



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROBLEMAS EN REDES DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE

T E S I S
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MARCO ANTONIO ROMERO CHAPA

DIRECTOR DE TESIS:

DR. ÓSCAR POZOS ESTRADA



MÉXICO DF, JUNIO DE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

AGRADECIMIENTOS

*Con especial afecto a mis padres Marco y Lili y a mi hermano Alberto,
por su enorme apoyo y amor incondicional.*

A mi familia

A mis amigos

Al Doctor Óscar Pozos

A mis profesores

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM

A la Universidad Nacional Autónoma de México

OBJETIVOS: Presentar los problemas que comúnmente ocurren en las redes de abastecimiento de agua potable alrededor del mundo, tales como fugas e intrusión patógena. En el caso de las fugas se han desarrollado varias técnicas para detectarlas y repararlas. Sin embargo, la intrusión patógena es un problema poco abordado en México, por lo tanto en este trabajo se pretende dar una visión general de este fenómeno. Finalmente, se presentan coeficientes de pérdidas locales de cruces obtenidos en el laboratorio, con el fin de aportar una herramienta más para el mejor diseño de las redes de distribución de agua potable.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	6
--------------------------	----------

CAPÍTULO 1. REDES DE TUBERÍAS ABIERTAS Y CERRADAS

1.1. Introducción.....	7
1.2. Redes abiertas.....	8
1.3. Bombas en redes abiertas.....	10
1.4. Redes cerradas.....	11
1.5. Método de Hardy-Cross con corrección de Gastos.....	13

CAPÍTULO 2. PÉRDIDAS DE ENERGÍA

2.1. Viscosidad.....	16
2.2. Número de Reynolds.....	18
2.3. Diagrama de Moody.....	20
2.4. Pérdidas por fricción.....	22
2.5. Perdidas locales.....	25

CAPÍTULO 3. FUGAS EN TUBERÍAS DE AGUA POTABLE

3.1. Introducción.....	31
3.2. Clasificación de fugas.....	31
3.3. ¿Dónde se producen las fugas?.....	33
3.4. Causas que provocan fugas.....	33
3.5. Métodos y aparatos utilizados para detectar fugas.....	37
3.6. Reparación de fugas.....	40

CAPÍTULO 4. INTRUSIÓN PATÓGENA EN LAS REDES DE ABASTECIMIENTO

4.1. Introducción.....	42
4.2. Intrusión patógena en las redes de abastecimiento.....	44
4.3. Situación de depresión.....	46
4.4. Condiciones necesarias para la intrusión patógena.....	47
4.5. Fuentes contaminantes.....	49
4.6. Enfermedades causadas por la intrusión patógena.....	50
4.7. Determinación de los volúmenes de agua por la intrusión patógena.....	51

CAPÍTULO 5. PÉRDIDAS MENORES EN CRUCES DE TUBERÍAS

5.1. Introducción.....	61
5.2. Casos de flujo posible en cruces y coeficientes de pérdidas menores.....	62
5.3. Modelo experimental.....	64
5.4. Expresiones para estimar el coeficiente K.....	69

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.....	77
--------------------------------------	-----------

BIBLIOGRAFÍA.....	80
--------------------------	-----------

INTRODUCCIÓN

El agua es un elemento esencial para la vida, por ello la importancia de llevar a cada ser humano este vital líquido de manera segura y eficaz.

En el principio de los tiempos las grandes civilizaciones se asentaban alrededor de grandes ríos y lagunas para poder abastecerse de agua, pero a medida que el tiempo fue transcurriendo las necesidades de las poblaciones fueron cambiando así como las técnicas de distribución de agua, primeramente con pequeños canales que conducían en agua, pasando por los grandes acueductos y más recientemente por los grandes sistemas de abastecimiento de agua potable que hoy conocemos, equipados con la última tecnología y diseñados con mayor conocimiento y experiencia que en tiempos pasados.

Hoy en día para abastecer de agua a una población se requiere de instalaciones que permitan captar, purificar, almacenar y finalmente distribuir el agua en las poblaciones. Las instalaciones que se encargan de distribuir el agua a los usuarios son las llamadas redes de distribución.

La sociedad moderna ha visto el agua como un recurso inagotable utilizándolo sin control ni medida, en vez de tratarse con mayor conciencia y control, en la prisa por el alcanzar un mayor crecimiento económico, autosuficiencia alimentaria y de recursos, se han ignorado los límites del medio ambiente, sobre-explotando los acuíferos, lagos y lagunas y cualquier fuente que pueda proveer de agua potable a la población.

En este trabajo se pretenden abordar los principales problemas que se presentan en las redes de abastecimiento de agua potable, como son las pérdidas de energía, las cuales deben de ser muy bien tomadas en cuenta para el diseño de las tuberías que conforman el sistema de abastecimiento.

Por otro lado las fugas de agua potable en las redes de distribución producen desperdicio de agua, reducen la eficiencia de las redes y generan una pérdida económica a los organismos operadores del sistema de distribución de este tipo de líquido. La detección de fugas en una red de tuberías es complicada, ya que en su mayoría no se encuentran visibles. Para reducirlas es necesario contar con procedimientos e instrumentos especiales para localizarlas y eliminarlas.

Por último la intrusión patógena es otro problema que afecta no solo las redes de abastecimiento de agua potable, sino también la salud de la población, ya que estos volúmenes de agua contaminada pueden ser consumidos por la gente si es que no se tiene un adecuado control de las fugas y del equipamiento en la red de abastecimiento.

Para desempeñar un papel activo en la solución a tales problemas, el Ingeniero Civil debe comprender claramente los fundamentos de los mismos para así dar la mejor solución para la población sin dejar de tomar en cuenta las consecuencias que tienen sus acciones en el medio ambiente, y por ende hacer todo lo posible por mitigarlas.

CAPÍTULO 1: REDES DE TUBERÍAS ABIERTAS Y CERRADAS

1.1 INTRODUCCIÓN

Las redes de tuberías abiertas y cerradas están constituidas por sistemas de tuberías, que se entienden como un conjunto de tuberías que operan bajo las mismas condiciones hidráulicas; ejemplos de estos sistemas son las tuberías en serie y paralelo que a pesar de ser simples, pueden presentarse en algunos casos de diseño o ampliación de redes de distribución de agua potable.

Tuberías en Serie: Son dos o más tuberías diferentes colocadas una a continuación de la otra, las cuales pueden diferenciarse en los diámetros o en las rugosidades Figura 1.1 (es decir estar hechas de materiales diferentes) o bien en ambas características físicas (Saldarriaga, HIDRÁULICA DE TUBERÍAS, ABASTECIMIENTO DE AGUA, REDES, RIEGOS, 1998)

En la figura 1.1 se muestra el ejemplo de tres tuberías en serie que conectan 2 tanques.

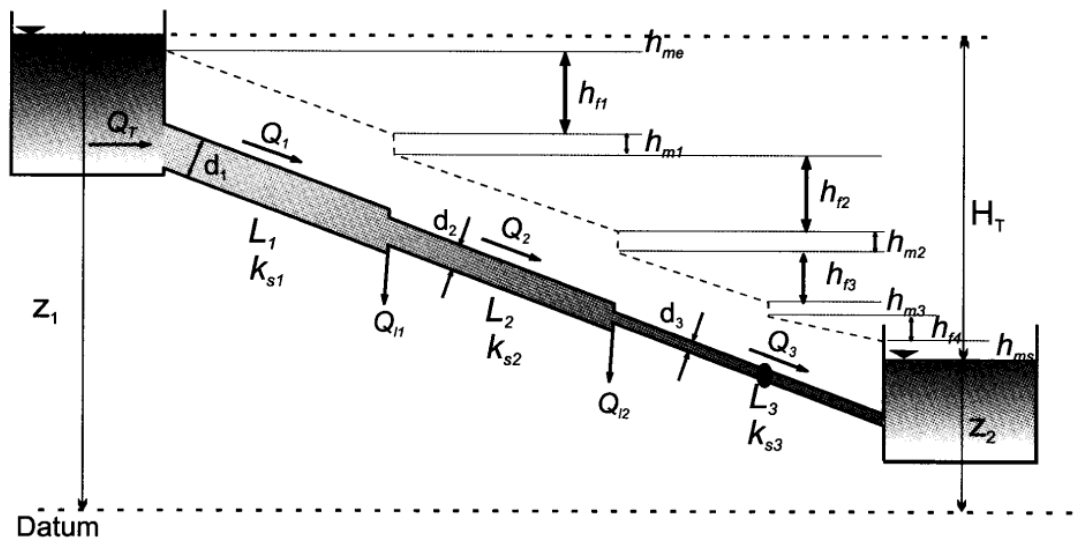


Figura 1.1 Tuberías en serie (Saldarriaga, 1998)

Tuberías en paralelo: Son un conjunto de tuberías que parten de un nodo común y llegan a otro nodo también común. En estos nodos, los gastos que pasan por cada una de estas tuberías se unen. En general, los sistemas en paralelo están limitados a 3 o 4 tuberías. Sin embargo, es más común que estén compuestos por dos tuberías tal como se muestra en la Figura 1.2. Estas pueden tener longitudes, diámetros y accesorios diferentes a la vez de estar elaboradas en materiales muy distintos (Saldarriaga, HIDRÁULICA DE TUBERÍAS, ABASTECIMIENTO DE AGUA, REDES, RIEGOS, 1998)

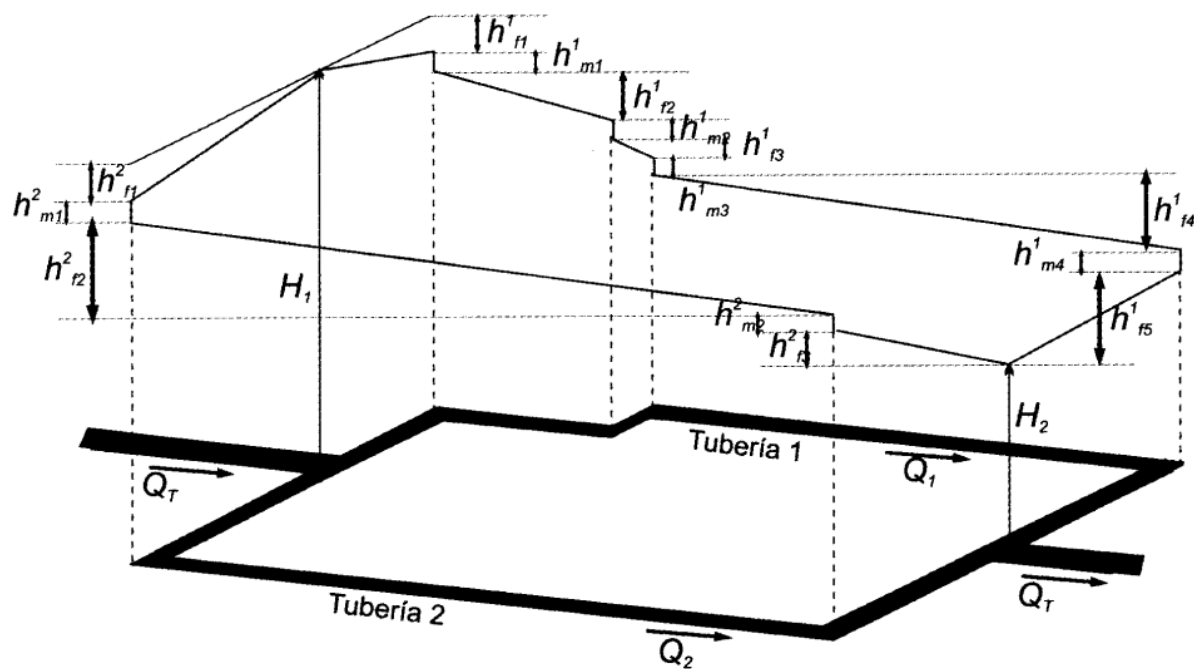


Figura 1.2 Tubería en Paralelo (Saldarriaga, 1998)

En la práctica de la ingeniería hidráulica las redes de tuberías son sistemas mucho más complejos que las tuberías en serie y paralelo. Ahora iniciaremos con el análisis de redes de tuberías, el cual estará basado en las ecuaciones de conservación del momentum lineal y de conservación de la masa que gobiernan el flujo en estos sistemas, tomando en consideración las pérdidas por fricción y locales. Las redes se clasifican, de acuerdo con sus configuraciones básicas, en redes abiertas y cerradas.

Las redes de distribución de agua potable de una ciudad usualmente están compuestas de dos partes. La primera de ellas encargada de conducir el agua desde la planta de tratamiento hasta los diferentes tanques de almacenamiento y regularización localizados aguas arriba de los diferentes sectores del abastecimiento. La segunda parte está conformada por las redes de distribución a través de las cuales el agua potable se mueve desde tanques de almacenamiento hasta la acometida del usuario final.

En general las redes que van de las plantas de tratamiento a los tanques de regularización o almacenamiento son redes abiertas, y las redes de distribución son redes cerradas en el sentido que están conformadas por circuitos. Sin embargo, puede haber casos en que las redes de distribución sean abiertas.

1.2 REDES ABIERTAS

Se caracterizan por no tener ningún circuito cerrado en el sistema es decir cuando las conducciones que las componen se ramifican, sucesivamente, sin intersectarse después para formar circuitos. Los extremos finales de las ramificaciones pueden terminar en un recipiente o descargar libremente a la atmósfera, los ejemplos típicos de este grupo de redes son las redes de tubos madres o líneas de

distribución de agua potable. En la figura 1.3 se muestra un esquema de una red abierta, la cual une 3 tanques de almacenamiento dentro del sistema de distribución de agua potable de una red hipotética. Otros ejemplos de redes abiertas son un sistema de tuberías que une una batería de pozos de agua con un tanque de abastecimiento, la red contra incendios en el interior de una edificación, etc.

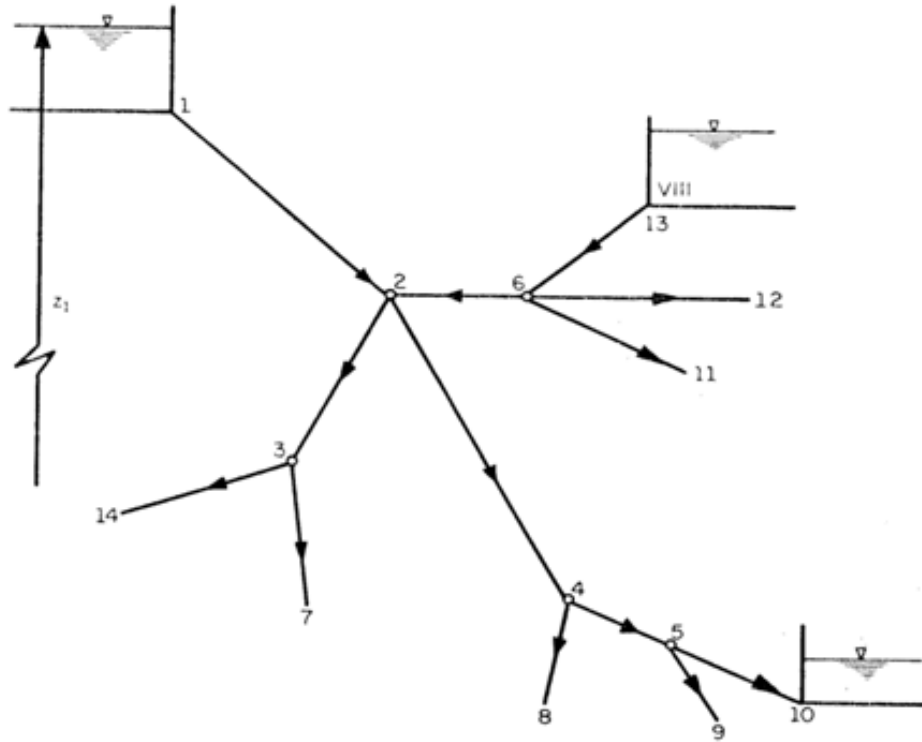


Figura 1.3 Red Abierta (Sotelo, 2011)

En la figura anterior se observa que de acuerdo a los niveles de los distintos depósitos y la longitud de los tubos, se deberá conocer o suponer la dirección del gasto en los diferentes tramos.

De la ecuación de la energía, entre el recipiente superior y los extremos de los tubos resulta entonces:

$$z_1 - \left(z_j + \frac{v_j^2}{2g} \right) = \sum_{i=1}^j h \quad (1.1)$$

Donde z_j es el nivel de la superficie libre del agua si el tubo descarga a un depósito o bien, el nivel del centro de gravedad de la sección final, si el tubo descarga a la atmósfera; el subíndice j corresponde a las características hidráulicas en el punto j . El término $\sum_{i=1}^j h$ es la suma de las pérdidas de energía de los tubos que se encuentran en el recorrido, desde el punto 1 hasta el extremo j ; toma signo positivo para aquellos elementos en que la dirección del gasto coincide con la del recorrido.

Además, en cada punto de ramificación (nodo) se satisface la ecuación de continuidad siguiente:

$$\sum Q = 0 \quad (1.2)$$

y se establece como convención que los gastos que lleguen al nodo tengan signo negativo; y positivo los que salgan del nodo.

Si el problema es de revisión, el resultado será un sistema de tantas ecuaciones, del tipo (1.1) como extremos finales tenga la red; y de tantas ecuaciones del tipo (1.2) como nudos existan.

Debemos tomar en cuenta para el diseño de tuberías que una vez que se fija una altura piezométrica en alguno de sus nodos, el diseño resultante queda condicionado a dicha suposición. Por consiguiente para el diseño de sistemas de tuberías no se debe fijar nunca una altura sin hacer uso de una función de optimización. El no tener una función objetivo de este tipo puede llevar a diseños que cumplan con las restricciones hidráulicas pero que no sean o estén cerca de óptimos económicos.

También con el fin de llegar a un diseño óptimo de una red abierta, que es aquél de costo mínimo en valor presente neto teniendo en cuenta tanto los costos de inversión inicial como los de operación y mantenimiento a lo largo del período de diseño del proyecto, se debe utilizar una función objetivo.

Se debe tener cuidado en el diseño de redes abiertas, debido a que en los extremos de sus ramas se pueden formar puntos de estancamiento, donde se puede producir crecimiento bacteriano y sedimentación. Además de que en caso de ser necesaria algún tipo de reparación, los usuarios que se encuentren aguas abajo de la red se quedarán sin servicio mientras dure la reparación, sin posibilidad de abastecimiento por otro punto de la red.

1.3 BOMBAS EN REDES ABIERTAS

Una forma de aumentar la capacidad de una red abierta es colocar una bomba en alguna de sus tuberías, aprovechando el hecho de que los gastos en las conducciones principales pueden ser tratados como constantes; es decir, en tuberías principales el gasto debe corresponder a un flujo permanente, con una magnitud igual al gasto medio diario de consumo.

En la figura 1.4 se muestra el efecto de la instalación de una bomba sobre una red abierta, en especial sobre su línea de gradiente hidráulico, y en la figura 1.5 se muestra el detalle de la tubería afectada por la bomba.

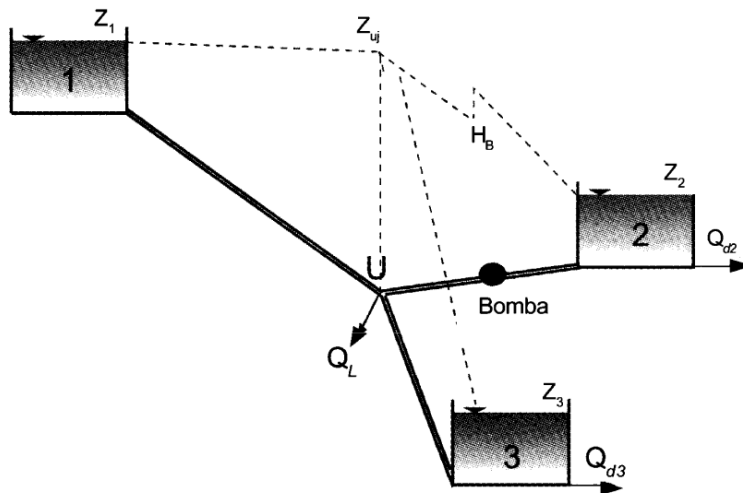


Figura 1.4 Bomba en Red Abierta (Saldarriaga, 1998)

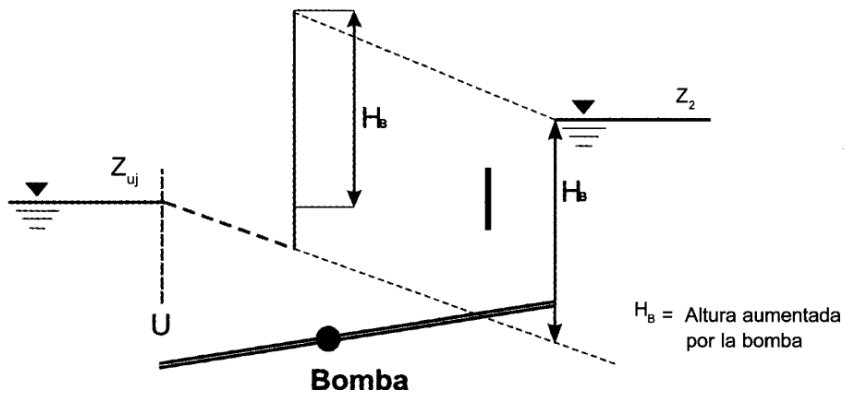


Figura 1.5 Efecto de la Bomba (Saldarriaga, 1998)

1.4 REDES CERRADAS

Se conoce como red cerrada a aquella en la cual los conductos que la componen se cierran formando circuitos tal como se muestra en la figura 1.6. El objetivo es tener un sistema redundante de tuberías, es decir, cualquier zona dentro del área cubierta por el sistema puede ser alcanzada simultáneamente por más de una tubería, aumentando así la calidad del abastecimiento, ya que el agua puede llegar por más de una tubería al mismo nodo. Es este el tipo de red que usualmente conforma el sistema de distribución de agua potable en una ciudad.

