



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**MODELACIÓN DE SOLUTOS EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA
POTABLE**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL - HIDRÁULICA

P R E S E N T A :

RODRIGO ULISES SANTOS TELLEZ

TUTOR:

DR. VÍCTOR HUGO ALCOCER YAMANAKA

2012





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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Oscar Fuentes Mariles

Secretario: Dr. Carlos Escalante Sandoval

Vocal: Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka

1er. Suplente: Dr. Heber Eleazar Saucedo Rojas

2do. Suplente: Dr. Gabriel Soto Cortés

Jiutepec, Morelos, UNAM, PIFI Morelos

TUTOR DE TESIS:

DR. VÍCTOR HUGO ALCOCER YAMANAKA

FIRMA

Dedicatoria

Para todos aquellos, que han contribuido y me han apoyado en la realización de este trabajo...

Se lo dedico a Dios, por darme la capacidad para llegar aquí.

La presente tesis, te la dedico a tí; Rosaura, ya que gracias a tu amor y apoyo, he podido concretar este proyecto personal. Te amo.

Quiero dedicar también este trabajo a mis padres, mis hermanas y especialmente al teniente Eduardo. Gracias a todos ustedes por todo su apoyo y fe en mí.

Quiero extender esta dedicatoria al Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka, Gracias por todas sus enseñanzas, su confianza y su apoyo para realizar este trabajo. Gracias por permitirme participar en su equipo de trabajo y así desarrollarme profesionalmente.

Al Dr. Gabriel Soto Cortés, por apoyarme en lo académico y en lo profesional, por incentivar el gusto por la hidráulica, confiar en mí y ofrecerme la oportunidad iniciar mi vida profesional en la ingeniería hidráulica. Gracias por todas sus enseñanzas.

Al Dr. Heber Saucedo, por sus enseñanzas, su dedicación en la impartición de su cátedra y fomentar el desarrollo académico de sus alumnos, gracias por su aporte y observaciones a esta tesis.

Al Dr. Oscar Fuentes, por su profesionalismo, cordialidad e importantes observaciones a mi trabajo.

Al Dr. Carlos Escalante, por todo el apoyo proporcionado para la elaboración de esta tesis.

A la coordinación de Ciencias Básicas e Ingeniería de la UAM Azcapotzalco; al Ingeniero Darío Guaycochea Guglielmi; al Dr. Danny Arroyo Espinoza y al personal del área de estructuras. Gracias por a todos ustedes.

Agradecimientos

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por darme la oportunidad de realizar un importante logro en mi carrera profesional.

Al Instituto Mexicano de Tecnología de Agua por el personal y las instalaciones.

A la sub-coordinación de hidráulica urbana.

A los profesores de la Maestría en Hidráulica, Dr. Javier Aparicio, Dr. Heber Saucedo, Dr. Nahún García, MI. Edmundo Pedroza, Dr. Polioptro Martínez, Dr. Víctor Alcocer, MI. José Alfredo González, Dra. Joselina Espinoza, Dr. Felipe Arreguín, Dr. Víctor Arroyo y al MI. Juan Carlos Valencia Vargas,

Se agradece al personal del Posgrado en Ingeniería de la Facultad de Ingeniería (PIFI) UNAM Morelos, Sra. María de Lourdes Barba, Lic. Olga María Guzmán, Dr. Raúl Flores Berrones.

Contenido

1	Introducción	13
1.1	Descripción de la Tesis.	16
2	Objetivos	19
3	Hipótesis.....	19
4	Estado del Arte en la Modelación de la Calidad del Agua.....	21
4.1	Evolución en la modelación de los procesos advectivo-dispersivo-reactivo	21
4.2	Evolución en la Modelación de Movimiento de Partículas	23
4.3	Evolución en la Estimación de la Demanda.....	26
4.4	Programas de Cómputo Para la Modelación de Redes de Distribución	27
4.5	Resumen.....	31
5	Fundamentos Hidráulicos.....	35
5.1	Propiedades del Agua.....	35
5.2	Leyes de Conservación	39
5.2.1	Conservación de la Masa.....	39
5.2.2	Conservación de una Propiedad de General	40
5.2.3	Conservación de la Energía	41
5.2.4	Conservación de Masa Constituyente.....	43
5.3	Relaciones Flujo-Energía	44
5.3.1	Tuberías	45
5.3.2	Válvulas y Otros Accesorios Menores	52
5.3.3	Bombas.....	53
5.4	Red de distribución.....	54
5.4.1	Análisis Hidráulico en Estado Permanente.....	54
5.4.2	Simulación con Períodos Extendidos.....	55
6	Fundamentos de la Calidad del Agua	56
6.1	Conservación de una Masa Constituyente.....	56
6.2	Transporte y Mezcla en la Red de Tuberías	57
6.2.1	Mezcla en los nodos	57
6.2.2	Transporte Advectivo en Tuberías	61
6.2.3	Otros Mecanismos de Transporte.....	65
6.3	Funciones de Reacción	71
6.3.1	Ecuaciones de Reacción.....	72

6.3.2	Estimación de Orden de Reacción y los Coeficientes.....	83
6.3.3	Edad del Agua y Trazadores	96
7	Simulación de Calidad del Agua en Estado Permanente.....	99
7.1	Antecedentes	99
7.2	Algoritmo General Para Redes en Estado Permanente	99
7.2.1	Algoritmo de Clasificación	100
7.2.2	Análisis General de un Solute.....	103
7.2.3	Análisis de Contribución de Fuentes	103
7.2.4	Análisis de un Solute Conservativo	108
7.2.5	Edad Media de Agua (Reacción de crecimiento de orden cero).....	109
7.2.6	Solutos no Conservativos (Reacción de primer orden)	112
7.2.7	Solutos no Conservativos (Reacción de segundo orden)	115
7.2.8	Simulación en Estado Permanente Utilizando un Modelo Dinámico	118
8	Simulación Dinámica de Calidad del Agua	119
8.1	Antecedentes	119
8.1.1	Enfoques del Modelado de Calidad del Agua.....	119
8.1.2	Requerimientos de entrada para modelación de calidad del agua	120
8.2	Método Euleriano de diferencias finitas (FDM)	121
8.3	Método volumen discreto (DVM)	123
8.4	Método de Tiempo de Viaje (TDM).....	126
8.5	Método Manejado por Eventos (EDM)	127
8.6	Comparación de los Métodos dinámicos para Calidad del Agua.....	128
8.7	Métodos de Simulación Basados en la Teoría de Control.....	129
8.7.1	Metodología de la Teoría de Control	130
8.7.2	El Retroceso en una Tubería.....	131
8.7.3	Mezcla en un Nodo.....	131
8.7.4	La Combinación de Retroceso en Tubos y Mezcla Nodal Hacia una Fuente.....	132
8.8	Modelado por Advección-Difusión.....	132
8.9	Precisión del Modelo de Calidad del Agua.....	133
9	Trabajos previos realizados en el sitio de aplicación	135
9.1	Sitio de aplicación.....	135
9.2	Trabajos de campo	137
9.2.1	Obtención de parámetros geométricos	137

9.2.2	Niveles en tanques	138
9.2.3	Medición de caudal	138
9.2.4	Medición de presión.....	138
9.2.5	Medición de parámetros de calidad del agua	139
9.2.6	Determinación de la reacción del cloro con el volumen de agua, <i>kb</i>	140
9.2.7	Medición en la red para determinar el coeficiente de decaimiento total	141
9.2.8	Determinación del coeficiente de reacción con la pared de la tubería	142
9.3	Implementación del modelo de simulación hidráulica	143
9.3.1	Introducción de planimetría al modelo de simulación.....	143
9.3.2	Estimación de la demanda	144
9.3.3	Agregación Temporal y Espacial del Consumo Doméstico (AET).....	153
10	Aplicación y Evaluación de los Esquemas Estocásticos y Determinísticos Para la Modelación de Solutos en Redes de Distribución.....	183
10.1	Modelo de calidad del agua de EPANET®	183
10.1.1	Función de reacción del modelo de calidad del agua	183
10.2	Aplicación del modelo de calidad del agua.....	184
10.2.1	Resultados Hidráulicos	185
10.2.2	Parámetros iniciales de calidad.....	185
10.2.3	Esquema determinístico.....	187
10.2.4	Resultados de la simulación en la red principal considerando un esquema determinístico 188	
10.2.5	Resultados de la simulación en la red secundaria considerando un esquema determinístico 189	
10.2.6	Esquema estocástico	190
10.2.7	Resultados de la simulación en la red principal considerando un esquema estocástico .	192
10.2.8	Resultados de la simulación en la red secundaria considerando un esquema estocástico 193	
10.2.9	Esquema estocástico con agregación temporal.....	194
10.2.10	Resultados de la simulación en la red principal considerando un esquema estocástico y agregación temporal	196
10.2.11	Resultados de la simulación en la red secundaria considerando un esquema estocástico y agregación temporal.....	197
10.3	Conclusiones preliminares	198
11	Análisis de resultados del modelo de calidad del agua.....	201

11.1	Resultados en la red principal	201
11.1.1	Análisis de resultados de la simulación, considerando un esquema determinístico	201
11.1.2	Análisis de resultados de la simulación, considerando un esquema estocástico	205
11.1.3	Análisis de resultados de la simulación, considerando un esquema estocástico con agregación temporal	206
11.2	Resultados en la red secundaria.....	211
11.2.1	Implicaciones de la asignación de demanda	213
11.2.2	Análisis de decaimiento en la red secundaria	215
11.2.3	Análisis de difusión y dispersión en tuberías.	216
11.2.4	Dispersión en tubería con flujo laminar	227
12	Conclusiones.....	235
13	Trabajos futuros.	241
14	Referencias	243
15	Índice de Ilustraciones.....	251
16	Índice de Tablas	257

1 Introducción

El control de la calidad del agua para uso y consumo humano es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades, principalmente gastrointestinales (NOM-127-SSA1-1994). Las empresas de agua u organismos operadores encargados de la distribución de agua potable, por ley, deben garantizar esta calidad las 24 horas del día en todos los puntos de la red de distribución. Sin embargo, por diversos factores, esta calidad no se mantiene constante durante el recorrido del agua por las tuberías.

Al extraer el agua de una fuente, normalmente esta recibe un proceso de potabilización, el cual, intenta que el agua que ingresa a la red de distribución tenga la calidad adecuada para el consumo humano. Para esto, las empresas de agua potable, comúnmente utilizan como desinfectante el cloro, el cual es introducido a la red directamente en las fuentes de abastecimiento o en la salida de las plantas potabilizadoras. Sin embargo, la concentración de cloro decae conforme el agua avanza por la red de distribución y en muchos puntos de esta, la concentración puede ser insuficiente, lo cual podría implicar un riesgo para la salud. Por lo que se requiere inyectar desinfectante en diversos puntos de la red tales como: tanques de almacenamiento, estaciones de bombeo o puntos identificados con bajos niveles de desinfectante.

El decaimiento de la concentración de un desinfectante es proporcional al tiempo de residencia del agua en la tubería. Por tanto, la concentración es menor en zonas de baja velocidad del flujo. Esto implica que no siempre la concentración más baja se encuentra en los puntos más lejanos de las fuentes de abastecimiento (Conagua, 2007). Este problema también se presenta en tanques de almacenamiento, donde, un tiempo de residencia alto puede combinarse con un mantenimiento inadecuado del tanque, que resulta en un crecimiento de microbios (Biocapa) dentro de la red de distribución.

Es importante siempre mantener los niveles de desinfectante por encima de los mínimos establecidos por la autoridad, sin embargo, el exceso de cloro en la red también puede representar un riesgo para la salud debido a que éste entra en reacción con la materia orgánica contenida en el agua y forma compuestos llamados trihalometanos (THMs), (Leal, 1999). Los cuales, al ser ingeridos, pueden provocar daños hepáticos en los humanos (Conagua, 2007). Por lo que, el desinfectante debe ser ingresado de tal manera que la concentración se encuentre dentro del rango permisible.

Además del cloro, existen otras sustancias que se pueden incorporar a la red para modificar las propiedades del agua y estas sustancias no se comportan de la misma forma que el cloro, Por ejemplo. El flúor, a diferencia del primero, es una sustancia conservativa, que no disminuye su concentración durante su recorrido. Contrario a este comportamiento, existen otras sustancias que durante su recorrido por la red aumentan su concentración, por ejemplo, los trihalometanos.

El agua que fluye a través de la red de distribución es propensa a contaminarse en cualquier punto de su recorrido. Desde la extracción, durante un proceso deficiente de potabilización, en tanques de almacenamiento o en tomas clandestinas. Existe la posibilidad de que sustancias o partículas contaminantes ingresen de manera accidental dentro de la red, por ejemplo, en un tanque de almacenamiento mal tapado o si se suspende el servicio, existe es riesgo de que se infiltre agua

contaminada del subsuelo o el alcantarillado. El sedimento y la materia orgánica, que el proceso de potabilización no logra eliminar, tienden a adherirse en las paredes de la tubería o a precipitarse en zonas de baja velocidad, esto puede provocar coloración, mal olor y la proliferación de bacterias.

En los últimos años, a raíz de los atentados terroristas ocurridos en diversas partes del mundo como en New York en 2001 y en Madrid en 2004, ha aumentado el interés en conocer el comportamiento de partículas o sustancias (contaminantes) introducidas a una red de distribución de manera intencional, para poder planear acciones de emergencia y disminuir o evitar la propagación de la misma.

En el estudio de las redes de distribución de agua potable actualmente es esencial apoyarse en un modelo de simulación matemática que considere el comportamiento hidráulico y de calidad del agua (Albornoz, 2011).

Un modelo de este tipo es de mucha utilidad para diseñar y operar redes de distribución de agua potable; si se realiza de manera adecuada, nos permite evaluar el decaimiento del desinfectante a lo largo de la red y con ello diseñar estrategias para optimizar la ubicación de puntos de reinyección de cloro, definir la dosis para cada uno de estos puntos y mejorar la calidad del agua que reciben los usuarios (Alcocer-Yamanaka, V., Tzatchkov, V., 2004). También permite evaluar el tiempo de residencia del agua en la red y la trayectoria seguida por una sustancia o una partícula. Además es posible analizar el comportamiento de sustancias químicas y el tiempo de recuperación del sistema después de un accidente de contaminación (Tzatchkov, V., et al, 2000).

Sin embargo, la implementación de un modelo de estas características, por las implicaciones físicas, químicas, matemáticas y técnicas que presenta, no siempre se realiza adecuadamente y comúnmente para realizarlo se consideran hipótesis y simplificaciones que terminan por arrojar resultados con niveles de incertidumbre muy altos.

Se debe considerar que la concentración de una sustancia contenida en el agua de una red de distribución está sujeta a cambios espaciales y temporales (Tzatchkov, V., et al, 2000). Estos cambios están en función de la velocidad del flujo, la dispersión, la reacción de la sustancia con el agua, la reacción con otras materias suspendidas y con el material de las paredes de la tubería, entre otros. Además, es común que una red de distribución sea alimentada por más de una fuente, y la calidad del agua en cada una de estas fuentes es distinta. Lo cual implica que dentro de la red pueden mezclarse aguas con distintas características biológicas y químicas (Tzatchkov & Arreguín, 1996).

Por lo anterior, es necesario, evaluar para cada red en particular y en función del objetivo del modelo, cuáles parámetros son más significativos para ser considerados durante la modelación.

El modelo de calidad del agua utiliza como punto de partida los resultados del modelo de simulación hidráulica y este a su vez, para su aplicación requiere, entre otras cosas, de la topología de la red, que se puede obtener de planos o por levantamientos directos en sitio, además de las propiedades físicas de las tuberías (como el diámetro y la rugosidad), que se pueden medir directa o indirectamente en la red, y también requiere del consumo en cada nodo, la cual, por su propia naturaleza, no se puede obtener de manera directa.

Para que un modelo represente de manera significativa el comportamiento real de una red de distribución, es de suma importancia una correcta estimación del consumo doméstico. En la práctica, comúnmente, ésta se modela por medio de curvas de variación horaria (Ilustración 1.1), que se calculan con base en condiciones climáticas y factores socioeconómicos, o se estiman con datos de facturación mensual y mediciones de gasto en tuberías principales, fuentes y tanques de abastecimiento (Red primaria), donde la variación de gasto es gradual (Alcocer-Yamanaka, et al, 2005).

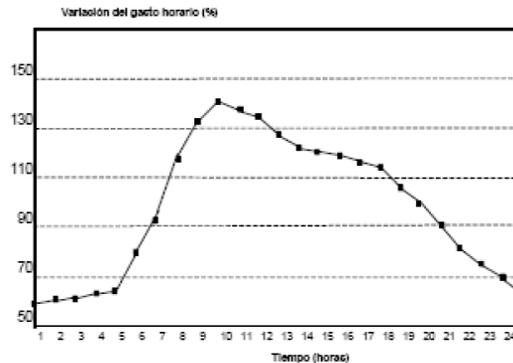


Ilustración 1.1 Variación horaria de la demanda para distintas ciudades de México (Conagua, 2007)

Sin embargo, el consumo doméstico, no se comporta de esta manera. El uso del agua en una vivienda se presenta como pequeños pulsos, seguidos de lapsos muy grandes de tiempo sin uso, observe la Ilustración 1.2.

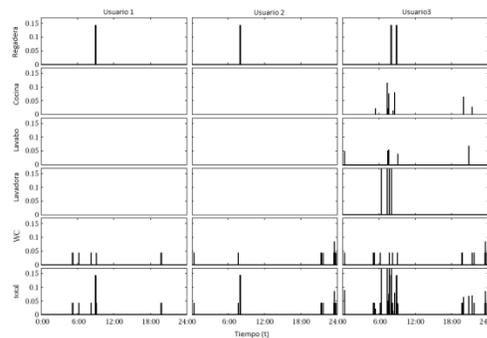


Ilustración 1.2 Comportamiento real de la demanda para 3 usuarios (Blokker M., 2010)

Algunos investigadores han realizado estudios y presentado herramientas para modelar el consumo doméstico de manera más cercana al comportamiento real y así obtener resultados más confiables, tanto del modelo hidráulico como del modelo de calidad del agua (Estado del Arte en la Modelación de la Calidad del Agua, capítulo 4).

Esta tesis presenta los resultados de aplicar un modelo de calidad del agua en una red de distribución real, utilizando como punto de partida un modelo hidráulico donde, para representar el consumo doméstico, se generaron series sintéticas, resultado de una agregación espacial y temporal por medio de un esquema estocástico de Neyman Scott (NSRPM). Los resultados obtenidos de estas simulaciones se comparan con los obtenidos de un modelo de calidad del agua empleando como patrón de consumo, una curva de variación de la demanda (Conagua, 2007) y los datos medidos en la red.

Para la validación de la presente tesis, se cuenta con los resultados obtenidos previamente por Hernández Padrón, 2009 que representó el consumo por usuario, empleando el esquema de NSRPM, y Albornoz, 2011, que aplicó la agregación espacial y temporal de la demanda empleando el esquema NSPRM en varias series sintéticas como patrón de consumo. Ambos aplicados al sector “Humaya”, de Culiacán, Sinaloa.

1.1 Descripción de la Tesis.

A continuación se presenta una descripción del contenido de cada capítulo incluido en esta tesis.

Capítulo 4. Estado del Arte en la Modelación de la Calidad del Agua

En este capítulo, se presenta un análisis del estado del arte en la modelación de calidad del agua en redes de distribución, así como la evolución de las teorías, procedimientos y sus autores.

Capítulo 5. Fundamentos Hidráulicos

Dado que la calidad del de agua, en una red de tuberías, está íntimamente ligada con la distribución de flujo. La velocidad y el movimiento del flujo de agua a través de las tuberías es la fuerza impulsora detrás del modelo de calidad del agua. Por tanto, este capítulo proporciona información básica sobre las propiedades del fluido, las condiciones de flujo, las leyes de conservación que se utilizan para un análisis hidráulico así como la interpretación de los resultados. Dado que el análisis de la calidad del agua supone estado estático o cuasi-estático, este capítulo se limita a estos temas.

Capítulo 6. Fundamentos de la Calidad del Agua

Este capítulo trata sobre las relaciones fundamentales para la calidad del agua. La base de todos los análisis de calidad del agua es la conservación masa constituyente. En este capítulo, se concentra en la mezcla en un nodo y al transporte en una tubería. Un aspecto crítico de balance de masa constituyente es la reacción de un elemento constituyente. Las relaciones de reacción, el decaimiento y la estimación de los coeficientes de crecimiento también se presentan en este capítulo.

Capítulo 7. Simulación de Calidad del Agua en Estado Permanente

Este capítulo presenta la modelación de calidad del agua en estado permanente. La cual es útil para comprender, desde una perspectiva global, cómo son las reacciones dentro de un sistema. El estado permanente, en calidad del agua, se alcanza cuando la calidad del agua en todos los nodos no cambia con el tiempo. Por tanto, el equilibrio, de calidad del agua, sólo se produce cuando las condiciones del flujo son invariantes en el tiempo y el flujo de todas las fuentes ha llegado a todos los nodos, por todas las tuberías.

Capítulo 8. Simulación Dinámica de Calidad del Agua

Dado que una red de distribución de agua rara vez alcanza un estado de equilibrio y la demanda diaria puede tener un impacto significativo en las variaciones de la calidad del agua. La simulación dinámica es una herramienta de modelación más precisa de las variaciones de la calidad del agua y de las condiciones de riesgo que pueden presentarse en una red de distribución.

En este capítulo se analizan las ecuaciones de mezcla en un nodo y el transporte advectivo en tuberías. Estas ecuaciones se pueden resolver analíticamente para algunos sistemas simples. Sin embargo, para una red de tuberías en general, se deben aplicar métodos numéricos.

Capítulo 9. Trabajos previos realizados en el sitio de aplicación

En este capítulo se muestra, de manera cronológica, los estudios y trabajos realizados por Alcocer-Yamanaka V. H. (2007); Moreno, M. (2009); Hernández, D. (2009) y Albornoz, P. (2011). Los cuales, se utilizarán como punto de partida para la aplicación del modelo de calidad del agua.

Capítulo 10. Aplicación y Evaluación de los Esquemas Estocásticos y Determinísticos Para la Modelación de Solutos en Redes de Distribución

En este capítulo se presentan los resultados de aplicar un modelo, Advectivo-reactivo, de calidad del agua a los modelos de simulación hidráulica presentados en el capítulo 9. Con ello se realiza una comparación de los resultados obtenidos al emplear un esquema determinístico y un esquema estocástico con respecto de los datos medidos en campo. Además se analizan las implicaciones de no considerar los efectos de dispersión en la modelación.

Las simulaciones presentadas se realizaron en el programa EPANET 2.0®, debido a su versatilidad para realizar simulaciones de periodos extendidos (EPS).

Capítulo 11. Análisis de resultados del modelo de calidad del agua

En este capítulo se presenta el análisis de los resultados obtenidos al aplicar un modelo, Advectivo-reactivo, de calidad del agua en el programa Epanet 2.0.

Capítulo 12. Conclusiones

En este capítulo se presentan las conclusiones generales obtenidas al realizar el análisis de los resultados obtenidos al aplicar un modelo, Advectivo-reactivo, de calidad del agua en el programa Epanet 2.0 y las consideraciones tomadas en la elaboración del modelo hidráulico y del modelo de calidad del agua.

2 Objetivos

Calcular el decaimiento del cloro en puntos específicos de la red en estudio, utilizando como patrón de consumo:

Las series sintéticas que resultan de una agregación temporal, utilizando el esquema estocástico de Neyman Scott (NSRPM).

Una curva de variación de la demanda propuesta por el Manual de Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento (Conagua, 2007).

Comparar los resultados obtenidos en las simulaciones con los datos medidos en la red de distribución.

Determinar las implicaciones y diferencias al emplear la curva de variación horaria y los patrones obtenidos con el esquema estocástico de NSPRM.

3 Hipótesis

Emplear un esquema estocástico, en el comportamiento del consumo doméstico de agua, permitirá disminuir el error o diferencias entre los datos medidos en campo y los resultados del modelo de simulación, es decir, en la predicción de las variables hidráulicas (Presión en los nodos y gasto en los tramos), así como de calidad de agua (concentración de un soluto) dentro de las redes de distribución de agua potable.

4 Estado del Arte en la Modelación de la Calidad del Agua

Para poder aplicar un modelo de calidad del agua en redes de distribución, se deben realizar ciertas suposiciones que simplifican el modelo, pero que ocasionan un mayor nivel de incertidumbre en los resultados.

A lo largo del tiempo, muchos investigadores han presentado diversos modelos para la simulación de la calidad del agua, algunos de los cuales se han usado para desarrollar programas de cómputo que permiten analizar el comportamiento de un soluto dentro de una red de distribución. Gracias a estas herramientas de cálculo modernas, es posible aplicar modelos matemáticos más complejos y con ello disminuir esta incertidumbre.

En este capítulo, se presenta un análisis del estado del arte en la modelación de calidad del agua en redes de distribución, así como la evolución de las teorías, procedimientos y sus autores.

4.1 Evolución en la modelación de los procesos advectivo-dispersivo-reactivo

La Ec. 1, describe el proceso advectivo-dispersivo-reactivo en flujo no permanente en una tubería a presión. Esta ecuación, es el punto de partida para el análisis de la calidad del agua.

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} = D_{disp} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - k(C) \quad \text{Ec. 1}$$

El término de dispersión, en la Ec. 1 (primer término de la derecha), está en función de la variación de la velocidad a lo largo de la sección transversal de la tubería, por lo que para el caso de flujo turbulento es poco significativo, sin embargo, para flujos en régimen laminar, como puede ocurrir en las tuberías de la red secundaria, no puede pasarse desapercibido. Gill y Sankarasubramanian (1970) derivaron una expresión exacta para evaluar la tasa instantánea de dispersión para flujo laminar constante, la cual es creciente en el tiempo y se aproxima asintóticamente a la tasa de equilibrio de dispersión E_T propuesta por Taylor (1953).

$$E_T = \frac{d^2 u^2}{192D} \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

- D Es la difusividad molecular de un soluto
- d Diámetro de la tubería
- u Velocidad media del flujo

Tzatchkov, V. y Arreguín, F. (1996) publicaron un modelo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable con flujo no permanente, considerando advección y reacción. Presentaron un modelo computacional de simulación dinámica que puede predecir las concentraciones de cloro en cualquier punto de una red y para cada intervalo de simulación, dadas ciertas concentraciones en las fuentes. También mostraron que para representar correctamente las variaciones de la concentración del soluto, el modelo matemático debe considerar los procesos básicos que las originan: advección, que representa el transporte del soluto originado por la velocidad del flujo; difusión, que representa el movimiento de la sustancia desde puntos de alta hacia otros de baja concentración y la reacción del soluto con el agua y paredes de tuberías y tanques. El efecto conjunto de la difusión y de la no uniformidad de la velocidad en la sección transversal del tubo da lugar a un proceso de mezcla más intensa, llamado dispersión.

Tzatchkov, et al, 2000; Tzatchkov, et al, 2002, presentaron una solución numérica eficiente de tipo euleriano-lagrangiano para la advección-dispersión en redes de tuberías con flujo no permanente. De acuerdo con la técnica de los métodos euleriano-lagrangianos, en cada incremento de tiempo se aplican dos etapas en la solución numérica: una lagrangiana en la que se considera la advección, seguida por una euleriana incluyendo la dispersión. Y realizaron trabajos donde se integra la demanda estocástica, de los usuarios, con un modelo de simulación de calidad del agua que incluye dispersión (Li, et al, 2004).

Chávez, et al, (2000), presentaron una solución del decaimiento no permanente del cloro en las redes de agua potable, considerando advección y reacción, y describen un modelo de red de agua potable implementado en laboratorio para comprobar el modelo presentado.

Powell, et al. (2004) destacaron la necesidad de investigar más a fondo los parámetros de reacción para el decaimiento de los desinfectantes, como el cloro y sus sub-productos, además de los referentes al crecimiento bacteriano. Cuando la constante de reacción K involucra una reacción con la pared del tubo, el tiempo de estancamiento es muy importante. El régimen de flujo (laminar o turbulento) afecta las tasas de decaimiento del cloro (Menaia et al. 2003).

Lee, Y. (2004) simplificó la ecuación de Gill y Sankarasubramanian (1970) y proporcionó una aproximación teórica para la tasa de dispersión de un soluto que se mueve en un flujo laminar constante a través de una tubería.

$$\overline{E}(t) = E_T \left[1 - \frac{1 - e^{-16T(t)}}{16T(t)} \right] \quad \text{Ec. 3}$$

En esta ecuación, $T(t) = 4Dr/d^2$ es el tiempo adimensional de Taylor y t representa el tiempo de viaje promedio a través de la tubería. Para un tiempo de Taylor grande la Ec. 2 se reduce a la ecuación Ec. 3. Para la mayoría de los nodos de la red, sin embargo, si el tiempo

de Taylor es muy pequeño, por ejemplo, $T(t) < 0.01$, la expresión puede simplificarse aún más.

$$\overline{E(t)} \approx \frac{u^2 t}{6} = \frac{ul}{6} \quad \text{Ec. 4}$$

Donde:

l Es la longitud de la tubería

La influencia de la dispersión en la modelación de calidad del agua ha sido probado con modelos de ADR (Li, 2006); (Tzatchkov, V., et al, 2002). Li (2006) mostró que la dispersión es importante en flujos laminares y por lo tanto en las partes de la red de distribución que tienen diámetros de tubería diseñada para flujo contra incendio pero que operan normalmente con flujos pequeños. Las pruebas de Romero-Gómez, P., et al. (2008) sugieren que el coeficiente de dispersión se relaciona con el número de Reynolds.

