16 256	0.033			
18	1.86	3.68	0.92	46 736	0.029			
19	2.17	6.61	1.07	54 356	0.029			
20	0.40	0.21	0.20	10 160	0.036			

Tabla A.10 Resultados del análisis hidráulico con el programa EPANET