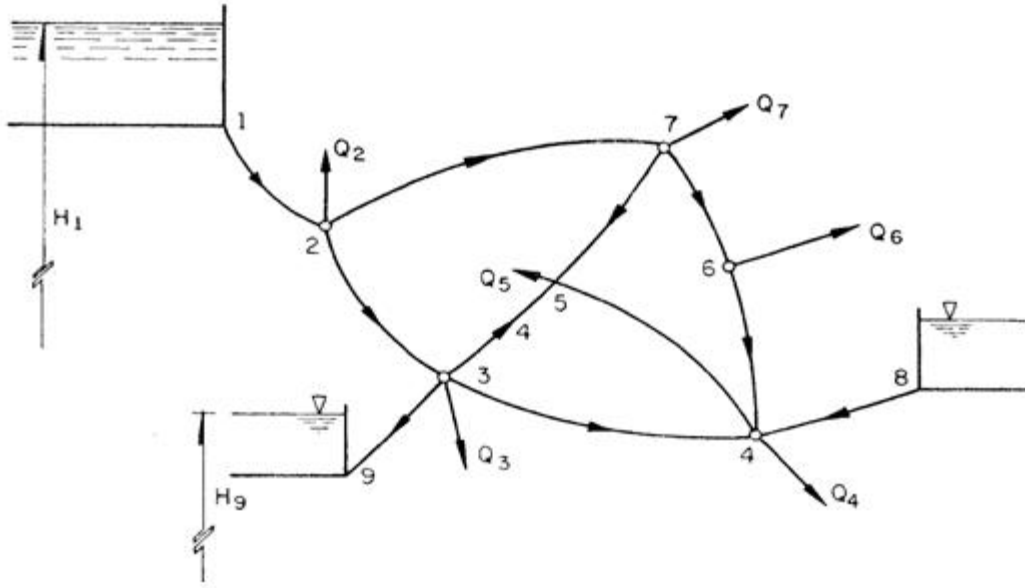


Figura 1.6 Red Cerrada (Sotelo, 2011)

La solución de una red cerrada se basa en 2 tipos de ecuaciones: la de nodo y la de pérdida de energía.

- a) Ecuación de nodo: Por razones de continuidad de acuerdo a la ecuación 1.2 en cada nodo se debe satisfacer que:

$$\sum Q_{ij} + Q_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, n \quad j \in i \quad (1.3)$$

Donde:

Q_{ij} es el gasto que va del nudo j al nudo i (negativo si llega al nudo i positivo si sale);

Q_i es el gasto que sale o entra al nudo i (con la misma convención de signos).

El símbolo $j \in i$ se lee: "Para todos los nodos j conectados al i a través de un tubo"

- b) Ecuación de pérdida: La pérdida por fricción en cada tramo está dada por la fórmula de fricción correspondiente, donde al substituir la velocidad expresada por la ecuación:

$$V_{ij} = \frac{4Q_{ij}}{\pi D_{ij}^2}$$

Resulta:

$$h_{ij} = a_{ij} Q_{ij}^N \quad (1.4)$$

Donde a_{ij} es una constante del tramo ij. Por ejemplo si la fórmula de fricción usada es la de Darcy-Weisbach, se tiene:

$$h_{ij} = \frac{8f_{ij}L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5} Q_{ij}^2$$

Esto es N=2 y

$$a_{ij} = \frac{8f_{ij}L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5}$$

En orden cronológico se presentarán los siguientes métodos de análisis y diseño de redes cerradas:

- Método de Hardy-Cross con corrección de gastos en los circuitos
- Método de Hardy-Cross con corrección de alturas piezométricas en los nodos
- Método de Newton-Raphson.
- Método de la teoría Lineal
- Método del gradiente hidráulico

Detallaremos el método Hardy-Cross con corrección de gastos para el diseño de redes cerradas por ser el más conocido y utilizado.

1.5 MÉTODO DE HARDY-CROSS CON CORRECCIÓN DE GASTOS

Este método fue desarrollado en 1936 por el ingeniero norteamericano Hardy Cross, fue quizá el primero en sugerir un procedimiento iterativo para determinar la solución de una red de tuberías. El método original se basa en suponer los caudales en cada uno de los tubos de la red e ir corrigiendo esta suposición. Dado que se conocen todas las características de la tubería, el método es un proceso de comprobación de diseño.

Este método intenta resolver el sistema de ecuaciones ΔQ basándose en los siguientes principios:

- A. Sólo se considera la ecuación de un circuito a la vez.
- B. El efecto de los circuitos adyacentes es despreciado, por lo que cada ecuación contiene una sola incógnita.
- C. Cada término de la ecuación ΔQ modificada es expandido a través de series de Taylor. Se considera únicamente a los términos lineales, y los no lineales son despreciados. (Franco, 2006)

En una red cerrada cualquiera, se eligen circuitos elementales como los formados en la figura 1.6 (por ejemplo el circuito 2-7-5-3-2 mostrado en la figura 1.7) en los cuáles se conocen los gastos Q_1, Q_2, \dots, Q_n que entran o salen de cada nodo.

En cada nodo se satisface la Ecuación (1.3); además, la pérdida de energía entre 2 nudos de la red (cualquiera que sea el recorrido que se elige para llegar de uno a otro) es la suma algebraica de las pérdidas en cada tramo (calculadas con la ecuación 1.4). Para ello, es necesario también establecer una convención de signos, por ejemplo: la pérdida en un determinado tramo tiene signo positivo si la dirección del gasto en el tramo coincide con la del recorrido; y negativo en caso contrario.

El recorrido completo en cada circuito elemental (partiendo y llegando al mismo nudo) implica que:

$$\sum_{i=1}^k h_{ij} = 0 \quad (1.5)$$

Donde k es el número de tramos que forma el circuito elemental. Para el recorrido de cada circuito es necesario especificar que sea siempre con el mismo sentido.

La ecuación 1.5 es llamada ecuación de circuito y vale para todos los circuitos de la red.

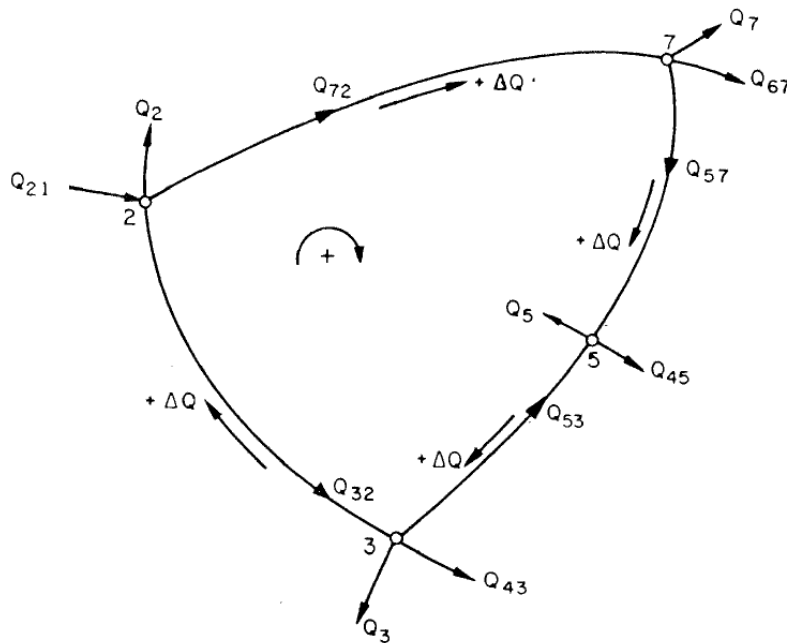


Figura 1.7 Circuito de una Red Cerrada (Sotelo, 2011)

Para proceder a la solución, primero se estiman los gastos de los tramos, haciendo que se satisfaga la ecuación de nodo con los valores estimados y los ya conocidos. Si $+\Delta Q$ es una corrección atribuible a todos los tramos de un mismo circuito elemental (figura 1.5), al recorrer éste en el sentido de las manecillas del reloj la ecuación (1.5) implica que:

$$h_{72} + h_{57} - h_{53} - h_{32} = a_{72}(Q_{72} + \Delta Q)^N + a_{57}(Q_{57} + \Delta Q)^N - a_{53}(Q_{53} + \Delta Q)^N - a_{32}(Q_{32} + \Delta Q)^N = 0$$

Desarrollando el binomio y en el caso general tenemos:

$$\Delta Q = - \frac{\sum(h_{fij} + \sum h_{mij})}{2 \sum \left(\frac{h_{fij} + \sum h_{mij}}{Q_{ij}} \right)} \quad (1.6)$$

Donde el gasto Q_{ij} y la corrección ΔQ son positivos cuando su sentido coincide con el del recorrido del circuito en el sentido de las manecillas del reloj, o negativo en caso contrario. La iteración se realiza hasta que satisfaga la ecuación del circuito. La rapidez en la convergencia del método es muy diversa y depende, tanto de la estimación de los valores iniciales como del tipo y tamaño de la red, pero especialmente del número de tramos que se unen en cada nodo. Mientras que en redes pequeñas se alcanza una buena aproximación con 3 o 4 iteraciones, en redes grandes se pueden necesitar de 30 a 50. La computadora hace rápidamente el cálculo.

Para el análisis de una red de distribución según el método de Hardy-Cross se deben seguir los siguientes pasos:

1. Se define claramente la geometría de la red, identificando en forma coherente los nodos y los circuitos.
2. Si existe más de un nodo con altura piezométrica constante (tanque en la red o embalse), es necesario conectarlos en pares por medio de tuberías hipotéticas que pueden representarse mediante líneas punteadas. En estas tuberías hipotéticas se deben suponer diámetros, longitudes y rugosidades absolutas, de tal manera que se pueda calcular el caudal correspondiente a las diferencias de nivel entre los diferentes pares de embalses o tanques. En las correcciones de gastos no deben incluirse los tubos hipotéticos, lo cual si debe incluirse en el cálculo de las pérdidas de altura piezométrica (por fricción y por accesorios).
3. Se suponen todos los diámetros de la tubería que conforman la red. Tal paso convierte este método en un proceso de comprobación de diseño.
4. Se supone que la red está compuesta por circuitos cerrados en cualquier orden. Con el fin de acelerar la convergencia se pueden suponer que los tubos de diámetros grandes forman circuitos independientes. Se deben utilizar tantos circuitos como sea necesario para asegurar que todos los tubos queden incluidos por lo menos en un circuito.
5. Se supone el gasto a partir de cualquiera de las tuberías de la red. Luego se procede alrededor del circuito que contiene esta tubería para calcular los gastos en las demás tuberías que conforman el circuito teniendo en cuenta los gastos que salen de las uniones (caudales negativos) y los que entran a ellas (caudales positivos). Si los flujos hacia o desde otro circuito son desconocidos, se deben suponer los gastos correspondientes. Esto significa que se deben hacer tantas suposiciones de gastos como circuitos existan en la red que se está analizando. Cuanto mejores sean estas suposiciones, más rápidamente convergerá el método
6. Se calcula la pérdida de altura piezométrica en cada tubería de la red utilizando la siguiente ecuación (de Darcy- Weisbach), si bien se podría emplearse cualquier ecuación de resistencia fluida, como la de Hazen-Williams

$$h_{fij} + \sum h_{mij} = \frac{Q_{ij}^2}{2gA_{ij}^2} \left(\sum k_{mij} + f_{ij} \frac{l_{ij}}{d_{ij}} \right) \quad (1.7)$$

7. Se calcula la pérdida neta de altura piezométrica alrededor del circuito, es decir, se suman las pérdidas de altura piezométrica y se restan las “adiciones” de altura piezométrica siempre medidas en el sentido de las manecillas del reloj. Si la pérdida neta de altura piezométrica no es cero, se procede a corregir los gastos de cada una de las tuberías del circuito mediante la ecuación 1.6
8. Si en alguna de las tuberías del circuito existe una bomba centrífuga, se debe restar la altura piezométrica generada por ésta de las pérdidas en la tubería antes de hacer el cálculo de la corrección de gastos.
9. Los pasos 5 a 8 se repiten para todos los circuitos teniendo en cuenta los gastos corregidos en los circuitos calculados previamente.
10. Los pasos 5 a 9 se repiten hasta que el balance de alturas piezométricas alrededor de todos los circuitos (ecuación de conservación de la energía) llegue a valores razonablemente cercanos a cero. Este criterio de convergencia es fijado por el diseñador de acuerdo con las características de la red que esté analizando. (Saldarriaga, 1998)

2.1 VISCOSIDAD

La viscosidad de un fluido es una medida de su resistencia a fluir, se expresa en $\left(\frac{m^2}{s}\right)$

VISCOSIDAD DINÁMICA:

Un sólido puede soportar esfuerzos normales de dos tipos: de compresión y de tracción. Un líquido puede soportar esfuerzos de compresión pero no de tracción. Los sólidos y fluidos pueden estar sometidos también a esfuerzos cortantes o tangenciales. Todos los cuerpos se deforman bajo la acción de las fuerzas tangenciales a que están sometidos. En los cuerpos elásticos la deformación desaparece cuando deja de actuar la fuerza. En la deformación plástica subsiste la deformación aunque desaparezca la fuerza deformadora. En los fluidos como anteriormente se dijo la deformación aumenta constantemente bajo la acción del esfuerzo cortante, por pequeño que este sea.

Entre las moléculas de un fluido existen fuerzas moleculares que se denominan fuerzas de cohesión. Al desplazarse unas moléculas con relación a las otras se produce a causa de ellas una fricción. Por otra parte entre las moléculas de un fluido en contacto con un sólido y las moléculas del sólido existen fuerzas moleculares que se denominan fuerzas de adherencia. El coeficiente de fricción interna de un fluido se denomina viscosidad y se designa con la letra η . (Mataix, MECÁNICA DE FLUIDOS Y MÁQUINAS HIDRÁULICAS, 1982)

La más importante diferencia entre un sólido, como el acero, y un fluido viscoso, como el agua o el aire, es que el esfuerzo cortante en un material sólido generalmente es proporcional a su deformación, y el material dejará de deformarse cuando se llegue al equilibrio, mientras que el esfuerzo cortante sobre un fluido viscoso es proporcional a la rapidez en el tiempo de la tensión. El factor de proporcionalidad para el sólido es el módulo de Young, el factor de proporcionalidad para el fluido viscoso es la *viscosidad dinámica*. (Crowe, MECÁNICA DE FLUIDOS, 1983)

La viscosidad dinámica de los fluidos varía mucho con la temperatura, aumentando con la temperatura en los gases y disminuyendo en los líquidos: pero en unos y otros prácticamente es independiente de la presión.

VISCOSIDAD CINEMÁTICA:

La viscosidad de la mayoría de los fluidos muestra una gran variación con la temperatura; pero es relativamente insensible a la presión, a menos que esta alcance valores elevados. En hidrodinámica intervienen junto con las fuerzas debidas a la viscosidad las fuerzas de inercia, que dependen de la densidad, en muchos problemas de flujo de fluidos, aparece una relación entre la viscosidad dinámica η y la densidad ρ se representa como ν que se denomina *viscosidad cinemática*

$$v = \frac{\eta}{\rho} \quad (2.1)$$

2.2 NÚMERO DE REYNOLDS

El número de Reynolds es un número adimensional que está en función de la viscosidad. El número de Reynolds es el cociente de la fuerza de inercia entre la fuerza de viscosidad. Un número de Reynolds grande implica un flujo de la viscosidad pequeño y viceversa. Jugando en los fenómenos de resistencia un papel decisivo el que la corriente sea laminar o turbulenta.

Históricamente se conocían dos tipos de flujo, los cuales se diferenciaban por su comportamiento en lo concerniente a las pérdidas de energía. L. Hagen había establecido los principios y diferencias de estos dos tipos de flujos. Sin embargo, fue Osborne Reynolds quién logró su correcta descripción y formulación entre 1880 Y 1884 en la Universidad de Cambridge, Inglaterra.

La figura 2.1 describe gráficamente el primer experimento de Reynolds. Para observar el cambio de flujo, Reynolds inyectó tinta con el fin de visualizar los cambios que experimentaba el flujo.

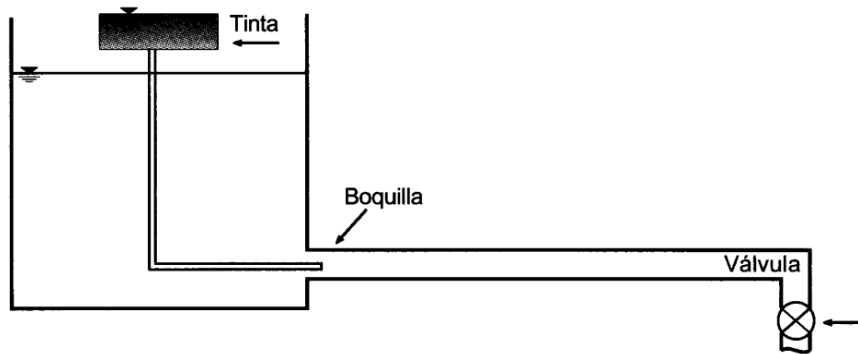


Figura 2.1 Experimento de Reynolds (Saldarriaga, 1998)

Al abrir la válvula, Reynolds notó que se dan 4 tipos de flujos, tal como se muestra en la (figura 2.2) en el cual se muestra el comportamiento de la tinta.

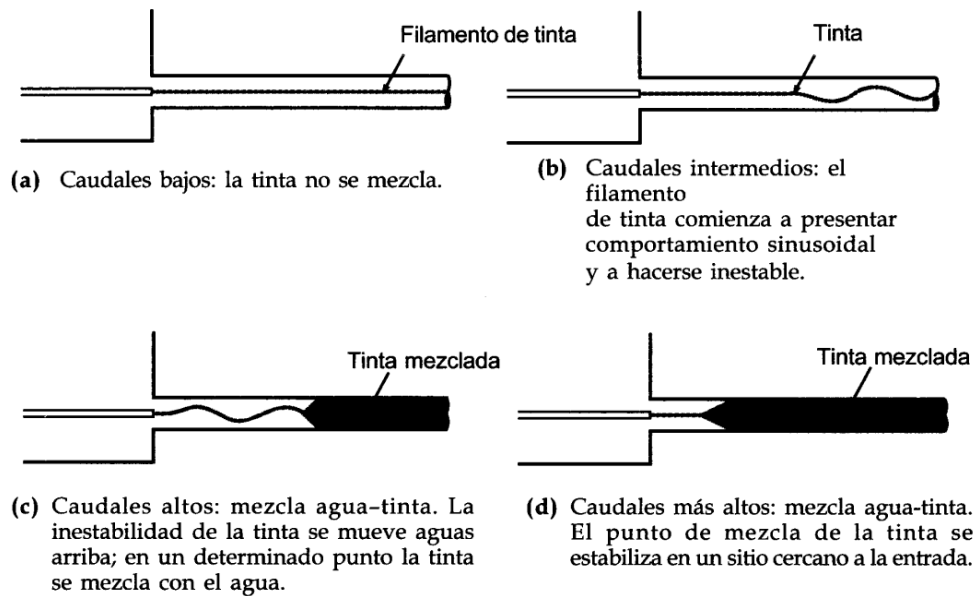


Figura 2.2 Tipos de flujos (Saldarriaga, 1998)

El número de Reynolds en la corriente del tubo de vidrio es

$$R_e = \frac{vD}{\nu} \quad (2.2)$$

Donde D es el diámetro de la tubería, v es la velocidad del fluido y ν es la viscosidad cinemática del agua.

Finalmente Reynolds, al observar que al aumentar el gasto (aumento de velocidad) el punto de mezcla se corre aguas arriba, definió los tipos de flujo de la siguiente forma:

- **FLUJO LAMINAR:** cuando la tinta no se mezcla. El flujo se mueve en capas sin intercambio de paquetes de fluido entre ellas (el intercambio molecular causante de la viscosidad de Newton sigue existiendo) $R_e < 2300$.
- **FLUJO TURBULENTO:** cuando la tinta se mezcla completamente. Se presenta intercambio de paquetes de fluido entre las capas que se mueven a diferente velocidad. Las partículas no tienen un vector velocidad muy definido. El flujo nunca es permanente; se debe de hablar de una velocidad promedio (flujo cuasi-permanente). La zona turbulenta inicia para diferentes valores de Re ya que depende de la rugosidad del tubo, límite superior y el límite inferior depende del cuadrado de la velocidad.
- **FLUJO DE TRANSICIÓN:** cuando el filamento de tinta comienza a hacerse inestable, con una serie de ondulaciones manifiestas. El gasto para el cual este fenómeno empieza a ocurrir depende de las condiciones del experimento: por ejemplo, si la turbulencia remanente en el tanque de entrada es baja, la transición demora en presentarse (alto grado de aquietamiento).

del agua). Lo contrario ocurre si el grado de quietamiento inicial es pobre. Esto se presenta tanto para caudales relativamente bajos como para caudales relativamente altos. Para $R_e = 2300$ se inicia la transición sin poder establecer una ley general de variación.

2.3 DIAGRAMA DE MOODY

La rugosidad de los tubos comerciales no es homogénea, razón por la cual es difícil definirla. Sin embargo se puede caracterizar por un valor medio que es equivalente a una rugosidad uniformemente distribuida; en dicho valor intervienen, además, otros factores como la frecuencia y alineamiento de las juntas en conductos de concreto, el tipo de costura o remachado en tubos de acero y el efecto de incrustaciones y acumulamientos en los conductos.

Con el fin de comprobar los resultados en tuberías comerciales diferentes investigadores realizaron estudios y aceptaron el concepto de velocidad media usado por Nikuradse, el cual trabajó con tubos de rugosidad artificial mediante granos uniformes de arena adheridos con diferente distribución sobre la superficie interna del tubo, lo determinaron por un proceso inverso. Es decir, una vez que obtuvieron experimentalmente la pérdida de energía por fricción de una tubería de características hidráulicas y geométricas conocidas, determinaron el coeficiente f de la fórmula de Darcy-Weisbach y a partir de la ecuación (2.3), obtenida por Nikuradse para tubos rugosos en zona turbulenta, determinaron el valor de ε con números grandes de Reynolds.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71 D}{\varepsilon} \quad (2.3)$$

Colebrook y White comprobaron los mismos resultados que Nikuradse, para las zonas laminar y turbulenta en tubos de rugosidad comercial. Sin embargo, encontraron discrepancias dentro de la zona de transición tal como se muestra en la figura 2.3, mismas que se encuentran comparativamente en la figura 2.4.