A demás de los desinfectantes, existen diversas sustancias y partículas que pueden disminuir la calidad del agua en la red de distribución. Por ejemplo, se piensa que la coloración que sufre el agua, es causada por las partículas acumuladas que se movilizan cuando acurren flujos altos (Vreeburg, J., Boxall, J., 2007). Vreeburg (2007) desarrolló un modelo conceptual, en el cual, las partículas procedentes de la planta de tratamiento, bajo condiciones de flujo normal, se depositan en las paredes del tubo y se re suspenden en la ocurrencia de flujos incidentales altos. Por otra parte, demostro que el riesgo de coloración del agua puede reducirse aplicando tres medidas: la primera es evitar que el material entre en la red mediante la optimización del tratamiento del agua, la segunda es evitar que las partículas se acumulan mediante el diseño redes auto-limpiables, y la tercera es eliminar las partículas generadas por la limpieza de manera oportuna.

4.2 Evolución en la Modelación de Movimiento de Partículas

Boxall, J. B., et al. (2001) sugieren que el rango de tamaño de partículas relacionadas con el cambio de color es inferior a 0.050 mm. Por lo que es poco probable que la acción de la fuerza gravitacional sea suficiente para la acumulación de partículas tan pequeñas. Las fuerzas turbulentas generadas por el flujo probablemente son suficientes para evitar que se sedimenten dichas partículas.

Las pruebas de laboratorio en los Países Bajos (Slaats, P., et al, 2003) mostraron que sedimentos de diferentes tamaños y densidades (arena, óxido de hierro y harina) son parcialmente movilizados a velocidades de 0.1 a 0.15 m/s, y completamente movilizados entre 0.15 y 0.25 m/s. Ackers, J., et al. (2001) encontraron que los sedimentos con diámetros realistas (45 μm) y una densidad específica relativamente alta (2600 a 3100 kg/m^3), empiezan a moverse a velocidades de 0.2 a 0.25 m/s.

Se han realizado algunos intentos de modelar el comportamiento de las partículas en redes de distribución de agua potable. Boxall y Saul (2005) desarrollaron un modelo que predice

eventos de coloración en los sistemas de distribución (PODDS). Este modelo se basa en el supuesto de que las fuerzas hidráulicas normales (máximo esfuerzo cortante diario), son aplicadas en la capa en contacto con la pared de la tubería y por tanto, estas fuerzas controlar el potencial de cambio de color.

Vreeburg y Boxall (2007) sugieren que las partículas son transportadas desde el seno del fluido hacia las regiones menos turbias (*turbophoresis*) cerca de la pared donde pueden ser atrapadas en capas por fuerzas cohesivas. Además concluyeron que los mecanismos que conducen a la coloración del agua en las redes de distribución son complejos y poco conocidos. La causa de la coloración son las partículas que están adheridas, de alguna manera, a la pared de la tubería. En flujo normal las partículas permanecen adheridas a la pared de la tubería y no afectan a la calidad del agua, pero si el flujo se incrementa, el esfuerzo cortante en la pared se incrementa y entonces las partículas pueden ser desprendidas y arrastradas por el agua.

De acuerdo con Vreeburg (2007), las redes de distribución auto limpiables muestran ser eficaces, porque una velocidad umbral que sea regular evita que las partículas se acumulen en la red. Esta velocidad umbral de diseño de auto-limpieza se establece en 0.4 m/s. La demanda para la cual se produce este valor se determina con el método llamado " $q\sqrt{n}$ ". Las mediciones de campo, en los Países Bajos, demuestran que el concepto de auto-limpieza es factible para redes reales (Blokker, M. et al. 2009).

Husband, P., et al. (2008) realizaron pruebas de coloración en laboratorio, con agua en la que había una alta concentración de hierro natural. Realizaron pruebas con velocidades de flujo constante y también con un patrón de flujo dinámico, donde el flujo fue variado cada 15 minutos. Las pruebas sugieren que la sedimentación y resuspensión de sedimentos se afectan de manera diferente por los flujos dinámicos y flujos constantes. Una velocidad alta, que se produce rara vez, puede ser capaz de suspender el sedimento acumulado de manera instantánea y retirarlo del tubo.

Ryan, G., et al. (2008) describen un modelo de sedimentación de partículas. Con base en mediciones de laboratorio, modelaron la precipitación de partículas por efecto de la gravedad y la deposición de partículas en la pared de la tubería. También modelaron en movimiento de las partículas con respecto de la velocidad.

Las pruebas y mediciones realizadas, demuestran que en tuberías de diámetro pequeño el auto lavado es más efectivo que en redes convencionales que fueron diseñadas para demandas de flujo contra incendio. Las mediciones de campo también mostraron que el método actual para estimar el flujo máximo (el método $q\sqrt{n}$) sobreestima el flujo normal, lo que significa que el flujo para que el que la red fue diseñado casi nunca ocurre. Sin embargo la velocidad real en la cual las partículas permanecen suspendidas no está bien definida.

Ryan, G., et al. (2008) investigaron la velocidad en la cual las partículas acumuladas iniciaron su movilización, utilizando partículas que se obtuvieron en acciones de limpieza en toda Australia. Encontraron que la movilización se presenta a una velocidad entre 0.2 y 0.3 m/s. La deposición de partículas en la pared de la tubería se encuentra en un rango de velocidades constantes, a una velocidad de 0.2 m/s podría tomar varias horas o días antes de que todos los sedimentos se hayan unido a la pared del tubo.

Ryan, G., et al. (2008) pusieron en práctica su modelo de partículas suspendidas, denominado PSM, en el programa EPANET®. El PSM predice las zonas en las que se acumulan la mayoría de las partículas, por lo que podría indicar en qué tramos se requiere limpieza. Su punto de partida es el modelo advectivo-dispersivo-reactivo (ADR), la función de reacción para partículas incluye un término de velocidad. En el modelo de sedimentación gravitacional, se asume una nube de partículas, la cual se define como una relación a dimensional de la altura de la nube de partículas con respecto al diámetro de la tubería. Cuando todas las partículas se sedimentan, $s = 0$, cuando la velocidad del flujo es mayor que la velocidad umbral (velocidad de resuspensión u_{rs}), todas las partículas se ponen en suspensión, entonces $s = 1$. Cuando la velocidad del flujo es menor que la velocidad umbral (velocidad de deposición u_d), las partículas se asientan en determinado tiempo (velocidad de sedimentación u_s) y $0 < s < 1$:

$$s(t + \Delta t) = s(t) - \frac{u_s \Delta t}{d}, \text{ para } u < u_d \quad \text{Ec. 5}$$

$$s(t) = 1, \text{ para } u < u_{rs} \quad \text{Ec. 6}$$

En el modelo de deposición de partículas en la pared de la tubería (Ryan, G., et al 2008), la concentración de partículas suspendidas (C) se describe como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\alpha (C - C_\infty) \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

α Es el coeficiente de decaimiento

$$C_\infty = \beta C_w$$

Donde: C_w es la masa de partículas en la pared por unidad de volumen de agua.

β es un coeficiente de masa de pared y depende de la velocidad de flujo

Una prueba del PSM en una red de distribución de agua potable de Holanda demostró que este tipo de modelo funciona (Vogelaar, A., Blokker, M., 2010). Sin embargo, el modelo de

deposición en la pared de la tubería no parece ser adecuado para velocidades de flujo variable. El equilibrio entre las partículas en suspensión y las que están sujetas a la pared depende de la velocidad del flujo y hay más partículas en la pared a velocidades más altas. El resultado de usar sólo la Ec. 7 es que al disminuir la velocidad las partículas vuelven al seno del fluido sin ningún tipo de disturbio hidráulico.

Los principios de diseño de auto-limpieza se aplicaron principalmente en zonas periféricas de la red de distribución, en secciones ramificadas de la red (secciones de hasta 250 conexiones residenciales). A pesar de que el método $q\sqrt{n}$ sobrestima los flujos y la velocidad de diseño de 0.4 m/s puede ser un valor conservador, la combinación de estos factores provoca que en estas secciones de la red funcione la auto-limpieza (Blokker, M., et al. 2009). Para ampliar el principio de auto-limpieza para el resto de la red, es importante profundizar en una mejor estimación de los caudales máximos regulares que ocurren, porque el método $q\sqrt{n}$ no se puede aplicar fácilmente en las secciones no ramificadas de la red.

Como se mencionó anteriormente, el nivel de detalle de un modelo dependerá del objetivo del mismo y el intervalo de tiempo para la variación de la demanda, estará en función de este nivel de detalle. Para el modelado de la calidad del agua a nivel de distribución se requiere una escala de tiempo del orden de minutos (Blokker, M., et al 2006); (Li, Z., Buchberger, Z., 2004). Pero si se desea realizar una modelación de la concentración de cloro en los nodos de la red, la esqueletización del modelo y agregación de demandas sólo se puede hacer hasta cierto punto sin que esto afecte significativamente los resultados del modelo de calidad del agua (Saldarriaga, J., et al. 2009).

4.3 Evolución en la Estimación de la Demanda

En la *Ec. 1*, que describe el proceso advectivo-dispersivo-reactivo en flujo no permanente en una tubería a presión. El tiempo, así como la velocidad, son factores que tienen un gran impacto en el proceso. Sin embargo, la velocidad en una tubería i , para un tiempo t , están en función de la variación de la demanda asignada a los nodos durante la simulación hidráulica. Varios autores (Filion, Y., et al 2005; McKenna, S., et al 2005; Pasha y Lansley 2010) han demostrado que la demanda es una de las variables con mayor incertidumbre en su comportamiento en una modelación hidráulica y por tanto afecta también los resultados del modelo de calidad del agua.

De allí la importancia de los trabajos realizados por diversos autores para modelar el consumo doméstico de una manera más adecuada. Buchberger, S., et al (2003) verificaron que el consumo doméstico sigue un proceso aleatorio de sucesos independientes (Poisson) que basa su ocurrencia en una distribución de probabilidades. Paralelamente Alcocer-Yamanaka, V., et al (2005) desarrollaron técnicas de desagregación espacial y temporal que permite estimar de manera indirecta los parámetros para la generación de series de consumo sintéticas. Alcocer-Yamanaka, V., (2007) desarrollo un método basado en la

técnica de Neyman-Scott y un modelo de Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP), que estima los parámetros básicos necesarios para generar las series de consumo.

Por otra parte, para la simulación se supone una mezcla completa e instantánea en los nodos. Cruickshank y Chávez (2004) demostraron de forma experimental que la mezcla de dos flujos que convergen en un cruce de tuberías, apenas se produce cuando uno de los flujos es más intenso que otro, por lo que la condición de mezcla completa no se cumple, en todos los casos y se han realizado estudios con mediciones y con modelos dinámicos de fluidos (Austin, R., et al 2008; Romero-Gómez, P., et al 2008), y estos mostraron bajo qué condiciones se puede suponer mezcla perfecta y que para cruces, la tasa de mezclado en las dos ramas de salida depende de los números de Reynolds en las dos ramas de entrada.

4.4 Programas de Cómputo Para la Modelación de Redes de Distribución

Debido a la creciente capacidad de la computadora, es posible utilizar modelos de simulación para redes de distribución de agua potable y de calidad del agua con mayor rapidez, los programas comerciales existentes son una herramienta muy valiosa para evaluar el funcionamiento de nuestros sistemas de distribución de agua potable.

Diferentes autores de varios países han propuesto varios modelos que se han implementado en programas de cómputo. Wood en 1980; Males en 1985 Clark y Males en 1986; Males y Grayman en 1988; Wood y Ormsbee en 1989 y otros (Conagua, 2007) realizaron los primeros trabajos para tratar el flujo permanente, analizando principalmente la mezcla de agua de diferente calidad en los nodos de la red.

Posteriormente Liou y Kroon (1987) propusieron un modelo lagrangiano de transporte, (Grayman, W., et al, 1988) un enfoque dinámico para modelar la calidad del agua y (Rossman, L., et al, 1993) el método de los elementos discretos.

Rossman L. (1993 b), propone un método de modelación del transporte por advección y reacción, implementan el programa de cómputo EPANET®, y llevan a cabo mediciones en una red de distribución para comparar las predicciones de EPANET® con las concentraciones medidas de flúor y cloro. Cabe señalar que para algunos puntos de medición ubicados en tuberías con baja velocidad del flujo, EPANET no logra representar bien las concentraciones medidas. Una de las probables razones para explicar esta diferencia, es la necesidad de considerar la demanda altamente variable y dispersión no permanente que se genera en esas tuberías, condiciones que no pueden ser consideradas en el EPANET® (Tzatchkov, V., et al, 2002).

Biswas, P., et al (1993) proponen un modelo con flujo permanente donde se considera el transporte axial por convección y en dirección radial por difusión que incorpora una ecuación de primer orden para el decaimiento de la concentración del soluto dentro un sistema de distribución. Posteriormente se publicó el modelo QUALNET (Islam & Chaudhry, 1998), que soluciona la ecuación de advección-dispersión en redes pequeñas, sin presentar consideraciones del valor del coeficiente de dispersión a utilizar.

En 1994 el IMTA desarrolló el modelo matemático y programa de cómputo MOCARD® para simular los cambios en la calidad del agua y la mezcla de solutos químicos dentro de la red en condiciones de flujo permanente(Conagua, 2007).

Doe y Duncan (2003) realizaron un estudio comparativo de programas de modelación hidráulica y de calidad del agua a nivel internacional. Los criterios de evaluación general se basaron fundamentalmente en cuatro características:

- SPE (Simulación en periodos extendidos). Los programas deberán tener un módulo de simulación en períodos extendidos.
- ACA (Análisis de Calidad del Agua). Incluir un módulo de simulación de calidad del agua.
- IGU (Interfaz Gráfica para el Usuario). Poseer una interfaz gráfica para el usuario
- SIG (Sistema de Información Geográfica). Tener una plataforma sobre Sistemas de Información Geográfica.

En la Tabla 4.1 se presenta un listado de los principales programas analizados (En orden alfabético) así como sus principales características.

Tabla 4.1 Software de simulación hidráulica y calidad del agua aplicada a redes de distribución disponible en el mundo, [Doe y Duncan, 2003]

Programa	Propósito	SPE	ACA	IGU	SIG
AquaNet	“Simulación y modelación para sistemas de tuberías a presión”	x	x	x	Enlace con SIG
Archimede	“Simulación y verificación de fluidos a presión en sistemas de distribución con flujo permanente”	x		x	
Cross	“Cálculo hidráulico para suministro de agua en tuberías”	x		x	Enlace con SIG
Epanet	“Simulación hidráulica en periodo extendido y comportamiento de la calidad del agua en sistemas de redes a presión”	x	x	x	
Eraclito	“Sistema modular para el manejo de fluidos de redes a presión o en sistemas de canales”	x		x	Modulo SIG y Bases de datos
H2Onet/H2 Omap	"Amplio análisis, diseño y optimización de software de distribución de agua basado en información SIG"	x	x	x	Manejo con bases de datos y SIG
Helix delta-Q	"Rápido y fácil diseño y optimización de redes de tuberías para fluidos compresibles e incompresibles"			x	
InfoWorks WS	"Principal software de solución que integra asesoría y planeación de negocios en el ámbito de suministro de agua y modelación de redes de distribución"	x	x	x	Exportación e Importación de archivos en SIG y Bases de Datos
Mike Net	"EPANET avanzado basado en software de modelación de sistemas de distribución de agua"	x	x	x	Manejo con bases de datos y SIG
Netis	"Diseño y análisis de sistemas intermitentes de distribución de agua"	x	x		Exportación e Importación de archivos en Bases de Datos

Tabla 4.1 Software de simulación hidráulica y calidad del agua aplicada a redes de distribución disponible en el mundo, [Doe y Duncan, 2003] Continuación

Piccolo	"Modelación de redes a presión (hidráulica y calidad del agua)"	x	x	x	
Pipe2000	"Software de modelación hidráulica para sistemas de tuberías simples o complejos"	x	x	x	SIG Disponible
SARA	"Software para modelación de sistemas de distribución de agua"	x		x	
SCADRED	"Sistema de cómputo para el análisis y diseño de redes de distribución de agua"	x		x	
Statnet	"Simulación y análisis de redes de distribución"	x		x	Exportación e Importación de archivos en SIG y Bases de Datos
SynerGEE Water	"Provee excepcionales capacidades analíticas para modeladores; planeación, operaciones de ingeniería o responsabilidades de calidad del agua"	x	x	x	Exportación e Importación de archivos en SIG y Bases de Datos
Wadiso SA	"Amplio programa de cómputo para el análisis y diseño de sistemas de distribución de agua potable"	x	x	x	Exportación e Importación de archivos en SIG
WaterCAD /WaterGE MS	" Análisis completo de una red de distribución de agua y herramientas de diseño	x	x	x	GIS Disponible

4.5 Resumen

A continuación se presenta, en forma de cronograma, un resumen de los principales desarrollos realizados a nivel internacional en modelación de calidad del agua en redes de distribución.

Autores	Taylor	Neyman-Scott	Gill y Sankarasubramanian	Wood et al.
Aporte	propuso la ecuación de dispersión de	Presentó un modelo de Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP)	Desarrollaron una expresión exacta para evaluar la tasa instantánea de dispersión para flujo laminar constante	realizaron los primeros trabajos para modelar el flujo permanente
Año de publicación	1953	1958	1970	1980
Autores	Liou y Kroon	Grayman, et al	Rossmann, et al	Biswas, et al
Aporte	propusieron un modelo lagrangiano de transporte	Desarrollaron un enfoque dinámico para modelar la calidad del agua	Presentaron el método de los elementos discretos.	Propusieron un modelo con flujo permanente donde se considera el transporte axial por convección y en dirección radial por difusión que incorpora una ecuación de primer orden para el decaimiento de la concentración del soluto dentro un sistema de distribución.
Año de publicación	1987	1988	1993	1993
Autores	Rossmann, et al	Tzatchkov, et al	Tzatchkov	Islam y Chaudhry
Aporte	Propusieron un método de modelación del transporte por advección y reacción, implementaron el programa de cómputo EPANET	Desarrollaron el modelo matemático y programa de cómputo MOCARD para simular los cambios en la calidad del agua y la mezcla de solutos químicos dentro de la red en condiciones de flujo permanente	publicó un modelo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable con flujo no permanente considerando advección y reacción	Desarrollaron el modelo QUALNET, que soluciona la ecuación de advección-dispersión en redes pequeñas
Año de publicación	1993	1994	1996	1998
Autores	Tzatchkov	Boxall et al.	Ackers et al	Doe y Duncan
Aporte	presentaron una solución numérica eficiente de tipo euleriano-lagrangiano para la advección-dispersión en redes de tuberías con flujo no permanente	Publicaron que el rango de tamaño de partículas relacionadas con el cambio de color en el agua es inferior a 0,050 mm.	Encontraron que los sedimentos con diámetros realistas (45 μm) y una densidad específica relativamente alta (2600 a 3100 kg/m^3), empiezan a moverse a velocidades de 0.2 a 0.25 m/s.	Realizaron un estudio comparativo de programas de modelación hidráulica y de calidad del agua a nivel internacional
Año de publicación	2000	2001	2001	2003

Autores	Menaia et al	Slaats et al.	Buchberger et al	Cruickshank y Chávez
Aporte	Publicaron que la velocidad de flujo afecta las tasas de decaimiento del cloro	Experimentaron con sedimentos de diferentes tamaños y densidades (arena, óxido de hierro y harina) y publicaron que son parcialmente movilizados a velocidades de 0.1 a 0.15 m/s, y completamente movilizados entre 0.15 y 0.25 m/s	Verificaron que el consumo doméstico sigue un proceso aleatorio de sucesos independientes (Poisson) que basa su ocurrencia en una distribución de probabilidades	Comprobaron que la condición de mezcla completa en los nodos no se cumple
Año de publicación	2003	2003	2003	2004
Autores	Lee	Cruickshank y Chávez	Li	Boxall y Saúl
Aporte	Simplificó la ecuación de Gill y Sankarasubramanian	Comprobaron que la condición de mezcla completa en los nodos no se cumple	Publicó que la dispersión tiene un mayor impacto en flujos laminares	Desarrollaron un modelo que predice eventos de coloración en los sistemas de distribución (PODDS).
Año de publicación	2004	2004	2005	2005
Autores	Alcocer-Yamanaka et al	Tzatchkov et al	Vreeburg y Boxall	Vreeburg y Boxall
Aporte	Desarrollaron técnicas de desagregación espacial y temporal que permite estimar de manera indirecta los parámetros para la generación de series de consumo sintéticas	Comprobaron la influencia de la dispersión en la modelación de calidad del agua	Sugirieron que las partículas son transportadas desde el seno del fluido hacia las regiones menos turbias (<i>turbophoresis</i>) cerca de la pared donde pueden ser atrapadas en capas por fuerzas cohesivas.	Presentaron un modelo conceptual en el cual, las partículas procedentes de una planta de tratamiento, bajo condiciones de flujo normal, se depositan en las paredes del tubo y se re suspenden con flujos incidentales altos.
Año de publicación	2006	2006	2007	2007
Autores	Alcocer-Yamanaka	Ryan et al.	Romero-Gómez et al	Husband et al.
Aporte	Desarrolló un método basado en la técnica de Neyman-Scott y un modelo de Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP), para estimar los parámetros básicos necesarios para generar las series de consumo sintéticas	Describieron un modelo de sedimentación de partículas (PSM).	Publicaron situaciones bajo las cuales se puede suponer una mezcla perfecta en los nodos y en qué casos no ocurre	Propusieron que, la sedimentación y re suspensión de sedimentos se afectan de manera diferente por los flujos dinámicos y flujos constantes
Año de publicación	2007	2008	2008	2008

Autores	Romero-Gómez et al	Blokker et al.	Vogelaar y Blokker
Aporte	Publicaron que el coeficiente de dispersión se relaciona con el número de Reynolds	Demostraron que el concepto de auto-limpieza es factible para redes reales	Presentaron resultados de una prueba del PSM en una red de distribución de agua potable de Holanda y demostraron que este tipo de modelo funciona
Año de publicación	2008	2009	2010

5 Fundamentos Hidráulicos

La calidad del de agua en una red de tuberías está íntimamente ligada con la distribución de flujo. La velocidad y el movimiento del flujo de agua a través de las tuberías es la fuerza impulsora detrás del modelo de calidad del agua. Por tanto, entender las condiciones de flujo es fundamental para un análisis de este tipo. Este capítulo proporciona información básica sobre las propiedades del fluido, las condiciones de flujo, las leyes de conservación que se utilizan para un análisis hidráulico así como la interpretación de los resultados. Dado que el análisis de la calidad del agua supone estado estático o cuasi-estático, este capítulo se limita a estos temas.

5.1 Propiedades del Agua

Existe un gran número de propiedades que afectan el comportamiento del agua a través de un sistema de distribución. De estas, las más relevantes se enumeran en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Resumen de las propiedades del agua.(Soto & Guaycochea, Curso taller de hidráulica aplicada al transporte de hidrocarburos líquidos por ducto, 2007)

Propiedad	Dimensiones	SI*	Ingles
Densidad, ρ	$[M/L^3]$	1000 kg/m ³	1.94 slug/ft ³
Peso específico, γ	$[F/L^3]$	9810 N/m ³	62.4 lb/ft ³
Viscosidad, μ	$[F T/L^2]$	1.51×10^{-3} N-s/m ²	2.11×10^{-5} lb-s/ft
Viscosidad cinemática, ν	$[L^2/T]$	1.51×10^{-6} N-s/m ²	1.1×10^{-5} ft ² /s

*Valores para $T = 4^\circ C$ y $68^\circ F$ para SI e sistema inglés de unidades, respectivamente.

Donde, Densidad, es la masa de líquido por unidad de volumen $[M/L^3]$ con las unidades de kg/m³ o slug/ft³. Por lo general, designado por el símbolo griego, ρ (rho). El peso específico es el peso del líquido por unidad de volumen $[(ML/T^2)/L^3]$ o $[F/L^3]$ o la aceleración gravitacional por la densidad (ρg). Es designada por el símbolo griego, γ (gamma). La aceleración de la gravedad, g , es 32.2 ft/s² y 9.81 m/s² para sistema Inglés y SI, respectivamente. La densidad del agua y por tanto su peso específico están en función de la temperatura.

Los valores de ambos parámetros se muestran en la Tabla 5.2 y la Tabla 5.3 para SI y sistema inglés de unidades respectivamente.

Tabla 5.2 Propiedades físicas del agua en unidades SI(Soto & Guaycochea, 2007 2)

Temp.	Peso específico	Densidad	Viscosidad	Viscosidad cinemática
°C	γ	ρ	$\mu \times 10^3$	$\nu \times 10^6$
	N/m ³	kg/m ³	N · s/m ²	m ² /s
0	9806	999.9	1.792	1.792
5	9807	1000	1.519	1.519
10	9804	999.7	1.308	1.308
15	9798	999.1	1.14	1.141
20	9789	998.2	1.005	1.007
25	9778	997.1	0.894	0.897
30	9764	995.7	0.801	0.804
35	9749	994.1	0.723	0.727
40	9730	992.2	0.656	0.661
45	9711	990.2	0.599	0.605
50	9690	988.1	0.549	0.556
55	9666	985.7	0.506	0.513
60	9642	983.2	0.469	0.477
65	9616	980.6	0.436	0.444
70	9589	977.8	0.406	0.415
75	9560	974.9	0.38	0.39
80	9530	971.8	0.357	0.367
85	9499	968.6	0.336	0.347
90	9466	965.3	0.317	0.328
100	9399	958.4	0.284	0.296

Tabla 5.3 Propiedades físicas del agua en unidades inglesas(Soto & Guaycochea, 2007 2)

Temp.	Peso específico	Densidad	Viscosidad	Viscosidad cinemática
°F	γ	ρ	μ	μ
	lb/ft ³	slugs ³	lb·s/ft ²	ft ² /s
32	62.42	1.94	3.746	1.931
40	62.42	1.94	3229	1.664
50	62.42	1.94	2.735	1.41
60	62.35	1.938	2.359	1.217
70	62.29	1.936	2.05	1.059
80	62.22	1.934	1.799	0.93
90	62.13	1.931	1.595	0.826
100	62	1.927	1.424	0.739
110	61.87	1.923	1.284	0.667
120	61.71	1.918	1.168	0.609
130	61.55	1.913	1.069	0.558
140	61.39	1.908	0.981	0.514
150	61.19	1.902	0.905	0.0476
160	61	1.896	0.838	0.442
170	60.81	1.89	0.78	0.413
180	60.58	1.883	0.726	0.385
190	60.36	1.876	0.678	0.362
200	60.1	1.868	0.637	0.341
212	59.84	1.86	0.593	0.319

La viscosidad absoluta o dinámica, μ (mu), es la capacidad que posee un fluido de resistir a la deformación provocada por un esfuerzo cortante (Soto & Guaycochea, 2007 2). Diferentes líquidos se deforman a ritmos diferentes, en parte, debido a su resistencia interna. Por tanto, la viscosidad cuantifica esta resistencia (cohesión) entre las partículas. Para un fluido newtoniano, como el agua, la viscosidad mide la relación entre el esfuerzo cortante, τ_s (tau), y la velocidad de deformación del fluido, dV/dy

$$\tau_s = \mu \frac{dV}{dy} = \left[\frac{F}{L^2} \right] \quad \text{Ec. 8}$$

τ_s tiene dimensiones de fuerza por unidad de superficie.

Para interpretar esta relación, supóngase que se aplica un esfuerzo cortante para deslizar ligeramente una placa (posiblemente un trozo de madera) a una velocidad V_{placa} , por una superficie de agua (haciendo caso omiso de cualquier perturbación, como las ondas en la superficie misma). La Ilustración 5.1 muestra una progresión del tiempo. Las partículas de agua directamente junto a la placa comenzará a moverse con la velocidad de la placa, a

medida que el movimiento continúa, las moléculas en movimiento transmiten un poco de energía cinética y un momento (mV) a las partículas inferiores. Este proceso continuará hasta que el efecto llegue al fondo del agua (tiempo de equilibrio). Suponiendo que el límite inferior es fijo, la velocidad en la parte inferior es cero (Condición de no-deslizamiento).

Para un fluido newtoniano, la velocidad de equilibrio V varía linealmente con la profundidad y la viscosidad sólo depende de la condiciones del líquido, en especial su temperatura. Si la fuerza aplicada es conocida y la velocidad medida es, el esfuerzo cortante es la fuerza dividida por el área de la placa y la viscosidad absoluta se puede calcular de la ecuación Ec. 8.

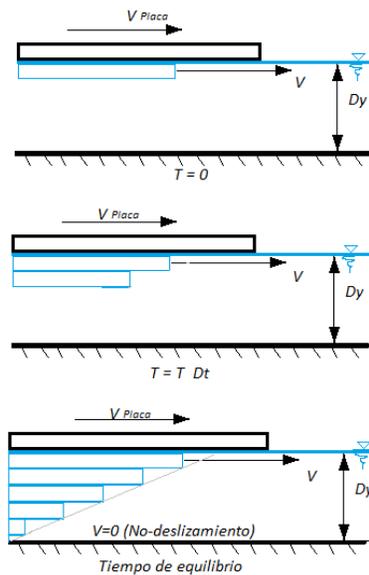


Ilustración 5.1 Variación de la velocidad con la profundidad en el tiempo en un fluido en movimiento. La pendiente de los perfiles de velocidad se relaciona con la viscosidad del fluido.

Se debe definir una nueva propiedad del fluido, ésta recibe el nombre de viscosidad cinemática, ν (nu), que en realidad se deriva de otras propiedades ya presentadas y es igual a la viscosidad dinámica entre la densidad (Soto & Guaycochea, Fundamentos de Hidráulica, 2007 2).

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = \left[\frac{L^2}{T} \right] \quad \text{Ec. 9}$$

Lo que justifica su introducción es que aparece con frecuencia en distintas ecuaciones de la mecánica de los fluidos. Su unidad de medida en el SI es m^2/s .

5.2 Leyes de Conservación

Las relaciones fundamentales para el flujo de fluidos y transporte de contaminantes son las leyes de conservación de la masa, conservación de la masa de un componente y la conservación de energía. La conservación de una propiedad en general en un fluido puede ser descrita con el teorema del transporte de Reynolds (Boulos, P., et al, 2004). En esta sección, se describe una derivación simplificada que conduce a las tres ecuaciones mencionadas.

5.2.1 Conservación de la Masa

Considere un tanque con un fluido en general, con una única entrada y una única salida (Ilustración 5.2) para el análisis el tanque es el volumen de control. La Ilustración 5.2 muestra el tanque en el tiempo t y el tiempo $t + \Delta t$. En el tiempo t , una masa de líquido se encuentra dentro del volumen de control, durante los próximos Δt , una cantidad de líquido entra al tanque y otra sale de él. El nivel del líquido en el tanque puede cambiar, en este caso, aumenta.

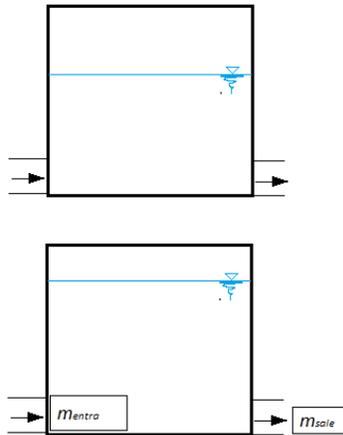


Ilustración 5.2 El llenado del tanque t (figura superior) y $t+\Delta t$ (figura inferior). A lo largo del tiempo, la masa (m_{entra}) entra en el volumen de control y la masa (m_{sale}). Durante este periodo, el nivel del tanque cambia.

Matemáticamente, el balance de masa en el tanque es:

$$m_e - m_s = M_{VC,t+\Delta t} - M_{VC,t} \quad \text{Ec. 10}$$

donde m_e y m_s , son la masa de líquido que entra y sale del tanque, respectivamente, y $M_{VC,t+\Delta t}$ y $M_{VC,t}$ son la masa en el tanque en el instante $t+\Delta t$ y t , respectivamente. La ecuación Ec. 10 se puede escribir en términos de tasas de flujo de masa y la tasa de cambio de la masa en un instante de tiempo.

$$\dot{m}_e - \dot{m}_s = \frac{dM_{VC}}{dt} \quad \text{Ec. 11}$$

donde m_e y m_s son las tasas de masa que entran y salen del depósito, respectivamente, y el término derivativo es la tasa de variación de la masa en el volumen de control.

En el análisis hidráulico, el agua se considera incompresible y es preferible analizar los volúmenes de líquido en lugar de la masa. Las tasas de flujo de masa se pueden escribir en términos del flujo o descarga de volumen, Q .

$$\dot{m} = \rho Q = \rho AV = \left[\frac{M}{L^3} \right] \left[\frac{L^3}{T} \right] = \left[\frac{M}{L^3} \right] [L^2] \left[\frac{L}{T} \right] = \left[\frac{M}{T} \right]$$

La descarga volumétrica, Q , es igual al área de la abertura por la velocidad media y la masa en el volumen de control es igual a la densidad del volumen de líquido o ρV . Sustituyendo estos términos en la ecuación Ec. 11 y dividiendo por la densidad ρ .

$$A_e V_e - A_s V_s = \frac{dV}{dt} = \frac{L^3}{T} \quad \text{Ec. 12}$$

Si existen más de una entrada y una salida dentro del volumen de control, estos términos se añaden a la ecuación Ec. 12. Para las condiciones que son constantes en el tiempo, conocidas como las condiciones de equilibrio, el volumen de agua en el volumen de control no cambia en el tiempo por lo que el lado derecho de la ecuación es cero. La conservación de la masa en estado permanente para un fluido incompresible con múltiples flujos resulta:

$$\sum_{n_e} A_e V_e - \sum_{n_s} A_s V_s = \frac{dV}{dt} = 0 \quad \text{Ec. 13}$$

Dentro de un sistema de distribución, la conservación de la masa se aplica en los nodos y los tanques. Un nodo de unión es una conexión de uno o más tubos. En un sistema de distribución, las demandas se agrupan en los cruces. Dado que las tuberías están siempre en flujo a presión (llenas), el almacenamiento en un nodo es siempre cero. Así, que para la conservación de la masa en un nodo se asumen las condiciones de equilibrio, es decir.

$$\sum_{n_e} Q_e - \sum_{n_s} Q_s - q = 0 \quad \text{Ec. 14}$$

donde Q_e y Q_s son los flujos en las tuberías de entrada o salida del nodo, respectivamente y q es una demanda constante externa definida por el usuario.

5.2.2 Conservación de una Propiedad de General

La ecuación Ec. 11 se puede generalizar a partir de la conservación de la masa a la conservación de una propiedad general, \dot{B} , como:

$$\dot{B}_e - \dot{B}_s = \frac{dB_{Sis}}{dt} = \frac{dB_{CV}}{dt} \quad \text{Ec. 15}$$

Donde \dot{B} es la cantidad de la propiedad en general, el \dot{B}_e y \dot{B}_s son las cantidades de la propiedad que entran y salen del volumen de control, respectivamente, y $\frac{dB_{Sis}}{dt}$ es la tasa de

cambio de \dot{B} en el volumen de control. Estos términos son directamente análogos a los de la ecuación Ec. 11, matemáticamente \dot{B}_e es:

$$\dot{B}_e = \beta \rho AV \quad \text{Ec. 16}$$

donde β es la cantidad de la propiedad por unidad de masa del fluido [B/M].

El cuarto término, $\frac{dB_{CV}}{dt}$, representa la adición de la propiedad para el volumen de control por otros. Dado que, por conservación de masa, la masa no se crea ni se destruye, este término es cero y no se incluye en la ecuación Ec. 11. Sin embargo para otras propiedades, este puede no ser el caso. Por ejemplo, considere la masa de un componente en descomposición, como el cloro en un tanque cerrado sin entradas y salidas. La cantidad del componente en el volumen de control se reduce con el tiempo por las reacciones químicas o la actividad biológica. Matemáticamente, la tasa de esta reducción se explica en este nuevo período, ya que se produce sin necesidad de añadir o retirar la masa del fluido. Al realizar un balance de energía en un contenedor cerrado de agua, se puede representar el aumento de la energía por la calefacción a través de una llama de una estufa, la propiedad de la energía se incrementa, pero no la masa de líquido.

5.2.3 Conservación de la Energía

La conservación de la energía y la conservación de la masa definen el flujo y la distribución de presiones en una red de distribución. El principio de conservación de la energía es que la energía no se crea ni se destruye. Sin embargo, como se señala en la sección anterior, mediante la realización de trabajo o la adición a la energía en un volumen de control se puede perder o aumentar energía sin aumentar o disminuir volumen del fluido.

La energía total contempla tres componentes, la energía interna, la energía potencial y energía cinética.

$$E = U + mgz + \frac{mV^2}{2} \quad \text{Ec. 17}$$

donde U es la energía el interior en el líquido, que es una función de la temperatura del fluido, m es la masa de líquido, g es la aceleración de la gravedad, z es la elevación, mgz es el potencial de la energía de la masa de fluido, V es la velocidad media del flujo y $\frac{1}{2} mV^2$ es la energía cinética de la masa del fluido. Se utiliza la velocidad media, en la energía cinética, debido a que se supone que es representativa de la velocidad en la sección. Esta suposición es válida para las condiciones de flujo turbulento, pero no para las condiciones de flujo laminar. En este caso, se debe aplicar un factor de corrección de energía cinética. Para los sistemas de distribución de agua, comúnmente, esta corrección no es necesaria. La energía por unidad de masa de fluido resulta:

$$\beta = u + gz + \frac{V^2}{2} \quad \text{Ec. 18}$$

donde u es la energía interna por unidad de masa de líquido. Para un sistema en condición de equilibrio, la cantidad de energía en el volumen de control es constante y $\frac{dE_{VC}}{dt}$ es igual a cero. Sustituyendo el β de la energía (Ec. 18) en la ecuación Ec. 15 para E, la conservación de la energía para un sistema en equilibrio es:

$$\dot{E}_e - \dot{B}E_s + \frac{dE_{Sis}}{dt} = \left[\left(u + gz + \frac{V^2}{2} \right) \rho AV \right]_e - \left[\left(u + gz + \frac{V^2}{2} \right) \rho AV \right]_s - \frac{dW}{dt} + \frac{dQ_H}{dt} = 0 \quad \text{Ec. 19}$$

La energía se transfiere al flujo en cualquier punto donde el fluido realice un trabajo sobre su entorno, o mediante la adición de calor. Por tanto, $\frac{dE_{Sis}}{dt}$ es igual a la suma del trabajo realizado por el fluido sobre su entorno, $\frac{dW}{dt}$, y el índice de calor añadido, $\frac{dQ_H}{dt}$. Dado que el término trabajo se define como el trabajo realizado por el líquido, tiene un signo negativo ya que reduce la energía en el fluido. Por el contrario, el calor se supone agregado y su término tiene un signo positivo.

El trabajo se realiza por o en el líquido de dos maneras. En sistemas de tuberías, la presión sobre el líquido crea una fuerza por la cual el fluido se mueve. La fuerza de presión (pA) multiplicado por la distancia que el fluido se mueve por unidad de tiempo (V) es el tipo de trabajo realizado sobre el fluido (pAV). Este término se agrega a la entrada y salida. Después de multiplicar y dividir por ρ . Los dispositivos externos, tales como bombas o turbinas, también pueden realizar trabajo para agregar o quitar energía. En los sistemas de distribución de agua, sólo se considerarán las bombas $\frac{dW_p}{dt}$, con estas sustituciones, la ecuación Ec. 19 se convierte en:

$$\left[\left(\frac{p}{\rho} + u + gz + \frac{V^2}{2} \right) \rho AV \right]_e - \left[\left(\frac{p}{\rho} + u + gz + \frac{V^2}{2} \right) \rho AV \right]_s - \frac{dW}{dt} + \frac{dQ_H}{dt} = 0 \quad \text{Ec. 20}$$

Un uso más común de la ecuación de energía se obtiene dividiendo todos los términos de la ecuación Ec. 20 por ρgAV y con una reorganización resulta.

$$\frac{P_e}{\gamma} + z_e + \frac{V_e^2}{2g} + \frac{1}{\rho gAV} \frac{dW_p}{dt} = \frac{P_s}{\gamma} + z_s + \frac{V_s^2}{2g} + \frac{1}{\rho gAV} \frac{dQ_H}{dt} + \frac{u_s}{g} - \frac{u_e}{g} \quad \text{Ec. 21}$$

Tómese en cuenta que todos los términos tienen dimensiones de longitud y se describen como cargas. El término de trabajo de la bomba se define como carga de la bomba, h_p .

Los tres últimos términos en el lado derecho son el calor perdido y la energía interior en el fluido. En los sistemas de tuberías, la temperatura del agua (y su energía interna) se supone constante ($u_s = u_e$) y los dispositivos que añaden o eliminar el calor no son considerados. Sin embargo, se genera calor dentro del agua mientras se mueve a través de una tubería debido a la fricción con la pared fija del tubo, del mismo modo, las turbulencias causadas por las válvulas y otros accesorios de menor importancia se convierten en calor. Al asumir una temperatura constante del agua, este calor se pierde en el entorno (es decir, la pared del tubo y el suelo que rodea el tubo, por ejemplo). Así, los tres últimos términos del

lado derecho se agrupan como una pérdida de carga, h_L , que consiste en las pérdidas por fricción, h_f , y/o pérdidas menores, h_M . Con estos nuevos términos, la ecuación de energía para los sistemas en equilibrio se escribe como:

$$\frac{P_e}{\gamma} + z_e + \frac{V_e^2}{2g} + h_p = \frac{P_s}{\gamma} + z_s + \frac{V_s^2}{2g} + h_L = [L] \quad \text{Ec. 22}$$

La Tabla 5.4 enumera las descripciones para cada término en la ecuación Ec. 22.

Tabla 5.4 Términos de la ecuación Ec. 22

Término	Descripción
$\frac{P}{\gamma}$	Carga de presión
z	Carga de posición
$\frac{V^2}{2g}$	Carga de Velocidad
$\frac{P}{\gamma} + z$	Carga estática o piezométrica
$\frac{P}{\gamma} + z + \frac{V^2}{2g}$	Carga Total
h_p	Carga de la Bomba
$h_L = h_f + h_M$	Pérdidas de carga
h_f	Pérdidas por fricción

En los sistemas de distribución de agua, la carga del sistema o simplemente, la carga, se refiere a la carga piezométrica en vez de la carga total. La presión del sistema de distribución requerido es del orden de 30-40 psi (200-275 kPa). Esta presión es equivalente a una carga de presión de 69.3 a 92.3 pies (20.4 a 28.0 m). Utilizando el peso específico, γ , de la Tabla 5.1, la carga de presión se calcula en $30 \text{ (lb/in}^2\text{)} * 144 \text{ (in}^2\text{/m}^2\text{)} / 62.4 \text{ (lb/ft}^3\text{)} = 69.3 \text{ pies o } 200.000 \text{ (Pa} = \text{N/m}^2\text{)} / 9810 \text{ N/m}^3 = 20.4 \text{ m}$. Las velocidades en tuberías de agua se encuentran, por lo general, en el rango de 3ft/s (1m/s). La carga de velocidad para estas velocidades es $V^2/2g = 3^2/2(32.2) = 0.14 \text{ ft (0.05 m)}$. Por lo tanto, la carga de velocidad es de dos órdenes de magnitud menor que la carga de presión y no se toma en cuenta cuando se calcula la carga del sistema.

5.2.4 Conservación de Masa Constituyente

La modelación de la calidad del agua predice cómo una sustancia contenida dentro del agua varía en el espacio y el tiempo dentro del sistema de tuberías y tanques. El principio básico de modelado es la conservación de masa constituyente. La concentración de algunos componentes por unidad de masa de agua, β , es c_m . Utilizando la propiedad general de equilibrio (Ec. 15), la conservación de la masa de un componente resulta:

$$\dot{m}_{c,e} - m_{c,s} = \frac{dm_{c,Sis}}{dt} = \frac{dm_{c,CV}}{dt} \quad \text{Ec. 23}$$

En la práctica, la masa constituyente por unidad de volumen de agua, $C = c_m \rho$, se utiliza más a menudo y sustituye a c_m . El flujo del componente es entonces:

$$\dot{m}_c = \beta \rho AV = c_m \rho AV = CAV \quad \text{Ec. 24}$$

Sustituyendo la ecuación Ec. 24 en la ecuación Ec. 23 y asumiendo entradas y salidas múltiples.

$$\sum_{n_e} C_e Q_e - \sum_{n_s} C_s Q_s - C_s q + \frac{dm_c}{dt} = \frac{d}{dt} \int_{CV} C dV \quad \text{Ec. 25}$$

que asume que existe una demanda externa q .

Si se supone que la concentración del elemento se distribuye uniformemente en el volumen de control, la ecuación Ec. 25 se puede simplificar a:

$$\sum_{n_e} C_e Q_e - \sum_{n_s} C_s Q_s - C_s q + \frac{dm_c}{dt} = \frac{d(\forall C)}{dt} \quad \text{Ec. 26}$$

Donde \forall es el volumen de agua dentro del volumen de control. Los primeros tres términos de la izquierda y el del lado derecho tienen la misma interpretación que la ecuación de conservación de la masa. El término, $\frac{dm_c}{dt}$ es un término de reacción que da cuenta de las transformaciones del componente. Las reacciones son generalmente modeladas por una ecuación de la forma $k m_c^{n_c}$, donde n_c es el orden de la reacción, normalmente está entre 0, 1 o 2, y k es la constante de reacción. Para las sustancias en descomposición, como el cloro, el signo de k es negativo debido a que se reduce la cantidad de cloro en el control de volumen (tubo o tanque) sin ninguna pérdida de agua. Por el contrario, los trihalometanos (THM) se pueden formar como resultado de esta reacción aumentar su masa (o concentración) sin aumentar el agua. El valor de la constante k para una sustancia no reactiva, como el flúor y otros indicadores, será de cero.

La masa de un elemento, en una red de distribución de agua, se modela mediante la ecuación Ec. 26 en nodos, tanques y tuberías. Estas aplicaciones y transformaciones son discutidas en detalle en el capítulo siguiente.

5.3 Relaciones Flujo-Energía

Para entender cómo se relacionan el flujo y la energía (presión) en un sistema completo, debemos empezar por revisar las relaciones de los componentes individualmente. Una red primaria se compone de tuberías, bombas y válvulas. En esta sección se describe la relación pérdida/aumento de carga de los componentes. Los tanques serán discutidos por separado durante la sección de simulaciones de periodos extendidos. Una comprensión clara de los componentes de red y las relaciones de energía para dichos componentes permitirá sentar las bases para la correcta construcción de un modelo de red y la interpretación de sus resultados.

5.3.1 Tuberías

5.3.1.1 Régimen de flujo

Las pérdidas de energía en las tuberías, son el resultado de los efectos de fricción entre el agua en movimiento y la pared del tubo fijo. La velocidad del agua en la pared del tubo es igual a cero, (condición de no-deslizamiento). Un gradiente de velocidad y un esfuerzo cortante se aplican a poca distancia de la pared del tubo. El impacto de esta interacción puede o no puede propagarse a través del agua que se mueve en función del gradiente de velocidad. El espesor de la capa límite y la altura de las imperfecciones en la superficie de la tubería, ocasionan fricción y por consiguiente turbulencia que genera calor en el agua y este se disipa en el entorno. Por tanto, el sistema pierde energía. El régimen de flujo describe la extensión de la capa límite y se puede utilizar como un indicador de la magnitud de las pérdidas de energía.

En el flujo laminar, la capa límite es menor que la altura de las imperfecciones de la tubería. Como resultado, el régimen de flujo laminar se caracteriza por una pequeña la mezcla líneas de esfuerzos paralelos y constantes en dirección y magnitud. El perfil de velocidad es relativamente constante en el tiempo (Ilustración 5.1) y el transporte de momento a través del líquido se produce a escala molecular. Las moléculas con mayor ímpetu, excitan a las moléculas con menor impulso y las acelera cada vez con menor impulso. El flujo laminar, como la miel en un plato avanza poco a poco, este movimiento lento es dominado por las fuerzas viscosas. El proceso de transporte de movimiento a escala molecular se conoce como difusión molecular.

En muchas aplicaciones, el régimen de flujo es turbulento. En los flujos clasificados como turbulentos, las velocidades de las partículas en un solo lugar varían continuamente en dirección y magnitud. Un ejemplo visual es humo que sale de una chimenea en el aire. El flujo turbulento se caracteriza por una mezcla causada por remolinos en el flujo. En el flujo laminar, las moléculas individuales actúan para la transferencia de energía cinética. En este caso, las zonas de movimiento del fluido a través de la masa del fluido, el impulso y otras propiedades del transporte son mucho más eficientes. Este proceso se conoce como la difusión turbulenta o convección. Como resultado, el perfil de velocidad media es más uniforme en el flujo turbulento, pero varía el perfil de la instantánea (Ilustración 5.3, Ilustración 5.4).

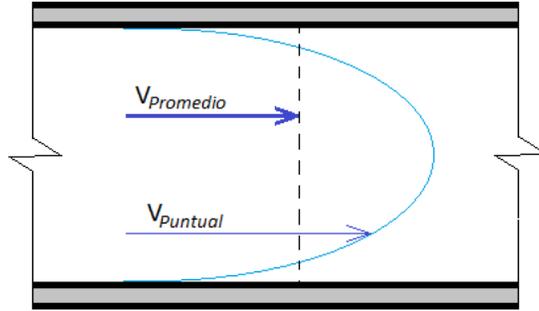


Ilustración 5.3 Velocidad instantánea y media de la distribución de flujo laminar en el que la distribución de la velocidad es constante.

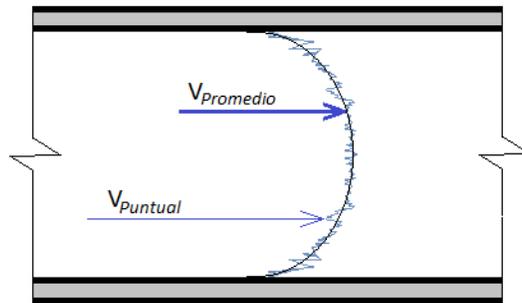


Ilustración 5.4 Velocidad instantánea y el perfil promedio en el flujo turbulento. El perfil de la velocidad varía continuamente.

A través de experimentos en tuberías, Reynolds (1883) encontró que el umbral, cuando el flujo cambia de régimen laminar a turbulento se puede estimar con la relación de la inercia (función de velocidad) y las fuerzas viscosas.

$$\mathcal{R} = \frac{VD}{\nu} \quad \text{Ec. 27}$$

donde ν es la viscosidad cinemática del fluido [L^2/T]. \mathcal{R} es adimensional y se conoce como el número de Reynolds. Se utiliza para describir los regímenes de flujo y las pérdidas de energía. En las tuberías, Reynolds y otros determinaron que el valor umbral de \mathcal{R} para mantener el flujo laminar fue alrededor de 2300.

5.3.1.2 Ecuación de pérdidas por fricción de Darcy-Weisbach

La ecuación de Darcy-Weisbach se desarrolló a partir de una base teórica para calcular las pérdidas por fricción. Utilizando un factor de fricción, f , la pérdida de energía (carga) puede ser calculada por:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad \text{Ec. 28}$$

donde h_f es la pérdida por fricción [L] y f incorpora información sobre el régimen de flujo y la rugosidad de la tubería. Como se muestra, la pérdida de energía por fricción aumenta

directamente con la longitud del tubo y es inversamente proporcional al diámetro de la tubería, D .

Para el flujo en régimen laminar el factor de fricción es:

$$f = \frac{64}{\mathcal{R}} = \frac{64\nu}{VD} \quad \text{Ec. 29}$$

Por tanto, como se señaló anteriormente, la pérdida de carga en el flujo laminar es independiente del tipo de tuberías y la rugosidad. Esta relación se mantiene para \mathcal{R} menores de 2300.

Para \mathcal{R} mayores de 2300, la relación es mucho más compleja debido al grado de turbulencia y la profundidad de la capa límite. Nikuradse (1933) por medio de experimentos midió las pérdidas de energía en tuberías para diferentes caudales, calculó los factores de fricción correspondientes, y relacionó en un gráfico el factor de fricción contra el número de Reynolds. Sus resultados dieron origen a la ecuación Ec. 29 para el flujo laminar. Para valores de \mathcal{R} grandes y velocidades altas, el factor de fricción es constante para una rugosidad determinada y el flujo es totalmente turbulento. En este caso, la rugosidad de tubería tiene un gran impacto en las condiciones de flujo y causa altos niveles de turbulencia que son proporcionales a la carga de velocidad.

La región entre los flujos laminar y completamente turbulento se conoce como flujo de transición. El factor de fricción en el flujo de transición es una función del Reynolds y la rugosidad. Los experimentos de Nikuradse mostraron un descenso en el factor de fricción en esta región que no es realista y puede ser atribuido a las condiciones de sus experimentos. Otros han llevado a cabo pruebas similares en las tuberías comerciales en las que la rugosidad no es uniforme y no se ha presentado esta caída. Sus resultados se pueden resumir en el diagrama de Moody para tuberías comerciales, Ilustración 5.5. Las regiones más notables en el diagrama de Moody son: la zona de turbulencia completa, la zona de régimen laminar, la zona de transición y la curva para tubería lisa.

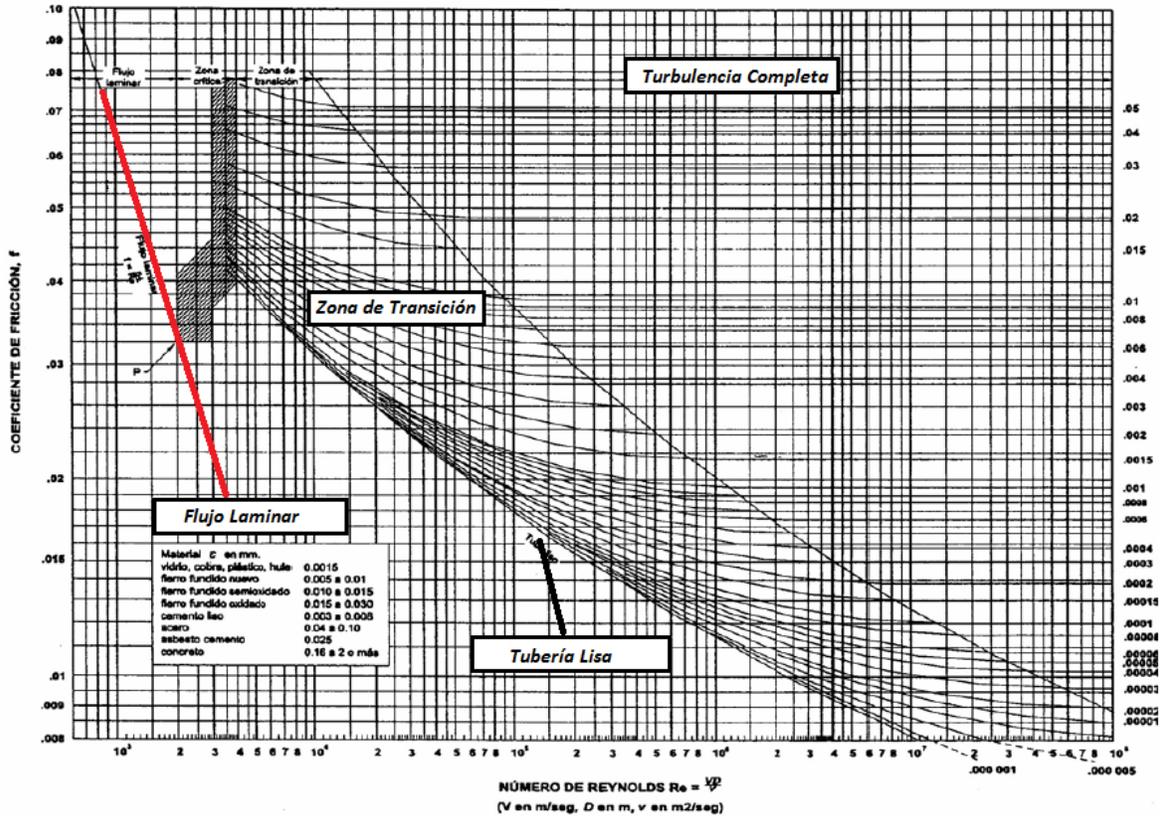


Ilustración 5.5 El diagrama de Moody. (Soto & Guaycochea, 2007 2)

La Tabla 5.5 enumera las ecuaciones para calcular el factor de fricción en la ecuación de Darcy-Weisbach (DW). El factor de fricción es una función del régimen de flujo (\mathcal{R}) y la rugosidad (e) de la tubería. Para tubería lisa (donde la rugosidad e es aproximadamente cero) la ecuación para régimen turbulento es válida. La ecuación de Colebrook-White tiene implícita la condición de tubería lisa, sin embargo ya que el factor de fricción f aparece en ambos lados de la ecuación, debe resolverse de forma iterativa (por ejemplo, a prueba y error o por un procedimiento iterativo como Newton-Raphson). Por esta razón, Swamee y Jain (1976) desarrollaron la ecuación explícita de la Tabla 5.5 que se utiliza ahora en varios modelos computacionales para el análisis de redes.

Para un gasto y un diámetro de tubería conocido, estas ecuaciones o el diagrama de Moody se puede utilizar para calcular la pérdida de carga por fricción. Primero, se deben calcular la rugosidad relativa (e/D) y el número de Reynolds (\mathcal{R}), y para este, se requiere la viscosidad cinemática ($\nu = \mu/\rho$) del fluido. La Tabla 5.2 enlista la viscosidad cinemática para el agua, la Tabla 5.6 presenta valores de e para distintos tipos de tubos. Con estos dos términos, Se puede conocer el factor de fricción para el régimen de flujo adecuado, basado en el número de Reynolds.