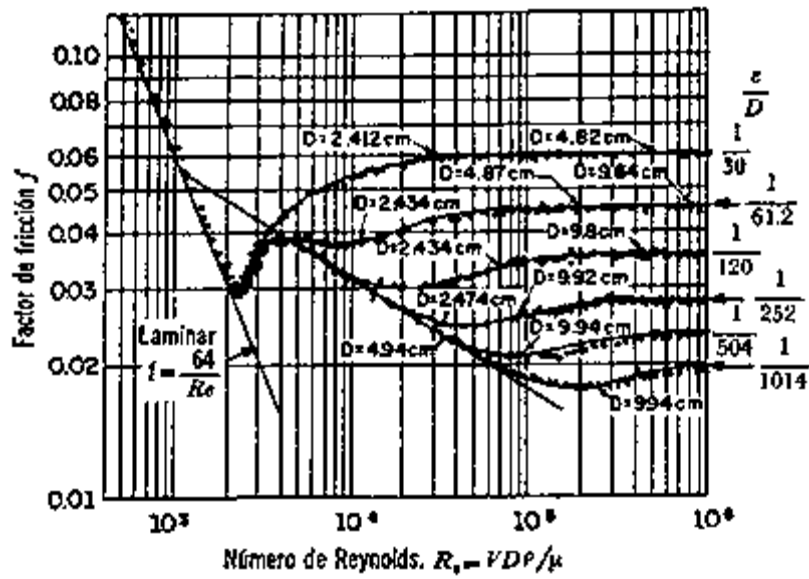


Figura 2.3 Diagrama de Nikuradse para tubos con rugosidad uniforme (Sotelo, 2011)

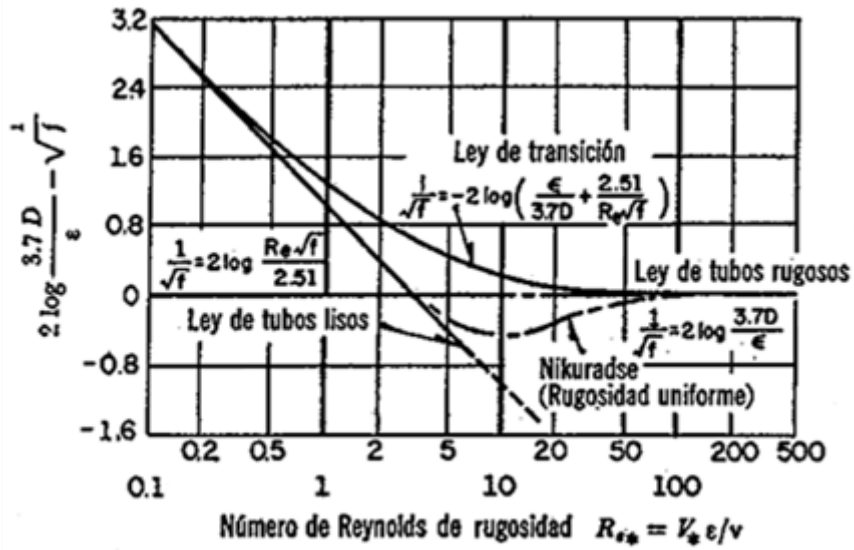


Figura 2.4 Comparación entre las curvas, en la zona de transición, para tubos comerciales y de rugosidad uniforme (Sotelo, 2011)

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

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\frac{\epsilon}{D}}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (2.4)$$

Con base en estos resultados, el Ingeniero Norteamericano Lewis F. Moody encontró que a pesar de que la rugosidad de las tuberías comerciales es muy diferente a la rugosidad artificial obtenida pegando arena en el perímetro interno de tuberías, se podía obtener una rugosidad equivalente a la rugosidad de arena para cada material. Es decir, encontró que independientemente del diámetro, cada material siempre se comportaba como una arena (en cuanto a la rugosidad) de diámetro constante.

Presentó el diagrama universal, que lleva su nombre, para determinar el coeficiente de fricción f en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido (figura 2.5)

En dicho diagrama se comprueban también los mismos aspectos para los tubos de rugosidad comercial, la precisión en el uso del diagrama depende de la rugosidad del material de que esté hecho el tubo, denominado ε .

2.4 PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

Después de que se han definido los tipos de flujo, el siguiente paso es relacionar el tipo de flujo, con las pérdidas de energía que se presentan cuando un fluido se mueve a través de un conducto.

La ecuación de Darcy-Weisbach es la ecuación de pérdidas por fricción más utilizada para el caso de tuberías circulares fluyendo a presión, la cual es el resultado de aplicar las leyes físicas del movimiento de Newton.

Los experimentos llevados a cabo por Darcy incluyeron diámetros desde 0.0122 m hasta 0.5 m, mientras que los materiales de las tuberías incluyeron vidrio, hierro, plomo entre otros. Las condiciones de las paredes variaron desde material nuevo hasta usado con incrustaciones y velocidades promedio variando entre 0.03 m/s hasta 6.01 m/s; donde finalmente dedujo experimentalmente la siguiente fórmula para calcular en un tubo las pérdidas por fricción:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (2.5)$$

Donde f es el factor de fricción, g es la aceleración de la gravedad, h_f es la pérdida de fricción, D es el diámetro de la tubería, L es la longitud del tubo y V es la velocidad media.

El factor de fricción depende de la rugosidad absoluta ε y del número de Reynolds Re y se obtiene directamente del Diagrama Universal de Moody.

Es importante establecer que la ecuación 2.5 únicamente predice las pérdidas debidas a la fricción sobre la pared de la tubería y a los efectos de la viscosidad del fluido, y no incluye las pérdidas menores en entradas, codos y otros accesorios.

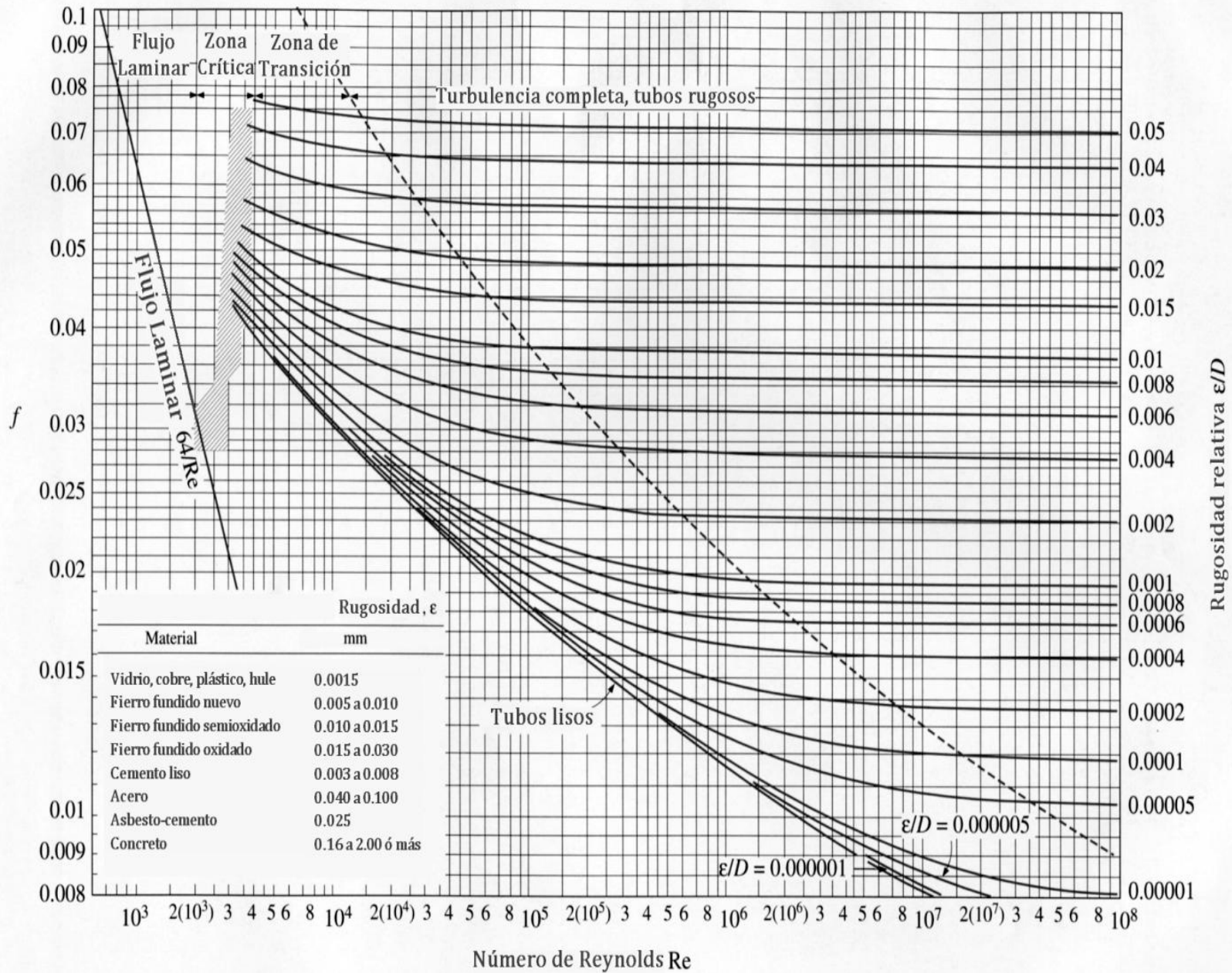


Figura 2.5 Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; Diagrama Universal de Moody (Sotelo, 2011)

Antes de que se conocieran las fórmulas de tipo logarítmico, las únicas disponibles para el diseño eran las de tipo exponencial, puramente empíricas. Sin embargo, fueron y siguen siendo usadas. Una de las ecuaciones empíricas (independientes al del análisis de Darcy) más usada fue la de Hazen-Williams desarrollada por G.S. Williams y A. H. Hazen en 1906). La forma original de esta ecuación, planteada en unidades del sistema internacional, era la siguiente:

$$V = 0.849C_{HW}R^{0.63}S^{0.54} \quad (2.6)$$

Donde V es la velocidad media de la tubería, R es el radio hidráulico en m, S es la pérdida de energía por unidad de longitud y C_{HW} es el coeficiente de rugosidad de la tubería.

El coeficiente de rugosidad se conoce como el coeficiente Hazen-Williams. La ecuación de Hazen-Williams tiene la ventaja de ser explícita para la velocidad y, por consiguiente para el gasto.

Si se reemplaza al radio hidráulico por la cuarta parte del diámetro de la tubería: $R = \frac{D}{4}$ y la pendiente de energía por las pérdidas por unidad de longitud $S = \frac{h_f}{l}$ y despejando h_f se obtiene:

$$h_f = \frac{6.8241 l}{C_{HW}^{1.851} d^{1.167}} V^{1.851} \quad (2.7)$$

En la Tabla 2.1 se presentan algunos coeficientes de Hazen-Williams:

Material	C_{HW}
<i>Acero corrugado</i>	60
<i>Acero galvanizado</i>	125
<i>Fierro fundido limpio (nuevo)</i>	130
<i>Plástico</i>	150
<i>Cobre</i>	130
<i>Concreto, acabado liso</i>	130
<i>Concreto acabado común</i>	120
<i>Conductos para alcantarillado</i>	120
<i>Tubos de barro vitrificado</i>	110
<i>Túneles perforados en roca sin revestimiento</i>	110
<i>Madera cepillada o en duelas</i>	120

Tabla 2.1 Valores de C_{HW} aplicables a la fórmula de Hazen-Williams para los materiales más comunes de tuberías (Sotelo, 2011)

2.5 PÉRDIDAS LOCALES

Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están compuestas por tramos rectos y curvos para ajustarse a la topografía del terreno, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para control de las descargas. Estos elementos producen perturbaciones en la corriente que originan remolinos y desprendimientos que intensifican las pérdidas de energía, distintas a las de fricción, localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración del flujo. Este tipo de pérdidas se les conoce como pérdidas locales. Su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida: la fórmula general de pérdida local es:

$$h = K \frac{V^2}{2g} \quad (2.8)$$

Donde h es la pérdida de energía en m, K es el coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo, V es la velocidad media y g la gravedad.

A continuación se presentan los valores del coeficiente K , de acuerdo con el tipo de perturbación.

PÉRDIDAS POR ENTRADA: A la entrada de las tuberías se produce la pérdida por el efecto de contracción; el coeficiente K depende, principalmente, de la brusquedad con la que se efectúa la contracción del chorro (figura 2.6).

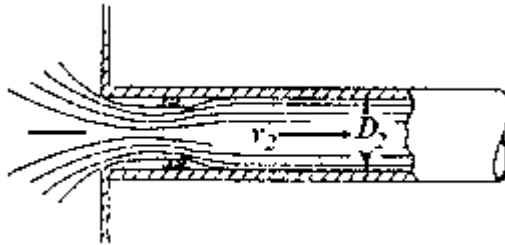


Figura 2.6 Pérdida por entrada

PÉRDIDAS POR REJILLA: Las rejillas son implementadas con el objeto de impedir la entrada de cuerpos sólidos en las tuberías; dichas rejillas obstaculizan el flujo y producen una pérdida de energía (figura 2.7).

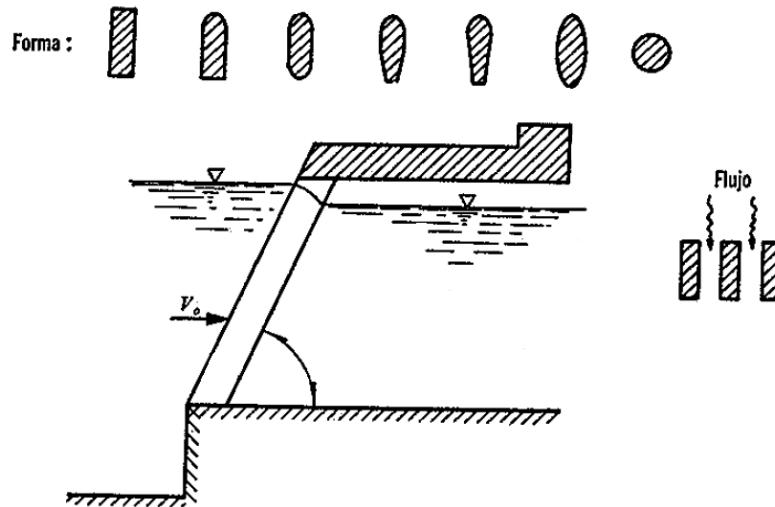


Figura 2.7 Pérdida por rejilla

PÉRDIDAS POR AMPLIACIÓN: Esta se origina como su nombre lo dice por producirse una ampliación de la sección transversal del tubo. El coeficiente K depende de la brusquedad de la ampliación (figura 2.8).

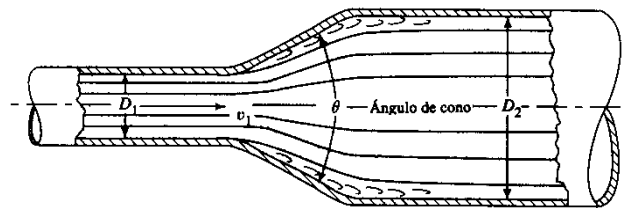


Figura 2.8 Pérdida por ampliación

PÉRDIDAS POR REDUCCIÓN: Se produce un fenómeno similar de contracción al de entrada a la tubería, el cual también conviene que sea gradual. En este caso las pérdidas son menores a las de la ampliación, también dependiendo de la brusquedad de la reducción (figura 2.9).

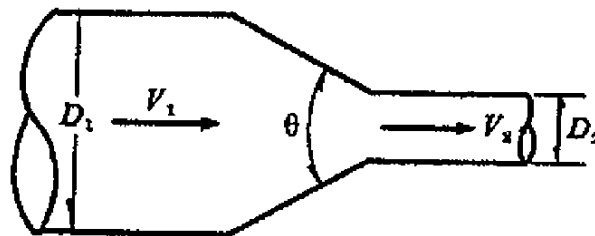


Figura 2.9 Pérdida por reducción (Sotelo, 2011)

PÉRDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCIÓN: En un cambio de dirección se observa que el flujo tiende a conservar su movimiento rectilíneo en razón de su inercia. Esto modifica la distribución de las velocidades y produce zonas de separación en el lado interior y aumentos de presión en el lado exterior, con un movimiento espiral que persiste en una distancia de 50 veces el diámetro (figura 2.10).

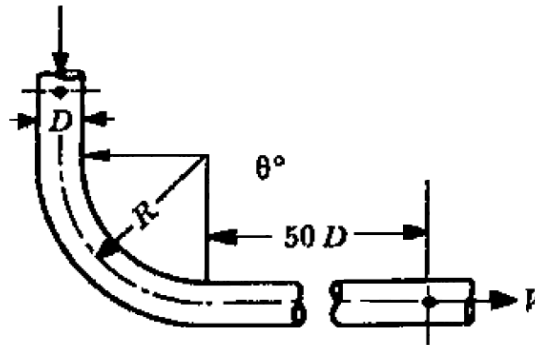


Figura 2.10 Pérdida por cambio de dirección (Sotelo, 2011)

PÉRDIDAS POR VÁLVULAS: Los coeficientes de pérdida por válvulas varían de acuerdo con el tipo y, para distintas posiciones, deben ser proporcionados por los fabricantes a continuación se presentan algunos tipos de válvulas con sus correspondientes tablas con coeficientes de pérdidas, donde el ángulo Θ está dado por el grado de apertura de la compuerta, siendo 0° completamente abierta.



Figura 2.11 Válvula de compuerta

<i>D (mm)</i>		25	100	150	300	900
<i>Valores de c</i>	0.95	-	-	850	680	-
<i>Donde c es el coeficiente de apertura de la compuerta siendo 0 totalmente abierta</i>	0.9	-	-	215	165	-
	0.8	-	-	47	35	28
	0.75	32	16	-	-	-
	0.7	-	-	16	12	9
	0.6	-	-	7	5.5	4
	0.5	4.1	2.6	3.3	2.7	1.8
	0.4	-	-	1.7	1.3	-
	0.3	-	-	1.05	0.65	-
	0.25	0.23	0.14	-	-	-
	0.2	-	-	0.68	0.29	-
0	0.23	0.14	-	-	-	

Tabla 2.2 Coeficientes de pérdidas para válvulas de compuerta (Sotelo, 2011)

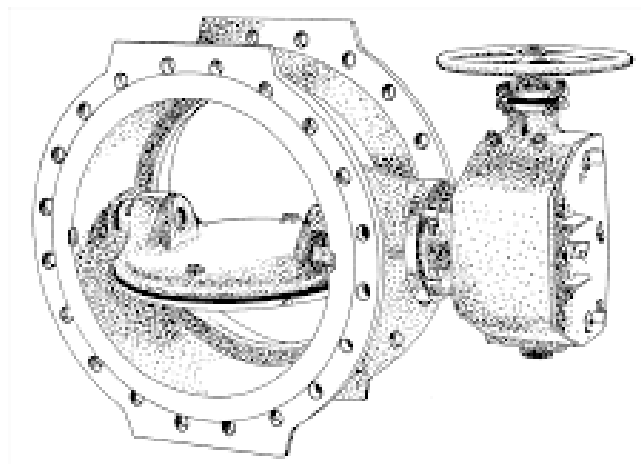


Figura 2.12 Válvula de mariposa

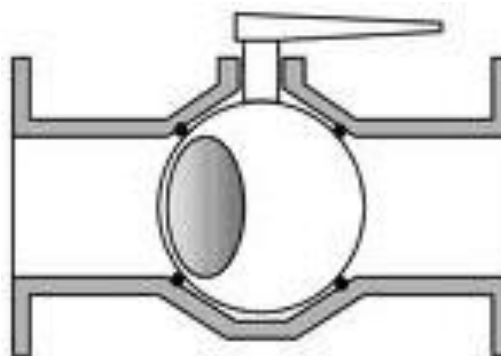


Figura 2.13 Válvula esférica

Θ°	K	A/Ao
5	0.05	0.926
10	0.29	0.85
15	0.75	0.772
20	1.56	0.692
25	3.1	0.613
30	5.17	0.535
35	9.68	0.458
40	17.3	0.385
45	31.2	0.315
50	52.6	0.25
55	106	0.19
60	206	0.137
65	486	0.091
82	∞	0

TABLA 2.3 COEFICIENTES DE PÉRDIDA PARA VÁLVULAS ESFÉRICAS (Sotelo, 2011)

Θ°	K	A/Ao
5	0.05	0.926
10	0.29	0.85
15	0.75	0.772
20	1.56	0.692
25	3.1	0.613
30	5.17	0.535
35	9.68	0.458
40	17.3	0.385
45	31.2	0.315
50	52.6	0.25
55	106	0.19
60	206	0.137
65	486	0.091
82	∞	0

TABLA 2.4 COEFICIENTES DE PÉRDIDA PARA VÁLVULAS DE MARIPOSA (Sotelo, 2011)

PÉRDIDAS POR SALIDA: Este tipo de pérdidas se calculan de la siguiente manera (figura 2.14):

$$h_s = K \frac{(V_s - V_2)^2}{2g} \quad (2.9)$$

Donde V_s = Velocidad media de salida, V_2 = Velocidad después de la salida

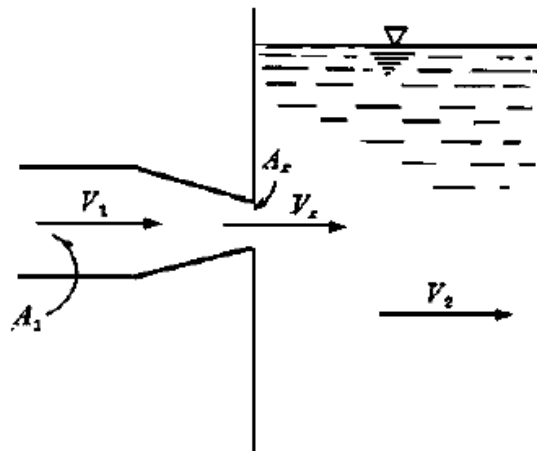


Figura 2.14 Pérdida por salida (Sotelo, 2011)

PÉRDIDAS POR BIFURCACIÓN: Estas pérdidas son mayores en las uniones que en las bifurcaciones y se expresa como un porcentaje de la carga de velocidad, lo que demuestra que el coeficiente K es independiente del número de Reynolds (figura 2.15).

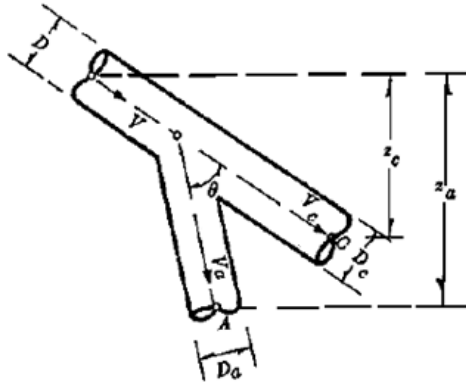


Figura 2.15 Pérdida por bifurcación (Sotelo, 2011)

CAPÍTULO 3: FUGAS EN TUBERÍAS DE AGUA POTABLE

3.1 INTRODUCCIÓN

Las fugas de agua potable en las redes de distribución producen desperdicio de agua, reducen la eficiencia de las redes y generan una pérdida económica a los organismos operadores del sistema de distribución de este tipo de líquido. La detección de fugas en una red de tuberías es complicada, ya que en su mayoría no se encuentran visibles. Para reducirlas es necesario contar con procedimientos e instrumentos especiales para localizarlas y eliminarlas.