Tabla 5.5 Ecuaciones para calcula el factor de fricción para la ecuación de Darcy-Weisbach

Descripción	Ecuación	Rango de aplicabilidad
Flujo Laminar	$f = \frac{64}{\mathcal{R}} = \frac{64\nu}{VD}$	$\mathcal{R} < 2000$
Tubería Lisa	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log(\mathcal{R}\sqrt{f}) - 0.8$	$\mathcal{R} > 3000, e \sim 0$
Colebrook - White	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log\left(\frac{e}{3.7D} + \frac{2.51}{\mathcal{R}\sqrt{f}}\right)$	$\mathcal{R} > 3000$
Swamee - Jain	$f = \frac{0.25}{\left[\log\left(\frac{e}{3.7D} + \frac{5.74}{\mathcal{R}^{0.9}}\right)\right]^2}$	$4 \times 10^3 < R < 10^8$ $10^{-5} < e/D < 2 \times 10^{-2}$

Tabla 5.6 Rugosidad absoluta para algunos materiales(Soto & Guaycochea, 2007 2)

Material	e (mm)
Tubos lisos	
De vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, serpentines industriales, plástico, hule	0.0015
Tubos industriales de latón	0.025
Tubos de madera	0.2 a 1
Fierro forjado	0.05
Fierro fundido nuevo	0.25
Fierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12
Fierro fundido oxidado	1 a 1.5
Fierro fundido, con incrustaciones	1.5 a 3
Fierro fundido, centrifugado	0.05
Fierro fundido nuevo, con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.3
Fierro fundido usado, con bridas o juntas de macho y campana	2 a 3.5
Fierro fundido para agua potable con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm.	1 a 4
Fierro galvanizado	0.15
Acero rolado, nuevo	0.05
Acero laminado, nuevo	0.04 a 0.1
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05

Tubos de acero de calidad normal.	
Nuevo	0.05 a 0.10
Limpiado después de mucho uso	0.15 a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4
Con muchas incrustaciones	3
Con remaches transversales, en buen estado	0.1
Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta, o bien laqueado Interiormente	0.3 a 0.4
Acero soldado, con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla, sin incrustaciones	0.6 a 0.7
Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones, con circulación de agua turbia	1
Acero soldado, con doble hilera transversal de pernos, agua turbia, tuberías remachadas con doble costura longitudinal de remaches y transversal sencilla, interior asfaltado o laqueado	1.2 a 1.3
Acero soldado, con costura doble de remaches transversales, muy oxidado, acero remachado, de cuatro a seis filas longitudinales de remaches, con mucho tiempo de servicio	2
Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales	
a) Espesor de lámina < 5 mm	0.65
b) Espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95
c) Espesor de lámina > 12 mm, o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cubrejuntas	3
d) Espesor de lámina > 12 mm con cubrejuntas	5.5
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubrejuntas interiores	4
No metálicos	
Asbesto-cemento nuevo	0.025
Asbesto-cemento, con protección interior de asfalto	0.0015
Concreto centrifugado, nuevo	0.16
Concreto centrifugado, con protección bituminosa	0.0015 a 0.125
Concreto en galerías, colado con cimbra normal de madera	1 a 2
Concreto en galerías, colado con cimbra rugosa de madera	10
Concreto armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.01
Concreto de acabado liso	0.025
Conducto de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2 a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25
Galerías con acabado interior de cemento	1.5 a 1.6

Concreto con acabado normal	1 a 3
Concreto de acabado rugoso	10
Cemento liso	0.3 a 0.8
Cemento no pulido	1 a 2
Concreto presforzado Freyssinet	0.04
Concreto Presforzado bona y Socoman	0.25
Mampostería de piedra, bien juntada	1.2 a 2.5
Mampostería de piedra rugosa, sin juntear	8 a 15
Mampostería de piedra, mal acabada	15 a 30

5.3.1.3 Ecuación de Hazen-Williams

Aunque la ecuación de DW tiene una mejor base teórica para el flujo en tuberías, dos ecuaciones empíricas que se emplean a menudo para el cálculo de pérdidas por fricción en programas de cómputo son las ecuaciones de Hazen-Williams y Manning. Éstas ecuaciones son explícitas y de solución sencilla. La más utilizada en la práctica (posiblemente más que DW) es la de Hazen-Williams (HW) ecuación que sólo es apropiada para el agua en condiciones de flujo turbulento. La ecuación de Manning es más comúnmente utilizada para flujo a superficie libre (canales).

La ecuación de pérdida de carga de Hazen-Williams se puede escribir como:

$$h_f = K_u \left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \frac{L}{D^{4.87}} \quad \text{Ec. 30}$$

donde K_u es una constante unitaria (10.66 para SI, D - L - Q en m, m, m³/s, 4.73 para Sistema Inglés de unidades D - L - Q en pies, pies, pies cúbicos) y C_{HW} es el coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams. En la Tabla 5.7 se enlistan valores del coeficiente C_{HW} para diferentes tipos de materiales de tubería nueva.

Tabla 5.7 Coeficientes de rugosidad para tubería nueva

Material	Hazen-Williams C_{HW}	Manning n_m
Asbesto Cemento	140	0.01 1
Hierro fundido	130-140	0.012-0.015
Concreto	120-140	0.012-0.017
Cobre	135	0.011
Acero Galvanizado	120	0.015-0.017
Plomo	135	0.011
Plástico	140-150	0.011-0.015
Acero	140-150	0.015-0.017
Madera	120	0.011-0.013

5.3.1.4 Ecuación de Manning

La ecuación de Manning (1883) fue desarrollado para el cálculo de flujo en canales, pero puede ser utilizado para flujo turbulento en tuberías.

$$h_f = \frac{K_u^m (Q n_m)^2 L}{D^{16/3}} \quad \text{Ec. 31}$$

donde Q es el gasto (m^3/s), D es el diámetro de la tubería (m), K_u^m es un coeficiente unitario (4.66 para sistema Inglés y 10.29 para el SI), L es la longitud del tubo (m), n_m es el coeficiente de rugosidad de Manning (por lo general denota por n), algunos valores de este factor para tubería nueva se presentan en la Tabla 5.7. La ecuación de Manning se puede utilizar para determinar la pérdida de carga de en la tubería, para un gasto Q y un diámetro D conocidos, o manipuladas para encontrar la velocidad de flujo si se conocen D y h_f o si se requiere el diámetro de la tubería, se debe contar con Q y h_f .

5.3.2 Válvulas y Otros Accesorios Menores

En todas las restricciones, cambios de velocidad y cambios en la dirección del flujo, además de las pérdidas causadas por la fricción, se producen pérdidas de energía debidas a la turbulencia generada. Estas pérdidas se denominan pérdidas menores o locales, ya que se limitan a la ubicación de la válvula, curva u cualquier accesorio.

La importancia de la inclusión de las pérdidas menores depende del diseño del modelo de red y del grado de precisión deseado. En los sistemas de distribución de agua, las pérdidas menores son significativamente más pequeñas en comparación con las pérdidas por fricción de las tuberías y generalmente no son consideradas en la aplicación del modelo en una red.

Las pérdidas menores se calculan por:

$$h_M = \Delta H = M \frac{V^2}{2g} = \frac{8M}{\pi^2 g D^5} Q^2 \quad \text{Ec. 32}$$

donde h_M , es la pérdida de carga menor, M es un coeficiente de pérdidas menores que, normalmente, se determina empíricamente para cada accesorio y V es la velocidad del flujo en la tubería antes de que el flujo pase por el elemento. La Tabla 5.8 presenta valores de M para distintos accesorios.

Tabla 5.8 Coeficientes de pérdida de componentes comunes (Soto & Guaycochea, Curso taller de hidráulica aplicada al transporte de hidrocarburos líquidos por ducto, 2007)

Componente	Coefficiente de pérdida m
Válvula de Globo, completamente abierta	10
Válvula angular, completamente abierta	5
Válvula de retención, completamente abierta	2.5
Válvula de compuerta, completamente abierta	0.2
Válvula de compuerta, tres cuartas partes abierta	1.15
Válvula de compuerta, mitad abierta	5.6
Válvula de compuerta, un cuarto abierta	24
Válvula de mariposa, completamente abierta	0.3
Válvula de Diafragma, totalmente abierta	2.3
Válvula de diafragma, tres cuartos abierta	2.6
Válvula de diafragma, mitad abierta	4.3
Válvula de diafragma, un cuarto abierta	21
Válvula reductora de presión	10
Codo de radio corto	0.9
Codo de radio medio	0.8
Codo de radio largo	0.6
T estándar, 90 °	1.8
Codo de 45 °	0.4
Curva de retorno cerrada	2.2
T Estándar - flujo a través del centro	0.6
T Estándar - flujo a través de los laterales	1.8
Entrada con bordes Redondeada	0.04
Entrada con bordes biseladas	0.25
Entrada con bordes en escuadra	0.5
Entrada con proyección de tubo	1
Filtro y válvula de pie	2.5
Salida	1

5.3.3 Bombas

Una bomba transmite energía a una corriente líquida. Las bombas centrífugas son las más utilizadas en sistemas de distribución de agua. La relación de la energía que transmite al flujo, h_p , en función del gasto, Q , se representa por una curva cóncava hacia abajo, Curva de la bomba (observe la Ilustración 5.6). A medida que el flujo (eje x) aumenta, la carga suministrada (eje y) disminuye. Para poder integrar en un modelo matemático la curva de la bomba se debe ajustar una función. Frecuentemente se utiliza una función de potencia de la forma:

$$h_p = h_c - k_p Q_p^b \quad \text{Ec. 33}$$

donde h_c es la carga de corte de la bomba, asociada a la condición de flujo cero (intersección del eje y en la curva de la bomba), y K_p y b son coeficientes. Estos tres parámetros se pueden calcular teniendo tres puntos de la curva.

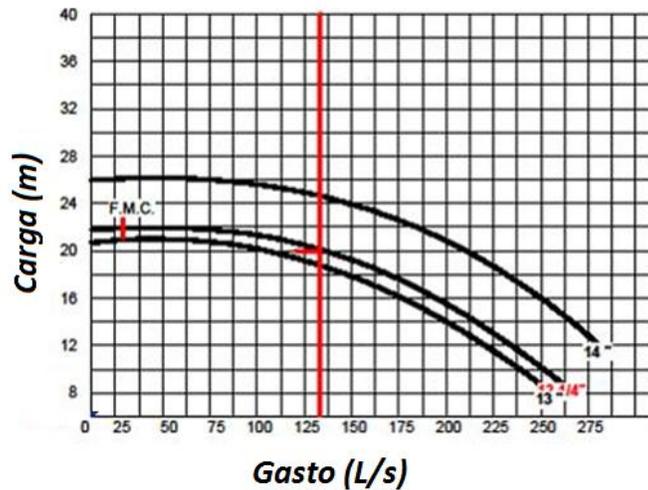


Ilustración 5.6 Típica forma curva de la bomba para un funcionamiento en diferentes diámetros de descarga

5.4 Red de distribución

El análisis hidráulico de un sistema de distribución de agua, puede ser estático o dinámico. Para un estado estacionario (estático) se puede suponer que las demandas externas y presiones en los nodos además de los flujos en las tuberías han llegado a un estado constante tal que no varían significativamente en el tiempo. Para un enfoque dinámico o variable en el tiempo, las formulaciones son desarrolladas para diferentes condiciones cambiantes, como un transitorio causado por el cierre de la válvula o el paro de una bomba. Estas condiciones cambian en cuestión de segundos o minutos y la mayoría de los modelos de calidad del agua no son aplicados en este estado.

La modelación de la calidad del agua en condiciones dinámicas es necesaria para representar las variaciones que ocurren en la red, por ejemplo. La variación de demanda en los nodos y los cambios de nivel en los tanques. Estos fenómenos se modelan con simulaciones de periodos extendidos (EPS). El EPS es un modelo dinámico con series de condiciones estables. Los niveles en los tanques son la única variable dinámica y se actualizan a través del tiempo mediante la aplicación de conservación de la masa.

5.4.1 Análisis Hidráulico en Estado Permanente

Para una condición de estado permanente, el flujo y la distribución de las presiones en una red de tuberías se describen por la conservación de la masa y la conservación de la energía en un nodo. Estas dos relaciones forman un conjunto de ecuaciones no lineales que pueden ser utilizadas para resolver el mismo número de incógnitas. Las incógnitas son la carga total en cada nodo y el caudal en cada tubería. El gasto y su correspondiente velocidad en la

tubería, son la información necesaria para completar una simulación de la calidad del agua. Una serie de fórmulas se pueden plantear para resolver las incógnitas. La formulación para una tubería se presenta en este documento. Boulos, P., et al (2004) presentan detalles de otras formulaciones y métodos de solución. Todas las formulaciones proporcionan el mismo resultado hidráulico.

La formulación para una tubería se propuso para la industria del gas por Amán y Brameller en 1972 y para redes de agua por Todini y Pilati en 1987 (Boulos, P., et al, 2004). Las cargas en el nodo n y el flujo en el tubo m se resuelven de manera simultánea con esta formulación. Las ecuaciones de tuberías son la de conservación de la masa escrita en términos del flujo en la tubería para cada uno de los nodos n y la ecuación de energía para cada tubería m . La ecuación de la energía se escribe en términos del flujo en cada tubería m la carga de los nodos. Así, el número de ecuaciones es n (nodos) + m (tubos) y es igual al número de incógnitas del sistema. Si las bombas y/o válvulas deben aparecer en la red, cada elemento se considera como un nodo y la pérdida o ganancia de carga será considerada de la misma forma que para un tubo.

El balance de masa para cada nodo se escribe como:

$$\sum_{Ent} Q_{Ent} - \sum_{Sal} Q_{Sal} = q \quad \text{Ec. 34}$$

La ecuación de pérdida/ganancia de carga, tiene la forma discutida en la sección anterior. Para el i -ésimo componente que conecta los nodos A y B toma la forma:

$$H_A - H_B = K_i Q_i^n \quad \text{Ec. 35}$$

La demanda nodal q , el coeficiente de componente K y el exponente n , son valores conocidos, basados en información de la red y de los usuarios.

5.4.2 Simulación con Períodos Extendidos

Dado que los contaminantes viajan con el movimiento del fluido, la distribución del flujo es necesaria para un análisis de la calidad del agua. A pesar de que un sistema puede alcanzar el estado de equilibrio relativamente rápido, para un determinado conjunto de las demandas en los nodos, rara vez se alcanzan condiciones estables de calidad del agua.

Dado que las condiciones de la demanda y los niveles en los tanques varían con el tiempo, una serie de simulaciones de estado estacionario se modelan para representar estos cambios temporales. Cada condición de estado estacionario es modelada por el método descrito en la sección anterior. Para tener en cuenta las variaciones en los tanques, la conservación de la masa (Ec. 12) se evalúa para cada nivel en el tanque en cada intervalo de tiempo. Este enfoque se conoce como simulación período extendido o EPS (*extended period simulation*).

6 Fundamentos de la Calidad del Agua

Este capítulo trata sobre las relaciones fundamentales para la calidad del agua. La base de todos los análisis de calidad del agua es la conservación masa constituyente, que se desarrolló en el capítulo 5. En este capítulo, se concentra en la mezcla en un nodo y al transporte en una tubería. Un aspecto crítico de balance de masa constituyente es la reacción de un elemento constituyente. Las relaciones de reacción, el decaimiento y la estimación de los coeficientes de crecimiento también se presentan en este capítulo.

6.1 Conservación de una Masa Constituyente

La conservación de la masa constituyente es:

$$\sum_{n_e} C_e Q_e - \sum_{n_s} C_s Q_s - C_s q + \frac{dm_c}{dt} = \frac{d}{dt} \int_{CV} C dV \quad \text{Ec. 36}$$

C es la concentración de volumen [M_C/L^3], V es el volumen de agua en el volumen de control y Q es el caudal.

El lado derecho de la ecuación es la tasa de cambio en la masa del componente dentro del volumen de control. El lado izquierdo es el transporte de masa constituyente dentro o fuera del volumen de control. Los dos primeros términos son el transporte de líquido, el tercer término, $\frac{dm_c}{dt} = [M_C/T]$, es un término que da cuenta de las transformaciones por decaimiento o crecimiento del componente en el volumen de control.

La concentración utilizada en esta ecuación es la masa del componente por unidad de volumen de agua o bien:

$$C = \frac{m}{V} = \left[\frac{M}{L^3} \right]$$

Las unidades de C , en el SI, se dan típicamente en g/m^3 o mg/L , donde L es litros. Los factores de conversión de g a mg y m^3 a L son los mismos de modo que el valor de concentración de las dos unidades es el mismo. $1 g/m^3$ es también equivalente a 1 ppm (parte por millón), las inyecciones de flúor y cloro son típicamente del orden de mg/L . La salinidad o el total de sólidos disueltos se pueden medir en el orden de gramos/litro (g/L). Las unidades de kg/m^3 y ppt (partes por mil) son idénticos en g/L . Las bacterias son comunes en el rango de microgramos/litro ($\mu g/L$). Las medidas equivalentes a $\mu g/L$ son mg/m^3 y ppb (partes por billón).

La masa del elemento añadido al agua por unidad de tiempo es la tasa de carga, $\dot{m}_c = m/t$. En un sistema de distribución, un método de adición es la inyección de una masa desinfectante. La tasa de carga se traducirá en un aumento de la concentración, ΔC , en el flujo volumétrico, Q :

$$\dot{m}_c = \frac{dm}{dt} = Q\Delta C = \left[\frac{M}{T} = \frac{L^3 M}{T L^3} \right]$$

6.2 Transporte y Mezcla en la Red de Tuberías

La distribución del flujo en una red de agua se define por medio de la conservación de la masa y la conservación de energía, suponiendo que ningún componente o sustancia agregado en el agua afecta algún término en estas relaciones. Por tanto, un análisis hidráulico para determinar la velocidad del flujo en las tuberías y las cargas en los nodos se puede completar sin tener en cuenta la calidad del agua. Sin embargo, dado que el transporte de la calidad de agua está directamente relacionado con las velocidades del flujo. Una sólida comprensión de los sistemas hidráulicos de la red y un modelo hidráulico bien calibrado son necesarios para llevar a cabo un análisis y evaluación de la calidad del agua. Todos los modelos de calidad del agua disponibles aplican un módulo para el transporte de un soluto a través del sistema tomando como punto de partida la distribución de flujo resultante de un análisis hidráulico.

El resultado de un análisis de la calidad del agua en una red de tuberías es la concentración de sustancias en todos los nodos. Un registro temporal o análisis en flujo no permanente es generalmente lo más adecuado. Sin embargo, las condiciones de flujo permanente son más fáciles de analizar, pero son menos realistas. En los análisis de flujo permanente y no permanente, dos procesos deben ser considerados para la modelación de calidad del agua de una red de tuberías, la mezcla en los nodos y el transporte en las tuberías. Ambos procesos son descritos por la conservación de una masa constituyente (Ec. 25).

Para el cálculo de la mezcla de agua con concentraciones de sustancias diferentes se considera que en el nodo no existe almacenamiento y se asume que el agua pasa de manera instantánea. Si se añade al sistema una sustancia adicional, se asume que se ocurre en un nodo y varios tipos de inyectores pueden proveer alguna sustancia.

Para el análisis de calidad del agua, el transporte de agua a través de una tubería presenta una dependencia del tiempo. El tiempo de viaje en una tubería proporciona el tiempo de traslado entre los nodos que unen el tramo. Además durante el traslado por las tuberías, la concentración de una sustancia puede cambiar debido a las reacciones, el decaimiento o aumento. El resto de esta sección se describe los procesos de mezcla y transporte y su formulación matemática.

6.2.1 Mezcla en los nodos

6.2.1.1 Nodos simples

En los nodos dentro de una red de tuberías, los cambios en la calidad de agua son debido a la dilución y la inyección. La conservación de la masa se aplica en los nodos para determinar el efecto de la combinación de flujos con diferentes concentraciones de soluto. Se asume que en el nodo ocurre una mezcla completa e instantánea y como resultado, las

concentraciones son uniformes en toda la sección transversal de la tubería aguas abajo. Dado que un nodo no puede almacenar agua, la masa del componente en el nodo es constante y el lado izquierdo de la ecuación Ec. 25 es igual a cero. Por otra parte, considerando que las longitudes de tubería en el cruce son muy pequeñas, no se considera decaimiento o aumento de la concentración en el nodo. Para un nodo simple, ningún componente se suministra, por lo que $\frac{dm_c}{dt}$ es igual a cero. En estas condiciones, la ecuación Ec. 25 se convierte en:

$$\frac{d(cV)}{dt} = \sum_{n_e} C_e Q_e - \sum_{n_s} C_s Q_s + \frac{dm_c}{dt} \Rightarrow \sum_{n_e} C_e Q_e - \sum_{n_s} C_s Q_s = 0 \quad \text{Ec. 37}$$

Considere un cruce con tres tuberías que ingresan flujo, dos más que lo extraen y una toma adicional en el nodo (Ilustración 6.1).

Para la aplicación de la conservación de masa constituyente sin almacenamiento, podemos escribir la ecuación Ec. 37 como:

$$C_1 Q_1 + C_2 Q_2 + C_3 Q_3 - C_4 Q_4 - C_5 Q_5 - C_{Salida} q^{Salida} = 0$$

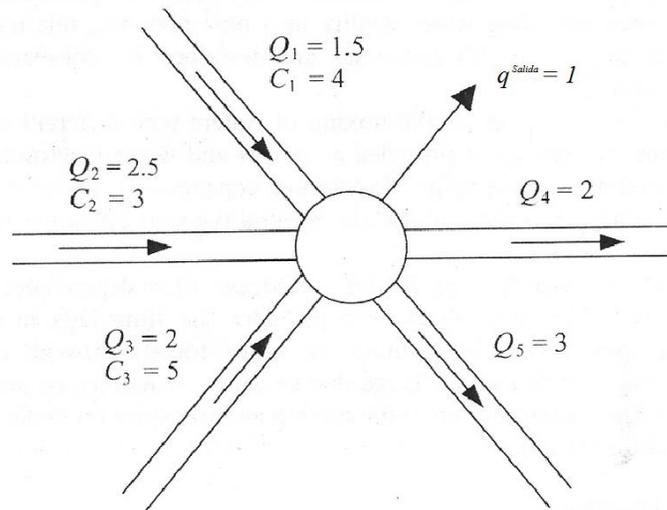


Ilustración 6.1 Nodo de conexión con tres entradas y tres extracciones

Los signos corresponden a las entradas y salidas del nodo. Para el análisis de la calidad del agua, estas direcciones de flujo y las velocidades en las tuberías se conoce de un análisis hidráulico realizado previamente. Las concentraciones de las sustancias a la entrada del nodo también se conocen.

Suponiendo que se produce una mezcla completa e instantánea en el nodo, la concentración de la extracción q^{salida} y la de las tuberías 4 y 5 y son la misma, C_{Sal} :

$$C_1 Q_1 + C_2 Q_2 + C_3 Q_3 - C_{Sal} Q_4 - C_{Sal} Q_5 - C_{Sal} q^{Salida} = 0$$

Dado que las concentraciones a la entrada son conocidas, esta ecuación se puede resolver para C_{Sal} :

$$C_{Sal} = \frac{C_1 Q_1 + C_2 Q_2 + C_3 Q_3}{Q_4 + Q_5 + q^{Salida}} = \frac{4(1.5) + 3(2.5) + 5(2)}{3 + 2 + 1} = 3.92$$

La ecuación Ec. 37 se puede escribir para un nodo en general como:

$$C_{Sal} = \frac{\sum_{I \in J_{en}} C_I Q_I + C_{en} q^{en}}{q^{sal} + \sum_{I \in J_{sal}} Q_I} \quad \text{Ec. 38}$$

Donde, el flujo entra en el nodo a través de tuberías J_{en} y un flujo suministrado externamente, q^{en} . Cada uno de estos flujos puede tener una concentración de un soluto diferente, C_I y C_{en} , respectivamente. El flujo de salida consiste en las extracciones en el nodo q^{sal} , y el flujo conjunto de las tuberías J_{sal} . Con la suposición de mezcla completa, todas las salidas tienen la misma concentración, La ecuación Ec. 38 muestra que la concentración de salida es un promedio ponderado de las concentraciones de flujo entrantes.

6.2.1.2 Nodos con inyección de solutos

En la mayoría de los modelos, un soluto puede ser introducido al sistema de cinco maneras. En primer lugar, para una simulación dinámica, la concentración inicial, C_0 , se debe definir para todos los nodos. En segundo lugar, se pueden agregar al sistema con el agua que entra en la red como contribución de las fuentes. Los tres últimos métodos son las inyecciones de un soluto en un nodo sin agua, como un trazador o una inyección de refuerzo de desinfección. Tres tipos de propulsores se utilizan comúnmente: masa, setpoint y de flujo regulado. Para estos casos, $\frac{dm_c}{dt}$ en la ecuación Ec. 25 son distintos de cero.

Un enfoque común es la inyección de cloro que se pueden utilizar dentro de una planta de tratamiento de agua o en puntos de refuerzo. El cloro se encuentra disponible en estado sólido, líquido o en forma de gas. Por razones de seguridad se utilizan a menudo lejos de la planta. En el inyector, el agua se extrae con una tubería del sistema de distribución. El agua fluye a través de la cámara de contacto. La dosis está en función del gasto y del tamaño de la cámara. Se pueden utilizar múltiples cámaras para flujos mayores. Dependiendo del diseño, el flujo puede ser enviado a un pequeño depósito antes de ser devuelto a la tubería. Un alimentador de gas o líquido trabaja bajo el mismo principio con el desinfectante, normalmente suministra directamente a la corriente con un dispositivo para asegurar una mezcla adecuada.

6.2.1.2.1 Concentración de una Fuente

En la mayoría de los modelos de calidad del agua, la concentración de todos los flujos externos que ingresan en un nodo puede ser especificada. El flujo es típicamente una demanda negativa en un nodo o un flujo que viene de un depósito o planta de tratamiento

de agua. La concentración de entrada, C_{en} en la ecuación Ec. 38, se describe como la concentración de la fuente.



Ilustración 6.2 Sistema de cloración por medio de gas

6.2.1.2.2 Inyección de Soluta a Través de un Propulsor

Este método consiste en inyectar, a presión, un soluto (\dot{m}_{ent}) en un nodo de la red. Esta opción es útil para un estudio con trazadores o en un modelo para revelar posibles efectos de intrusión no deseada debida a un caso de reflujos o una contaminación intencional. \dot{m}_{ent} Puede representar la masa de la inyección, el trazador o el contaminante en el sistema con respecto del tiempo. En la ecuación Ec. 25 el índice de la masa de inyección es:

$$\dot{m}_{ent} = \frac{dm_c}{dt} = C_{ent}^{entj} \sum_{I \in J_{ent}} Q_I \quad \text{Ec. 39}$$

donde C_{ent}^{entj} es la concentración efectiva resultante de inyección de la masa definida. Sustituyendo esta expresión en la ecuación Ec. 25 y resolviendo:

$$C_{Sal} = \frac{\sum_{I \in J_{en}} C_I Q_I + C_{en} q^{en} + \dot{m}_{ent}}{q^{sal} + \sum_{I \in J_{sal}} Q_I} = \frac{\sum_{I \in J_{en}} C_I Q_I + C_{en} q^{en} + C_{ent}^{entj} \sum_{I \in J_{ent}} Q_I}{q^{sal} + \sum_{I \in J_{sal}} Q_I} \quad \text{Ec. 40}$$

6.2.1.2.3 Setpoint y Flujo Regulado

En los dos últimos tipos de inyección se realizan a la salida de un nodo para aumentar la concentración en el flujo de salida (tuberías de salida y extracciones en el nodo), se basan en la definición de que la tasa de masa añadida es:

$$\frac{dm_c}{dt} = C_{sal}^{entj} \left(q^{sal} + \sum_{I \in J_{sal}} Q_I \right) \quad \text{Ec. 41}$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación Ec. 25 y suponiendo que no hay almacenamiento en el nodo:

$$\begin{aligned} & \sum_{n_e} C_e Q_e - \sum_{n_s} C_s Q_s + \frac{dm_c}{dt} = 0 \\ & = \sum_{n_e} C_e Q_e + C_e q^e - C_s \left(q^s + \sum_{I \in J_s} Q_I \right) + C_{sal}^{entJ} \left(q^{sal} + \sum_{I \in J_{sal}} Q_I \right) \end{aligned}$$

que pueden ser resuelto como se muestra:

$$C_{Sal} = \frac{\sum_{I \in J_{sal}} C_I Q_I + C_{ent} q^{ent}}{q^{sal} + \sum_{I \in J_{sal}} Q_I} + C_{sal}^{entJ} \quad \text{Ec. 42}$$

Un inyector de flujo regulado suministra una concentración fija definida C_{sal}^{entJ} en todas las salidas. Es un inyector de ajuste C_{sal} y además determina la concentración requerida para cumplir con la consigna. Utilizando una lógica diferente, ambos propulsores pueden ser simulados en un modelo calidad del agua con la ecuación Ec. 42. Si la concentración de ajuste es inferior a la concentración sin inyección, es decir, el primer término de la ecuación Ec. 42, la concentración no se reduce. Por el contrario, C_{sal}^{entJ} , tiende a cero y el C_{sal} , se establece con concentración disponible.

6.2.2 Transporte Advectivo en Tuberías

Transporte de una propiedad general de un fluido se puede producir por cinco mecanismos: la advección, la difusión molecular, difusión turbulenta, la dispersión y la radiación. La radiación se limita al transporte de energía por ondas electromagnéticas y no se considera aquí. En la mayoría de condiciones, el mecanismo dominante para el transporte en la red de tuberías es la advección. La difusión molecular y la difusión turbulenta comúnmente no se toman en cuenta en redes de distribución de agua ya que el flujo es generalmente turbulento con una velocidad relativamente alta. La mayoría de los modelos de calidad del agua representan sólo la advección. Incluso si se modela en condiciones de flujo laminar, la advección debe ser incluida. Así que empezamos con la advección y desarrollar las relaciones de transporte por advección. Otros mecanismos de transporte serán examinados luego.

La advección es el movimiento de una partícula con el agua en la dirección del flujo con la magnitud de la componente de la velocidad principal. Un ejemplo de advección es el movimiento de un diablo instrumentado en una tubería. Para quitar el material incrustado de una pared de la tubería, una práctica consiste en insertar un "diablo" en la línea. El diablo es un objeto con forma de bala que está cubierto con el material rugoso, a menudo de una malla de metal, y actúa como un estropajo (Ilustración 6.3). Se inserta en un hidrante, por ejemplo, y se mueve con la velocidad del agua a un punto de retiro aguas abajo (Ilustración 6.4). Este movimiento es el transporte advectivo. En la ecuación Ec. 25, la

advección es representada por los dos primeros términos en el lado izquierdo. Cada término está relacionado con la velocidad media del flujo a través del gasto Q .

En el transporte advectivo puro, la masa de algún soluto se inyecta en una tubería y se mueve de manera similar a la del diablo y el tubo actuará como un reactor de flujo pistón (PFR). El flujo pasa a través de un RFP en la secuencia que entra. En otras palabras, En la tubería, la primera masa que ingresa, es la primera en salir. Considere una tubería con un inyector de fluoruro. Al inicio el inyector está apagado, el flujo que se encuentra en la tubería es constante y sin fluoruro (Ilustración 6.5). En el tiempo t , el inyector es activado instantáneamente. En el momento $t + \Delta t$, el inyector se apaga. El fluoruro inyectado en el intervalo de tiempo Δt se mueve, hacia aguas abajo, en el seno del agua como un pulso (similar al diablo). Suponiendo que otros mecanismos de transporte son despreciables, la longitud del pulso, L_{seg} , se mantiene constante y el tiempo requerido para que la parte delantera del pulso llegue hasta el final de la tubería se puede calcular, dada la velocidad del flujo y la longitud de la tubería.

$$\tau = \frac{L}{V} \quad \text{Ec. 43}$$

donde L es la longitud del tubo y τ es el tiempo de viaje. Por ejemplo, si la longitud del tubo es de 1000 m y la velocidad es de 1.25 m/s el tiempo de viaje es de 800 segundos. El pulso se moverá con esta velocidad a través de la tubería. Tenga en cuenta que los tiempos de viaje a través de bombas, válvulas y otros accesorios son muy pequeños por lo que no se consideran como componentes de un análisis de la calidad del agua.



Ilustración 6.3 Diablos de poliéster, puede ser de espuma desnuda o cubierto con un material de poliuretano, puede tener un recubrimiento en espiral de poliuretano, cepillos de diversos materiales o de carburo de silicio para mejorar la capa de lavado de la pared (<http://www.indiamart.com/vp-engineers/pipeline-accessories.html>).

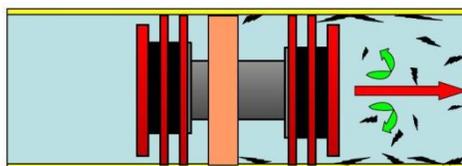


Ilustración 6.4 Movimiento de un diablo con la velocidad media del flujo a través de la tubería. (<http://www.pipingguide.net/2008/11/introduction-to-pipeline-pigging-2.html>).

Seguendo o el pulso de agua con flúor e identificando de su ubicación en el tiempo es un análisis del tipo Lagrangiano y es una aproximación al modelado de la calidad del agua en redes. El enfoque Euleriano es una alternativa y consiste en dividir el tubo en elementos discretos de volumen (es decir, volúmenes de control) y monitorear la concentración dentro de cada elemento como pulsos en movimiento a través del sistema. Esta serie de elementos constituyen un enfoque Euleriano y corresponde a una cascada de PFR. Ambos enfoques pueden ofrecer los mismos resultados y se analizan más adelante en este capítulo y en el capítulo 6.

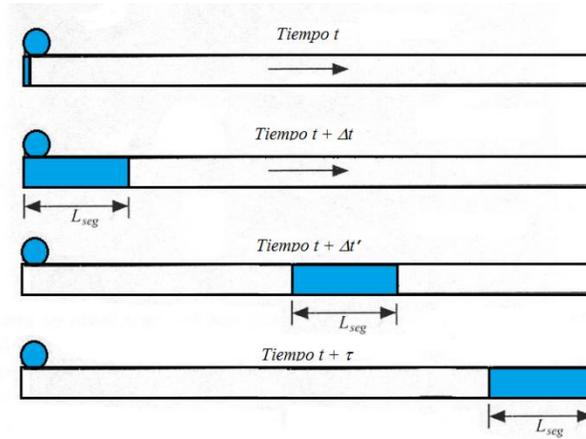


Ilustración 6.5 transporte por advección de un soluto inyectado al principio a la izquierda en el tiempo t . La duración del pulso de entrada es Δi . La masa se mueve con el líquido con la misma longitud a través de toda la tubería. La parte delantera del pulso alcanza el extremo inferior del tubo en el tiempo $t + \tau$, donde τ es el tiempo de viaje en la tubería.

6.2.2.1 La ecuación de advección

El primer componente que regula el balance de masa para el transporte en tuberías es el transporte advectivo. La Ec. 25 puede escribirse para un tubo lleno de agua (V es constante), sin ningún gasto externo o suministro, bajo condiciones de flujo permanente como:

$$\forall \frac{\partial C}{\partial t} = (CQ)_{ent} - (CQ)_{sal} + \frac{dm_c}{dt} \quad \text{Ec. 44}$$

Si escribimos la entrada y la salida en términos en forma diferencial para un segmento de tubería de longitud Δx y dividimos ambos lados por el volumen de la tubería:

$$\frac{(CQ)_{ent} - (CQ)_{sal}}{\forall} = \frac{Q(-\Delta C)}{\forall} = \left(\frac{A\Delta x}{\Delta t}\right) \left(\frac{-\Delta C}{A\Delta x}\right) = \frac{\Delta x}{\Delta t} \frac{-\Delta C}{\Delta x} = -V \frac{\partial C}{\partial x} \quad \text{Ec. 45}$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación Ec. 44 y definimos $\frac{1}{\forall} \frac{dm_c}{dt} = r(C)$, el resultado en forma diferencial de conservación de la masa de un elemento constituyente de la tubería es:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} = r(C) \quad \text{Ec. 46}$$

Esta ecuación representa el transporte advectivo en un reactor de flujo en pistón con reacción. Los términos representan cambios en la concentración con respecto del tiempo, el transporte longitudinal a lo largo de la tubería, y la reacción, respectivamente. Las unidades son concentración por tiempo (por ejemplo, en mg/L/t). La ecuación Ec. 46 se puede aplicar a un tubo entero o a un elemento discretizado de la tubería. Las relaciones de reacción y sus parámetros se describen más adelante en este capítulo.

6.2.2.2 Sistema de ecuaciones para el transporte por Advección

En resumen, los principales mecanismos que regulan la calidad del agua en un sistema de distribución de agua son el transporte advectivo en un tubo y la mezcla completa turbulenta en un nodo. La mezcla en un nodo sin inyección está representada por la ecuación Ec. 38:

$$C_{Sal} = \frac{\sum_{I \in J_{en}} C_I Q_I + C_{en} q^{en}}{q^{sal} + \sum_{I \in J_{sal}} Q_I} \quad \text{Ec. 38}$$

Una ecuación de esta forma se puede escribir para cada nodo. El transporte en tuberías se describe por la ecuación Ec. 46:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} = r(C) \quad \text{Ec. 46}$$

Una ecuación de esta forma se puede escribir para cada tubo. Ejemplo 9 muestra cómo el balance de nodos y la ecuación de advección se pueden combinar para determinar las concentraciones aguas abajo. El enfoque que se muestra es la base para el estado de equilibrio dinámico y análisis de la calidad del agua.

Dado que el flujo no se ve afectado por la calidad del agua, la hidráulica del sistema, incluyendo el flujo de los tanques puede ser determinado por un análisis hidráulico estándar antes de considerar la calidad del agua. Conocida la distribución de flujo, estas ecuaciones se pueden utilizar para determinar las concentraciones de un soluto en todo el la red de distribución para condiciones de flujo permanente. Los tanques son modelados con las relaciones contempladas en el capítulo siguiente.

La calidad del agua en una red de distribución puede variar con el tiempo (condiciones de flujo dinámico o inestable) o llegar a una condición de estabilidad en el tiempo (estado estacionario). Las condiciones de estado estacionario no son realistas para la mayoría de los sistemas debido a que las demandas en los nodos cambian en un tiempo menor que el necesario para conseguir unas condiciones de estabilidad. Sin embargo, una solución de estado estacionario puede proporcionar una evaluación inicial de las áreas problemáticas en un sistema, requiere menos información con respecto a las demandas, y se puede resolver más rápidamente que un modelo dinámico. El capítulo 5 presenta una formulación y solución para un modelo de estado estacionario de un componente general.

La simulación dinámica es más detallada y realiza un seguimiento de las condiciones cambiantes de la red en el tiempo. Toma en cuenta las variaciones en la demanda, el

funcionamiento de los equipos de bombeo y de los depósitos (llenado y vaciado) para las operaciones. Se necesita más información que en una simulación en estado permanente, pero la mayoría de la información está relacionada con la demanda. Un modelo de calidad para la simulación de tanques también es necesario (capítulo 7). Existen varios métodos (Euler y Lagrange) para la modelización de la calidad del agua en estado no permanente y se discuten en el capítulo 6. Estos métodos han sido correctamente aplicados a modelos de calidad del agua (para sustancias reactivas y no reactivas) en redes de distribución de agua simples, complejas y muy grandes.

6.2.3 Otros Mecanismos de Transporte

El mecanismo de transporte por advección es el que domina en la mayoría de las redes de distribución. Sin embargo, otros mecanismos de transporte pueden cobrar importancia en condiciones que no son totalmente de flujo turbulento. En flujo laminar, no se presenta un perfil uniforme de velocidades y no se presenta la mezcla o dispersión que tiene lugar en un flujo turbulento, la mezcla disminuye con el nivel de turbulencia. Además, se debe analizar la mezcla radial para comprender las reacciones entre los componentes de agua y la pared del tubo. Las investigaciones han progresado con el modelo radial y longitudinal de mezcla para representar y caracterizar los mecanismos de transporte que se describen en los párrafos siguientes.

En 1883, Reynolds reportó sobre los experimentos que condujeron al desarrollo de las primeras leyes que describen el flujo laminar y turbulento. Los experimentos también proporcionaron una imagen visual de transporte en una tubería. El aparato de Reynolds fue un tanque conectado a un tubo de vidrio que contenía una válvula (Ilustración 6.6). El depósito incluye un tubo delgado para inyectar un colorante en el tubo. Mediante la manipulación de la válvula, controló el flujo y los diferentes regímenes que fueron claramente visibles con el movimiento de la tinta. Para condiciones de flujo bajo, el tinte se transportó en una línea casi recta (Ilustración 6.6a). Cuando la válvula se abrió un poco más, la línea recta de tinta comenzó a dispersarse y medida que avanza a través de la tubería el tinte se fue revolviendo con el agua hasta teñir toda el agua en la tubería (Ilustración 6.6b). Si la válvula se abre más, provoca una mayor velocidad, el resultado es el flujo turbulento y el tinte se extendió rápidamente a través de la sección de tubería llena (Ilustración 6.6c).

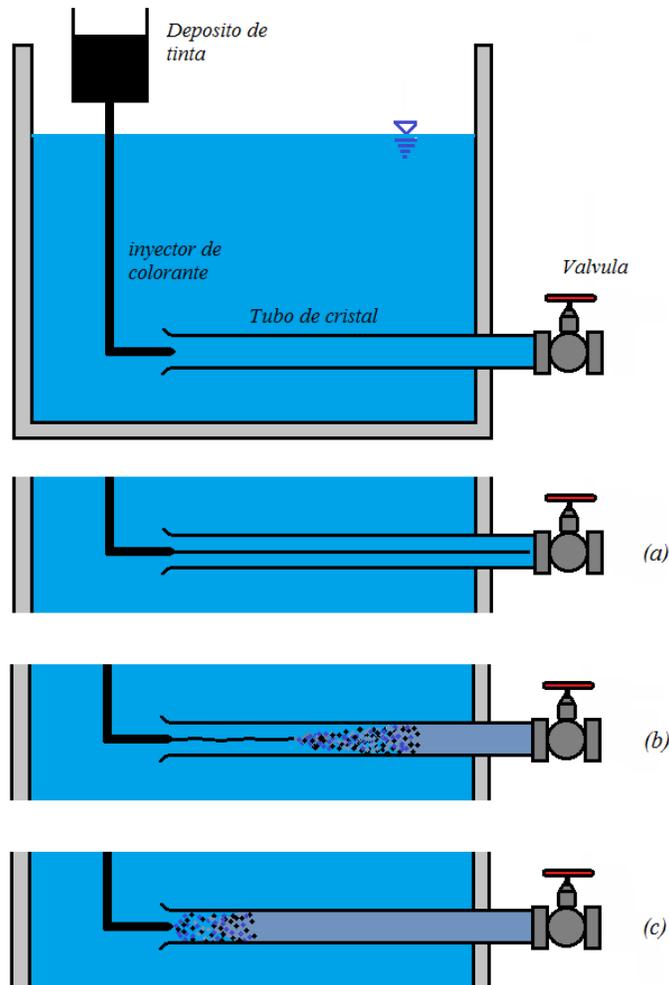


Ilustración 6.6 Experimentos de Reynolds de propagación de tinte para (a) laminar, (b) transición y (c) totalmente el flujo turbulento.

6.2.3.1 Difusión molecular

La difusión del colorante a través del tubo de Reynolds fue causado por el movimiento al azar de las moléculas y la dispersión de fluido. El mecanismo que provoca este movimiento al azar se describe como la difusión. La difusión molecular, también llamada la conducción, es el transporte de una masa, causado por el movimiento de las moléculas (Ilustración 6.7a), conocido como movimiento browniano. La difusión molecular puede ser muy pequeña. En la Ilustración 6.6a, no se presenta difusión en el tubo corto.

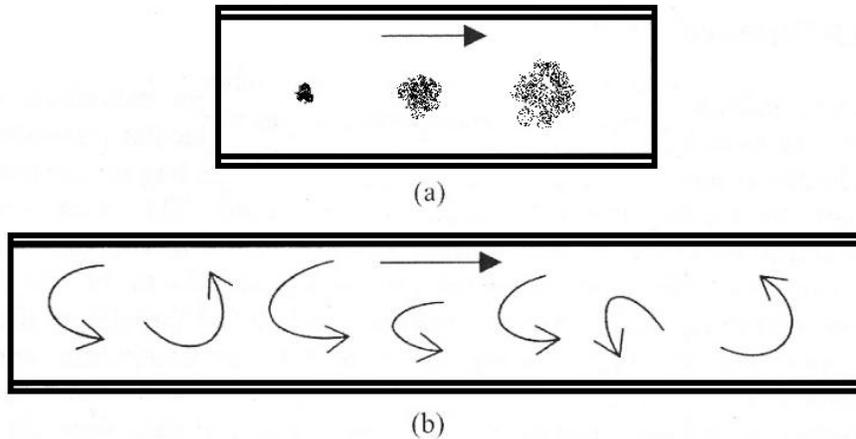


Ilustración 6.7 Difusión molecular dentro de un tubo (a), como lo demuestra una gota de colorante en tres momentos diferentes. La gota se expande a medida que viaja con el flujo (advección). (b) El flujo en tuberías en un instante en el tiempo con remolinos resultantes de la difusión turbulenta.

Un ejemplo de la difusión molecular se presenta con una taza de agua caliente. Una bolsa de té se coloca lentamente dentro de la taza y causa muy poco movimiento. El agua lentamente se vuelve marrón como el té se mezcla con el agua por el movimiento aleatorio de las moléculas en el líquido. Este efecto molecular se produce muy lentamente. La redistribución de un soluto por este mecanismo se puede presentar, para una red de distribución, dentro de un tanque o en un tubo con agua en reposo o con movimiento muy lento. Dado que este mecanismo puede ocurrir cuando el agua no se mueve, se puede representar con último término en el lado izquierdo de la ecuación Ec. 25. La difusión molecular se produce como consecuencia de la falta de uniformidad de la concentración en todo el líquido. La velocidad de conducción se relaciona con la magnitud del desequilibrio en la concentración de acuerdo con la Primera Ley de Fick.

La ley de Fick afirma que la tasa de transferencia de masa está relacionada con el gradiente de concentración de masas (Chapra, 1997) o:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_m \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \quad \text{Ec. 47}$$

donde D_m es el coeficiente de difusión molecular [L^2/T], que es del orden de $10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$. La dirección es arbitraria, ya que la conducción se produce en todas las direcciones.

La velocidad del agua en una tubería está en el orden de pies o en metros por segundo, mientras que la difusión molecular es del orden de los centímetros por día. Así, en la mayoría de condiciones, la difusión adicional en la dirección del flujo (difusión longitudinal) debido a la difusión molecular no es detectable a menos que el flujo es muy lento.

Puede llegar a ser importante en condiciones de baja velocidad que se producen en las extremidades de tubos de muertos o bajo condiciones de servicio por tandeos.

6.2.3.2 *Difusión turbulenta*

La difusión turbulenta es el transporte causado por el movimiento al azar de secciones de líquido debido al movimiento turbulento del fluido contra la difusión molecular. Una vez más, considérese la taza de agua caliente, en lugar de colocar la bolsa de té esperar, ahora la bolsa de té se levanta dentro y fuera del agua. Esta acción creará que los remolinos (turbulencias) en el agua y aumentará la tasa de mezclado y de coloración. Las regiones del agua con alta concentración de té, tenderá a mezclar las partes que tienen concentraciones bajas hasta que el té se distribuya uniformemente a lo largo de toda la taza. En los tanques, como la taza de té, la mezcla es fundamental para entender la distribución de un soluto. Un chorro de agua que entra en un tanque puede causar turbulencia y acelerar la mezcla.

La difusión turbulenta también se produce dentro de una tubería durante el flujo turbulento. En la pared de un tubo, con flujo laminar y con velocidades bajas, el agua pasará por encima y alrededor de las imperfecciones de la pared del tubo. A medida que aumentan las velocidades, el agua se mueve básicamente golpeando y rebotando con la pared del tubo formando remolinos. Este proceso de distribución actúa más rápidamente que la difusión molecular (Ilustración 6.7 b). En experimentos de Reynolds, cuando el nivel de turbulencia aumenta con la velocidad del flujo, la mezcla de tinte fue más rápida (Ilustración 6.6).

La formación y el tamaño de los remolinos es un proceso aleatorio que puede ser modelado como un proceso de difusión de Fick. Así, matemáticamente, la difusión turbulenta también se describe por la ecuación Ec. 47, pero con un coeficiente de difusión turbulenta, D_t , [L^2 / T]:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_t \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \quad \text{Ec. 48}$$

donde D_t , está típicamente en el rango de 100-105 cm^2/s .

6.2.3.3 *Dispersión*

La advección es el transporte debido a la velocidad del fluido, es decir, en un flujo turbulento, la velocidad es casi uniforme a través de una sección y casi igual al valor medio (Ilustración 6.3) y la difusión de una masa en la dirección axial es pequeña. En condiciones de flujo bajo y de flujo laminar, la distribución de la velocidad no es uniforme, como se muestra en la Ilustración 6.8, el centro de la tubería tiene una velocidad superior a la media.

Si sólo se considera la advección, el transporte adicional para velocidades mayores a la media no sería considerado.

La difusión axial (también llamado longitudinal) de una masa, debida a la velocidad no uniforme se conoce como dispersión y se demuestra que también puede ser representada por un proceso de difusión de Fick (Ec. 47) o:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_{disp} \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \quad \text{Ec. 49}$$

donde D_{disp} , es un coeficiente de dispersión que suele estar en el rango de $10^6 \text{ cm}^2/\text{s}$.

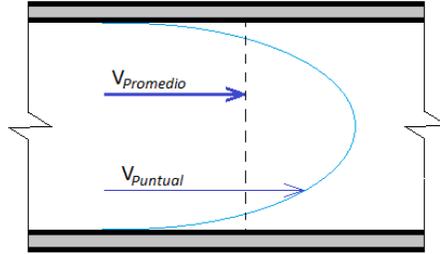


Ilustración 6.8 La distribución de velocidades en flujo laminar muestra que las velocidades más altas se encuentran en el centro de la tubería y esto hará que los solutos en esas aguas lleguen a lugares intermedios antes que los que se encuentran cerca de la pared de la tubería.

6.2.3.4 Impactos de la difusión y dispersión

Para resumir el efecto de los mecanismos de transporte que se presentan en esta sección. La difusión afecta transporte de masa en la sección transversal de la tubería y en dirección axial (a lo largo de la tubería). La dispersión es un mecanismo de transporte, para flujo laminar, que sólo afecta el transporte en dirección axial. La Tabla 6.1 enlista cuatro condiciones en las que cada mecanismo de transporte se aplica y sus parámetros asociados.

La difusión molecular se produce en todas las condiciones de flujo, aunque por lo general es poco significativa si el líquido está en movimiento. La difusión turbulenta sólo se produce en el flujo turbulento, pero como el nivel de turbulencia aumenta, su impacto en la dirección longitudinal disminuye ya que el soluto se distribuye uniformemente a través de la tubería.

La ecuación de transporte advectivo (Ec. 46) puede ampliarse para tener en cuenta la difusión y la dispersión en las dos direcciones. La ecuación de advección-dispersión para condiciones de flujo turbulento es:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} - (D_m + D_t) \frac{\partial^2 C}{\partial r^2} - (D_m + D_t) \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = r(C) \quad \text{Ec. 50}$$

donde x es la distancia a lo largo del tubo y r es la distancia radial desde el centro de la tubería. El primer término del lado izquierdo es la concentración no permanente, el segundo término representa el transporte advectivo en la dirección axial, el tercer término es el transporte radial debido a la difusión molecular y turbulenta, el término final, del lado izquierdo, es la difusión longitudinal. Como se ha señalado, para las condiciones de flujo laminar D_t disminuye y la dispersión se añade a la ecuación advectiva-dispersiva y resulta, para el flujo laminar:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} - (D_m) \frac{\partial^2 C}{\partial r^2} - (D_m + D_{disp}) \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = r(C) \quad \text{Ec. 51}$$

Formulaciones alternativas de las ecuaciones Ec. 50 y Ec. 51 se analizan a continuación y los métodos de solución.

Tabla 6.1 Impacto de los mecanismos de transporte alternativos en las direcciones radial y longitudinal (Lansley & Boulos, 2005)

	Difusión Molecular	Difusión Turbulenta	Dispersión
Causa	Movimiento de moléculas con el fluido	Movimiento aleatorio en flujo turbulento	Variación de la velocidad a lo largo de la sección transversal de la tubería
Transporte longitudinal	Pequeño impacto en el fluido en movimiento. Puede ser importante en fluido en reposo	No tiene impacto debido a la uniformidad del perfil de velocidades ($\mathcal{R} > 10000$)*	Es significativo en régimen laminar ($\mathcal{R} < 2300$)* No tiene impacto en régimen turbulento
Transporte radial	Pequeño impacto en el fluido en movimiento. Puede ser importante en fluido en reposo	Impacto significativo, provoca mezcla completa en la sección transversal	
Parámetros	Difusividad molecular Dm	Difusividad turbulenta Dt	Coefficiente de dispersión Ddisp
Magnitud de coeficientes (cm ² /s)	10-4	100 -105	106

* Es el rango en el que la difusión turbulenta y la dispersión ocurren totalmente. Para $2300 < \mathcal{R} < 10000$, el flujo no es totalmente laminar o turbulento. Las distinciones claras de transporte en este rango son difíciles de definir ya que las condiciones de flujo varían en el tiempo y el espacio.

6.2.3.4.1 Efectos de la Dispersión en el Transporte Axial

El transporte axial es causado por la difusión molecular y la dispersión. Para el flujo laminar puede ser modelado por:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} - (D_m + D_{disp}) \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = r(C) \quad \text{Ec. 52}$$

La Ec. 52 se puede resolver por etapas. En primer lugar, los dos primeros términos del lado izquierdo se consideran para la solución del transporte advectivo. Entonces, el impacto de la difusión y la dispersión son modelados por el tercer término de la ecuación. Por último, el decaimiento de la concentración se representa mediante la función de decaimiento.

Si la magnitud del término advectivo es grande en comparación con el correspondiente de difusión-dispersión, este último término puede no ser tomado en cuenta. El número de Peclet puede proporcionar una indicación de en qué condiciones la dispersión será importante. Axworthy y Karney (1996), así como Lee y Buchberger (2001) desarrollaron las relaciones entre la velocidad media y el coeficiente de dispersión para identificar cuando los efectos de la dispersión serán despreciables (domina la advección). En la mayoría de las redes de distribución de agua se cumple esta condición. Para extremidades o tuberías secundarias con movimiento lento, pueden ser la excepción. Con base en estudios

experimentales y computacionales, Lee y Buchberger encontraron que la dispersión puede ser una parte importante del transporte en redes secundarias con números de Reynolds bajos. Estos métodos de modelación no están disponibles en los primeros modelos de calidad del agua, pero los trabajos de investigación se discuten en el capítulo 7.

6.2.3.4.2 Efectos de la Difusión en el Transporte Radial

El transporte radial es importante cuando se examina la reacción de las sustancias transportadas por el agua con material en la pared del tubo. La ecuación de advección-difusión radial para condiciones de flujo general es:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} - (D_m + D_{disp}) \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = r(C) \quad \text{Ec. 53}$$

Un ejemplo donde el transporte radial es importante, es el efecto de la interacción del cloro con la materia orgánica (biofilm) en la pared de la tubería. Biswas, P., et al (1993) y Ozdemir y Ger (1999) evaluaron el efecto de la difusión radial en el deterioro del cloro a través de un modelo en dos dimensiones. Biswas examinó en condiciones completamente turbulentas mientras que Ozdemir y Ger se enfocaron en las condiciones con menos turbulencia. Rossman, L., et al (1994) desarrollaron una relación de transferencia de masa para modelar la interacción entre el fluido y la pared. Para flujo completamente turbulento los tres métodos dieron resultados similares. Estos métodos y resultados se describen en detalle más adelante

6.3 Funciones de Reacción

Cualquier soluto, contenido en el agua dentro de la red de distribución, reacciona con los organismos en el agua, los tanques y las paredes de la tubería. Estas reacciones deben estar representadas en las relaciones de conservación de la masa constituyente (Ec. 25). Las sustancias reaccionan de acuerdo a las diferentes relaciones y las tasas. Una función de reacción se utiliza para describir estas relaciones e incluir los parámetros que se relacionan con la velocidad de reacción a las condiciones del sistema (Connors, 1996).

El cambio neto de la concentración de un soluto dentro de la red de distribución, depende del tiempo de permanencia en el sistema. Tiempos largos de detención, pueden causar o empeorar problemas de calidad de agua para distintos elementos (Tabla 6.2). Como tal, la edad del agua se utiliza a menudo como sustituto de indicador de la calidad del agua. Más allá de la edad del agua, los esfuerzos hasta la fecha se han centrado principalmente en los modelos de decaimiento de la concentración de desinfectantes y la formación de subproductos debidos a la desinfección. El transporte microbiano ha sido estudiado en menor grado. Esta sección proporciona información sobre la cinética de reacción, su descripción matemática y la determinación de los coeficientes de reacción.

Tabla 6.2 problemas de calidad de agua asociados a la edad de agua (de EPA/AWWA White paper (<http://www.epa.gov/safewater/tcr/pdf/waterage.pdf>)).

Químicos	Biológicos	Físicos
Formación de subproductos debido a los desinfectantes	Biodegradación de productos para desinfección	Incremento de temperatura
Ineficacia de las protecciones contra la corrosión	Crecimiento, recuperación y protección de microbios	Deposición de sedimentos
Coloración y sabor	Coloración y sabor	Coloración

Existen sustancias conservadoras (inertes), como el fluoruro, que no son reactivos. Otros, como el cloro, reaccionan con otras sustancias en el agua y que disminuye su concentración. La mayoría de modelos suponen que en el interior de las tuberías en la red, la velocidad de reacción del cloro disminuye exponencialmente con el tiempo y no está relacionado con la cantidad de cloro presente. Esta relación se describe como una reacción de primer orden. Los Trihalometanos (THM) y otros componentes pueden aumentar su concentración en el agua durante el transporte en la red. Las reacciones, por lo general, se describen mediante una función de primer orden. En algunos casos, debido a la disponibilidad de una segunda sustancia, la cantidad de un componente puede ser limitada. Si la velocidad de reacción depende de la cantidad del soluto, la relación se describe como de segundo orden. Por último, los modelos cinéticos que representan las interacciones entre múltiples especies se han desarrollado recientemente.

Los componentes reactivos son afectados por las otras sustancias químicas presentes en el agua, esto es llamado reacciones en el seno del fluido, y la reacción con las sustancias adheridas a la superficie de las tuberías se conoce como reacción con las paredes. Las reacciones que se producen en el seno del fluido, en tuberías y tanques, y sus constantes de reacción puede ser determinados mediante pruebas de laboratorio en frasco. Las reacciones en las paredes de las tuberías son más difíciles de cuantificar.

6.3.1 Ecuaciones de Reacción

Se asume que la reacción es una función del tiempo y/o la concentración de los reactivos. El término de reacción se introduce en la conservación de una masa a través del término, dm_c/dt . En el desarrollo de la conservación de una masa de un componente para un sistema no permanente con transporte advectivo solamente, la reacción de los componentes, dm_c/dt se definió como $\forall r(C)$. Con esta hipótesis la relación resultante es la ecuación Ec. 46 o;

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} = r(C) \quad \text{Ec. 46}$$

Una relación simple de reacción es una relación de primer orden en el que la reacción es linealmente relacionado con la concentración o:

$$r(C) = kC \quad \text{Ec. 54}$$

donde k es la constante de reacción.