Una fuga es una salida de agua no controlada en cualquiera de los componentes del sistema de distribución de agua potable; con mayor frecuencia ocurren en uniones de tuberías, codos, roturas de conductos y válvulas y que, por lo tanto, no es aprovechada para ningún uso. Dependiendo de su magnitud, se puede medir en litros por segundo (l/s) o en litros por minuto (l/min).

En los sistemas de conducción de agua a presión es común que se presenten fugas de este líquido. La pérdida admisible por fugas es la cantidad máxima de agua que es aceptable perder por fugas; esto es, el volumen de agua perdida cuyo costo resulta menor que el costo de eliminar las fugas. En términos generales, una pérdida admisible se encuentra entre 15% y 20% de volumen producido.

En algunos países, las fugas de los sistemas de abastecimiento de agua llegan a ser del 50% de la cantidad requerida por los habitantes para satisfacer sus necesidades hídricas; esto implica pérdidas económicas de importancia y un mal aprovechamiento de los recursos naturales.

3.2 CLASIFICACIÓN DE FUGAS

Dentro de este tema se clasificarán las fugas considerando su tamaño y origen. Se empezará haciendo la clasificación respecto a su tamaño dentro de las siguientes categorías:

CATEGORÍA 1: Fugas muy pequeñas, aquellas que se presentan en las juntas o uniones en tuberías principales o de servicio y que son prácticamente exudaciones o goteos (figura 3.1).



Figura 3.1 Fuga de categoría uno

CATEGORÍA 2: Se incluyen en esta categoría las fugas pequeñas que en conjunto contribuyen en un alto porcentaje al desperdicio total en un sector de fugas, pero que no son aparentes excepto cuando se lleva a cabo una inspección detallada, algunas veces el uso de técnicas más sofisticadas, tales como medición, sectorio y sondeo con equipos acústicos.

CATEGORÍA 3: Se incluyen dentro de esta categoría las fugas grandes que se evidencian por varios mecanismos, tales como roturas en el pavimento, agua fluyendo visiblemente, ruido en las casas, baja presión y falta de agua.



Figura 3.2 Fuga de categoría tres

Otra clasificación que utilizan algunas empresas e instituciones es con base en el gasto que la fuga produce, por ejemplo:

<i>DESIGNACIÓN</i>	<i>MAGNITUD (l/s)</i>
<i>D</i>	<i>Goteo - 0.025</i>
<i>A</i>	<i>0.03 - 0.32</i>
<i>B</i>	<i>0.38 - 1.26</i>
<i>C</i>	<i>Mayor de 1.26</i>

Obviamente las fugas de la categoría D y parte de las fugas de la categoría A corresponden a la categoría 1, anteriormente descrita.

3.3 ¿DÓNDE SE PRODUCEN LAS FUGAS?

A.- Rupturas: El agua puede fugarse de los tanques por rupturas. Aquellas que por rupturas pueden ser visibles o no. En cualquier caso, cerrando la entrada y la salida pueden ser visibles o no. En cualquier caso, cerrando la entrada y la salida y verificando que efectivamente estas válvulas cierren herméticamente, se mide la altura que desciende el agua en determinado tiempo. La altura multiplicada por el área del tanque dividida entre el tiempo arrojará el gasto perdido. Las fugas por rebose, cuando suceden, generalmente son de gran magnitud por lo que merecen especial atención la inspección y el mantenimiento de las válvulas de control del nivel del tanque, son boyas o válvulas de altitud.

B.-Las fugas en las conducciones y tuberías principales: estas fugas se presentan en las juntas o uniones y en el cuerpo del tubo. Un método de cálculo para pérdidas en redes de agua potable es el siguiente:

Pérdidas por fugas en la red de agua potable, F_R , expresadas en número de fugas por kilómetro de red por año (fugas/km/año), es la cantidad de fugas ocurridas en tuberías de la red primaria y secundaria de la red de distribución durante un periodo de un año. F_R , y distribuidas de manera uniforme entre la longitud total de la red de distribución, L_R en km.

$$F_R = \frac{F_R}{L_R} 100$$

C.- Fugas en las acometidas o tuberías de servicio: Estas fugas se presentan también en las uniones y en el cuerpo del tubo. Los daños en las acometidas son de menor trascendencia que los daños en las conducciones en las redes, pero ocurren con mayor frecuencia.

D.- Fugas dentro de los domicilios: Dentro de los domicilios las fugas mayores se dan en boyas: por desgaste, mal funcionamiento de las mismas o porque no existen del todo; en válvulas o grifos de servicio, por desgaste o por falta de empaques y, con menor frecuencia, por tuberías rotas, expuestas o empotradas a la construcción.

3.4 CAUSAS QUE PRODUCEN FUGAS

Se citará ahora las causas más relevantes que inciden en que una fuga se produzca.

A. ALTA PRESIÓN

Un aumento en la presión causará un incremento en el desperdicio y si se considera un orificio fijo en un tubo (figura 3.4), la descarga por el mismo aumentará proporcionalmente. Aun cuando la proporción varía para cada fuga, ya que algunas tienen orificios que varían de tamaño con la presión. La presión en un sistema de distribución tiene tres efectos que deben de considerarse:

- a) Una fuga existente aumentará de magnitud con la presión.
- b) La incidencia de las fugas aumenta con la presión.

c) En términos generales, el consumo aumenta con la presión. Cuando el uso del agua depende de una válvula que debe ser operada por el usuario, por ejemplo, para lavarse las manos, se da un aumento en el consumo conforme mayor es la presión. Aun cuando por definición este aumento no es un desperdicio, si es de interés reducirlo.



Figura 3.4 Fugas con alta presión en la tubería

B. CORROSIÓN EXTERNA

Los problemas asociados con tuberías ferrosas, principales y de servicio, son bien conocidos y el debilitamiento causado por la corrosión las hace más susceptibles a fallas. Bien conocido es el fenómeno de grafitación causado por la disolución del hierro, quedando como resultado del proceso una estructura débil.

C. CORROSIÓN INTERNA

Al transporte de aguas corrosivas o agresivas puede causar en ocasiones ataque a las tuberías metálicas, causando debilitamiento y fugas (figura 3.5).



Figura 3.5 Corrosión interna

D. EFECTOS DEL TRÁFICO

Las tuberías antiguas ubicadas bajo superficies no diseñadas para aceptar las cargas impuestas por el tráfico moderno son muy susceptibles a fracturarse (figura 3.6), especialmente aquéllas con uniones rígidas. Las tuberías de instalación reciente pueden sufrir daños similares si la profundidad y compactación del terreno sobre las mismas no son adecuadas.



Figura 3.6 Efectos del tráfico

E. MOVIMIENTOS DEL SUELO

Esta es una causa bien conocida de fugas, especialmente en suelos arcillosos que se expanden y contraen de acuerdo con el contenido de humedad. Los temblores afectan las tuberías produciendo fugas, en mayor o menor grado dependiendo de su intensidad.

F. MALA CALIDAD DE MATERIALES Y ACCESORIOS

La mala calidad de materiales y accesorios redunda en una vida útil corta, reparaciones defectuosas y frecuentes implican a su vez desperdicios de agua.

G. MALA CALIDAD DE MANO DE OBRA

La mala calidad de la mano de obra implica trabajos defectuosos y de mayor duración en la ejecución. Por lo tanto es necesario capacitar al personal en las técnicas más adecuadas y al mismo tiempo dotarles el equipo y herramientas necesarias.

H. GOLPE DE ARIETE

Los resultados de este efecto son las fallas debidas a las altas presiones que producen fracturas en las tuberías y desplazamiento de los bloques de anclaje. Debe capacitarse al personal para abrir y cerrar válvulas con tiempo suficiente para impedir la formación de ondas de sobrepresión.

I. EDAD DE LAS TUBERIAS

En general, la corrosión externa e interna (figura 3.7) se incrementa con el tiempo y por consiguiente conforme más viejas son las tuberías, mayor incidencia de fugas presenta.



Figura 3.7 Corrosión externa e interna por edad de las tuberías

J. ELECTRÓLISIS

Este fenómeno se presenta en situaciones donde las tuberías metálicas se encuentran en un medio húmedo debido generalmente al nivel del agua freática. En esta condición el material de las tuberías se deposita en el terreno. La práctica, muy común en nuestro medio, de conectar la tierra de aparatos eléctricos como calentadores de agua a la cañería de acero galvanizado acentúa este fenómeno. En ningún caso esta conexión debe permitirse.

K. OTROS FACTORES

Son aquellos propios de malos manejos del usuario como mal uso de las válvulas y accesorios por cierres bruscos y fuertes, uso desmedido, el dejar los tubos abiertos sin control; situaciones todas ligadas con la educación. Por ello es necesario hacer conciencia del uso adecuado y racionalizado del agua.

Si bien, en las redes de agua potable no se puede evitar que existan fugas, es necesario llevar a cabo acciones permanentes encaminadas a disminuir el número de fugas y los caudales de las mismas. Una de las complicaciones de la detección de fugas es que la mayoría de éstas no se encuentran visibles, por tanto, para reducirlas es necesario contar con alguna herramienta que permita estimar su localización, así como el gasto.

3.5 MÉTODOS Y APARATOS UTILIZADOS PARA DETECTAR FUGAS

Para localizar fugas en una red de distribución de agua hay que definir primero los tipos de fugas que se pueden presentar, las fugas pueden ser de dos tipos

- **Visibles:** son aquellas que emergen hacia la superficie del terreno o pavimento por lo que aparecen como humedad o charco, sin embargo, la fuga puede estar localizada a una distancia considerable del sitio donde se observa el charco o humedad, por lo que siempre es necesario su localización.
- **No Visibles:** en este caso el agua se infiltra en los estratos inferiores de la tubería en vez de fluir a la superficie, principalmente cuando el suelo circundante es poroso (arena o roca), de modo que pueden drenar hacia tuberías del alcantarillado, canales o estratos inferiores del subsuelo.

Los métodos de detección de fugas indican únicamente la existencia de fugas en un área perfectamente delimitada, así como una aproximación de su magnitud. Uno de los más utilizados para la detección de fugas, es el método de distritos hidrométricos. También se puede realizar un balance de agua por zonas de la red o la medición, seguimiento y análisis del consumo y de las presiones del servicio.

Las técnicas de localización de fugas consisten en ubicar con la mayor exactitud posible el lugar donde ocurre el escape de agua. Existen varias técnicas para detectar fugas en el sistema de distribución. Estas técnicas usualmente involucran el uso de equipo sónico de detección de fugas, el cuál identifica el sonido del agua escapando de la tubería, para lo cual se emplean un micrófono que se coloca en el piso y amplificadores electrónicos de sonido equipados con audífonos e indicadores de frecuencias del sonido captado, así como filtros de frecuencia que permiten una mejor identificación de los sonidos. Un operador entrenado conduce la inspección colocando el micrófono sobre la superficie donde se encuentran enterradas las tuberías de la red o de las tomas domiciliarias, para escuchar e identificar los sonidos que pueden ser fugas. Después, verifica las áreas identificadas, para confirmar o desechar la existencia de fugas.



Figura 3.8 Equipo detector de fugas con micrófono de piso (Lahlou, 2005)

Para la localización de fugas, también se emplean instrumentos computarizados que captan las vibraciones producidas por el sonido de fugas que correlacionadas se transforman para generar un espectro de frecuencias, dicho espectro de frecuencias muestra el intervalo que corresponde al escape de agua y señalan la distancia que se encuentra la fuga, medida entre los puntos donde se coloca un radiotransmisor y un radio-receptor. Este tipo de equipo se conoce como el localizador de fugas correlador.

Estos dispositivos pueden incluir dispositivos indicadores de precisión, los cuales mantienen contacto con las válvulas y tomas de agua, y audífonos de suelo que escuchan directamente del suelo. En adición estos dispositivos correlativos pueden escuchar en dos puntos simultáneamente para indicar con precisión la localización de la fuga.

Las fugas grandes no necesariamente contribuyen a pérdidas de volúmenes de agua grandes, particularmente si el agua alcanza la superficie; usualmente se localizan rápidamente, se aíslan y reparan. Las fugas no detectadas, aún las pequeñas, pueden conducir a cantidades grandes de agua perdida considerando que estas fugas pueden existir por largos periodos de tiempo. Irónicamente, las fugas pequeñas son más fáciles de detectar debido a que son más ruidosas y más fáciles de oír utilizando hidrófonos. Las fugas más difíciles de detectar y reparar son usualmente aquellas bajo corrientes cruzadas.

Básicamente existen dos tipos de sonido de fugas:

- a) El sonido que se propaga por medio del material de la tubería y del agua que fluye dentro de la misma, tiene frecuencias características de 600 a 2000 Hz y,
- b) El sonido de la fuga que se impacta contra el suelo circundante al área de salida, con frecuencias de 20 a 500 Hz.

El primer tipo de sonido, en el rango de 600 a 2000 Hz, usualmente se origina por el fenómeno de vibración de una fuga a través de un orificio en el tubo y se transmite a través de las paredes de la tubería. Las frecuencias más altas están asociadas con fugas pequeñas y las bajas con fugas de gran magnitud. La identificación de este sonido se logra por contacto del equipo con válvulas, hidrantes u otros elementos de la red y pueden viajar grandes distancias.

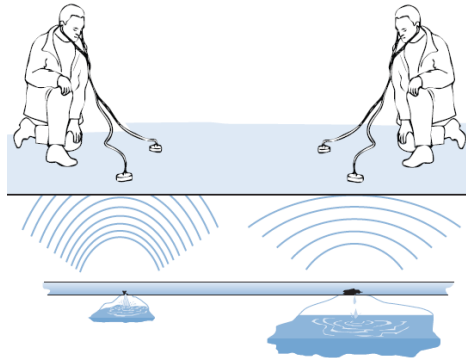


Figura 3.9 Detección de fugas pequeñas (mayor frecuencia) y fugas grandes (menor frecuencia) (Lahlou, 2005)

El segundo tipo de sonido de fuga, en el intervalo de 20 a 500 Hz, es causado por el impacto del chorro de agua de la fuga al impactar contra el suelo que circunda la zona de la fuga. Este sonido es de baja frecuencia, parecido al ruido de una fuente, y es causado por el agua que circula en la cavidad de suelo cerca de la fuga. A diferencia de la distancia que puede recorrer el sonido de vibración usando las paredes del tubo, la distancia a la que puede llegar el segundo tipo de sonido, se limita a la zona inmediata de la fuga; por esta razón, el sonido de baja frecuencia es muy importante en la localización exacta de la fuga.

Hay un número de factores que influyen en el sonido de las fugas, los más importantes son los siguientes:

1. Presión: Las presiones altas en la red favorecen a la localización ya que el agua, al salir con mayor presión, golpea las aristas del orificio en la tubería y el sonido se propaga con mayor intensidad. Usualmente se requiere tener 1.0 kg/cm² de presión de agua para mejorar la detección del sonido.
2. Tamaño y material del tubo: El metal es mejor conductor de sonido que el no-metálico, se requieren intervalos de búsqueda más cortos que cuando se inspeccionan tuberías no-metálicas. En tuberías de PVC y concreto, el sonido es casi nulo.
3. Tipo de suelo: Observaciones empíricas indican que la arena es normalmente un buen conductor del sonido y que la arcilla es un conductor pobre.
4. Tipo de superficie: Pasto y tierra suelta tienden a aislar el sonido, mientras que concreto y asfalto son buenos resonadores y dan un sonido uniforme.

5. Tipo de subsuelo: Dependiendo del tipo de suelo del lugar en donde se presenta una fuga, se tiene diferente calidad de la resonancia del ruido que genera la misma, es importante considerar que un buen subsuelo duro, como lo es la arena compacta o un suelo rocoso, se transmite mejor el sonido. Un suelo fangoso, como lo es el barro o donde existe material tipo boleo, no tienen buena resonancia.
6. Tipo de fuga: Una fuga pequeña (grieta u orificio pequeño), presenta un sonido agudo de alta frecuencia; una abertura mayor, provoca un sonido grave de poca intensidad y baja frecuencia.
7. Accesorios y piezas especiales: Generalmente donde el sonido es más intenso se localiza la fuga, pero bajo algunas condiciones como por ejemplo: cambios de dirección del tubo, tubería doblada, codos, tees, reducciones, etc; amplifican el sonido del flujo y esto puede confundirse con una fuga.
8. Profundidad de la tubería: El espesor de la capa de suelo que cubre la tubería hace variar la intensidad del sonido.

Los esfuerzos de detección de fugas deben enfocarse en la porción del sistema de distribución con los problemas esperados más grandes, incluyendo:

- Áreas con antecedentes de fugas excesivas y niveles de rupturas.
- Áreas donde las fugas y las rupturas puedan resultar en el mayor daño a la propiedad.
- Áreas donde la presión del sistema es elevada.
- Áreas expuestas a pérdidas de corriente eléctrica y vibración del tráfico.
- Áreas cerca de corrientes cruzadas.
- Áreas donde las cargas en las tuberías exceden las cargas diseñadas.

3.6 REPARACIÓN DE FUGAS

La reparación de fugas es el paso más costoso en el proceso. Reparar abrazaderas o collares, son el método preferido para reparar fugas pequeñas, mientras que fugas mayores pueden requerir reemplazar una o más secciones de la tubería.

En promedio, los ahorros en agua no perdida por fugas compensan el costo de detección de fugas y su reparación. En la mayoría de sistemas; la detección es seguida por reparación.

En vez de reparar fugas en tuberías principales, algunos sostienen que es preferible reemplazar las tuberías más propensas a fugas, que generalmente son las más antiguas. El seleccionar una estrategia depende de la frecuencia de las fugas en una determinada tubería y del costo relativo de reemplazo y reparación de la misma.

El decidir si se enfatiza la detección y la reparación sobre el reemplazo, depende de niveles específicos de fugas y sus costos. En general, la detección y la reparación resulta en una inmediata reducción de agua pérdida mientras el reemplazo tendrá un impacto más duradero hasta el punto de eliminar de raíz la causa de las fugas.

El factor más importante en el programa de detección de fugas y reparación es la necesidad de precisión, registros detallados los cuales son consistentes a través del tiempo y fáciles de analizar. Registros concernientes a la producción de agua y ventas, costos de las fugas y rupturas y beneficios, han llegado a ser cada vez más importantes así como los costos de agua y los costos por daños debidos a fugas y rupturas se incrementan y así como las detecciones de fugas y programas de rehabilitación se tornan más importantes.



Figura 3.10 Reparación de fugas

CAPÍTULO 4: INTRUSIÓN PATÓGENA EN LAS REDES DE ABASTECIMIENTO

4.1 INTRODUCCIÓN

La importancia de estudiar las propiedades con las que se entrega el agua a los consumidores se convierte en un aspecto importante. Una de las causas principales de la alteración de las características del agua es la debida a la intrusión de elementos externos que, mantienen una posibilidad de alterar de manera importante dichas propiedades. La alteración de la calidad es a través de agentes patógenos que pueden estar presentes en los medios sólidos y líquidos que se encuentren alrededor de los sistemas de distribución y que presenten algún tipo de fuga y por consecuencia una probable entrada de agua.

El propósito de los sistemas de abastecimiento es entregar agua potable a los consumidores, que sea adecuada en cantidad y aceptable en términos de olor, sabor y apariencia. Por lo que el buen suministro del agua se centra en la cantidad y en la calidad de la misma. Los aspectos de calidad del agua deben ser considerados de una forma integral.

Finalmente el objetivo es satisfacer la entrega de un agua segura al consumidor, lo cual requiere de una constante vigilancia de los sistemas de abastecimiento, para evitar cualquier intrusión de contaminantes en la red y que se presente degradación microbiana.

Los niveles de calidad del agua que circula por las redes de abastecimiento dependen de dos circunstancias fundamentales: en primer lugar de la calidad del agua que sale de la planta de potabilización, con niveles controlados. Por otro lado, se pueden presentar una serie de condiciones para que varíe la calidad del agua durante el transcurso desde la planta de tratamiento hasta los consumidores o el tiempo en el que se encuentre el agua dentro de la red (Figura 4.1). La afectación puede ocurrir en el seno del agua dentro de la tubería o en la pared de la misma, con respecto al estado de las tuberías, en la pared se puede presentar corrosión, biopelículas, deposición de sustancias transportadas; con respecto a la fase líquida, la degradación del agua dentro del sistema puede ocasionarse debido a conexiones, fallos en la aplicación del tratamiento, causando posibles entradas al suministro de elementos circundantes en la propia conducción, aquí es donde se incluye la intrusión patógena y posterior transporte de los contaminantes en el medio fluido.



Figura 4.1 Problemas relacionados con la calidad que aparecen en las redes de distribución de agua (López Jiménez, Mora Rodríguez, Salas Lechuga, & Martínez Solano, 2007)

La desinfección en la planta de tratamiento es la barrera final contra la contaminación microbiana en el agua potable. La regla básica de este proceso se basa en la combinación de la concentración de desinfectante en el efluente con el tiempo de contacto característico. Se asume que el residual mantiene inactivos a los patógenos que pueden entrar en los sistemas de distribución de agua potable.

La cloración es con mucho el desinfectante más efectivo para las bacterias y los virus, porque el efecto residual de la desinfección puede durar todo el trayecto a través del sistema de distribución, es suficiente para limitar la extensión de muchas de las epidemias clásicas, pero las limitaciones de la cloración aparecen cuando nos encontramos con microbios resistentes, como la Legionella. Debido a la generación de los trihalometanos (resultado de la interacción del cloro con materia orgánica natural formando compuestos simples de un carbono que contiene halógenos considerados como posibles cancerígenos) se debe mantener la cantidad de cloro residual dentro de unos límites (Figura 4.2). Así pues, hay que encontrar un equilibrio entre la adición de cloro para la desinfección y la presencia de cloro residual en exceso que favorezca la presencia de estos productos.