Esta sección se centra en las condiciones dentro de las tuberías que actúan como reactores de flujo pistón. Como se verá, las reacciones son dependientes del tiempo y están relacionadas con la velocidad del flujo y la longitud de la tubería. Antes de pasar a las tuberías para una comprensión más clara de las relaciones de la reacción, se estudiará en primer lugar un tanque cerrado. Considere cloro en un tanque que actúa como un reactor de agitación continua (CSTR), es decir, el tanque está completamente mezclado y C es uniforme en todo el tanque. La tubería que suministra al tanque se encuentra cerrada, por lo que no entra o sale flujo. En este caso, el segundo término en el lado izquierdo de la ecuación Ec. 46 es cero y suponiendo que el cloro se descompone después de una relación de primer orden, la ecuación se convierte en:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = r(C) = kC \quad \text{Ec. 55}$$

donde k será negativo ya que el cloro es una sustancia que decae. La Ec. 55 se resuelve mediante la separación de variables y la integración:

$$\int \frac{dC}{C} = \int k dt \Rightarrow C = C_0 e^{kt} \quad \text{Ec. 56}$$

donde C_0 es la concentración inicial en el tanque, Por tanto, la concentración de cloro disminuye de forma exponencial a partir de C_0 en el tiempo $t = 0$. La tasa de decaimiento se define por la constante de velocidad, k [1/T].

Una interpretación interesante de k es que si el valor absoluto de k es menor que 0.5, $k*100\%$ es aproximadamente igual al porcentaje de pérdida del componente en cada incremento de tiempo definido por las unidades de tiempo. Esta interpretación para k solo es válida para una reacción de primer orden.

La forma general para $r(C)$ el decaimiento o el crecimiento es:

$$r(C) = k(C - C^*)C^{n_c-1} \quad \text{Ec. 57}$$

$$r(C) = k(C^* - C)C^{n_c-1} \quad \text{Ec. 58}$$

respectivamente, donde C^* es la limitación de concentración o porción no reactiva del componente, k es la constante de reacción, y n_c es el orden de reacción (por ejemplo, $n_c = 1$ define una reacción de primer orden). Las formas matemáticas comunes de para los tipos de reacción alternativas se muestran en la Tabla 6.3.

La dirección de los modelos de calidad del agua para redes de distribución, es tomar en cuenta y al mismo tiempo representan varios componentes ya que el crecimiento o la decaimiento de una sustancia puede estar relacionado con las reacciones con otros componentes en el sistema. Por ejemplo, la producción de THM se vincula a la reacción del cloro con materia orgánica. Una relación de conjunto fue propuesta por Clark (1998) y ampliada por otros. Se han desarrollado modelos de transporte por reacción de multi-especies, sistemas de distribución para vincular los cambios en el cloro, la materia orgánica y el

crecimiento bacteriano (Lansey, K., Boulos, P., 2005). La investigación ha progresado en este ámbito en la última década y se espera que los modelos pronto se pongan en práctica para mejorar el nivel de las representaciones.

Tabla 6.3 Tipos de reacción y formas matemáticas (Lansey, K., Boulos, P., 2005)

Tipo de reacción	n_C	C^*	k	Unidades	$r(C)$	Sustancia ejemplo
Conservativa	-	-	0	-	0	Fluoruro
Crecimiento de orden cero	0	0	1	$\frac{M_C}{(L^3T)}$	k	Edad del agua
Decaimiento de primer orden	1	0	< 0	$\frac{1}{T}$	kC	Cloro
Crecimiento de primer orden	1	C^*	> 0	$\frac{1}{T}$	$k(C^* - C)$	Triometanos (THM)
Decaimiento de Segundo orden	2	0	< 0	$\frac{L^3}{(M_C T)}$	kC^2	Reacción inicial del cloro
Reacción de dos elementos dependientes	2	0		$\frac{L^3}{(M_C T)}$	$kC_A C_B$	Cloro-THM (Cuando C_A y C_B son las concentraciones de los dos elementos)

El enfoque del resto de este capítulo será el transporte y reacciones en tubos. Para un tubo, la ecuación Ec. 46 se pueden resolver analíticamente para diferentes casos de $r(C)$ en condiciones de flujo permanente. Recordemos que $\frac{\partial C}{\partial t}$ en la ecuación Ec. 46 es la razón cambio de la concentración del soluto. Para condiciones de flujo permanente, este término es igual a cero. Esta hipótesis afirma que el cambio en la concentración con respecto del tiempo es cero. No requiere que la concentración de entrada y salida, son los mismos, y cada valor es constante en el tiempo.

6.3.1.1 Sustancias conservativas.

Las sustancias conservativas no reaccionan. La sal, considerada como sólidos disueltos, y el fluoruro son ejemplos de sustancias no reactivas. A menos que se adicione otra sustancia, la concentración se mantendrá constante. Como se observa en la Tabla 6.3, $r(C)$ para los componentes de conservadores es igual a cero, ya que $k = 0$. Así que la ecuación Ec. 46 se convierte en:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad \text{Ec. 59}$$

Para condiciones de flujo permanente, $\frac{\partial C}{\partial t} = 0$

$$V \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad \text{Ec. 60}$$

Considérese un segmento del tubo de la Ilustración 6.9, si se separan las variables y se integra la ecuación Ec. 60:

$$\int_{C_1}^{C_2} dC = \int_{x_1}^{x_2} 0 dx \Rightarrow \left. \int_{C_1}^{C_2} C = 0 \Rightarrow C_2 - C_1 = 0 \Rightarrow C_2 = C_1 \right. \quad \text{Ec. 61}$$

donde C_1 y C_2 son las concentraciones de entrada y salida del segmento de tubería. La Ec. 61 establece que, en condiciones de flujo permanente, una sustancia conservativa, no va a cambiar en la dirección del flujo y tienen la misma concentración en la entrada y la salida.

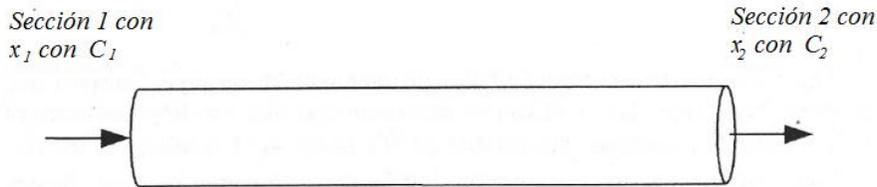


Ilustración 6.9 Sección de tubo con concentraciones de entrada y salida

6.3.1.2 Ecuaciones de decaimiento/incremento de orden cero

Para decaimiento de orden cero, $n_c = 0$ y $r(C)$ se convierte entonces en:

$$r(C) = k(C - C^*)C^{n_c-1} = k(C - 0)C^{(0-1)} = k \quad \text{Ec. 62}$$

Tenga en cuenta las dimensiones de k para una reacción de orden cero son $(M_c/L^3)/T$. Por tanto, la masa del soluto aumenta o disminuye k unidades por unidad de masa, por unidad de tiempo. En condiciones de estado permanente, la ecuación. Ec. 46 se reduce a:

$$V \frac{\partial C}{\partial x} = k \quad \text{Ec. 63}$$

Separando las variables e integrando, se obtiene:

$$C_2 - C_1 = k \frac{x_2 - x_1}{V} = k\tau_{1-2} \quad \text{Ec. 64}$$

La fracción en el lado derecho es el tiempo de viaje, τ_{1-2} , para el flujo que pasa de la sección 1 a la 2. Por tanto, el lado derecho de la ecuación es la tasa de adición de soluto en un lapso de tiempo o el aumento total de soluto.

Un caso útil especial de la ecuación de orden cero es la de representar la edad del agua (es decir, $M_c = T$). La edad del agua puede actuar como un sustituto para una reacción de primer orden, ya que sus concentraciones están directamente relacionadas con el tiempo de retención en la red.

Para la edad el agua, k es igual a $1/[T/L^3/T]$ lo que representa un incremento de una unidad de tiempo por unidad de tiempo. Con esta definición en la ecuación Ec. 64, la diferencia de las concentraciones (edad del agua) es el tiempo de viaje. Por lo tanto, la diferencia de edad del agua, $C_2 - C_1$, en la ecuación Ec. 64, es igual a la duración del viaje en la tubería.

La edad del agua puede identificar regiones con tiempos de viaje prolongados, que podría indicar posibles niveles bajos de desinfectante. Una ventaja de usar la edad del agua como un indicador de primer nivel de la calidad del agua sobre otros parámetros de calibración, es que no necesita la calidad del agua. La edad del agua sólo se basa en la distribución de flujo en la red de tuberías y en los tiempos de viaje resultantes en las tuberías. Esto demuestra claramente la relación entre la distribución de flujo y la calidad del agua y refuerza la necesidad de un modelo hidráulico bien calibrado.

6.3.1.3 Ecuación de decaimiento/crecimiento de primer orden

Como se señaló anteriormente, el decaimiento de un soluto a menudo sigue una reacción de primer orden, con $n_c = 1$ y $C^* = 0$. El cloro y otros desinfectantes caen dentro de esta categoría. Sustituyendo estos valores para $r(C)$ en la ecuación Ec. 57 resulta:

$$r(C) = k(C - C^*)C^{n_c-1} = k(C - 0)C^{(1-1)} = kC \quad \text{Ec. 65}$$

Para las condiciones de flujo permanente,

$$V \frac{\partial C}{\partial x} = kC \quad \text{Ec. 66}$$

donde un valor de k menor que cero indica un decaimiento de la concentración del soluto. Para una tubería, la ecuación Ec. 66 se puede resolver separando variables e integrando a lo largo de la longitud del tubo:

$$\frac{dC}{kC} = \frac{1}{V} dx \Rightarrow \int_{C_1}^{C_2} \frac{dC}{kC} = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{V} dx \Rightarrow \ln(kC)|_{C_1}^{C_2} = \frac{x}{V}|_{x_1}^{x_2} \quad \text{Ec. 67}$$

Sustituyendo,

$$\ln(kC_2) - \ln(kC_1) = \frac{(x_2 - x_1)}{V} = \tau \quad \text{Ec. 68}$$

Tenga en cuenta que la longitud del segmento de tubería $(x_2 - x_1)$ dividido por la velocidad del flujo es igual al tiempo de viaje en el segmento de tubería, τ . Por propiedades del logaritmo natural y elevando ambos lados a la potencia e , se obtiene:

$$C_2 = C_1 e^{k\tau} \quad \text{Ec. 69}$$

Para valores de $k < 0$, esta relación establece que la concentración del soluto disminuye exponencialmente con la longitud de la tubería y el tiempo de viaje. Esta ecuación es muy similar a la ecuación Ec. 56 de decaimiento de concentración en un sistema cerrado con respecto del tiempo. La Ec. 69 hace una extensión importante que muestra que el cambio puede ocurrir en un fluido en movimiento. En estado permanente, la concentración aguas abajo se ha reducido en relación con la concentración de entrada.

Esta relación puede ser utilizada para estimar la concentración al final de la tubería, dada la concentración de entrada. Además se puede calcular, para condiciones estáticas, el perfil de

decaimiento a lo largo de la tubería para distintos tiempos. Por último, se puede calcular la concentración en un pulso de agua que se mueve a través de la red, dado el tiempo de viaje entre dos puntos bajo condiciones estáticas o dinámicas.

6.3.1.4 Ecuación de primer orden para saturación de crecimiento

La saturación de crecimiento de primer orden tiene una tendencia exponencial similar al decaimiento de primer orden, salvo que el signo de k es positivo y suponemos que la cantidad de soluto que se puede producir es limitada. La concentración está restringida por un C^* máximo, puesto que el sistema no tiene capacidad para mantener una concentración mayor que el total de los elementos presentes. Un ejemplo es la formación de trihalometanos que se ve limitada por la concentración inicial de cloro. Como lo demostró El-Shorbagy, W. (2000), las limitación de concentraciones de puede estimarse a partir de ecuaciones empíricas, datos de campo, estudios de laboratorio y/o de estequiometría de múltiples especies de THM.

En condiciones de flujo permanente, en un segmento de tubería, sustituyendo las relaciones de la Tabla 6.3 resulta:

$$V \frac{\partial C}{\partial x} = k(C^* - C) \quad \text{Ec. 70}$$

donde k es un coeficiente de crecimiento positivo. La Ec. 70 tiene la misma forma que la ecuación Ec. 66 y se puede resolver de una manera similar. El resultado es:

$$C_2 = C^* - (C^* - C_1)e^{-k\tau} \quad \text{Ec. 71}$$

Dado que k es positivo, el segundo término en el lado izquierdo tiende a cero a medida que aumenta t y la concentración a la salida del tubo se acerca a la concentración máxima. Del mismo modo para un viaje en el tiempo muy corto ($t \sim 0$), el término exponencial es igual a uno y la concentración en la sección aguas abajo se encuentra cerca de C_1 .

6.3.1.5 Ecuación de reacción de segundo orden

6.3.1.5.1 Caso Especial: Especie reactiva simple

Para las reacciones de segundo orden ($n_c = 2$), se asocia la velocidad de reacción con el nivel presente de los solutos. Por tanto, a mayores niveles de solutos, existe una mayor posibilidad de reacción y la variación de los niveles de solutos será mayor. Durante la desinfección, en una planta de tratamiento de agua, se produce una pérdida inicial rápida, correspondiente a niveles de desinfección de altos. Puede ser más apropiada una función de segundo orden para modelar la desinfección inicial. Posteriormente el agua se libera en la red y la velocidad de decaimiento disminuye y una función de reacción de primer orden se puede ajustar, aunque en muchos casos la función de segundo orden puede seguir siendo lo adecuado.

Para el caso especial de un componente simple con una función de segundo orden, $n_c = 2$, con C^* igual a 0, la ecuación Ec. 57 se reduce a:

$$r(C) = kC^2 \quad \text{Ec. 72}$$

Para una sustancia en descomposición, k será negativo. Sustituyendo $r(C)$ en la ecuación Ec. 46 resulta.

$$V \frac{\partial C}{\partial x} = k(C^* - C) \quad \text{Ec. 73}$$

Esta ecuación también puede ser resuelta mediante la separación de variables y la integración a lo largo de la longitud del tubo.

$$\begin{aligned} \frac{dC}{kC^2} = \frac{1}{V} dx &\Rightarrow \int_{C_1}^{C_2} \frac{dC}{kC^2} = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{V} dx \Rightarrow \frac{1}{C_1} - \frac{1}{C_2} = k \frac{x_2 - x_1}{V} = k\tau \\ &\Rightarrow \frac{C_2 - C_1}{kC_1C_2} = \tau \Rightarrow C_2 = C_1 \left(\frac{1}{1 - kC_1\tau} \right) \end{aligned} \quad \text{Ec. 74}$$

Para la ecuación de decaimiento de segundo orden, con C^* distinto de cero, la ecuación Ec. 57 se reduce a:

$$r(C) = k(C - C^*)C \quad \text{Ec. 75}$$

Sustituyendo $r(C)$ en la ecuación Ec. 46 se obtiene:

$$V \frac{\partial C}{\partial x} = k(C^* - C)C \quad \text{Ec. 76}$$

La ecuación anterior se puede resolver para en forma general para la concentración del soluto aguas abajo.

$$C_2 = C^* + \frac{(C_1 - C^*)}{1 + k(C_1 - C^*)\tau} \quad \text{Ec. 77}$$

Tenga en cuenta que la ecuación Ec. 74 es un caso especial de esta ecuación con C^* igual a 0.

6.3.1.5.2 Caso General: Múltiples especies participantes

Un modelo de segundo orden general para dos componentes puede ser desarrollado basado en la reacción química:



donde A_r y B_r , son los dos componentes reactivos, con concentraciones C_A y C_B (en mg/l) respectivamente. Sus constantes de reacción son k_A y k_B , respectivamente. P es el producto resultante. Este modelo ha sido aplicado en simulaciones de redes de distribución con cloro y la materia orgánica natural como sustancias reactivas y los trihalometanos como producto resultante (Clark, Chlorine Demand and TTHM Formation Kinetics a Second-Order Model, 1998), Sin embargo, la mayoría de los modelos de calidad del agua hasta la fecha no han

incluido este nivel de complejidad. La velocidad de reacción de los dos solutos es la misma y se puede escribir como:

$$r(C_A) = -\frac{dC_A}{dt} = k_A C_A C_B$$

$$r(C_B) = -\frac{dC_B}{dt} = k_B C_A C_B$$

en $k_g = (b/a) k_A$.

La solución general para esta formulación es la siguiente:

$$C_A(\tau) = \frac{C_{A,0} - (aC_{B,0}/b)}{1 - (aC_{B,0}/bC_{A,0})e^{-\left(\frac{bC_{A,0}}{aC_{B,0}} - 1\right)k_A C_{B,0}\tau}}$$

Ec. 79

Definiendo $u = N(1 - K_{AB})$, $K_{AB} = aC_{B,0}/bC_{A,0}$ y $N = k_A bC_{A,0}/a$, se puede reorganizar como:

$$C_A(\tau) = \frac{C_{A,0}(1 - K_{AB})}{1 - K_{AB}e^{-u\tau}}$$

Ec. 80

Los dos parámetros, N y K_{AB} proporcionan flexibilidad en la forma de la ecuación resultante y el resultado se puede ajustar a los datos de campo.

6.3.1.6 Ecuación de reacción de Michaelis-Menton

Una ecuación de reacción especial, fuera de las formas descritas hasta el momento es la de Michaelis-Menton (M-M). La ecuación de M-M se deriva de las tasas de reacción química de las enzimas y está dada por:

$$r(C) = \frac{kC}{(C^M - C)}$$

Ec. 81

donde C^M es la constante de Michaelis. El denominador se convierte en $C^M + C$ para el aumento de la concentración. Los parámetros adicionales y la forma matemática alternativa ofrecen flexibilidad en la forma de la función (Ilustración 6.10). C_M y K se puede determinar a partir de una gráfica.

La actividad microbiana y el crecimiento bacteriano es a menudo modelado por la ecuación de Monod que tiene la misma forma funcional como la ecuación M-M. En aplicaciones biológicas, la ecuación de Monod, para el crecimiento microbiano, es estrictamente empírica.

Como se muestra en las reacciones anteriores, la concentración de un soluto que sigue la cinética de M-M en una tubería puede determinarse mediante la integración de la ecuación Ec. 81. El resultado es:

$$C^M \ln C_2 - C_2 - (C^M \ln C_1 - C_1) = k\tau$$

Ec. 82

Una solución directa para C en una posición y tiempo no está disponible y debe ser resuelto iterativamente por sustitución sucesiva o un esquema como el de Newton-Raphson.

Para la concentración en los extremos, la simplificación de la aproximación es más fácil de resolver. Examinando de la ecuación Ec. 81 muestra que cuando C es grande ($C \gg C^M$), C^M puede dejarse de lado y la velocidad de reacción se aproxima a un valor constante. El valor constante implica que el crecimiento y el decaimiento siguen una relación de orden cero. Cuando C es pequeño el denominador es igual a C_M y la ecuación de reacción tiende a kC/C^M o $k' C$. Esta relación tiene la misma forma de una relación de primer orden.

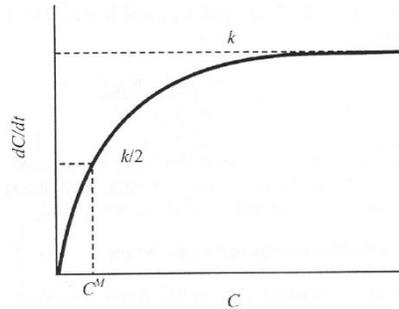


Ilustración 6.10 Gráfico de Michaelis-Menton. Velocidad de crecimiento en función de la concentración

6.3.1.7 Modelos de Multi-Especies

Se han propuesto modelos de múltiples especies dependientes (Lu, C., et al, 1995; Dukan, S., et al, 1996, Bois, F., et al, 1997; y Munavalli y Kumar, 2004). Los solutos en estos modelos incluyen términos que representan al cloro, la materia orgánica, y el crecimiento de la biocapa (biofilm). Las reacciones son causadas por las interacciones entre los componentes. Por tanto, en las ecuaciones que describen las reacciones de crecimiento o decaimiento de un soluto, está en función de las concentraciones de los demás componentes. Como resultado, un conjunto de ecuaciones acopladas deberá ser formulado y resuelto. Por ejemplo, la ecuación de Monod se suele asumir para el crecimiento del biofilm. Este supuesto, es común para los modelos de crecimiento de bacterias y resulta en un modelo de crecimiento constante que varía con un sustrato disponible, o:

$$\frac{dX_b}{dt} = (\mu_b + k_d)X_b \quad \text{Ec. 83}$$

donde X_b es la concentración bacteriana, μ_b y k_d son las tasas de crecimiento y de mortalidad de bacterias (T^{-1}), μ_b se utiliza a menudo en los modelos con la ecuación M-M (Ec. 81) donde C es la concentración de un componente de apoyo (sustrato). Aquí, el crecimiento y las constantes de descomposición están ligados y constituyen un conjunto de ecuaciones diferenciales.

La formulación presentada por Zhang, W., et al (2004) es representativa de los modelos vinculados a multi-especies, Munavilli y Kumar (2004) desarrollaron una formulación similar, pero más compleja. Zhang definió como el sustrato biodegradable al carbono

orgánico disuelto (BDOC) y consideraron un balance de términos en cuatro cuadros sólidos de la Ilustración 6.11. Las relaciones que se aplicaron en su modelo:

$$\frac{dX_b}{dt} = \mu_b X_b + \frac{k_{det} X_a V}{R_h} - k_d X_b - k_{dep} X_b \quad \text{Ec. 84}$$

$$\frac{dX_a}{dt} = \mu_a X_a + k_{det} X_a V - k_d X_a - k_{dep} X_b R_h \quad \text{Ec. 85}$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} = - \left(\frac{1}{Y_g \chi} \right) \left(\frac{\mu_a X_a}{R_h} + \mu_b X_b \right) \quad \text{Ec. 86}$$

$$\frac{\partial Cl}{\partial t} = -k_b Cl - k_w / R_h \quad \text{Ec. 87}$$

donde X_b , X_a , S y Cl son las concentraciones de bacterias libres en el seno del agua, las bacterias adheridas a la pared del tubo, el sustrato BDOC, y el cloro, respectivamente. La ecuación Ec. 84 es la velocidad de reacción de las bacterias libres. Su primer y tercer término, corresponden al crecimiento y muerte en el seno del agua con una tasa de crecimiento y mortalidad constante, μ_b y k_d , respectivamente. El segundo término de la derecha representa el porcentaje de bacterias adheridas que se desprenden y entran en el agua, mientras que el cuarto término es la tasa de bacterias, presentes en el agua, que se depositan en la pared. Las tasas para estos procesos físicos que se producen son definidas por constantes de velocidad, k_{det} y k_{dep} , respectivamente. V y R_h ($= R/2$) son la velocidad y el radio hidráulico, respectivamente. Las condiciones de reacción para las bacterias adheridas (Ec. 85) son similares a las de bacterias libres, pero los coeficientes de crecimiento y muerte, los signos de desprendimiento y depósito cambian.

La concentración de BDOC se reduce en función del crecimiento de la masa de agua y bacterias adheridas (ecuación, 4-51) que se escalan por el rendimiento del coeficiente de crecimiento de las bacterias, Y_g , y el número de células en la celda de la biomasa producida por miligramo de carbono orgánico, χ . Por último, aunque se reconoce que la tasa de desaparición de cloro está probablemente relacionada con la concentración de sustrato, se aplican para el decaimiento en el seno del agua una función de primer orden y de orden cero para las reacciones con la pared (Ec. 87).

μ_b es representada por una reacción Monod y, lo más importante, está relacionada con la BDOC y las concentraciones de cloro por:

$$\mu_b = \mu_{max,b} \left(\frac{S}{S + K_s} \right) \exp \left(- \frac{Cl - Cl_t}{Cl_c} \right) \exp \left(- \left(\frac{T_{opt} - T}{T_{opt} - T_1} \right)^2 \right) \quad Cl > Cl_t \quad \text{Ec. 88a}$$

$$\mu_b = \mu_{max,b} \left(\frac{S}{S + K_s} \right) \exp \left(- \left(\frac{T_{opt} - T}{T_{opt} - T_1} \right)^2 \right) \quad Cl \leq Cl_t \quad \text{Ec. 88ab}$$

donde $\mu_{máx,b}$ es el crecimiento máximo de las bacterias en el seno del agua, K , es la constante de saturación media para la absorción del sustrato, Cl_t y Cl_c son el umbral y las

características de la concentración de cloro, respectivamente, y T_{opt} y T_i son la temperatura óptima para la actividad bacteriana y un parámetro de la temperatura, respectivamente.

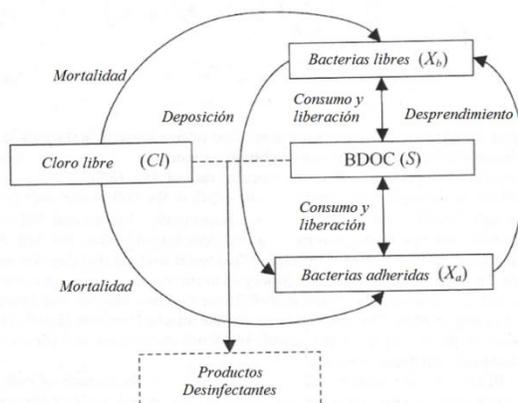


Ilustración 6.11 Esquema de los procesos y las interacciones entre los componentes. Los modelos de investigación han representado las líneas continuas. Los productos de desinfección no se han incluido en las formulaciones hasta la fecha.

Debido a que las concentraciones son dependientes entre sí, estas relaciones de reacción forman un sistema de ecuaciones diferenciales. Dada la complejidad y la dependencia de estas relaciones, en general las soluciones analíticas no están disponibles. Zhang, Munavilli y Kumar lo han resuelto mediante un esquema de Runge -Kutta de cuarto orden.

6.3.1.8 Resumen de las relaciones de reacción

Las soluciones analíticas para las relaciones de reacción descritas en la sección anterior se resumen en la Tabla 6.4. Una columna de vida media se introduce para proporcionar un contexto del tipo de cambio de un componente. El número que describe el aumento de las reacciones con el orden de la reacción ofrece una mayor variabilidad en la forma de la función.

Tabla 6.4 Resumen de las soluciones para las ecuaciones de reacción (Lansey & Boulos, 2005)

Tipo de Reacción	n_c	$r(C)$	Vida media	Perfil de concentración
Conservativa	-	0	-	Constante
Decaimiento/Aumento de orden cero	0	k	$C_0/(2k)$	$C_0 - k\tau$
Decaimiento de primer orden	1	kC	$1/(1.44k)$	$C_0 e^{-k\tau}$
Saturación en decaimiento/aumento de primer orden	1	$k(C^* - C)$	$1/(1.44k)$	$C^* - (C^* - C)e^{-k\tau}$
Decaimiento de segundo orden	2	kC^2	$1/(kC_0)$	$C_0/(1 + kC_0\tau)$
Reacciones dependientes de segundo orden	2	$kC_A C_B$	-	$C_A(\tau) = \frac{C_{A,0}(1 - K_{AB})}{1 - K_{AB}e^{-u\tau}}$

*La vida media se refiere al decaimiento de las sustancias. Es igual al doble de tiempo requerido para las reacciones de crecimiento. C_0 es la concentración inicial en el tiempo 0 al inicio de la tubería (Es decir, C_1 en los resultados de la tubería).

El perfil de concentración puede estar relacionado con el perfil a lo largo de una tubería, donde la distancia está relacionada con el tiempo de viaje hasta a ese punto. También se puede describir la concentración en el tiempo para un sistema cerrado, con mezcla completa, tal como un tanque. En este caso, en lugar de definir el tiempo de viaje, τ es el tiempo en el tanque.

De la Tabla 6.4, se ve una reacción de orden cero o uno es sólo función de las características del sistema y del tiempo. En una reacción de segundo orden, la concentración se multiplica por un término que incluye el tiempo de viaje y también contiene la concentración inicial. Con un k positivo, para un componente en aumento, una mayor concentración inicial dará lugar a una concentración más grande para un tiempo de viaje igual. Lo contrario es válido para un componente en descomposición. Por tanto, el decaimiento/aumento de un componente que sigue una reacción de segundo orden será más dramática que una reacción de primer orden. Ordenes mayores de reacción darán lugar a diferencias más pronunciadas. Al igual que la reacción de primer orden para el decaimiento de un soluto, se aproxima asintóticamente a cero o una concentración límite definida. La Ilustración 6.12 muestra la forma de decaimiento de las funciones para cuatro modelos diferentes de una sola especie.

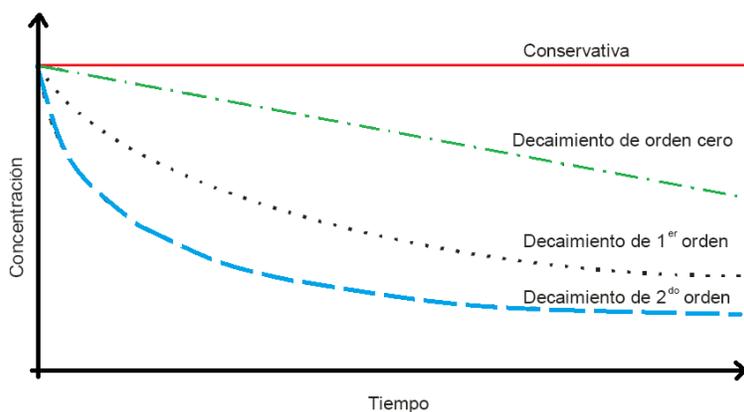


Ilustración 6.12 Forma de cuatro funciones de decaimiento (Conagua, 2007)

Se introdujo también una función de segundo orden para dos sustancias dependientes. Esta aplicación para la descomposición de cloro y el desarrollo THM se presenta en la siguiente sección. Trabajos complementarios en esta área se han seguido ampliando. Por último, el crecimiento microbiano se define a menudo mediante la reacción cinética de Menton-Michaelis.

6.3.2 Estimación de Orden de Reacción y los Coeficientes

Considerado las funciones de reacción mencionadas, lo próximo será, estimar el orden de la reacción y los coeficientes para un componente específico en un sistema determinado. Tómese en cuenta que los coeficientes de reacción e incluso el orden de la reacción, pueden ser distintos, para una misma sustancia, en aguas diferentes.

Las reacciones son afectadas por las condiciones del entorno, debido a la disponibilidad de sustancias reactivas. Estas reacciones pueden presentarse en el seno del agua y también pueden ocurrir, en altas concentraciones, en la superficie de los tubos o las paredes del tanque. Por ejemplo, el cloro reacciona con el carbono orgánico del agua en movimiento o con el material adherido a la pared de la tubería, como se ilustra en la Ilustración 6.13. El cloro libre (HOCl) reacciona con la materia orgánica natural (NOM) en el seno del fluido y también es transportado a través de la capa límite en la pared de la tubería para oxidar el hierro (Fe) liberado de la pared, debido a la corrosión.

En los tanques, la zona de mezcla de la pared es pequeña en relación con el tamaño del tanque, En general, este efecto no se considera por separado de la reacción en el seno del agua. En las tuberías, sin embargo, estas reacciones con la pared, pueden ser más significativas y se ha desarrollado la teoría para modelarlas. Debido a su complejidad y la variabilidad entre las tuberías, las reacciones con la pared son normalmente representadas por una función de orden cero o de primer orden.

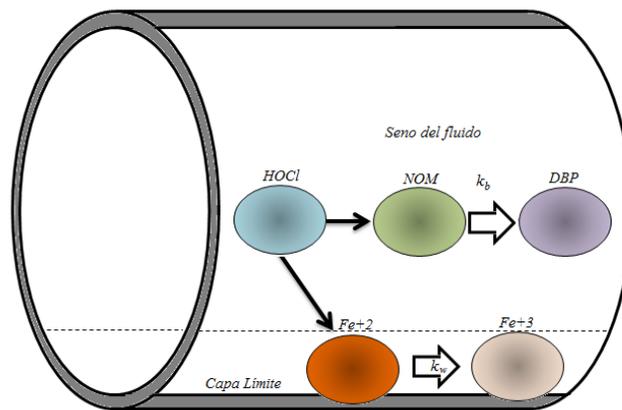


Ilustración 6.13 Zonas de reacción dentro de un tubo (adaptado de EPANET, 2000)

En la mayoría de los modelos para tomar en cuenta, tanto las reacciones en el seno del fluido y las reacciones con la pared, se utiliza un coeficiente de reacción total.

$$k = k_b - k_w \quad \text{Ec. 89}$$

donde k_b y k_w son los coeficientes de decaimiento en el seno del fluido y la pared de la tubería, respectivamente.

El coeficiente de decaimiento en el seno del fluido puede ser estimado por medio de pruebas en frasco. Estas pruebas se describen en el capítulo siguiente. Para generalizar los resultados de las pruebas, varios investigadores han tomado datos que describen la calidad del agua de varios lugares y han desarrollado ecuaciones para estimar los coeficientes de reacción en el seno del agua. Estas ecuaciones son presentadas en el siguiente capítulo.

Los coeficientes de reacción con la pared de la tubería, son más difíciles de estimar, ya que pueden variar según las condiciones de flujo, la disponibilidad de material a reaccionar y de las condiciones de la biocapa el tubo, sin embargo, rara vez, se calcula para tubo individual. Generalmente se estima un coeficiente único, para toda la red de distribución, que describe la eficiencia del sistema. Una teoría general de mezcla basada en los niveles de transporte de masa es aplicada para considerar el agua en contacto con las paredes de la tubería. Esta teoría se presentará más adelante.

6.3.2.1 Métodos para la Estimación del orden de reacción y de los coeficientes

La reacción de un soluto, con otras sustancias contenidas en el agua en movimiento, se describe como. Reacción en el seno del fluido, y su correspondiente orden de reacción y sus coeficientes pueden ser estimados por pruebas de laboratorio en frascos. Estos coeficientes varían según el soluto y otros factores, posiblemente, para la sustancia en cuestión. Por ejemplo, para el cloro, el coeficiente de reacción dependerá de la cantidad y el tipo de materia orgánica en el agua y la temperatura. Las aguas subterráneas normalmente serán menos reactivas que las aguas superficiales (a menos que haya una cantidad significativa de agentes reductores inorgánicos, tales como el hierro). Los coeficientes suelen aumentar con el aumento de la temperatura. La ejecución de pruebas múltiples a diferentes temperaturas, proporcionará una evaluación más precisa de cómo el coeficiente varía con la temperatura.

6.3.2.1.1 Pruebas en Frasco

Las pruebas en frascos, consisten en tomar una muestra de agua en una serie de botellas de vidrio, no reactivas, y se analizan los contenidos de cada botella en diferentes tiempos. Es mejor obtener las muestras de agua a la entrada de la red de distribución, como en una planta de tratamiento o en una estación de bombeo. Esta agua se debe almacenar a la temperatura que se espera tener en la red. Se debe tomar una muestra adecuada, ya que algunos análisis pueden requerir la utilización de una porción de la muestra de agua. El volumen de la muestra debe ser suficiente para garantizar la disponibilidad durante todo el experimento. La prueba debe durar por lo menos el tiempo de viaje máximo que se espera en la red o hasta que la concentración inicial se haya reducido en más de la mitad.

Para el soluto de interés, se deben realizar pruebas periódicas y los valores medidos se registran con el tiempo de medición. Después del experimento, los datos de concentración se utilizan para estimar el orden de reacción y los coeficientes correspondientes, como se describe a continuación. Vasconcelos, J., et al (1997) describen este procedimiento con más detalle para el análisis de cloro.

6.3.2.1.2 Análisis de los Datos

Varios enfoques se pueden aplicar para estimar el orden de reacción y determinar los coeficientes (Chapra, 1997). Por medio del Método Integral, con el que gráficamente los datos se ajustan a diversas funciones. Para estimar un orden de reacción, las

concentraciones de los solutos se grafican contra en tiempo para una potencia n_c-1 . Para una relación de primer orden, se grafica $\ln(C_T)$. Si el orden elegido es correcto, los datos tenderán a una línea recta. La Ilustración 6.14 muestra gráficos para cero, primer y segundo orden. Los coeficientes de reacción, puede estimarse como se indica en la Tabla 6.5 y son suficientes para aplicar las ecuaciones discutidas en las secciones anteriores. Por ejemplo, la relación lineal para una reacción de primer orden resulta:

$$\ln(C) = k_b t + \ln(C_0) \quad \text{Ec. 90}$$

Tabla 6.5 Parámetros determinados a partir del análisis de los datos de concentración para órdenes de reacción diferentes

Orden	Variable dependiente	Intercepción	Pendiente
Cero	C	C_0	$-k_b$
Primer	$\ln(C)$	$\ln(C_0)$	$-k_b$
Segundo	$1/C$	$1/C_0$	k_b
Segundo orden para sustancias dependientes	$\ln(C_A/C_B)$	$\ln(C_{A,0}/C_{B,0})$	$(C_{A,0} - C_{B,0})k_b$
n_c^{th}	C^{1-n_c}	$C_0^{1-n_c}$	$(n_c - 1)k_b$

Nota: Si una porción del soluto C^ es no reactiva, o existe un crecimiento limitado, la variable dependiente resulta $(C - C^*)$ en vez de C y el término de intersección será $(C_0 - C^*)$.*

Como se muestra en la Ilustración 6.14, Para los datos trazados (C_T), contra el tiempo, la reacción es de primer orden, debe dar lugar a una línea recta, donde C_T es la concentración en el tiempo T y C_0 es la concentración en el tiempo cero.

En todas las reacciones, el ajuste lineal sólo puede proporcionar tres parámetros para el modelo, k , C_0 y n_c . El orden de reacción se determina mediante la confirmación de los datos siguen una línea en el gráfico correspondiente y la ecuación de la recta da dos ecuaciones más que se utilizan para calcular k y C_0 . La función de orden cero (Ec. 64) y las ecuaciones para el decaimiento de la concentración (Ec. 69 y Ec. 74), sólo requieren estos tres parámetros.

Sin embargo, cuando un soluto presenta un crecimiento limitado o tiene un componente recalcitrantes que no se descompone por completo, C^* es distinta de cero en las ecuaciones Ec. 71 y Ec. 75. Por tanto, esta cuarta incógnita, C^* se determinará mediante el trazado de la concentración, C , en función del tiempo. C^* es entonces la concentración límite a la cual se aproxima asintóticamente a lo largo del tiempo.

Un segundo enfoque del método diferencial, establece el orden de reacción y los coeficientes de reacción de forma directa. Pero requiere trazar la derivada de la concentración con respecto al tiempo en lugar de la concentración directamente. Con una ecuación de la forma:

$$\ln\left(-\frac{dC}{dt}\right) = \ln(k_b) + n_c \ln(C) \quad \text{Ec. 91}$$

Los términos de la derivada son estimados numéricamente como $(C_{i+1} - C_{i-1})/(t_{i+1} - t_{i-1})$, donde los subíndices $i + 1$ e $i - 1$ corresponden a puntos no consecutivos. La solución numérica de la derivada puede introducir errores, por lo que se puede ajustar una curva, dC/dt contra el tiempo, a los puntos discretos (Ilustración 6.15). Los puntos de la curva ajustada para $\log(-dC/dt)$ y $\log(C)$ se muestran en la Ilustración 6.15 b. Un mejor ajuste para la ecuación Ec. 91 se hace a los puntos para estimar n_c y k_b , donde n_c es la pendiente y k_b , es la intersección al eje y. Al igual que en el método integral, el procedimiento se modificada ligeramente para que los solutos que son de crecimiento limitado o de decaimiento parcial. C^* es estimado por el trazo de C vs t . A continuación, para determinar k_b y n_c , $(C - C^*)$ se representa en el eje x en la Ilustración 6.15b.

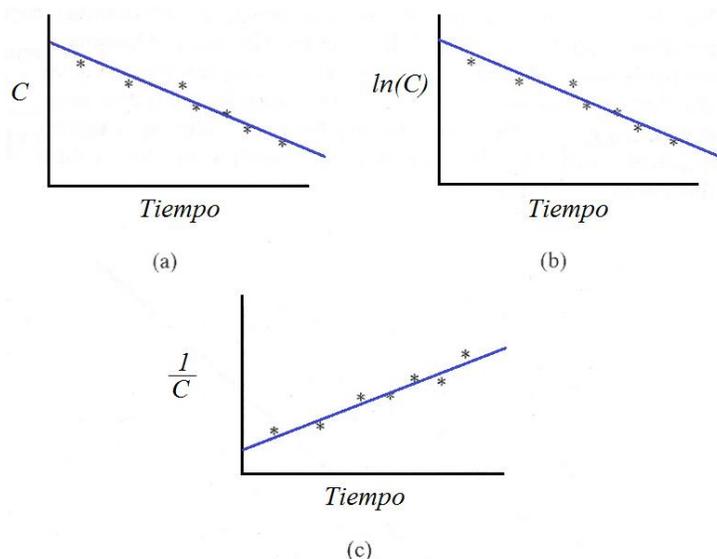


Ilustración 6.14 Gráficos para definir la relación que siguen las funciones de decaimiento/aumento de (a) orden cero, (b) primer orden y (c) segundo orden.

Un método de tipo diferencial también puede ayudar a identificar las reacciones que sigue la ecuación de Michaelis-Menton. Una representación de Lineweaver-Burk se utiliza para confirmar el modelo y determinar los coeficientes de reacción (Ilustración 6.16). En este caso, $1/(-dC/dt)$ se grafica contra $1/C$. Si se obtiene una línea recta, la pendiente es igual a k_b/C^M y el intercepto en y es igual a $-1/C^M$.

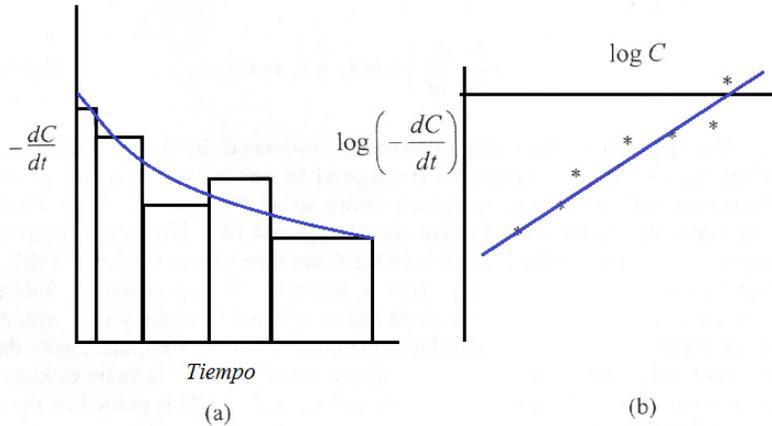


Ilustración 6.15 Representación gráfica del método diferencial para la determinación del orden de reacción y el coeficiente, La derivada resuelta numéricamente se grafica contra el tiempo como un histograma (a). Una curva se ajusta a los datos para suavizar los resultados garantizando al mismo tiempo que las áreas bajo la curva dibujada y el histograma sean los mismos. El logaritmo del gradiente ajustado y de la concentración se graficados en (b). La mejor línea de ajuste se determina a través de regresión.

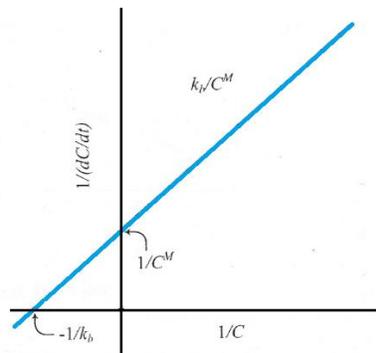


Ilustración 6.16 Representación de Lineweaver-Burk para comprobar la reacción de Michaelis-Menton y la determinación de los coeficientes de reacción.

Curva numérica de ajuste. Es el tercer método para la determinación de orden de reacción y los coeficientes. En la mayoría de los casos, una forma de reacción es seleccionada y el esquema de análisis se resuelve en poco tiempo. La mayoría de las hojas de cálculo puede reducir al mínimo los errores entre los datos y la función ajustada por medio de un ajuste de mínimos cuadrados

6.3.2.2 Relaciones empíricas del decaimiento de la concentración de cloro en el seno del fluido

El modelado de cloro fue impulsado principalmente para el análisis de calidad del agua en redes de distribución de agua potable. Como tal, una gran cantidad de trabajo se enfocó en el desarrollo de relaciones de reacción y los coeficientes de decaimiento. La tendencia observada del decaimiento es que una gran caída en la concentración se produce justo

después de la cloración (alrededor de cuatro horas) a continuación, el decaimiento continúa pero a un ritmo más lento.

Powell, J., et al (2000) compararon seis modelos de la descomposición del cloro libre en el seno de agua para dos tuberías *in situ*. Ellos encontraron que, para efectos del modelado de la red, una función de primer orden en general es apropiada, sobre todo, después de la caída inicial pronunciada. Vasconcelos, J., et al (1997) llegaron a una conclusión similar, con respecto al decaimiento en el seno del fluido, basado en un sistema actual de distribución de datos. También propusieron que las reacciones en la pared de la tubería se caracterizan por una función de reacción limitada de orden cero. Una amplia gama de coeficientes de decaimiento en el seno del fluido han sido reportados en la literatura (Tabla 6.6).

El decaimiento del cloro en el seno del fluido ha demostrado estar relacionado con la temperatura, la concentración de cloro inicial, el número de veces que el agua ha sido tratada con cloro y el de carbono orgánico total presente en el agua. Las relaciones, por lo general, se muestra en forma de ecuaciones lineales o funciones de potencia. Por ejemplo, utilizando datos de una planta de tratamiento en el Reino Unido, Hallam, N., et al (2003) presentaron:

$$k_b = 5.9 \times 10^6 C_0^{-1} TOC^{2.06} N_{Cl}^{-1.14} e^{-[E_A/R_l(T_w+273)]} \quad \text{Ec. 92}$$

donde el coeficiente de decaimiento esta en (*l/hr*), C_0 es la concentración inicial de cloro, TOC es el carbono orgánico total (*mg/l*), N_{Cl} , es el número de veces que el agua haya sido tratada con cloro, E_A es la energía de activación (*J/mol*), R_l es la constante de los gases ideales (*8.31 J/mol °C*), y T_w es la temperatura del agua en °C. Kiene, L., et al (1998) también formularon una relación para decaimiento de primer orden.

$$k_b = 1.8 \times 10^6 TOC e^{-[6050/(T_w+273)]} \quad \text{Ec. 93}$$

donde k_b está en *l/hr*, TOC en *mg/l* y T_w es la temperatura en °C.

El decaimiento de cloro se ha modelado usando la ecuación de Michaelis-Menton (Ec. 81) y Koechling (1998) encontró que k_b y C^M podrían estar relacionados con el contenido orgánico total del agua y la absorción ultravioleta. Este modelo de reacción tiene la siguiente forma:

$$k_b = 0.32 UVA^{1.365} \frac{100 UVA}{DOC} \quad \text{Ec. 94a}$$

$$C^M = 4.98 UVA - 1.91 DOC \quad \text{Ec. 94b}$$

donde DOC es la concentración de carbono orgánico disuelto (*mg/l*).

Tabla 6.6 Coeficientes de decaimiento para el cloro, reportados (Lansey & Boulos, 2005)

Referencia/fuente	Coeficiente de decaimiento, k_b 1/día
Planta de tratamiento Bellingham	0.833
Planta de tratamiento Fairfield	1.16
Estación de bombeo Harrisburg Oberlin	0.232
Acueducto North Martin Russian R.	1.32
Planta de tratamiento N. Martin Stafford	17.7
Mezcla 50/50 Planta de tratamiento/acueducto N. Martin	10.8
N. Penn keystone tie-in	0.082
Planta de tratamiento N. Penn Forest Park	0.767
N. Penn 50/50 planta de tratamiento/tiein	0.264
N. Penn well W17	0.355
N. Penn well W12	0.102
Rossmann et al (1994)/Cherry Hill & Brushy Plains	0.55
Boulos et al (1996)/Azusa, CA	0.301 (análisis completo), 0.82 (primeras 4 horas después de la cloración)
Kennedy et al (1993)/Akron, OH	0.26 - 0.39
El-Shorbagy (2000)/Abu-Dhabi, UAE	1.68
Powell et al (2000)/32 puntos en la región de Severn Trent, UK	0.24 - 7.7
Zhang et al (1992)/Macao	1.15 - 2.3
Hua et al (1999)/ Salida del tratamiento UK	0.48 - 5.4

Utilizando una fórmula de reacción de segundo orden Ec. 80, Clark (1998) propuso un modelo decaimiento de cloro / producción de THM en un punto, donde C_A es la concentración de cloro. Más tarde, Clark y Sivaganesan (1998) desarrollaron las siguientes funciones de regresión para determinar los parámetros de la ecuación.

$$k_{AB} = e^{0.32} e_0^{-0.44} TOC^{0.63} pH^{-0.29} T_w^{0.14} \quad \text{Ec. 95a}$$

$$\ln(N) = -2.46 - 0.19TOC - 0.14pH - 0.07T_w + 0.01T_w pH \quad \text{Ec. 95b}$$

Donde TOC y T_w es el carbono orgánico total (mg/l) y la temperatura del agua ($^{\circ}C$), respectivamente, y CI_0 es la concentración de cloro inicial (mg/l). Boccelli, D., et al (2003) señaló que estas ecuaciones de regresión son incompatibles con las definiciones de parámetros (es decir, K debe ser lineal con la $1/CI_0$ y M no debe ser independiente de CI_0).

Como resultado, además consideraron una forma ligeramente diferente de la ecuación Ec. 80 con parámetros independientes de Cl_0 :

$$Cl(\tau) = \frac{Cl_0 - K_{AB}^*}{1 - (K_{AB}^*/Cl_0)e^{-(Cl_0/(K_{AB}^*-1)u^*\tau)}} \quad \text{Ec. 96}$$

donde $K_{AB}^* = a C_{B,0}/Cl_0$ y $u^* = k_a C_{B,0}$ donde $C_{B,0}$ es la concentración inicial del reactivo, en este caso, es la concentración de materia orgánica. Con este modelo puede ser evaluado en un rango más amplio de concentraciones iniciales de cloro y se aplica a las condiciones de re-cloración.

Para representar mejor el decaimiento observado, es decir, con un principio rápido y más tarde la descomposición gradual, Clark y Sivaganesan ampliaron su modelo de segundo orden, para funciones de reacción de solutos dependientes, para dar cuenta de los dos tipos de materiales orgánicos que reaccionan con el cloro. Los materiales orgánicos que reaccionan de manera rápida se asociaron con una parte del cloro libre (componente 1) y el resto del cloro libre (componente 2) se asoció a la reacción lenta (con materiales orgánicos). La relación resultante derivada del cambio de cloro residual total fue:

$$Cl(\tau) = \frac{Cl_0 Z(1 - R_1)}{1 - R_1 e^{(1-R_1)k_1\tau}} + \frac{Cl_0(1 - Z)(1 - R_2)}{1 - R_2 e^{(1-R_2)k_2\tau}} \quad \text{Ec. 97}$$

donde los subíndices 1 y 2 se refieren a los componentes de cloro y k_1 , k_2 , R_1 y R_2 son parámetros de ajuste. Z es la proporción total de cloro, que está asociado con el componente 1, es decir, $Z = Cl_1/Cl_0$, donde Cl_0 es la concentración inicial de cloro total. Tenga en cuenta que si $Z = 1$, la ecuación. Ec. 97 se convierte en un modelo de decaimiento de segundo orden para una sola especie (Ec. 4-45). Las ecuaciones de regresión se basaron en 36 conjuntos de datos y fueron desarrollados para los cinco parámetros de la ecuación.

$$k_1 = e^{6.58(TOC + 1)^{2.66}(UV_{254} + 1)^{7.63}(Cl_0 + 1)^{-3.25}pH^{-1.45}(Br + 1)^{0.06}} \quad (a)$$

$$R_1 = e^{-3.56(TOC + 1)^{1.68}(UV_{254} + 1)^{3.94}(Cl_0 + 1)^{-1.68}pH^{1.05}T_w^{0.69}} \quad (b)$$

$$k_2 = e^{-4.83(TOC + 1)^{-2.43}(UV_{254} + 1)^{-7.71}(Cl_0 + 1)^{-3.63}pH^{-0.31}(Br + 1)^{-0.32}alk^{0.14}} \quad (c) \quad \text{Ec. 98}$$

$$R_2 = e^{0.48(TOC + 1)^{1.81}(Cl_0 + 1)^{-1.82}e^{0.03T_w}} \quad (d)$$

$$Z/(1 - Z) = e^{4.94(UV_{254} + 1)^{2.89}(Cl_0 + 1)^{-0.57}pH^{-1.16}T_w^{-0.79}} \quad (e)$$

donde UV_{254} , Br y alk son la absorción espectral ultravioleta inicial (cm^{-1}), la concentración de iones de bromuro (mg/l) y la alcalinidad (mg/l), respectivamente.

6.3.2.3 Relaciones de reacción para los subproductos de desinfección

Dentro de una red de tuberías, el cloro reacciona con materiales orgánicos, tales como los ácidos húmicos y fúlvicos, y los subproductos de la desinfección (DBP) que resultan,

incluyen a los trihalometanos (THM) y ácidos haloacéticos (HAA). La cantidad de cloro libre precursor y la cantidad de materia orgánica pueden limitar la formación de la DBP.

Se han desarrollado modelos empíricos de regresión para estimar el total de THM (TTHM) y su formación de compuestos individuales dentro de un sistema de distribución. Estas ecuaciones suelen ser para un sitio específico e incluyen factores tales como el carbono orgánico total, la temperatura, la dosificación de cloro, la concentración de bromuro, el tiempo de reacción y el pH de cloración (Lansey, K., Boulos, P., 2005). Sung, W., et al (2000) introdujeron la siguiente ecuación con datos de “*Massachusetts Water Authority’s surface wáter systems*”:

$$THM = 2.2 \times 10^6 [OH^-]^{0.53} \left(C_0 (1 - e^{-k\tau}) \right)^{0.52} (UV_{254})^{0.47} (algae)^{-0.087} \quad \text{Ec. 99}$$

donde las concentraciones de THM están en mg/l, OH es la concentración de hidróxido que incorpora la temperatura y el pH, la UV₂₅₄ es la absorbencia ultravioleta a una longitud de onda de 254 nm (1/cm), algae es la concentración de algas en ASU/ml, y C₀(1 - e^{-kτ}) es la cantidad de cloro que reacciona desde el punto de adición, con la concentración C₀, hasta el punto de interés durante su tiempo de viaje, τ. Para predecir THM usando modelos de esta forma o lecturas directas en una red de distribución y un modelo de calidad del agua se ejecuta para la concentración de cloro o el tiempo de viaje y los resultados se sustituyen en la ecuación Ec. 99.

Para modelar la distribución espacial de la generación de THM en un sistema, puede ser apropiado un modelo de crecimiento saturado de primer orden, con un nivel de saturación que se basa en la limitación de cloro o en la concentración inicial de los precursores. Alternativamente, mediante la formulación de una función de reacción de segundo orden, Clark (1998) propuso un modelo de formación de THM donde están vinculados a los precursores DBP con la demanda de cloro y la disponibilidad. Sobre la base de una reacción equilibrada (Ec. 78), la producción de THM, es una función lineal de la demanda de cloro:

$$THM(t) = T_{THM} \left\{ Cl_0 \left[\frac{Cl_0(1 - K_{AB})}{1 - K_{AB} e^{-(1-K_{AB})ut}} \right] \right\} + THM_0 \quad \text{Ec. 100}$$

donde T_{THM} es un parámetro calibrado y THM₀ es la concentración inicial de THM. Clark y Sivaganesean (1998), ajustaron una ecuación de regresión para identificar T_{THM} de las características del agua y las condiciones de campo.

$$T_{THM} = e^{1.49} Cl_0^{-0.48} TOC^{0.18} pH^{0.96} T_w^{0.28} \quad \text{Ec. 101}$$

donde K_{AB} y u = N(1 - K_{AB}) son estimados utilizando la Ec. 95 a y b.

Boccelli, et al, (2003) calcularon la producción de THM con una relación similar y sus parámetros modificados. Tanto Clark como Boccelli demostraron que el modelo de segundo orden es más adecuado que uno de primer orden, pero con un número mayor de parámetros. El trabajo de Boccelli examina más a fondo las condiciones re-cloración pero

no evalúa suficientes sitios para proporcionar una guía de aplicación del modelo más general. Clark, R., et al, (2001) amplían las relaciones de sub productos de desinfección a múltiples especies de cloración y compuestos de bromuro. También produjo una serie de ecuaciones de regresión para estimar los parámetros del modelo.

Una de las dificultades en las redes con múltiples fuentes, es que la formación de THM no es una respuesta aditiva simple durante la mezcla. El-Shorbagy, W. (2000) desarrolló un enfoque estequiométrico para el modelado de THM y sus cuatro principales componentes: triclorometano (cloroformo), bromodichlorometano, dibromoclorometano y tribromometano (bromoformo). El modelo se basa en la ecuación de primer orden para el decaimiento y el crecimiento de DBP. Esto requiere los niveles de cloro, varios parámetros calibrados y la solución de un pequeño problema de optimización en cada paso de tiempo del modelado.

6.3.2.4 Reacciones con la pared de la tubería para el decaimiento de cloro

Para calcular las reacciones, de un soluto con el material de la tubería o material en la pared del tubo, dos cuestiones deben ser tratadas. En primer lugar, el coeficiente de decaimiento actual debe ser identificado. Algunos estudios recientes proporcionan una orientación general en este sentido y que se describen en la siguiente sección. La segunda cuestión, es la mezcla radial en la tubería para determinar la cantidad de soluto en contacto con el material de la pared. El nivel de la mezcla depende del régimen de flujo.

6.3.2.4.1 Coeficientes de Reacción

El rango de impacto, de la reacción con la pared, es muy grande para decaimiento de cloro. Hua, F., et al, (1999) examinaron tres tubos de ensayo y se encontró que k_{pared} fue sólo el 10% de k_b , dando como resultado un pequeño cambio en la demanda de cloro. Clark, R., et al, (1993), sin embargo, se encontraron que k_{pared} , podría superar k_b . Claramente, las condiciones varían entre las redes. Por lo que la calibración de campo es necesaria.