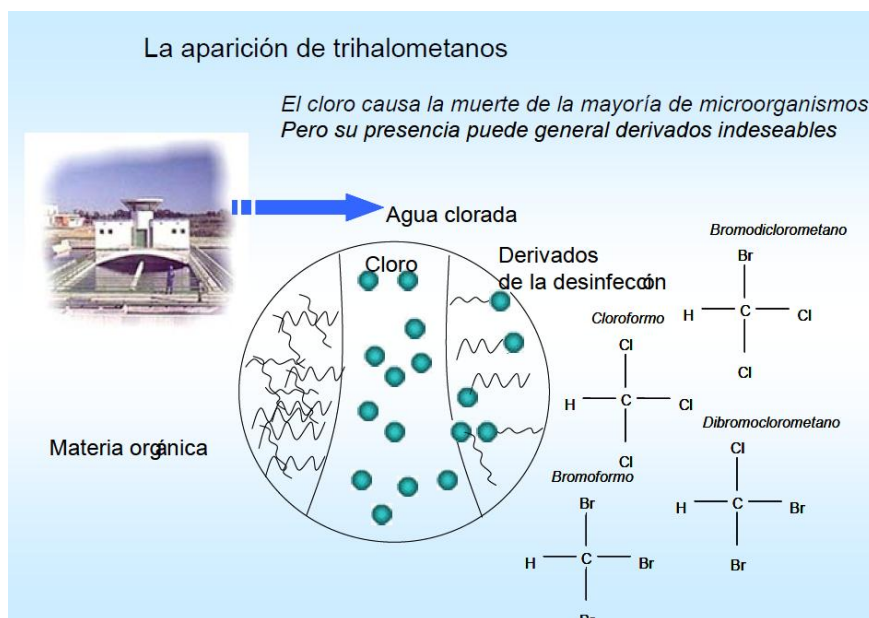


Figura 4.2 La aparición de trihalometanos está directamente relacionada con la cloración. La alta presencia de cloro residual puede suponer un problema de calidad adicional. (López Jiménez, Martínez Solano, López Patiño, & Fuertes Miquel, 2006)

Los tratamientos convencionales de agua no pueden garantizar la seguridad del agua potable suministrada todo el tiempo. Pueden generarse enfermedades con origen patógeno debido a que el sistema de desinfección no funcione bien. Sin embargo, la inmensa mayoría de veces este tipo de problemas no se relaciona con la planta de potabilización sino con suministros particulares que no están convenientemente tratados. La contaminación microbiana de los sistemas de distribución se deben a dos fuentes principales: un inadecuado tratamiento y la intrusión aguas abajo de la planta de tratamiento.

4.2 INTRUSIÓN PATÓGENA EN LAS REDES DE ABASTECIMIENTO

La intrusión patógena está relacionada en gran parte con la presencia de contaminantes en el agua de los consumidores. El agua que es bacteriológicamente pura cuando entra en el sistema de distribución puede irse deteriorando antes de alcanzar el punto de consumo. La intrusión patógena se ha clasificado dependiendo de la vía de entrada del contaminante y por ende se han identificado distintos grados de afectación.

La intrusión se relaciona directamente con las fugas de agua en la red, no obstante no es la única causa que puede producir un evento de intrusión. Las fugas físicas se consideran un factor determinante en el rendimiento hidráulico de la propia red, es por ello el interés de identificar esta correlación.

Así como en condiciones normales de operación en los tramos donde existen fallos, se producen fugas. A través de estos mismos fallos, cuando las condiciones de presión son adversas respecto a su entorno en un medio saturado, se puede presentar entrada de flujo con posible transporte de contaminantes.

La contaminación por microorganismos o agentes externos puede ocurrir a través de válvulas de aire, hidrantes, bombas, depósitos de servicio, conexiones, sifones de retorno o reparaciones incorrectas en las conducciones.

En 1998 un grupo de trabajo clasificó las rutas de entrada de los patógenos identificadas en la literatura (Kirmeyer, 2001). El equipo estableció cuatro criterios para la clasificación de los patógenos transmitidos a través del agua: gravedad de la enfermedad, probabilidad de los brotes de enfermedades debidas al agua, volumen contaminado, y frecuencia de intrusión. Las rutas con alto riesgo acordadas fueron conexiones, contaminación por transitorios, sitios de roturas y reparación de conducciones, durante el tratamiento de aguas. Los tanques de almacenamiento descubiertos se consideraron rutas de mediano riesgo y de bajo riesgo se incluyen las instalaciones de tanques de almacenamiento cubiertos y la instalación de nuevas tuberías.

Los sistemas de distribución se consideran principalmente vulnerables por deficiencias por conexiones y la contaminación en los conductos durante su construcción y reparación.

La operación de las redes no está exenta de maniobras que pueden alterar la calidad del agua a través de las fugas o alterar los defectos de las redes, más allá de la propia topología de la red o la operación en régimen permanente.

En las rutas directas para la entrada en los sistemas de distribución, se describe que los patógenos pueden introducirse al sistema de distribución desde fuentes externas como instalaciones de tanques de almacenamiento descubiertos, cubiertos, instalaciones de tuberías de agua, lugares de reparación, conexiones y contaminación transitoria (Kirmeyer, 2001).

Una de las vías de intrusión que nos interesa es la contaminación debida a fenómenos transitorios. La contaminación transitoria ocurre cuando una presión baja o negativa en el sistema de distribución permite el ingreso de agua sin tratamiento en la conducción de distribución. Esta situación de depresión puede ocurrir en las redes también con carácter permanente, aunque es una situación mucho menos probable. Por lo que en esta forma de intrusión se deben presentar las condiciones siguientes: una fuga las cuales ya han sido descritas anteriormente, una situación de depresión y un medio de sustancia fluida desde el exterior hacia la fuga. A continuación se describen los dos últimos aspectos que conforman este fenómeno.

4.3 SITUACIÓN DE DEPRESIÓN

Los eventos transitorios pueden tener significativa implicación en la calidad del agua y la salud. Un evento transitorio de baja presión, por ejemplo, un fallo en la impulsión o la rotura de una tubería, tiene el potencial de causar la intrusión de agua contaminada subterránea hacia la tubería por los fugas en juntas o roturas. Las presiones negativas inducen el retorno de agua no potable.

La intrusión en las redes de distribución de agua se presenta como consecuencia de la conjugación de la existencia de una rotura u orificio en una conducción, con un estado de presión negativa en el interior de la misma y la presencia de un fluido exterior que se somete a la corriente, la cual se genera a consecuencia de una bajada de presión dentro de la conducción (Figura 4.3). En este sentido, cualquier entrada de flujo externo en la conducción debe ser considerada patógena, en tanto que va a alterar los niveles de calidad del flujo que circula por el interior. La intrusión puede ocurrir como consecuencia de situaciones transitorias, fallos por debajo del nivel freático o conexiones en las que haya alguna deficiencia.

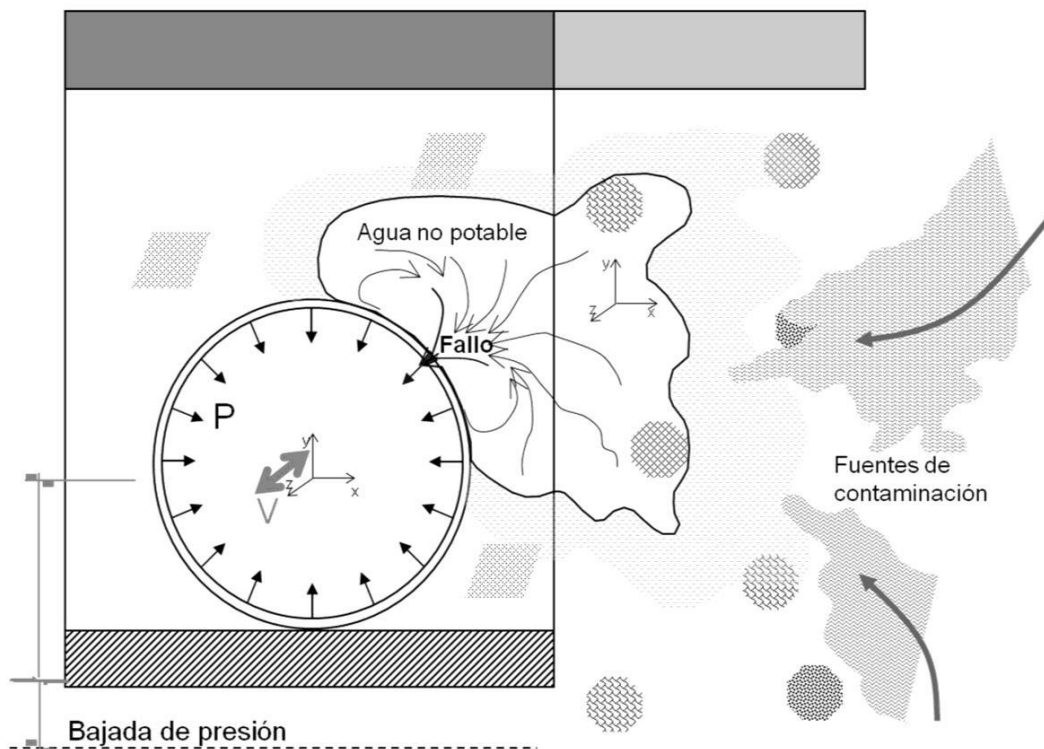


Figura 4.3 Intrusión patógena a través de una fuga por presiones negativas.

También pueden aparecer situaciones de depresión en las redes no ligadas a fenómenos transitorios: cuando se diseña una conducción en la que los caudales requeridos generan grandes pérdidas de carga, y las cotas de ciertos puntos son altas, puede aparecer una situación de presiones negativas en el interior de las conducciones con carácter permanente: es lo que conocemos como un sifón. En estas condiciones la presión puede bajar hasta los niveles de cavitación del fluido, con lo que podemos encontrarnos con tramos de las conducciones potencialmente en depresión como consecuencia de un mal diseño de las mismas.

4.4 CONDICIONES NECESARIAS PARA LA INTRUSIÓN PATÓGENA

Las paradas y arranques en las conducciones, los cortes de suministro debido a restricciones y las situaciones de sequía favorecen transitorios hidráulicos que dan lugar a depresiones con carácter no permanente pero que generan la mayoría de entrada de flujo externo en las redes de distribución.

En el caso de que se tenga alguna fuga en la tubería y se presente un transitorio hidráulico, se puede generar una intrusión en las fases de depresión durante el proceso del transitorio, siempre y cuando el decremento de la presión se presente por debajo de la cota de la tubería generando una presión negativa. La duración de estos eventos es corta aunque, además de favorecer la entrada de contaminantes como se ha mencionado, provoca también la entrada de aire que pueden dañar elementos de la red, disminuyendo la fiabilidad.

Existen mecanismos que generan los fallos en las tuberías (Figura 4.4), se consideran tres aspectos principales:

- Propiedad estructural en el que se incluye tipo de material, interacción entre el suelo y la tubería, y la calidad de la instalación.
- Cargas internas y externas; debidas a la presión de operación y a sobrecargas del suelo, cargas del tráfico, cargas por congelación y por injerencia de terceros.
- Deterioro del material debido en gran parte a químicos internos y externos, ambientes bioquímicos y electroquímicos.

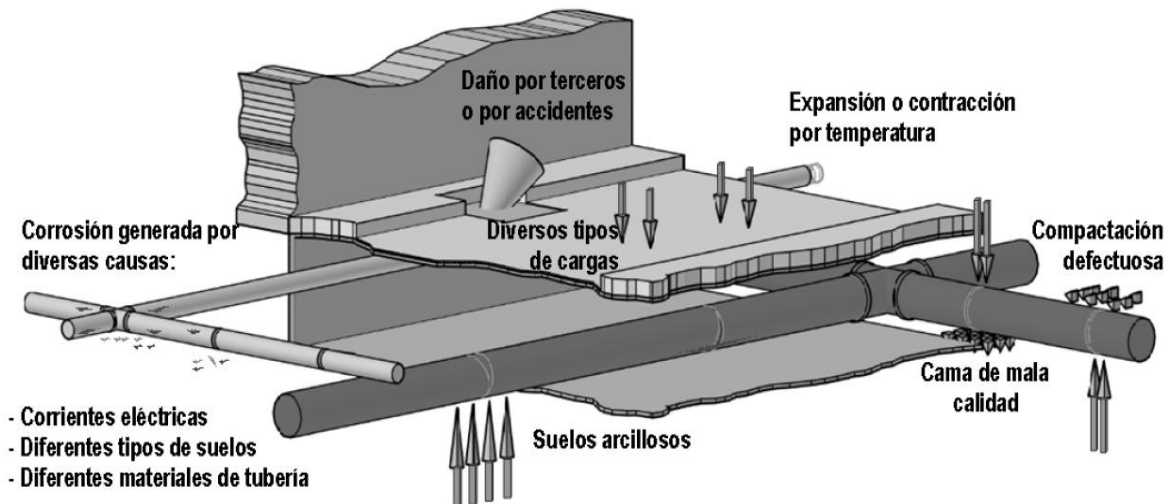


Figura 4.4 Mecanismos que generan fallos en tuberías.

Los tanques de almacenamiento descubiertos son susceptibles de contaminación de organismos patógenos desde fuentes difusas. Entre las fuentes difusas comunes son los desechos de roedores y aves que son portadores de contaminantes. Además del transporte de organismos patógenos en el polvo, las algas y los desechos.

Las instalaciones de almacenamiento cubiertas están mejor protegidas que los tanques abiertos. De cualquier manera, pueden ser contaminados por organismos patógenos suspendidos en el aire que entren a través de la ventilación, de las tapas y de las juntas que no tengan un cierre adecuado. Los patógenos pueden entrar por infiltración desde el subsuelo o por el agua encharcada sobre la superficie o las cubiertas de los tanques, los cuales se consideran una fuente de contaminación debido al contacto con animales portadores de patógenos. El agua encharcada debe ser removida de las cubiertas y el sitio donde se encuentre el embalse se debe proteger para minimizar el acceso de animales.

En cuanto a la instalación y reparación de las tuberías se presentan dos etapas en donde se puede generar la contaminación. Durante el almacenamiento del material, las tuberías deben protegerse para evitar una posible contaminación proveniente de la suciedad, el barro, desechos y agua contaminada. Estos elementos pueden dar lugar a problemas de calidad como la turbidez y presencia de organismos patógenos. En la construcción y reparación, las juntas y zanjas son susceptibles de contaminación. La humedad del suelo debida a la fuga de agua, es una fuente potencial de contaminación durante la reparación.

Los desastres naturales son un factor importante en la generación de vías de contaminación en la red de distribución. Los movimientos en sismos causan fallos en las tuberías y almacenamientos. Las inundaciones pueden arrastrar suelos hacia las conducciones causando fracturas, además de que ésta agua puede estar contaminada con agua residual y otro tipo de fuentes contaminantes. En casos específicos donde se presentan tormentas de grandes dimensiones como los tornados y ciclones pueden causar daños a las redes de distribución cuando el suelo se ve alterado debido a las caídas de árboles y postes eléctricos.

Una ruta importante de intrusión es la conexión física entre el sistema de agua potable y alguna otra instalación, normalmente de tipo industrial y productos diferentes al agua potable y que es externa al agua de consumo. El retorno desde estas conexiones puede ocurrir cuando la presión en la red de distribución es menor que la presión en la acometida, por ejemplo cuando se rompe una conducción o cuando ocurre un pico de demanda. Además, la instalación externa puede estar presurizada por aire o gas, facilitando la intrusión. Las instalaciones que provocan este tipo de eventos son compresores de aire, expendedoras de bebidas, sistemas de refrigeración y sistemas de riego.

Debido a que las microbacterias existen en una gran variedad de ambientes acuáticos y terrestres, hay una gran capacidad para que estos microorganismos recontaminen el sistema de distribución en las conexiones, retornos y eventos de intrusión.

La atención se incrementa en enfocarse en la ocurrencia de los eventos transitorios de presiones negativas en los tubos de los sistemas de distribución causados por cambios repentinos en la velocidad del agua, típicamente causados por paros en equipos de bombeo, roturas principales o flujos contra incendios. Durante un evento negativo de presión, el agua contaminada y los suelos exteriores a la tubería pueden entrar en el sistema de distribución a través de grietas, sellos o fugas en las tuberías. Karim (2003) reportó en un estudio la evaluación de 66 suelos y muestras de agua colectadas desde ocho sitios en seis estados de Estados Unidos. Las muestras fueron colectadas inmediatamente adyacente a la tubería de agua para determinar la presencia de contaminantes microbianos en el suelo. Bacterias de coliformes totales y coliformes fecales (figura 4.5) fueron detectadas en cerca de la mitad de las muestras de agua y suelo, indicando la presencia de contaminación fecal. Se detectaron virus en 56% de las muestras. Aunque las muestras en este estudio no fueron analizadas para microbacterias, es probable que las fugas de la red de alcantarillado puedan proporcionar un ambiente altamente orgánico favorable para el crecimiento de microbacterias

Durante la reparación de las roturas principales es probable que los suelos y el agua circundante puedan entrar en la red de tubería. Los esfuerzos tradicionales de descontaminación se basan en usar una solución de cloro para limpiar las superficies y la guarnición de la tubería haciendo poco probable la inactividad microbacteriana debido a su resistencia extrema al cloro. Aunque limpiando la sección afectada de la tubería con un chorro de agua puede ser suficiente para quitar el sedimento del sistema, las altas velocidades pueden recortar biopelículas de microbacterias de la superficie de la tubería dando por resultado un aumento neto de microbacteria en la columna de agua.

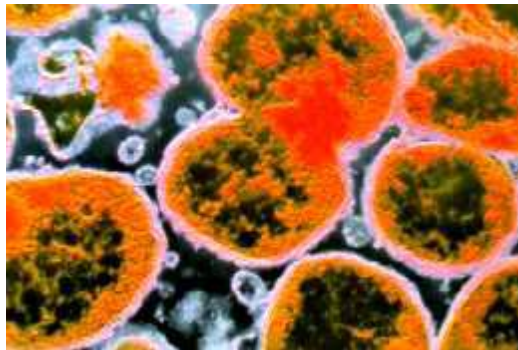


Figura 4.5 Coliformes fecales (López Jiménez, Mora Rodríguez, Salas Lechuga, & Martínez Solano, 2007)

4.5 FUENTES CONTAMINANTES

Las fuentes de donde proviene la intrusión pueden ser de los sistemas de saneamiento, de niveles freáticos someros, zonas de inundación y del propio caudal fugado de la red. Otras fuentes son las provenientes del riego, aportando contaminantes como fertilizantes, nitratos, etc. Además de este

tipo de contaminantes también son considerados aquellos como aceites, gasolina, disolventes, detergentes y otros compuestos de diversas procedencias.

La presencia de contaminantes de origen microbiológico presenta un interés específico debido a que estos pueden desarrollarse en los medios acuáticos y terrestres en el entorno de las instalaciones y de la red de distribución, por lo que existe la posibilidad de que estos patógenos contaminen el abastecimiento.

Una de las fuentes de organismos patógenos más importante es el agua proveniente del saneamiento y que puede fluir por el medio poroso en zonas de fugas de las tuberías de distribución. Las diferentes redes se deben colocar a una distancia mínima de tres metros para evitar este tipo de contacto; aunque no siempre es posible mantener esta norma y en algunos casos en particular se tiene el riesgo de tener una menor distancia entre ambas redes.

Además, del agua procedente del saneamiento en el medio saturado, hay otro tipo de fuente que se introduce a través del terreno en los alrededores de las acometidas y que puede ser proveniente del agua de lluvia o de riego (Figura 4.6), pudiendo ser una fuente potencial de organismos patógenos.



Figura 4.6 Agua superficial como fuente contaminante

4.6 ENFERMEDADES CAUSADAS POR LA INTRUSIÓN PATÓGENA

La deficiencia en los sistemas de distribución ha dado lugar a brotes de enfermedades, las cuales han sido relacionadas. Una vez que las bacterias coliformes se encuentran dentro del sistema de distribución, éstas pueden llegar a sobrevivir y ser transportados con el grueso del agua, las paredes

de las tuberías; la biopelícula, presenta un ambiente apropiado para que sobreviva la bacteria y se genere la reproducción patógena; directamente es difícil de medir pero la combinación de efectos pueden relacionarse con la medición de estudios epidemiológicos.

Una de las principales enfermedades que se presentan por la intrusión patógena es la Legionella o enfermedad del legionario; la bacteria Legionella, a bajos niveles, está ampliamente presente en ambientes hídricos. Los problemas de infecciones causadas por este agente patógeno surgen cuando existe elevada concentración de este organismo en el seno de los aerosoles producidos por aguas contaminadas. Esta bacteria se halla ampliamente extendida en ambientes acuáticos naturales (ríos, lagos, aguas termales, etc.), encontrándose en ellos en pequeñas concentraciones, pudiendo sobrevivir en condiciones ambientales muy diversas. Para que su concentración aumente, entrañando riesgo para las personas, debe pasar a colonizar, fundamentalmente a través de las redes de distribución de agua potable, sistemas hídricos construidos por el hombre, como torres de refrigeración y sistemas de distribución de agua sanitaria, donde encuentra condiciones de temperatura idóneas para su multiplicación (25-45°C), protección física y nutrientes apropiados.



Figura 4.7 La bacteria Legionella (López Jiménez, Martínez Solano, López Patiño, & Fuertes Miquel, 2006)

Otras enfermedades causadas por la intrusión patógena en las redes de abastecimiento son las siguientes: hepatitis A, tifus, la disentería, la gastroenteritis y el cólera asiático entre otras. La dificultad de investigar la transmisión a través del agua de los microorganismos es que, primeramente son infecciones generalmente esporádicas o se presentan algunos brotes, en segundo lugar hay una variedad de fuentes además del agua y tercero que los típicos esquemas habituales disponibles no son suficientemente discriminatorios para identificar con confianza, y con ello aislar el ambiente y relacionarlo con los pacientes asociados.

4.7 DETERMINACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE AGUA POR INTRUSIÓN PATÓGENA

Eventos de presiones bajas y negativas en los sistemas de distribución de agua potable tienen el potencial de dar lugar a la intrusión de microorganismos patógenos si una fuente externa de contaminación está presente y hay una vía para la entrada de contaminantes. Mientras que el riesgo para la salud pública asociados con tales eventos no se entiende bien, la evaluación cuantitativa del riesgo microbiano puede ser usado para estimar el riesgo de tales. Un modelo conceptual es

proporcionado y el estado de los conocimientos, las hipótesis actuales y los retos asociados a los parámetros de los modelos conceptuales se presentan. Esta revisión proporciona una caracterización de las causas, magnitud, duración y frecuencia de los eventos de baja presión / negativa; las vías de entrada de patógenos, presencia de patógenos en las fuentes externas de contaminación, los volúmenes de agua que pueden entrar a través de las diferentes vías, el destino y el transporte de patógenos de las vías de entrada a los grifos de los clientes; exposición a agentes patógenos a las poblaciones que consumen el agua potable, y el riesgo asociado con la exposición a agentes patógenos.

Una vez que todas las condiciones para la intrusión patógena se cumplen, un determinado volumen de agua contaminada es introducido en el sistema. Evidencia de intrusión debido a eventos de presiones negativas ha sido obtenida de un experimento piloto a escala (Boyd, 2004). Basado en un método químico (cálculos de balance de masa utilizando cesio), mostró que por un corto evento de presión negativa (aproximadamente 1 segundo) con una magnitud de 12 psi, en promedio, un volumen de 11ml de agua contaminada podrían entrar por un orificio de 3mm de diámetro localizado bajo una columna de agua de 0.9 m (usado para simular la presión externa). Para una fuga de 6 mm de diámetro, el promedio del volumen de intrusión se eleva a 71 ml. Bajo las mismas condiciones, con uso de un método volumétrico arrojó resultados de volúmenes estimados de 47 y 119 ml; y estimaciones teóricas usando la ecuación de orificio descrita más adelante se obtuvieron volúmenes de 62 y 227 ml para los orificios de 3 y 6 mm respectivamente. Las diferencias en las estimaciones entre los métodos de laboratorio (químico y volumétrico) son atribuidas a la disolución de cesio mientras es introducida en el agua durante cada onda de presión negativa. Las diferencias entre el método volumétrico y el teórico son atribuidas a un error de laboratorio relacionado con la inexacta operación de una válvula de bola en el dispositivo del ensayo. Estos resultados muestran que por cada orificio, el volumen de agua introducida puede ser relativamente pequeño bajo las condiciones señaladas (evento de un segundo de presión negativa). En un sistema de distribución real habrá diferentes factores que determinen el total del volumen introducido como el número de sitios con presiones interiores menores a las exteriores de la tubería, el número y tamaño de los orificios de fuga, la interacción del suelo, y la duración de los eventos.

Para situaciones de presiones bajas y negativas de corta duración, es posible estimar los volúmenes de intrusión utilizando la ecuación del orificio:

$$Q_I = C_D A \sqrt{2g\Delta H} \quad (4.1)$$

$$Q_I = C_D A \sqrt{2g \left(\frac{p_{ext}}{\gamma} - \frac{p_{int}}{\gamma} \right)}$$

Donde Q_I es el gasto introducido en la tubería (m^3/s), C_D es el coeficiente de descarga (menor que la unidad), A es el área del orificio (m^2), g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), y ΔH es la diferencia entre las cargas de presión externa e interna de la tubería (m).

EJEMPLO 1

En una tubería de agua potable localizada 2 m debajo de un suelo saturado de agua contaminada debido a una fuga importante en una tubería de agua residual, como podría ser la condición de la figura 4.8. En el caso de que se presente un evento de presión baja (transitorio) en la tubería de agua potable, y que además el tubo tenga un orificio por el cual se fuga el agua éste servirá como una entrada al agua contaminada, presentándose la intrusión patógena.



Figura 4.8 Tubos de agua residual (izquierda) y agua potable (derecha)

Suponiendo que el orificio a través del cual se fuga agua tiene forma circular de 1 cm de diámetro combinado con un evento de baja presión a 1 m de columna de agua con una duración de 20 s y con un $C_D = 0.7$ se puede calcular el gasto y volumen contaminado introducido en la tubería de agua potable Q_I ,

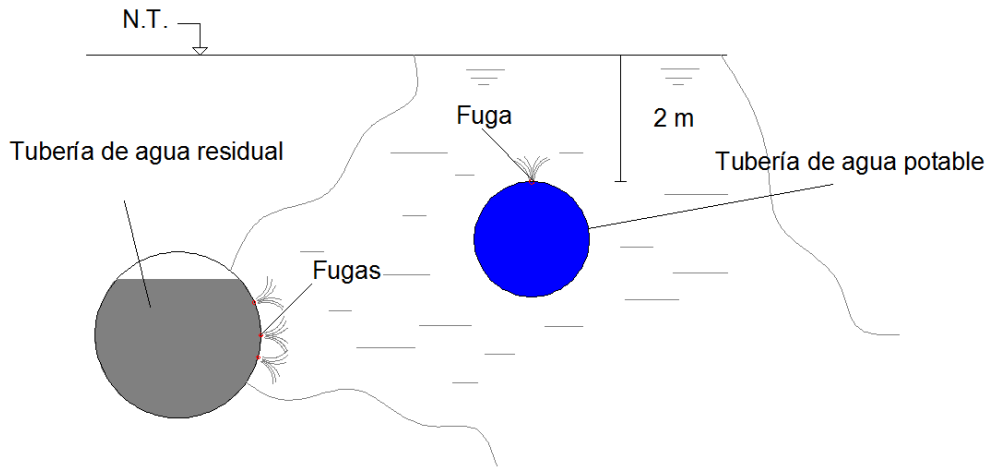


Figura 4.9 Esquema de la intrusión

Aplicando la ecuación 4.1 y con los datos que tenemos podemos determinar el gasto de intrusión de la siguiente manera:

DATOS:

$C_D=0.7$, Carga Presión Interna $p_{int}/\gamma = 1m$, Carga Presión Externa $p_{ext}/\gamma = 2m$

Diámetro del orificio de la fuga = 1cm, Duración de la baja presión ($p_{int}/\gamma = 1 m$) = 20 s, $g = 9.81 \frac{m}{s^2}$

Entonces:

$$Q_I = C_D A \sqrt{2g\Delta H}$$

$$Q_I = 0.7 \left(\frac{3.1416 (0.01m)^2}{4} \right) \sqrt{2 \left(9.81 \frac{m}{s^2} \right) (2m - 1m)}$$

$$Q_I = .0002435 \frac{m^3}{s} = 0.2435 \frac{l}{s}$$

$$V = \left(0.2435 \frac{l}{s} \right) (20s) = 4.87 l$$

Esto significa que en un evento de presión baja de 20 segundos con las características descritas anteriormente se introduce un volumen de 4.87 litros de agua contaminada en el sistema de agua potable.

También, se variaron la presión interior de la tubería y el diámetro del orificio de la fuga. Los resultados se resumen en la Tabla 4.1.

PI (m)	ϕ (cm)	Q (l/s)	V (l)
1.5	1	0.172	3.444
1	1	0.244	4.870
0.5	1	0.298	5.965
0	1	0.344	6.888
-1	1	0.422	8.436
-2	1	0.487	9.741
-5	1	0.644	12.886
1.5	2	0.689	13.776
1	2	0.974	19.482
0.5	2	1.193	23.860
0	2	1.378	27.551
-1	2	1.687	33.743
-2	2	1.948	38.964
-5	2	2.577	51.544
1.5	3	1.550	30.995
1	3	2.192	43.834
0.5	3	2.684	53.685
0	3	3.100	61.991
-1	3	3.796	75.923
-2	3	4.383	87.668
-5	3	5.799	115.974

Tabla 4.1 Volúmenes de intrusión con presión y diámetro variables

A continuación en la gráfica de la Figura 4.10 se pueden observar las tendencias para cada uno de los diámetros de la fuga y presiones variables.

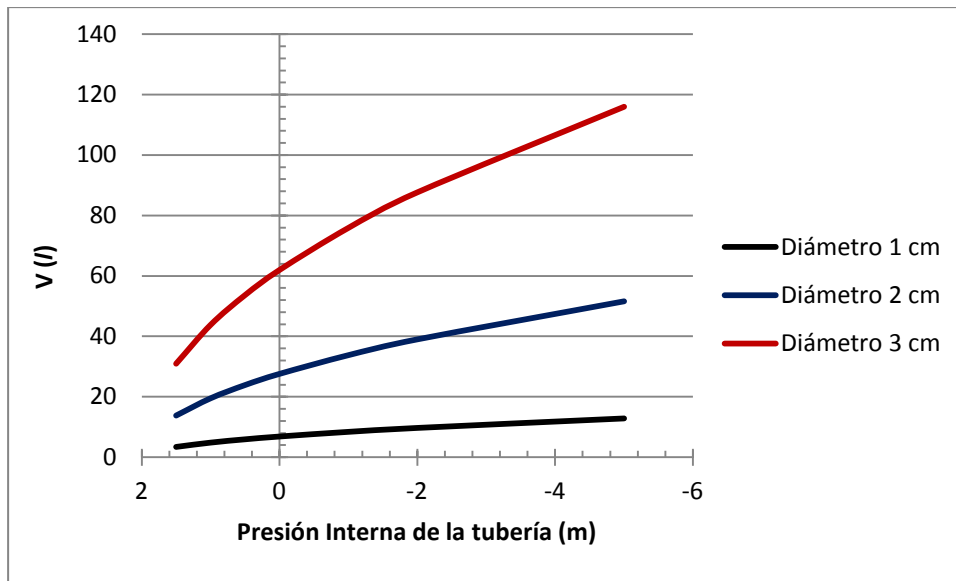


Figura 4.10 Gráfica comparativa del volumen de intrusión patógena

Como podemos observar en la figura 4.10 los volúmenes de intrusión patógena se incrementan de acuerdo con el tamaño del orificio y de la diferencia de presión que se genera entre el interior y exterior de la tubería, se puede ver que para el diámetro de 1 cm al disminuir la presión interna de la tubería el volumen de intrusión va aumentando aunque no con una pendiente muy pronunciada, en cambio para el diámetro de 3 cm, el volumen de intrusión aumenta y la pendiente se vuelve más pronunciada, esto significa que al disminuir la presión interna en una tubería con una fuga de mayor diámetro la pendiente de la gráfica irá aumentando gradualmente, por lo que el volumen de intrusión generado será cada vez mayor en proporción con un volumen de intrusión de una fuga de diámetro menor.

EJEMPLO 2

Una válvula de admisión y expulsión de aire (VAEA) de 2" de diámetro cuenta con una estructura de resguardo bajo tierra la cual se inunda por agua contaminada como se muestra en la Figura 4.11.

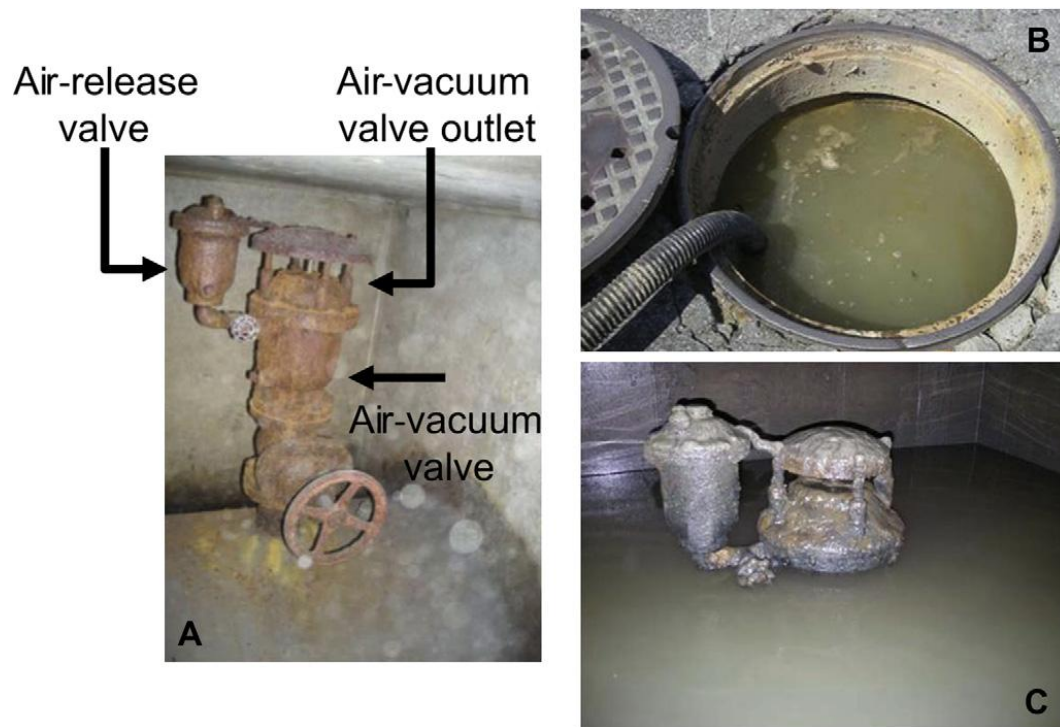


Figura 4.11 A (Válvula seca), B (Válvula completamente sumergida), C (Válvula mediamente sumergida) (Besner, Prévost, & Regli, 2011)

Para este ejemplo se supuso que la VAEA está completamente sumergida y que tiene 1.5 m de agua contaminada por encima del orificio de la válvula, como se muestra en la Figura 4.12.

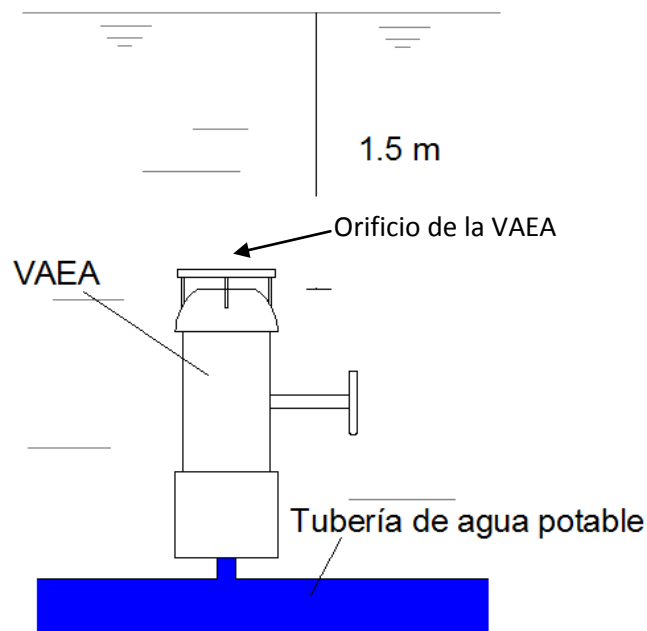


Figura 4.12 Esquema de la intrusión de agua contaminada a través de una VAEA

Entonces al igual que en el ejemplo anterior calcularemos el gasto de intrusión en un evento de presión baja que dura 10 s.

DATOS:

$C_D=0.7$, Carga Presión Interna $p_{int}/\gamma = 1 \text{ m}$, Carga Presión Externa $p_{ext}/\gamma = 1.5 \text{ m}$

Diámetro de la válvula = 5.08 cm, Duración de la baja presión ($p_{int}/\gamma = 1 \text{ m}$) = 10 s, $g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

Entonces:

$$Q_I = C_D A \sqrt{2g\Delta H}$$

$$Q_I = 0.7 \left(\frac{3.1416 (0.0508\text{m})^2}{4} \right) \sqrt{2 \left(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) (1.5\text{m} - 1\text{m})}$$

$$Q_I = .004444 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 4.444 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

$$V = \left(4.444 \frac{\text{l}}{\text{s}} \right) (10\text{s}) = 44.44 \text{ l}$$

Esto significa que en un evento de presión baja de 10 segundos con las características descritas anteriormente se introduce un volumen de 44.43 l de agua contaminada en el sistema de agua potable.

Ahora variaremos la presión interior de la tubería y el diámetro del orificio de la VAEA. Los resultados se presentan en la Tabla 4.2.

PI (m)	ϕ (in)	Q (l/s)	V (l)
1	2	4.444	44.438
0.5	2	6.284	62.844
0	2	7.697	76.968
-1	2	9.937	99.366
-2	2	11.757	117.571
1	3	9.998	99.985
0.5	3	14.140	141.400
0	3	17.318	173.179
-1	3	22.357	223.573
-2	3	26.453	264.535
1	4	17.775	177.751
0.5	4	25.138	251.377
0	4	30.787	307.873
-1	4	39.746	397.462
-2	4	47.028	470.284
1	6	39.994	399.939
0.5	6	56.560	565.599
0	6	69.271	692.714
-1	6	89.429	894.290
-2	6	105.814	1058.138

Tabla 4.2 Volúmenes de intrusión con presión y diámetro variables

En la Figura 4.13, se pueden observar las tendencias para cada uno de los diámetros de válvulas y las presiones internas variables.

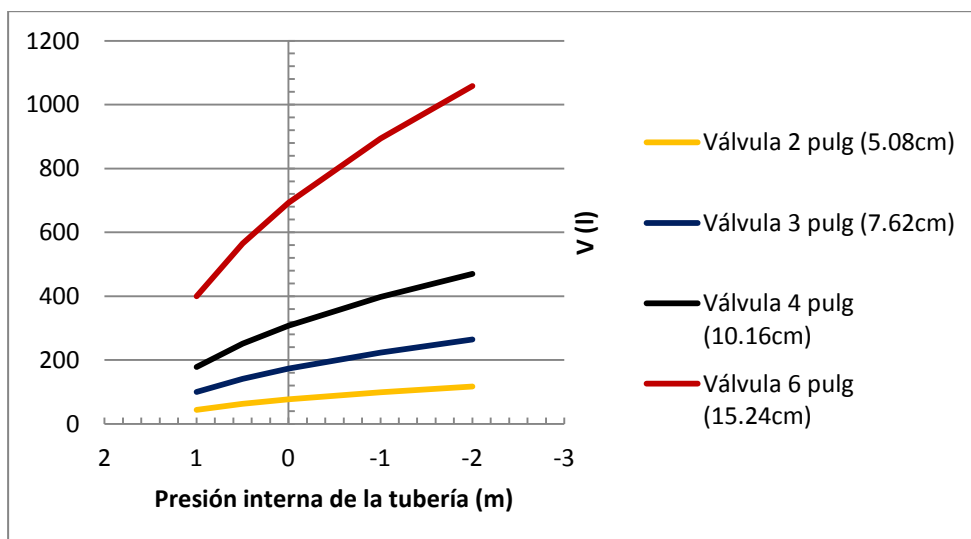


Figura 4.13 Gráfica comparativa del volumen de intrusión patógena

Se observa un comportamiento de la gráfica idéntico al de la figura 4.10, los volúmenes de intrusión patógena se incrementan de acuerdo al diámetro de la VAEA y de la diferencia de presión que se genera entre el interior y exterior de la tubería, al disminuir la presión interna en una tubería con un diámetro de la VAEA mayor la pendiente de la gráfica irá aumentando gradualmente, por lo que el volumen de intrusión generado será cada vez mayor en proporción con un volumen de intrusión de una fuga de diámetro menor.

5.1 INTRODUCCIÓN

Es realmente poca la información que se encuentra disponible en los libros de flujo en tuberías, acerca de pérdidas de energía generadas por cruces de tuberías.

Tal vez esto se deba a la poca difusión que tales elementos tenían en el pasado. Sin embargo, en la actualidad, pueden encontrarse cruces de tuberías en los materiales de uso más frecuente, como el PVC, polietileno de alta densidad, cobre, acero, hierro galvanizado entre otros, en la figura 5.1 pueden observarse ejemplos de cruces de diferentes materiales.



Figura 5.1 Cruces de tuberías en diferentes materiales.

Las cruces son empleadas actualmente en gran variedad de redes de distribución de agua a presión, siendo las más habituales las redes contra incendio, edificios de oficinas, bodegas, almacenes departamentales, supermercados etc. Estas redes tienen la particularidad de estar compuestas por tuberías de diámetros pequeños.

De igual modo, las cruces son empleadas en las pequeñas redes de agua potable y gas domiciliar de casas y edificaciones, también con diámetros pequeños. Ocasionalmente son usadas en las grandes redes de distribución de las ciudades, en este caso, con diámetros mayores.

5.2 CASOS DE FLUJO POSIBLE EN CRUCES Y COEFICIENTES DE PÉRDIDAS MENORES

Existen cuatro casos de flujo posibles en cruces de tuberías; el primero de ellos se da cuando el flujo llega por uno de los cuatro tramos y sale por los tres restantes, en cuyo caso suele denominarse trifurcación; en el segundo y el tercero, el flujo llega por dos tramos y sale por los otros dos, con la diferencia de que en uno, los tramos de llegada son adyacentes, y en el otro son opuestos entre sí, finalmente, en el cuarto caso el flujo llega por tres tramos y sale por el único restante, la figura 5.2 muestra a detalle estos cuatro tipos de cruces.

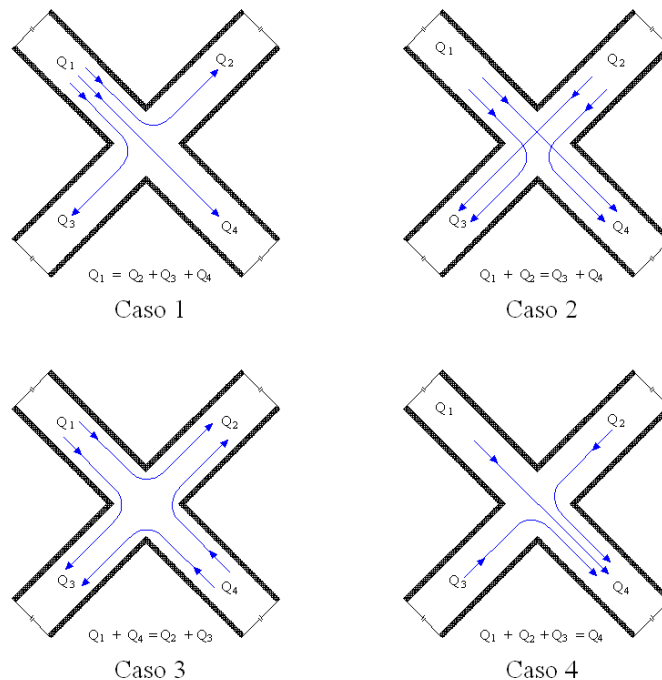


Figura 5.2 Esquema de los cuatro casos de flujo en cruces.

Una inspección de una gran cantidad de libros académicos, tradicionalmente para la enseñanza de la Mecánica de Fluidos, puede constar que, en todos ellos, existe un apartado para pérdidas menores en tuberías, que en algunos. Sin embargo, pocos de ellos hacen referencia a las pérdidas en cruces.

En el libro *Water Distribution Modeling*; de los autores T.M. Walski, D.V. Chase y D.A. Savic; los autores presentan una tabla que contiene un par de líneas dedicadas a los coeficientes de pérdidas en cruces, y que se muestran en la tabla 5.1. Por la información presentada, se deduce que el flujo en el cruce pertenece al caso 1, también conocido como trifurcación.

Cruz (trifurcación)	
Flujo sobre tramo	Coefficiente K
a. Recto	0.30
b. Perpendicular	0.50

Tabla 5.1 Valores de coeficiente K para cruces de tuberías.

En 2009 Sharp elabora una tesis de maestría en la Utah State University, en la que estudia un cruce para tubería de acero carbón de 6 pulgadas (15.2 cm) de diámetro nominal. Como resultado, el autor obtiene una serie de gráficas de las que pueden determinarse los coeficientes K, tres para cada cruz, en relaciones de gastos existentes en ella. En la figura 5.3 se muestran algunas de dichas gráficas. Aunque Sharp reporta diagramas para los cuatro casos de flujo que pueden presentarse en un cruce de tuberías, en función de los gastos de entrada y de salida del mismo, los resultados se basaron en pruebas hechas en un modelo de diámetro fijo, por lo que no se sabe nada acerca de la pertinencia de aplicar los resultados en tuberías de diámetros diferentes.

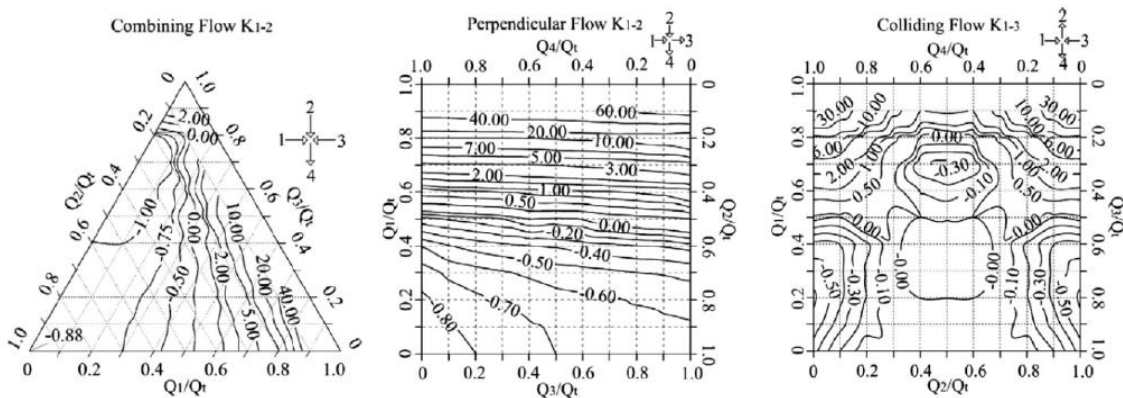


Figura 5.3 Gráfica para estimación de K en ciertos tipos de cruces (Sharp, 2009).

En cuanto al caso de textos especializados en el tema de pérdidas menores el “Internal flow Systems” del autor Donald S. Miller en 1996 dedica un capítulo a lo que denomina “flujos combinados y divididos”, para hacer referencia a aquellos accesorios que convierte varios flujos en uno solo, o dividen uno en varios más pequeños. Es el caso de las Tees (3 tramos), Yees (3 tramos en diversos ángulos), Cruces (4 tramos) y Estrellas (hasta 6 tramos). Para el caso de los cruces, reporta sólo dos gráficas para la estimación de K.

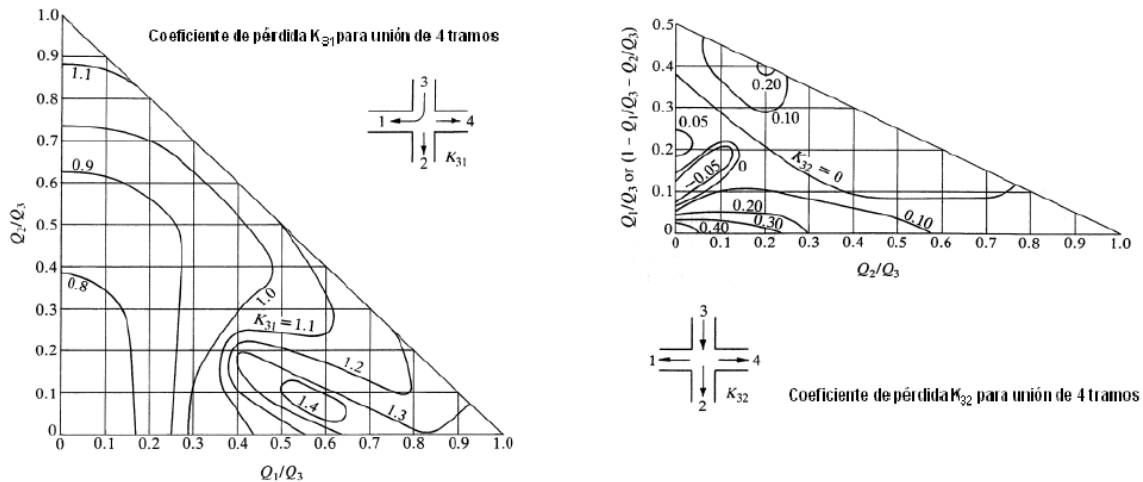


Figura 5.4 Gráfica para estimación de K en ciertos tipos de cruces (Miller, 1996).

Se puede concluir de este breve repaso bibliográfico, la poca información existente en cuanto a pérdidas de cruces de tuberías, está más enfocada al caso de trifurcaciones. Es importante entonces desarrollar un estudio que involucre diferentes diámetros de tubería y, por lo menos, alguno de los 3 casos de flujo no considerados por investigaciones pasadas.

5.3 MODELO EXPERIMENTAL

Con el fin de determinar los coeficientes de pérdidas menores para cruces de tuberías, y reportarlos mediante expresiones analíticas, se desarrolló un modelo físico experimental con las características adecuadas para llevar a cabo mediciones continuas, bajo diferentes condiciones de flujo, varios diámetros de tubería y que permitiera a la vez, el registro de los datos necesarios para el análisis. El modelo se ubicó en el laboratorio del edificio 11 del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Para garantizar la recirculación del agua, se configuró un sistema mixto de bombeo y descarga a gravedad. Una bomba de 2HP que tomaba el agua desde un cárcamo inferior de 2.10 m x 1.5 m de área y 0.70 m de profundidad (2.2 m³), subiría el líquido a una altura de 3.4 m sobre el nivel del piso hasta dos tinacos de 400 litros de capacidad cada uno. Una vez que los tinacos se llenaran, el agua descendería y empezaría a circular por las tuberías de tal manera que al salir de ellas, pudiera redirigirse al cárcamo de bombeo. De esta manera se evitarían desperdicios de agua.

Con este sistema combinado de bombeo-gravedad, se cumple también un flujo permanente. Para ello, se dotaron los tinacos con tuberías de rebose que dirigían el agua de exceso al cárcamo de bombeo. De este modo los tinacos permanecerían con niveles de agua constantes. Adicionalmente, cerca a la salida de la bomba, se ramificó la tubería de impulsión con regreso al cárcamo, y se instaló una válvula que permitiera regular la cantidad de agua que subiría a los tinacos.

Con el fin de permitir una mejor maniobrabilidad de las tuberías, el material debería ser liviano, de fácil manipulación, y con accesorios de acoplamiento tipo rosca, que no requieren uso de soldaduras o cortes continuos en el sistema. Es por esto que se optó por trabajar con tubería y accesorios de PVC hidráulico, un material bastante común y de características y propiedades conocidas.

Las válvulas en entradas y salidas se usaron con el fin de permitir la variación de los gastos y poder obtener más datos para su posterior análisis.

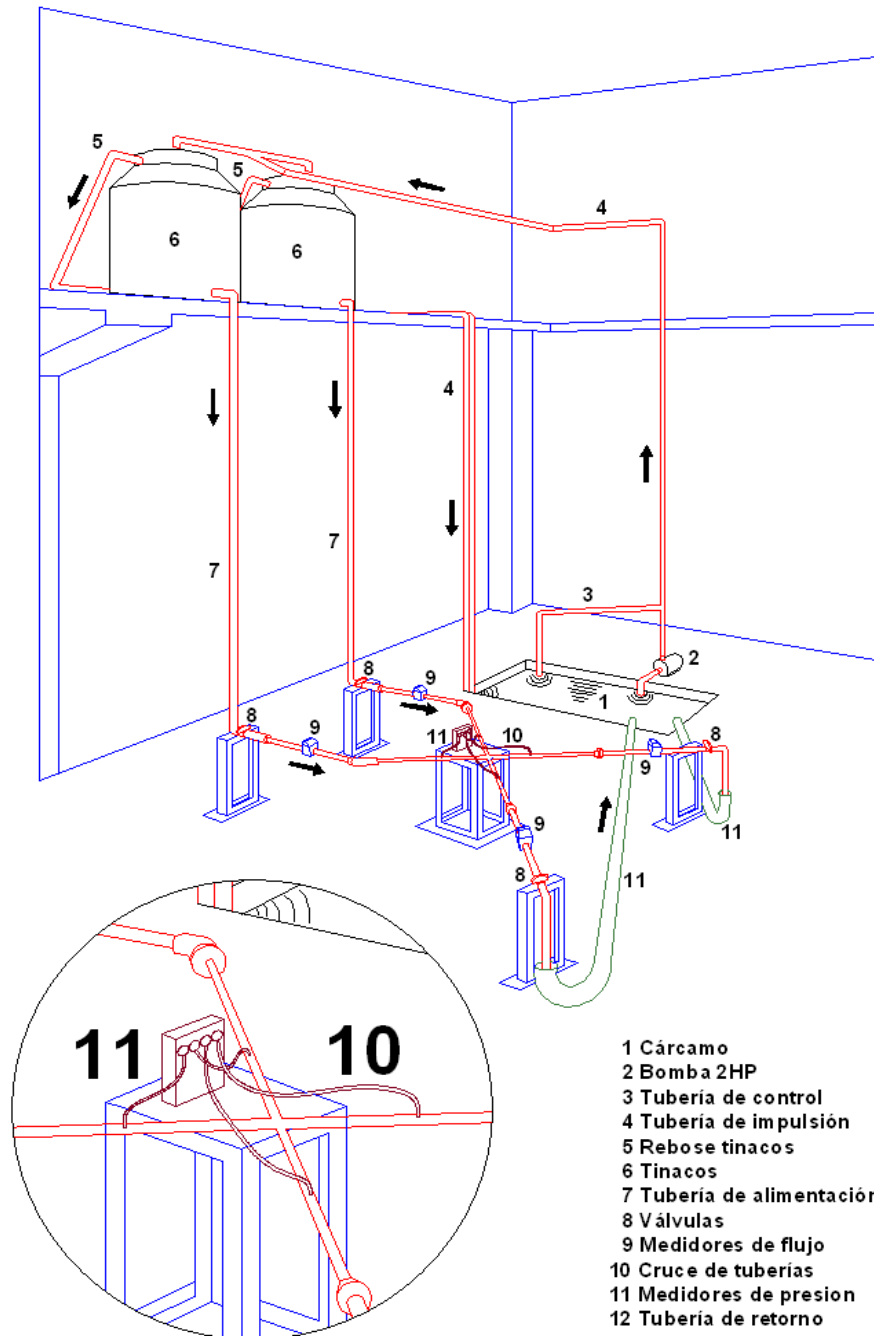


Figura 5.5 Esquema del modelo físico construido

Los medidores de flujo empleados se ubicaron a las entradas y a las salidas del cruce. Estos funcionan mediante una turbina alineada con el flujo, y reportan los gastos instantáneos en una pantalla digital ubicada en su parte superior, en la figura 5.6 se muestra dicho medidor.

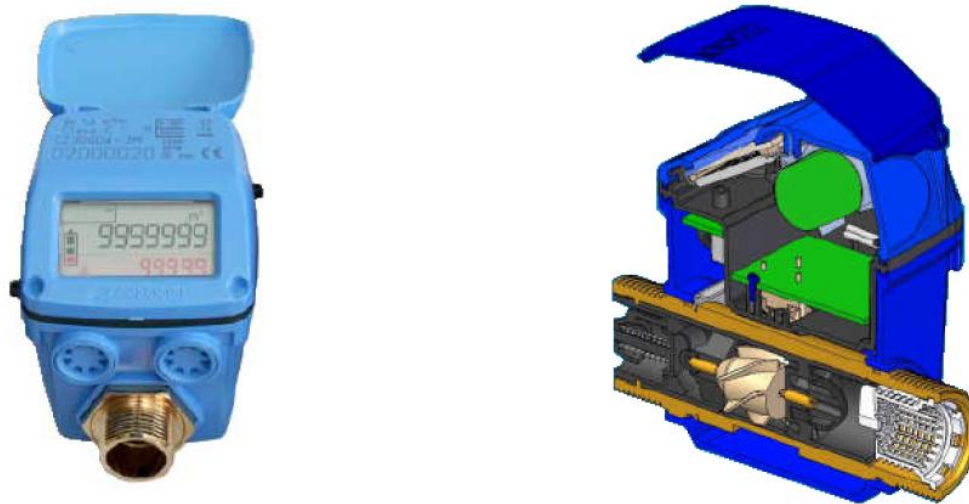


Figura 5.6 Medidores de flujo empleados.

Para garantizar una medición sin perturbaciones, los medidores se ubicaron a una distancia aproximada de 10 veces el diámetro de la tubería conectada a los mismos. Los cuatro medidores empleados tenían conexiones en sus extremos de 1", por lo que se conectaron a tubos de 1" de diámetro nominal.

Finalmente, se usaron cuatro sensores de presión absoluta, que iban conectados mediante mangueras a unas boquillas ubicadas aguas arriba y aguas abajo de los cruces. Las boquillas se pegaron en orificios previamente hechos en los tubos, de tal modo que quedaran a tope con la pared interior del tubo, evitando perturbaciones adicionales al flujo. Los sensores de presión estaban conectados a una consola que se encargaba de convertir las señales físicas en digitales, para posteriormente ser almacenadas en un archivo digital. Los sensores y su forma de conexión a las tuberías, así como el modulador se muestran en las Figuras 5.7 y 5.8, respectivamente.



Figura 5.7 Sensores de presión absoluta.



Figura 5.8 Sensores de presión conectados a la tubería

Diseño de las mediciones

En esta etapa se consideraron las variables que se describen brevemente a continuación:

a. *Tipo de flujo a estudiar:* Se definió que se trabajaría con el flujo perpendicular. Esto es alimentación del cruce por dos tramos adyacentes.

b. *Diámetros a considerar:* Para aprovechar al máximo la carga suministrada por los tanques, se eligió un diámetro pequeño, en este caso $D = 25$ mm.

c. *Cantidad de pruebas a realizar:* Con el propósito de tener suficientes puntos experimentales, se definieron números mínimos de pruebas. Se fijó el número mínimo de pruebas a realizar en 18. De este modo, se obtendría un número suficiente de puntos para estimación de los coeficientes K.

d. *Combinación de gastos en los tramos.* Relacionado con el punto anterior, se definieron unos porcentajes de apertura de las válvulas ubicadas en cada uno de los cuatro tramos, con el fin de obtener, de acuerdo al número de pruebas definido anteriormente, un amplio grupo de combinaciones de gastos de entrada y de salida. Para el estudio de flujo perpendicular se establecieron las combinaciones que aparecen en la Tabla 5.2, en la que los tramos 1 y 2 son los alimentadores y los 3 y 4, las salidas. En el caso de alimentación simple, a través del tramo 1, se reportan en la Tabla 5.2. En ambos casos, los porcentajes de 60% y 30% no son estrictos, simplemente representan un orden de magnitud.

Prueba	Porcentaje de apertura de la válvula en el tramo...			
	1	2	3	4
1	100%	100%	100%	100%
2	100%	100%	100%	60%
3	100%	100%	100%	30%
4	100%	100%	100%	0%
5	100%	60%	100%	100%
6	100%	60%	60%	100%
7	100%	60%	30%	100%
8	100%	60%	0%	100%
9	100%	30%	100%	100%
10	100%	30%	100%	60%
11	100%	30%	100%	30%
12	100%	30%	100%	0%
13	60%	100%	100%	100%
14	60%	100%	60%	100%
15	60%	100%	0%	100%
16	30%	100%	100%	100%
17	30%	100%	100%	60%
18	30%	100%	100%	0%

Tabla 5.2 Combinación de gastos en los tramos para alimentación doble

e. *Número de lecturas de presión por prueba.* Con el propósito de evitar cambios importantes en los niveles de agua de los tinacos, que llevaran a incumplir la hipótesis de régimen permanente. Se estimó que era apropiado realizar pruebas de 4 minutos de duración, para obtener un total de 240 datos por prueba.

Una vez construido el dispositivo experimental y establecidos todos los requisitos mínimos de funcionamiento, se procedió a realizar todas las pruebas, con el fin de obtener los datos, procesarlos y llegar a los resultados buscados. Los análisis llevados a cabo, así como los resultados obtenidos, se presentan a continuación.

Nomenclatura

Con el propósito de registrar los datos en el laboratorio, y facilitar su posterior procesamiento, se definió una nomenclatura de los tramos de los cruces. Esta se mantiene a lo largo de todo el análisis y se muestra en la Figura 5.9.

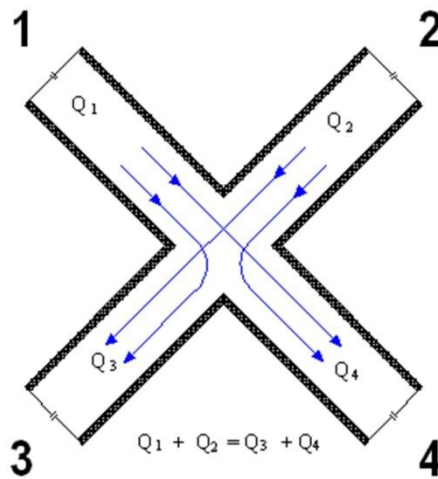


Figura 5.9 Nomenclatura adoptada para los cruces de tuberías

5.4 EXPRESIONES PARA ESTIMAR LOS COEFICIENTES K

Las expresiones para estimar los valores de los coeficientes de pérdidas en cruces (K), a partir de los datos medidos en el laboratorio, pueden obtenerse mediante un balance de energía entre dos puntos cualesquiera del cruce, siempre que estén en tramos diferentes de éste.

Flujo perpendicular

En este caso existen dos flujos de entrada y dos de salida. Se asumió que las pérdidas locales se concentran en los tramos de salida 3 y 4, por lo que existirán dos coeficientes de pérdidas menores K_3 y K_4 . Los coeficientes pueden deducirse haciendo un balance de energía entre los puntos de entrada 1 y 2 y los puntos de salida 3 y 4.

Expresiones para estimar K_3

Haciendo balance de energía entre los puntos de los tramos 1 y 3 (ver Figura 5.9), se tiene que:

$$E_1 - h_{f1} - h_{f3} - h_{L3} = E_3 \quad (5.1)$$

Donde E_i represente el nivel de energía en el punto i ; h_{fi} son las pérdidas por fricción en el tramo comprendido entre el punto i y el centro del cruce; y h_{L3} , las pérdidas menores correspondientes al tramo que une al punto 3 con el centro del cruce. De la ecuación (5.1) se puede despejar K_3 :

$$K_{3\leftarrow 1} = \frac{(E_1 - E_3) - h_{f1} - h_{f3}}{V_3^2 / 2g} \quad (5.2)$$

El subíndice $3\leftarrow 1$, indica que se trata del coeficiente de pérdidas del tramo 3, calculado a partir del balance con el tramo 1. Esta forma de marcar los coeficientes de pérdidas, es muy común para accesorios que implican algún tipo de unión o separación de varios flujos, como es el caso de tees, yees, bifurcaciones y cruces, entre otros.

Algunos autores como (Sharp 2009), simplemente estiman K desde alguno de los dos tramos de entrada, y lo relacionan con variables de éste. Ahora bien, para el caso de cruces alimentadas por dos tramos, esto podría llevar a confusiones a la hora de decidir cuál sería el tramo de partida. Algo más adecuado consiste en calcular los coeficientes de pérdidas menores desde todos los tramos de entrada, promediarlos y reportarlo como K del tramo de salida estudiado. En este sentido está orientado el presente estudio.

De igual forma, y tal como se procedió desde el tramo 1, se hace el balance de energía entre los puntos de los tramos 2 y 3:

$$E_2 - h_{f2} - h_{f3} - h_{L3} = E_3 \quad (5.3)$$

De donde:

$$K_{3\leftarrow 2} = \frac{(E_2 - E_3) - h_{f2} - h_{f3}}{V_3^2 / 2g} \quad (5.4)$$

De modo que, finalmente se obtiene el coeficiente K_3 :

$$K_3 = \frac{K_{3\leftarrow 1} + K_{3\leftarrow 2}}{2} \quad (5.5)$$

Expresiones para estimar K_4

Procediendo como se hizo para el tramo 3, se obtendrían las siguientes expresiones para obtener el coeficiente K_4 :

$$K_{4\leftarrow 1} = \frac{(E_1 - E_4) - h_{f1} - h_{f4}}{V_4^2 / 2g} \quad (5.6)$$

$$K_{4\leftarrow 2} = \frac{(E_2 - E_4) - h_{f2} - h_{f4}}{V_4^2 / 2g} \quad (5.7)$$

De tal forma que se obtiene:

$$K_4 = \frac{K_{4\leftarrow 1} + K_{4\leftarrow 2}}{2} \quad (5.8)$$

Relación de los coeficientes K_i con otros parámetros hidráulicos

El parámetro inicial y obvio a relacionar correspondía al número de Reynolds (Re). Primero se graficaron K_3 y K_4 , contra sus respectivos números de Reynolds R_3 y R_4 , para cada diámetro estudiado, y aunque se detectó cierta tendencia de la nube de puntos, como las que se muestran en las Figuras 5.10 y 5.11, correspondientes al cruce de 25 mm, se previó que sería importante relacionar además cada coeficiente con, por lo menos, un parámetro de alguna de las dos entradas, ya que un número de Reynolds de una de las salidas, podría provenir de múltiples combinaciones de las dos alimentaciones.

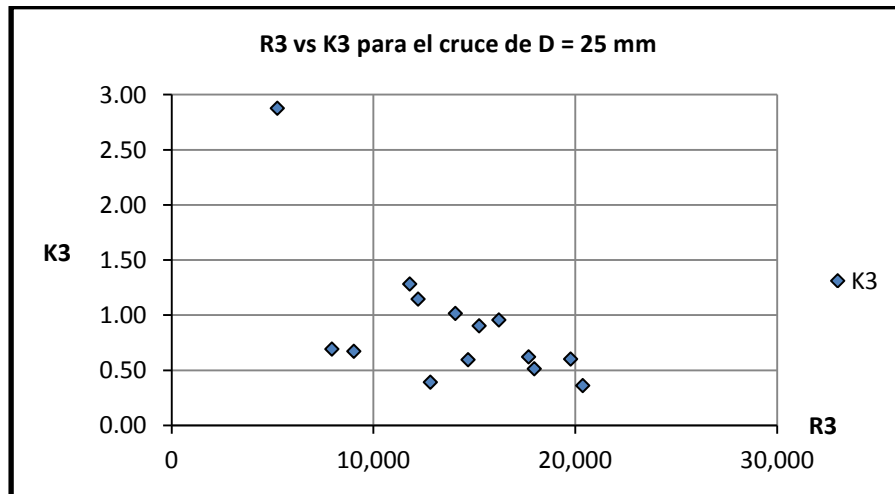


Figura 5.10 Gráfica de R_3 vs K_3 para el cruce de $D = 25$ mm

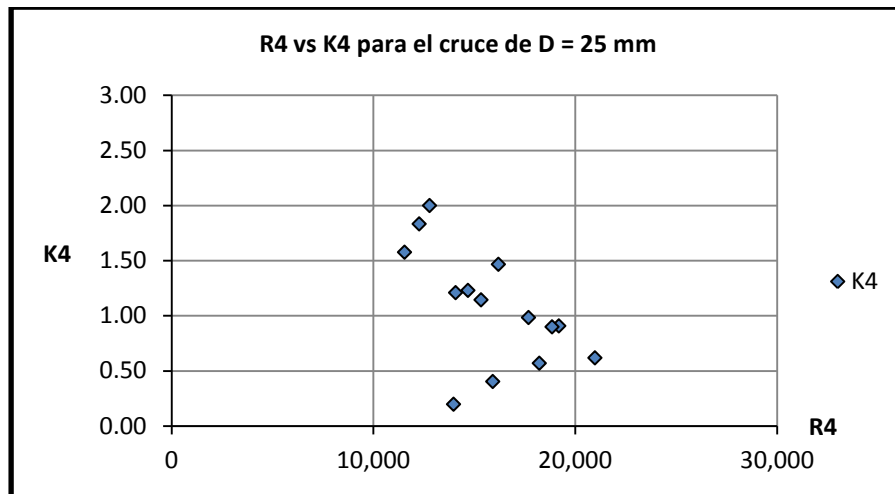


Figura 5.11 Gráfica de R4 vs K4 para el cruce de D = 25 mm

Aun cuando la relación individual de los R_i con los K_i , fuera independiente de las posibles combinaciones de entrada, se encontró que al hacer una relación entre un R_i de salida, con uno de entrada, y graficarla contra los coeficientes de pérdidas, la nube de puntos se acomodaba mejor que en el primer caso, para el diámetro estudiado (25mm). En las Figuras 5.12 y 5.13, se reportan estas gráficas, en las que se ha trazado una línea indicando la tendencia aproximada de los puntos. En ellas se relaciona K_3 contra la relación R_3/R_1 , y K_4 contra R_4/R_2 . Nótese que en ambos cocientes, se relaciona el número de Reynolds de cada entrada con el de la salida perpendicular a ella.

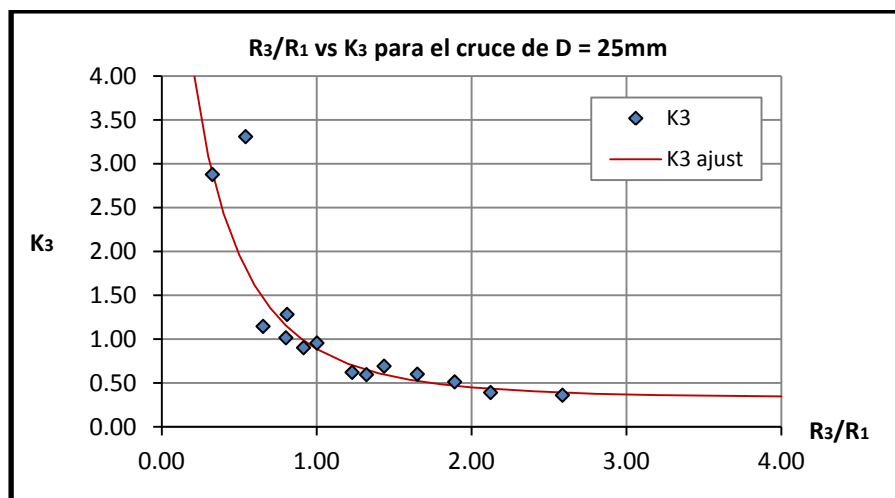


Figura 5.12 Gráfica de R3/R1 vs K3 para el cruce de D = 25 mm

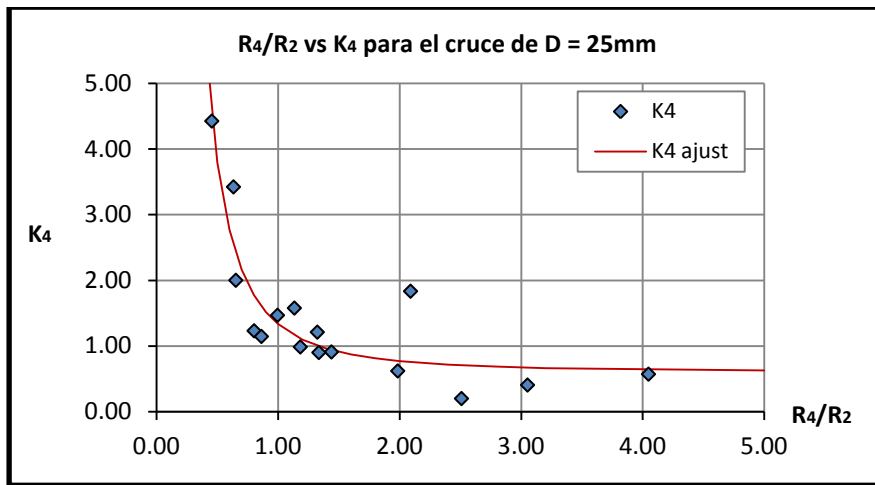


Figura 5.13 Gráfica de Re4/Re2 vs K4 para el cruce de D = 25 mm

Líneas de tendencia

Las líneas de tendencia mostradas en las gráficas anteriores, corresponden a las curvas de mejor ajuste, de entre varios tipos analizados. Por la tendencia general de los puntos, era necesario considerar curvas que tuvieran las siguientes características: asintótica al eje de las ordenadas, monótona decreciente, cóncava hacia arriba y asintótica a alguna recta paralela al eje de las abscisas. Se ajustaron entonces funciones exponenciales negativas y potenciales inversas de varios tipos, siendo en todos los casos las segundas, las que presentaron mejores resultados. El parámetro empleado para evaluar la calidad de los ajustes fue el coeficiente de determinación, R^2 , encontrado en cada proceso. La forma general de las funciones con mejor ajuste presentaba la siguiente forma:

$$K_{ajust} = \frac{a}{\left(\frac{Re_{sal}}{Re_{ent}} + b\right)^c} + d \quad (5.9)$$

Donde los coeficientes a, b, c y d, representan los parámetros a estimar mediante el proceso de ajuste. La Tabla 5.2 contiene las expresiones de las curvas mostradas en las Figuras 5.10 a 5.13, correspondientes al diámetro de 25 mm. Para cada caso se presenta también el valor del coeficiente de determinación.

Diámetro	Figura	Coef. pérdidas	Ecuación de mejor ajuste	R^2
25mm	5.12	K3	$K_{3ajust} = \frac{10.33}{\left(\frac{Re_3}{Re_1} + 1.10\right)^{3.93}} + 0.33$	0.77
25mm	5.13	K4	$K_{4ajust} = \frac{0.73}{\left(\frac{Re_4}{Re_2}\right)^{2.13}} + 0.60$	0.82

Tabla 5.2 Ecuaciones de ajuste para los coeficientes de pérdidas K para el cruce de D= 25mm

Los valores obtenidos de R^2 son muy cercanos a la unidad, esto reafirma que existe una tendencia clara de los puntos, y que los valores de los coeficientes de pérdidas locales K_i , son bien explicados por las relaciones ($Re_{salida}/Re_{entrada}$).

EJEMPLO DE APLICACIÓN

Con el propósito de mostrar el procedimiento sugerido para el cálculo de las pérdidas locales ocasionadas por cruces de tuberías, mediante el uso de las ecuaciones obtenidas en este capítulo, se presenta un ejemplo ilustrativo. En base a éste se podrán obtener algunas conclusiones interesantes, y que se plasmarán en el capítulo final.

A dos lados adyacentes de un cruce de tuberías de PVC con un diámetro de $D = 25$ mm, llegan dos tuberías de 4.0 m de longitud, que transportan gastos de 0.736 l/s y 0.539 l/s. Los dos tubos de salida tienen longitudes de 3.5 m y 3.0 m. De tal forma que los gastos que fluye a través de los tramos de salida 3 y 4 son 0.564 l/s y 0.589 l/s, respectivamente. El esquema en el cual se adoptó la nomenclatura propuesta en la tesis, se observa en la Figura 5.14.

Se pretende estimar los coeficientes de pérdidas locales de carga en los dos tramos de salida 3 y 4, debidas a la presencia del cruce, usando las ecuaciones para K_3 y K_4 para cruces de tuberías de 25 mm.

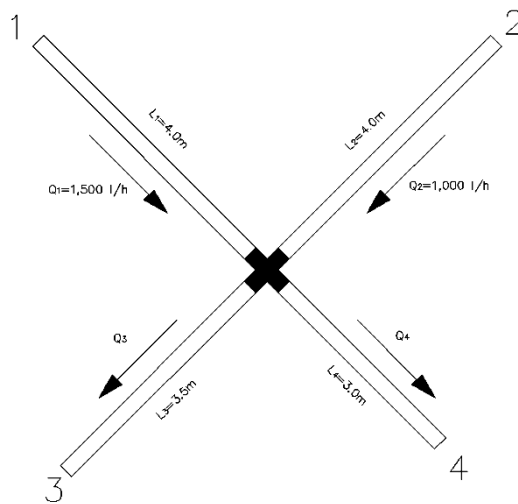


Figura 5.6 Cruces de tuberías del ejemplo

Las relaciones requeridas para el uso de las expresiones, son las siguientes:

$$\frac{Re_3}{Re_1} = \frac{Q_3}{Q_1} = \frac{0.564}{0.736} = 0.766 \qquad \frac{Re_4}{Re_2} = \frac{Q_4}{Q_2} = \frac{0.589}{0.539} = 1.09$$

Usando las dos primeras ecuaciones de la Tabla 5.2 para obtener los coeficientes de pérdidas locales K_3 y K_4 , se tiene:

$$K_3 = \frac{10.33}{\left(\frac{Re_3}{Re_1} + 1.1\right)^{3.93}} + 0.33 = \frac{10.33}{(0.766 + 1.1)^{3.93}} + 0.33 = \mathbf{1.23}$$

$$K_4 = \frac{0.73}{\left(\frac{Re_4}{Re_2}\right)^{2.13}} + 0.6 = \frac{0.73}{(1.09)^{2.13}} + 0.6 = \mathbf{1.21}$$

Finalmente, y para hacer énfasis en la importancia de estimar las pérdidas locales en algunos tipos de redes, se compararon éstas con las pérdidas de fricción de las dos tuberías de salida. En la tabla 5.3 se presentan las pérdidas por fricción para cada tramo del cruce de tuberías.

Tubería	L(m)	Q (l/h)	V (m/s)	V ² /2g (m)	Re (adim) ¹	f (adim)	h _f (m)
1	4.0	0.736	1.5	0.115	37,500	0.0223	0.41
2	4.0	0.539	1.1	0.061	27,500	0.0240	0.23
3	3.5	0.564	1.15	0.067	28,750	0.0237	0.22
4	3.0	0.589	1.2	0.073	30,000	0.0235	0.21

Tabla 5.3 Pérdidas por fricción para cada tramo del cruce de tuberías

La comparación de pérdidas locales y de fricción se incluye en la tabla 5.4.

Tubería	K	V ² /2g (m)	h _k (m)	h _f (m)	h _k / h _f
3	1.23	0.067	0.083	0.22	37%
4	1.21	0.073	0.088	0.20	43%

Tabla 5.4 Comparación entre las pérdidas por fricción y locales para las tuberías de salida

Como puede observarse, las pérdidas locales en las tuberías de salida son del orden del 37% y 43% de las pérdidas de fricción, y aunque podría pensarse que su valor neto es muy pequeño como para

¹ Se tomó como viscosidad cinemática del agua, la correspondiente a 20°C. $\nu = 1.00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

representar algún peligro, debe tenerse en cuenta que pueden existir varios cruces de estos en la red, y su efecto combinado podría llegar a perjudicar el buen funcionamiento de la red.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

Como quedó expuesto en este trabajo son muchos los problemas relacionados con las redes de tuberías de agua potable, los ejemplos más comunes y ocurrentes son las fugas, la intrusión patógena y las pérdidas de energía.

En primera lugar, podemos concluir que en el tema de **fugas**, las cuales producen desperdicio de agua, reducen la eficiencia de las redes y generan una pérdida económica a los organismos operadores del sistema de distribución.

Son muy diversas las causas por las cuales se pueden generar fugas y muchas las consecuencias de las mismas, la detección y reparación de fugas es sólo una alternativa de conservación del agua; otras incluyen: instalación de dispositivos de reducción de flujo, control de corrosión, políticas de cuotas de agua que alientan la conservación, programas educativos públicos, reducción de presión, peticiones por reducciones voluntarias o prohibiciones de ciertos usos de agua y reciclaje de agua.

Para mejorar el diseño, funcionamiento y operación de redes de distribución, así como para resolver el problema de las fugas, es de primordial importancia disponer de información confiable de la infraestructura, contar con personal técnico debidamente capacitado y con recursos materiales suficientes que apoyen la operación para reducir y controlar las pérdidas de agua. Asimismo, es necesario adecuar el marco regulatorio legal para asegurar la correcta gestión hídrica a un costo razonable.

Una consecuencia de las fugas es la **intrusión patógena**, los problemas de intrusión patógena ocurren como confluencia de tres circunstancias: ha ocurrido una rotura en la conducción; en el exterior de ésta existe fluido contaminado. Si se produce una depresión, bien de carácter permanente o transitorio, que hace que entre contaminante en la red de distribución de agua potable y sea transportado por la misma hasta los puntos de consumo, ello da lugar a una contaminación de carácter microbiano potencialmente causante de enfermedades y con una alta capacidad de alteración de la calidad del agua.

Cuando probabilidades de infección asociadas a eventos de intrusión son reportados, es importante que las partes interesadas estén conscientes de los hechos y tomen cartas en el asunto para la pronta solución del problema.

La exposición de la población depende de varios factores, entre los que destacan la cantidad de agentes patógenos en el sistema y las concentraciones de patógenos que potencialmente pueden llegar a los consumidores. La duración de la intrusión es sin duda un factor clave que influye en la exposición junto con la probabilidad de que alguien retire agua de la llave al mismo tiempo del paso del contaminante. Riesgos de salud pública asociados con eventos de intrusión pueden estimarse pero tal estimación actualmente se basa en varios supuestos.

Así pues, las fugas, además de ser una pérdida de agua y dinero, pueden constituir una importante fuente de contaminación del agua suministrada por la red de distribución. Es por ello que la identificación y reparación de las fugas en los sistemas de distribución son importantes, no sólo para prevenir pérdidas monetarias de una región o comunidad, sino también para preservar la calidad del agua y con ello garantizar la salud pública.

Asimismo, las **pérdidas de energía** es otro de los problemas pertenecientes a las redes de distribución de agua potable, las cuales pueden ser por fricción o locales, y pueden ser minimizadas con el correcto diseño y mantenimiento de las redes, así como la adecuada elección de los materiales usados en las mismas. Además el correcto cálculo de las pérdidas de energía también nos ayudará a elegir el equipamiento y maquinaria hidráulica adecuados para la red de distribución.

Por último, se realizaron pruebas experimentales para determinar de los coeficientes K de las pérdidas en los cruces de una red de tuberías con características geométricas conocidas, cabe mencionar lo siguiente:

- Para los estudios se empleo un cruce de tubería, de PVC de diámetros interiores de 1" (25 mm).
- Cada cruce estaba compuesto por cuatro tramos perpendiculares de igual diámetro. En ningún momento se emplearon cruces con diámetros combinados.
- El dispositivo experimental tenía la posibilidad de trabajar con distintos gastos de entrada y de salida en los cruces, de tal forma que los flujos generados estuvieron dentro de un intervalo del número de Reynolds comprendido entre 4,000 y 40,000.
- Las pérdidas por fricción en la vecindad del cruce fueron consideradas, y se estimaron mediante la ecuación de Darcy-Weisbach.

Es importante mencionar que los coeficientes de pérdidas locales, K, calculados en la forma indicada en el capítulo 5, y reportados en forma de ecuaciones, parten de la suposición de un coeficiente K por cada tramo de salida de los cruces. Entonces, para el caso de alimentación doble o flujo perpendicular se estimaron dos coeficientes, K_3 y K_4 .

El enfoque adoptado (una K por cada salida) y que puede observarse en las gráficas de dispersión presentadas en el capítulo 5. Pese a que las primeras gráficas, que relacionan K con su respectivo Re , parecen indicar una tendencia, que disminuye el valor del coeficiente a medida que aumenta Re , para luego estabilizarse en un valor constante, sería muy arriesgado concluir que esto siempre suceda así. Si bien, los puntos de la gráfica indican dicha tendencia, presentan una dispersión que no puede desestimarse; además, el máximo número de Reynolds considerado, no fue superior a 40,000, por lo que predecir el comportamiento más allá de este número sería un poco especulativo.

Sin embargo, al usar la relación del número de Reynolds a la entrada y a la salida del cruce Re_{sal}/Re_{ent} , en lugar de sólo el número de Reynolds a la salida, como variable dependiente, se evidenciaba que la dispersión de los datos disminuía, por lo menos para los diámetros estudiados.

Para este estudio en particular, se descubrieron relaciones interesantes entre los coeficientes de pérdidas menores K , de las dos salidas, con las proporciones obtenidas al dividir el Re respectivo, por el de su entrada ortogonal. En las gráficas, se observaba una clara tendencia que se conservaba de un diámetro a otro, y que indicaba que K , que era grande para relaciones (Re_{sal}/Re_{ent}) pequeñas, disminuía y tendía a volverse constante para valores aproximadamente superiores a 2.0, es decir, para cuando el gasto de salida era superior, por lo menos en 2.0 veces, al gasto de su entrada ortogonal.

Basados en las Figuras 5.12 y 5.13, se estimaron ecuaciones que permitieran el cálculo directo del coeficiente K , de acuerdo a las relaciones de flujo entre salida y entrada, para cada diámetro y para cada uno de los coeficientes K_3 y K_4 .

RECOMENDACIONES

Finalmente, para futuras investigaciones podrían considerarse cruces de tuberías en materiales diferentes al PVC, sería interesante ver la influencia del material en las relaciones encontradas, también podrían hacerse futuras pruebas con diámetros mayores y con cruces reductoras. Los estudios futuros podrían verificar si las expresiones encontradas siguen siendo válidas para relaciones de Reynolds mayores a las máximas obtenidas en este trabajo. Incluso, probarlas para datos tomados con números de Reynolds mayores a los usados.

Bibliografía

Besner, M.-C., Prévost, M., & Regli, S. (2011). Assessing the public health risk of microbial intrusion events in distribution systems: Conceptual model, available data, and challenges. *Water Research* . Internationa Water Association.

Crowe, R. y. (1983). *Mecánica de fluidos*. Distrito Federal: Interamerican.

Crowe, R. y. (1983). *MECÁNICA DE FLUIDOS*. MÉXICO, DISTRITO FEDERAL: INTERAMERICAN.

Franco Hernández, L. E. (2006). *Cálculo de redes de agua potable considerando flujo permanente*. Distrito Federal: Tesis de Maestría Universidad Nacional Autónoma de México.

Franco, L. E. (2006). *CÁLCULO DE REDES DE AGUA POTABLE CONSIDERANDO FLUJO PERMANENTE*. MÉXICO, DF: UNAM.

Hansen, A. (1979). *Mecánica de fluidos*. Distrito Federal: Limusa.

Karim, M., Abbaszadegan, M., & Lechevalier, M. (Mayo de 2003). Potencial for Pathogen Intrusion during Pressure Transients. *Water Works Association* .

Kirmeyer, G. J., Friedman, M., Martel, K., Howie, D., Lechevalier, M., Abbaszadegan, M., y otros. (2001). Pathogen Intrusion Into Distrubution Systems. Estados Unidos: American Water Works Association Research Fundation, United States Environmental Protecyon Agency.

Lahlou, Z. M. (2005). Detección de fugas control de pérdida. *Tecnología en Breve* . Lynchburg: The national environmental services center.

López Jiménez, P. A., Martínez Solano, F. J., López Patiño, G., & Fuertes Miquel, V. (2006). Panorámica sobre la problemática de la calidad de los suministros de agua en España. Universidad Politécnica de Valencia.

López Jiménez, P. A., Mora Rodríguez, J. d., Salas Lechuga, L., & Martínez Solano, J. (2007). Contaminación de los sistemas de distribución de agua como consecuencia de la intrusión patógena. *Universidad Politécnica de Valencia* .

Manual sobre control de fugas y mediciones en redes de distribución de agua potable. (s.f.). Lima, Perú: CEPIS.

Mariles, O., Palma Nava, A., & Rodríguez Vázquez, K. (2011). *Estimación y localización de fugas en una red de tuberías de agua potable usando algoritmos genéticos*.

Mataix, C. (1982). *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas*. Madrid: Ediciones del Castillo.

Mataix, C. (1982). *MECÁNICA DE FLUIDOS Y MÁQUINAS HIDRÁULICAS*. MADRID: EDICIONES DEL CASTILLO.

Mora Rodríguez, J. d. (2001). *Modelación de la intrusión patógena a través de fallos y su implicación en la red de distribución de agua*. Valencia: Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Valencia.

Patiño Márquez, J. A. (2011). *Pérdidas menores de energía en redes de tubería de agua potable*. Distrito Federal: Tesis de Maestría Universidad Nacional Autónoma de México.

Saldarriaga, J. (1998). *Hidráulica de Tuberías, Abastecimiento de Agua, Redes, Riegos*. Bogotá: Alfaomega.

Sotelo, G. (2011). *Hidráulica GeneralL, Volumen 1 Fundamentos*. Distrito Federal: Limusa.

Steel, E. W. (1972). *Abastecimiento de agua y alcantarillado*. Texas.

Zapata, S. E. (2009). *Fugas en Redes de distribución de agua potable*. Universidad Nacional Autónoma de México.