Basado en varios estudios publicados, Rossman, L., et al, (2001) informaron que un valor para k_{pared} del orden de $3día^{-1}$ ($0.125 h^{-1}$) es razonable para tuberías de hierro fundido y dúctil. Hallam, N., et al (2002) completaron estudios de campo y laboratorio para determinar las constantes de desintegración de la pared para una gama de materiales de tuberías. De las pruebas con trazadores, el decaimiento constante de la pared varía de 0 a $1.64 hr^{-1}$ con el 70% de los valores por debajo de $0.4 hr^{-1}$. En tuberías de hierro fundido, se presentaron los valores más altos y la mayor variabilidad. Se examinaron en el laboratorio tubos de: concreto reforzado (CICL), cloruro de polivinilo (PVC) y polietileno de media densidad (MDPE) y se comprobó que tienen constantes de decaimiento de 0.01 a $0.78 hr^{-1}$. Con base en estos resultados se clasifican, tubos de hierro fundido ($CI - \overline{k_{pared}} = 0.67hr^{-1}$) y de hierro ($SI - 0.33$) como reactivos y CICL (0.13), PVC (0.09) y MDPE (0.05) como no reactivos. El valor en paréntesis para cada tipo, es el promedio del coeficiente de la pared en sitio. De los datos de laboratorio, los coeficientes son los mismos excepto el CICL que fue de $0.12 hr^{-1}$. Los estudios también indicaron que k_{pared} aumentó

linealmente con la velocidad en las tuberías de hierro, pero una clara relación no fue evidente para los tubos no reactivos. Por último, K_{pared} estaba inversamente relacionada con el nivel de cloro inicial

6.3.2.4.2 Transporte Radial de Flujo

Los coeficientes de reacción en la pared de la tubería se ven afectados por tres factores: (1) la capacidad reactiva de la biocapa, (2) el área de la pared disponible para las reaccionar, y (3) el movimiento del agua a la pared. Rossman, L., et al (1994) desarrollaron un enfoque teórico de transferencia de masa para estimar k_{pared} . La naturaleza reactiva del material de la pared se mide por la constante de reacción en la pared, k_w [L/T]. El área de la pared disponible es la superficie por unidad de volumen de la sección transversal de la tubería disponible para interactuar con el agua. Para un tubo circular, este término es igual a $2/R = 2\pi RL/\pi R^2 L$, donde R es el radio de la tubería y L es la longitud del tubo.

La mezcla de agua es más compleja. La transferencia de masa entre el volumen de agua y la pared del tubo está representada por el número de Sherwood (Sh), en una transferencia de masa, el coeficiente k_f es:

$$k_f = Sh \left(\frac{D_m}{D} \right) \quad \text{Ec. 102}$$

donde D_m es la difusividad molecular del transporte de solutos y D es el diámetro de la tubería, el número adimensional de Sherwood se diferencia con el régimen de flujo. En flujo laminar ($R < 2300$):

$$Sh = 3.65 + \frac{0.0668(D/L)\Re Sc}{1 + 0.04[(D/L)\Re Sc]^{2/3}} \quad \text{Ec. 103}$$

donde Sc es el número de Schmidt (ν/D_m) (Edwards, D., et al, 1976).

Se espera que en régimen turbulento la mezcla sea mayor en comparación con el flujo laminar. Por esta condición, Notter, R. y Sleicher, C. (1971) propusieron la siguiente relación empírica para el número Sherwood:

$$Sh = 0.0149\Re^{0.88}Sc^{1/3} \quad \text{Ec. 104}$$

Para una reacción de primer orden, los términos que describen los tres factores se combinan para formar:

$$k_{pared} = \frac{2k_w k_f}{R(abs(k_w) + k_f)} \quad \text{Ec. 105}$$

donde abs es el valor absoluto de la operación. k_{pared} es entonces sustituido en la ecuación Ec. 89 para calcular el coeficiente global de decaimiento para la ecuación de reacción $r(C) = kC$. Tenga en cuenta que el número de Sherwood, k_f y k_{pared} pueden ser diferentes para cada tubo de la red y para las condiciones de caudal variable.

Si la reacción con la pared se modela como una reacción de orden cero, n_c es igual a 0 y $r(C)$ es una constante. La velocidad de reacción no puede ser superior a la tasa de transferencia de masa, entonces $r(C)$ es igual al mínimo de $k_w(2/R)$ o un aparente coeficiente de reacción de primer orden $k_f C(2/R)$.

Todos los términos de la ecuación Ec. 105 están disponibles, de los datos físicos medidos o del análisis hidráulico, salvo el coeficiente de reacción con la pared (k_w) y la difusividad molecular del soluto (D_m). El único medio para determinar la constante de reacción es calibrar el modelo de calidad del agua con los datos medidos en campo. La difusividad molecular es una propiedad física de las sustancias, por ejemplo. El D_m del ácido hipocloroso (HOCl), la especie dominante del cloro libre, es de $1.44 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$ ($0.00112 \text{ ft}^2/\text{día}$), mientras que el D_m del metiltilcetona (un precursor de trihalometanos representativo) es de $9.8 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$.

El coeficiente de reacción con la pared puede depender de la temperatura y también se pueden correlacionar con la edad y el material de la tubería. Como en los tubos de metal, con la edad, la rugosidad tiende a aumentar debido a la incrustación y tuberculación de los productos corrosivos en las paredes de la tubería. Este aumento de la rugosidad produce una disminución del factor C de Hazen-Williams o un coeficiente de rugosidad (e) equivalente más elevado, dando como resultado una mayor pérdida de carga por fricción en el flujo a través de la tubería.

Alguna evidencia sugiere que los mismos procesos que incrementan la rugosidad de una tubería, con la edad, también tienden a aumentar la reactividad de la pared con algunas especies químicas, especialmente cloro y otros desinfectantes (Vasconcelos, J., et al, 1997). Basado en sus trabajos, un coeficiente k_w de un tubo se puede expresar como una función del coeficiente utilizado para describir su rugosidad y un coeficiente de reacción con la pared F , como se indica en la Tabla 6.7.

Tabla 6.7 Coeficientes de reacción con la pared para diferentes ecuaciones de pérdida de carga

Ecuación de pérdida de carga	Coeficiente de reacción con la pared k_w
Hazen-Williams	F/C_{HW}
Darcy-Weisbach	$-F/\log(e/D)$
Chezy-Manning	$F n_m$

F tiene un significado diferente en función de la ecuación de pérdida de carga. La ventaja de utilizar este enfoque es que requiere sólo un parámetro, F , para permitir que el coeficiente de reacción con la pared varíe a lo largo de la red. k_w y F son específicos del sistema. Vasconcelos, J., et al, (1997) reportaron valores de k_w que van desde 0.1 hasta 5.0 ft/día y los valores de F de 10 a 650 para los cuatro sistemas de distribución que ellos estudiaron.

Ozdemir, O., Ucak, A. (1998) resolvieron la relación de flujo radial con un coeficiente de difusión efectivo que varía con Reynolds, el número está disponible en la literatura. Para

números de Reynolds superiores a 10000 (flujo completamente turbulento), los resultados fueron encontrados en el modelo de Rossman-Biswas. Para las reacciones de primer orden, se desarrolló un factor de corrección, F_C , basado en el flujo de modelado bi-dimensional:

$$\log\left(\frac{F_C v R}{k_w L}\right) = -0.9538 \log\left(\frac{\mathcal{R}}{1000}\right) - 1 \quad \text{Ec. 106}$$

F_C es inversamente proporcional a \mathcal{R} y este efecto es insignificante para $\mathcal{R} > 30000$. F_C puede ser usado para ajustar el decaimiento total constante por:

$$C_t^{dif} = \left(\frac{C_t}{1 + F_C}\right) \quad \text{Ec. 107}$$

donde C es la concentración de cloro en el tiempo t con una función de decaimiento de primer orden y la constante de decaimiento se calcula los coeficientes para el seno del fluido y para la pared y C_t^{dif} es la concentración de cloro después de la corrección por difusión.

6.3.3 Edad del Agua y Trazadores

La preocupación inicial, que condujo a la modelación de la calidad del agua, fue el comportamiento del cloro. Si los coeficientes de decaimiento no se conocen, una medida alternativa para el decaimiento, es la edad del agua. Como se señaló anteriormente, un modelo de crecimiento de orden cero se puede utilizar para representar la edad del agua. Un análisis de la edad del agua puede ser usado para otros fines.

La edad del agua, está en función del gasto en las tuberías. Las tuberías son reactores de flujo pistón y, de hecho, actúan como tanques en la transmisión de flujo de un nodo a otro. El caudal de la tubería y la velocidad están directamente relacionados con su tiempo de viaje y la edad del agua. Una tubería que ha sido diseñada con un gran diámetro, para reducir las pérdidas de energía o con la expectativa de crecimiento en el futuro, puede afectar negativamente a la calidad del agua, ya que, el agua, puede permanecer en la tubería por largos períodos de tiempo. Un tanque puede tener un efecto similar. Un análisis hidráulico proporciona toda la información necesaria para calcular la edad media de agua que se extrae en todos los nodos.

También con este análisis se puede identificar la fuente de agua para un punto en particular. Considerando una red con suministros múltiples, con distintas calidades de agua, para un punto específico, el agua mezclada final puede ser motivo de preocupación con respecto al sabor, olor y su calidad en general. La utilidad de rastreo de fuentes es también útil para identificar las vulnerabilidades y las fuentes de contaminación. Por ejemplo, si por medio de lecturas en campo, se detecta un cambio en la calidad del agua, se puede identificar la posible ubicación de la fuente y otros nodos que pudieran estar afectados.

Para identificar la contribución de cada una de las N_S fuentes en condiciones dinámicas, (N_S-1) simulaciones de calidad de agua se debe ejecutar. Cada una de las simulaciones

individuales se realiza para una sustancia conservativa ficticia suministrada desde un nodo fuente (n_s) con una concentración de 100. Esta agua se distribuye a través de la red y en el nodo de interés, el porcentaje de concentración es el porcentaje de contribución del nodo de origen n_s , o de $p(n_s)$. Para condiciones de flujo inestable, este porcentaje va a cambiar en función del tiempo. El análisis de trazador conservativo se completa para cada uno de los nodos fuente. El porcentaje de contribución para la última fuente (nodo fuente N_s) es el agua extraída, no contabilizada y se calcula con:

$$p(N_s) = 100 - \sum_{n_s=1}^{N_s-1} p(n_s) \quad \text{Ec. 108}$$

El algoritmo de seguimiento en retroceso puede ser más eficiente en la determinación de lugares de origen, en particular para nodos individuales, bajo condiciones dinámicas. Este enfoque comienza su análisis en los puntos de extracción y realiza el análisis en retroceso a través de la red, con las condiciones hidráulicas, para identificar las fuentes y en qué momento el agua fue suministrada.

7 Simulación de Calidad del Agua en Estado Permanente

La modelación de calidad del agua en estado permanente es útil para comprender, desde una perspectiva global, cómo son las reacciones dentro de un sistema. El estado permanente, en calidad del agua, se alcanza cuando la calidad del agua en todos los nodos no cambia con el tiempo. Por tanto, el equilibrio, de calidad del agua, sólo se produce cuando las condiciones del flujo son invariantes en el tiempo y el flujo de todas las fuentes ha llegado a todos los nodos, por todas las tuberías.

7.1 Antecedentes

El tiempo para alcanzar el estado permanente de calidad del agua es igual al mayor tiempo de viaje desde cualquier fuente a cualquier nodo, es la suma de los tiempos t_n de viaje desde el origen a lo largo de la ruta más larga al nodo más lejano para una condición hidráulica constante.

A pesar de los cambios en las condiciones de flujo, el equilibrio hidráulico se alcanza rápidamente, las condiciones estables de calidad del agua son menos comunes, sin embargo, la modelación de condiciones estables pueden aportar una idea del funcionamiento de un sistema. Además, a partir del estado de equilibrio, se puede desarrollar una mejor comprensión de los principios básicos de calidad de agua. Este capítulo presenta un procedimiento general para evaluar la calidad del agua en estado permanente.

En condiciones de flujo permanente. Una gota, dentro de la red, no vuelve a pasar por un punto que ya ha pasado. Por tanto, podemos identificar las rutas desde las fuentes hacia cada nodo. Dado que la calidad del agua en cada tubería que entra en un nodo es constante, la calidad de agua que sale de él, puede ser estimada a partir de un simple cálculo de mezclado de las distintas aguas que ingresan. Con base en esta idea, las condiciones de la red se pueden calcular a partir del nodo de origen, siguiendo la dirección del flujo hacia todos los nodos.

7.2 Algoritmo General Para Redes en Estado Permanente

Boulos, P. y Altman, T. (1993) desarrollaron un método analítico general (explícito) para determinar el porcentaje de contribución de una fuente, la edad del agua y las concentraciones de solutos conservativos en una red de tuberías, mediante la extensión de los primeros planteamientos de Males, R., et al (1985), Chun y Selznick (1985), Clark, R., et al (1988), Wood, D. y Ormsbee, L. (1989), y Boulos, P., et al (1992). Los métodos anteriores requieren inversión de matrices para determinar la calidad del agua en toda la red. La principal ventaja del método explícito de Boulos y Altman es que la solución se puede obtener algebraicamente mediante una metodología de clasificación teórico-gráfica. Este enfoque riguroso se presenta en una forma generalizada, incluyendo la aplicación a los solutos no-conservativos (reactivos).

El algoritmo de solución: (1) determina las trayectorias de flujo usando un algoritmo de clasificación, (2) forma una matriz que describe las conexiones y dirección de flujo, (3) resuelve un conjunto de ecuaciones algebraicas para el parámetro deseado.

7.2.1 Algoritmo de Clasificación

Para determinar un único conjunto de líneas de flujo, el algoritmo de ordenación asume que el flujo en la red es acíclico. Esto implica que el flujo no circula alrededor de un circuito. Como el agua se mueve a través de un tubo, se producen pérdidas por fricción y disminuye la energía total. Dado que la altura total en el nodo es constante, bajo condiciones de flujo permanente, el flujo sólo puede volver a un nodo por el cual ya ha pasado, si se le añade energía a la corriente. A menos que exista una bomba de recirculación de flujo, el flujo cíclico no es posible. Ya que una bomba de recirculación no es deseable y desperdicia energía valiosa, la hipótesis de un flujo acíclico es apropiado para las operaciones normales. En la terminología de la teoría de grafos, este supuesto implica que la gráfica que representa la red de tuberías es una gráfica dirigida.

Para construir la gráfica dirigida, se comenzará en las fuentes y se moverán a través del sistema desde "aguas arriba" hacia "aguas abajo". Los nodos más elevados (nivel 1) son suministrados por medio de tuberías conectadas a un tanque o depósito. Los nodos siguientes (nivel 2) reciben el agua que ha pasado a través de los nodos del nivel 1 y posiblemente de otro nodo origen. El flujo de nivel 3 se suministra a los nodos sólo desde las fuentes, nodos de nivel 1 ó 2. En general, el flujo en los nodos de nivel n se recibe desde nodos de nivel $n-1$ o inferiores. Para una red pequeña, el grafo dirigido es razonablemente fácil de rastrear. Sin embargo, la identificación de las rutas y el establecimiento de las ecuaciones de mezcla, para el análisis en estado permanente, aumenta en complejidad con el tamaño de la red y es necesario un enfoque sistemático. El algoritmo de ordenación Boulos-Altman es uno de estos enfoques.

El algoritmo de clasificación (clasificación topológica) comienza por la identificación de todos los nodos que no reciben el flujo de cualquier nodo, excepto una fuente (es decir, nivel 1 de nodos). Considere la red de la Ilustración 7.1 con los datos hidráulicos correspondientes en la Tabla 7.1 (Boulos, P. y Altman, T., 1993). En esta red, los nodos I y III se encuentran en este nivel. El nodo I es seleccionado arbitrariamente como el primer nodo y etiquetado como nodo 1. Este nodo y todas las tuberías que salen de él (tubos de 2 y 3) son eliminados del sistema (Ilustración 7.2a). Posteriormente los otros nodos conectados a las fuentes se eliminan. El nodo III en nuestra numeración original, pasa a ser el nodo 2 y tubos de 4 y 6 se eliminan de la red (Ilustración 7.2b).

Después, todos los nodos de nivel 1 y las tuberías que salen de estos nodos se eliminan, entonces, se busca, en la red, un nodo que sólo tenga flujos de salida, excepto uno o más tubos conectados directamente a las fuentes. En cualquier caso, todas las condiciones de flujo ascendente se conocen. Puesto que todas las tuberías de los nodos de nivel 1 se han

eliminado, estos nodos, de nivel 2, deben ser suministrados por los nodos de nivel 1. Bajo el supuesto de un sistema acíclico, en al menos un nodo, se cumple esta condición. El nodo II original cumple este criterio. Este pasa a ser el nodo 3 y el tubo 5 se elimina de la red (Ilustración 7.2c). El proceso de búsqueda de nodos, con sólo tuberías de salida, continúa hasta que todos los nodos están etiquetados, como se muestra en la Ilustración 7.2(a-d), el nodo IV se convierte en el nodo 4, ya que es el cuarto nodo eliminado. Tabla 7.2 enumera la secuencia ordenada de nodos y las correspondientes conducciones eliminadas.

Tabla 7.1 Características de tuberías y datos hidráulicos, por ejemplo, la calidad del agua en estado estacionario

Tubería	Díámetro (mm)	Flujo (l/s)	Velocidad (m/s)	Tiempo de viaje (hrs)
1	400	42.82	0.34	0.49
2	300	13.77	0.19	0.85
3	300	19.05	0.27	0.62
4	300	10.49	0.15	1.13
5	200	4.26	0.14	1.23
6	300	16.69	0.24	0.71
7	400	47.18	0.38	0.44

Todas la tuberías tienen una longitud de 600 m y cuentan con un coeficiente de rugosidad de 120 (Hazen-Williams)

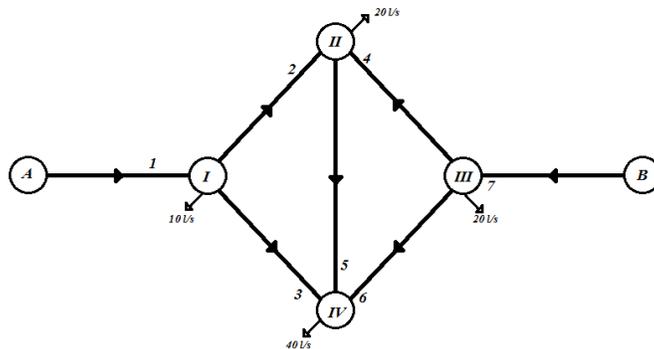


Ilustración 7.1 Ejemplo de red para contribución de fuentes y edad del agua con el sistema de numeración original de nodos. La dirección del flujo está dada por la flecha.

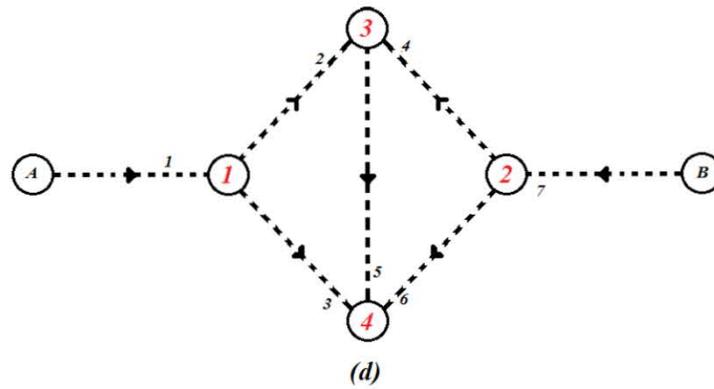
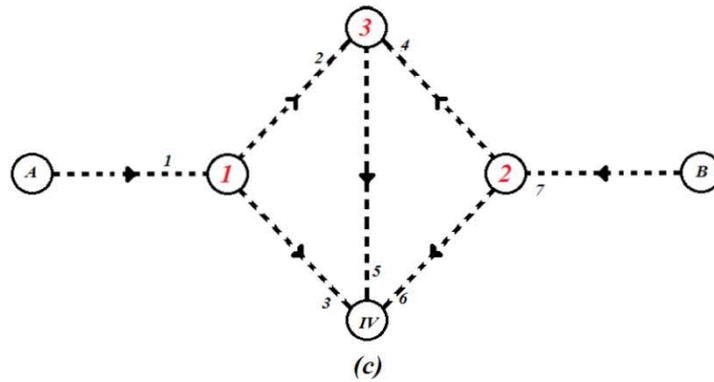
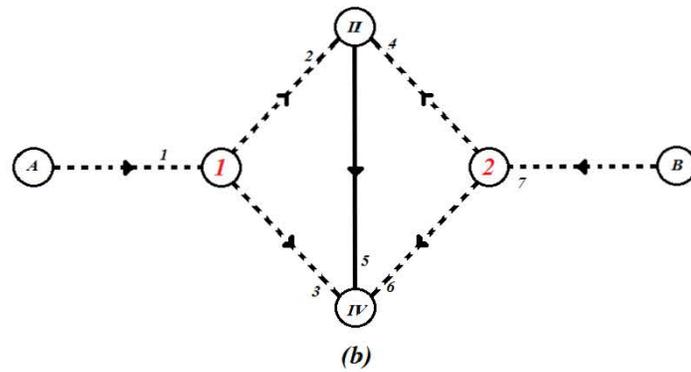
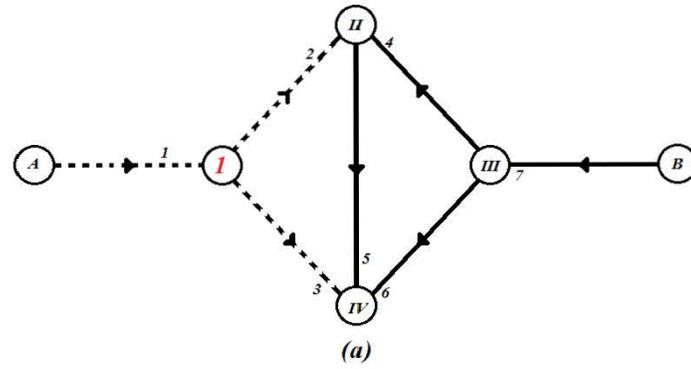


Ilustración 7.2 Clasificación de la red ejemplo. Las líneas discontinuas corresponden a las tuberías que se remueven durante las cuatro etapas (a-d). Los nodos están etiquetados en rojo a medida que se retiran.

Tabla 7.2 Secuencia de nodos y tuberías removidas y tubos conectados a los nodos ascendentes de la Ilustración 7.1

Nodo ordenado	Tubería removida	Tubería aguas arriba
1 (I)	2, 3	1
2 (III)	4, 6	7
3 (II)	5	2, 4
4 (IV)	-	3, 6

7.2.2 Análisis General de un Soluta

El enfoque para el análisis de la calidad del agua en estado permanente se basa en la premisa de que el transporte es puramente advectivo.

Con la advección, un componente sólo se puede mover de un nodo hacia un punto aguas abajo. El flujo a través de la red está definido por el grafo dirigido desarrollado en la sección anterior. El otro mecanismo para modificar la calidad del agua en un nodo es la conservación de masa, que puede escribirse para un nodo en general como:

$$C_{sal,i} \left(\sum_{I \in J_{sal,i}} Q_I + q_i^{sal} \right) - \sum_{I \in J_{ent,i}} C_I Q_I = C_i^{ent} q_i^{ent} \quad \text{Ec. 109}$$

$C_{sal,i}$ es la concentración en el agua que sale del nodo i en todos los tubos, mientras que C_I es la concentración de un soluto suministrado por las tuberías de entrada al final del tubo I o $C_I|_{x=L}$, donde L es la longitud de la tubería. La transformación puede ocurrir durante el viaje a través de la tubería entre estos dos puntos, las velocidades de flujo y los tiempos de viaje debe son valores conocidos a partir de los resultados del análisis hidráulico.

El primer término del lado izquierdo de la ecuación Ec. 109 es la masa del soluto al salir del nodo, el segundo término es la masa a la entrada del nodo. La ecuación Ec. 109 se aplica a partir de los puntos más elevados, de manera descendente, con esto, los valores del lado derecho de la ecuación son conocidos y $C_{sal,i}$ puede ser calculado. Boulos, P. y Altman, K. (1993) demostraron que estas relaciones pueden ser organizadas en una matriz triangular inferior.

7.2.3 Análisis de Contribución de Fuentes

Para presentar el método de análisis global, se considera una sustancia conservativa y se utiliza para determinar la contribución de una fuente en todos los nodos. Para determinar la contribución de una fuente, la concentración de la sustancia se considera igual a la unidad, en la fuente de interés y el flujo suministrado por otras fuentes, se le asigna una concentración cero.

Dado que la sustancia es conservativa ($k = 0$ y $r(C) = 0$) y el flujo es constante ($\partial C / \partial t = 0$), por la ecuación de transporte advectivo (Ec. 42) la concentración que se suministra en el extremo superior de un tubo, es igual a la concentración que éste entrega al nodo:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial C}{\partial x} = r(C) \Rightarrow 0 + V \frac{(C_l|_{x=L} - C_l|_{x=0})}{\Delta x} = 0 \Rightarrow C_l|_{x=L} = C_l|_{x=0}$$

Donde $C_l|_{x=L}$ y $C_l|_{x=0}$ son las concentraciones en los extremos aguas arriba y aguas abajo de la tubería, respectivamente. Como se observa, para una sustancia conservativa no se requiere análisis para cambios en la calidad del agua a lo largo de la tubería. Las transformaciones se producen debido a otras reacciones.

Considerando la red de la Ilustración 7.1, la contribución del agua a partir de los nodos A y B se determina para todos los demás nodos. Un nodo de origen se evalúa en primer lugar considerando una concentración de 1 para ese nodo ($C_A = 1$) y una concentración cero para el nodo B, de la Tabla 7.2, la tubería 1 es la única fuente de flujo para el nodo I y las tuberías 2 y 3 llevan el flujo desde este nodo. Con el flujo de una sola fuente, la concentración de salida en el nodo, $C_{sal,I}$, es igual a C_A y por la ecuación Ec. 109:

$$C_{sal,I}(Q_2 + Q_3 + q_1) - C_A Q_1 = 0 \Rightarrow$$

$$C_{sal,I} = \frac{C_A Q_1}{Q_2 + Q_3 + q_1} = \frac{1(42.82)}{13.77 + 19.05 + 10} = 1$$

Dado que el flujo desde el nodo I es suministrado por los tubos 2 y 3, la descarga del nodo tiene una concentración igual a 1.

Para resolver la contribución de las fuentes en todo el sistema se sigue la secuencia de nodos ordenados. El nodo III es el siguiente en ser considerado, con un flujo que ingresa por la tubería 7 y con tuberías de salida de 4 y 6. Para este análisis, el flujo de la fuente B tiene concentración cero. La sustitución de los términos de la ecuación Ec. 109 para determinar la concentración de salida para el nodo III resulta:

$$C_{sal,III}(Q_4 + Q_6 + q_{III}) - C_B Q_7 = 0 \Rightarrow$$

$$C_{sal,III} = \frac{C_B Q_7}{Q_4 + Q_6 + q_{III}} = \frac{0(47.18)}{10.49 + 16.69 + 20} = 0$$

Dado que la concentración en la tubería de 7 es 0, los tubos 4 y la extracción q_3 tienen la misma concentración, la fuente A no contribuye al flujo del nodo 3.

Del análisis de clasificación, el nodo II recibe parte de su suministro desde la fuente A por medio del tubo 2. La concentración de salida del nodo II hacia la tubería de 5 y la demanda q_{II} es entonces:

$$C_{sal,II}(Q_5 + q_{II}) - C_I Q_2 - C_{III} Q_4 = 0 \Rightarrow$$

$$C_{sal,II} = \frac{C_I Q_2 + C_{III} Q_4}{(Q_5 + q_{II})} = \frac{1(13.77) + 0(10.49)}{4.27 + 20} = 0.5673$$

Esta ecuación muestra que la fuente de suministro A contribuye con el 56,73% del flujo en el nodo II. Dado que la red tiene sólo dos fuentes, el caudal suministrado al nodo II

proveniente de la fuente B es igual $1 - 0.5673 = 0.4326$. Tomando en cuenta la contribución de flujo en la tubería 5 podemos estimar la contribución de las fuentes en el nodo IV, aplicando la ecuación Ec. 109:

$$C_{sal,IV}(q_{IV}) - C_I Q_3 - C_{III} Q_6 - C_{II} Q_5 = 0 \Rightarrow$$

$$C_{sal,IV} = \frac{C_I Q_3 + C_{III} Q_6 + C_{II} Q_5}{(q_{IV})} = \frac{1(19.05) + 0(16.69) + 0.5673(4.26)}{40} = 0.5367$$

Por tanto, la fuente A contribuye 53.67% del flujo en el nodo IV, mientras que la fuente B ofrece 46.33%. La contribución de las fuentes también se puede determinar mediante el establecimiento de $C_B = 1$ y $C_A = 0$ y completar un análisis similar al anterior.

Estos pasos muestran cómo realizar el seguimiento, a través del sistema con flujo dirigido, para calcular concentraciones en nodos aguas abajo conociendo la concentración en los nodos superiores. Las ecuaciones utilizadas en el ejemplo, para valores de C desconocidos del lado izquierdo y los términos del movimiento conocido (fuente A) del lado derecho, se pueden resumir en función de la numeración de los nodos como:

$$C_{sal,I}(Q_2 + Q_3 + q_1) = C_A Q_1 \quad [1]$$

$$C_{sal,III}(Q_4 + Q_6 + q_{III}) = C_B Q_7 \quad [2]$$

$$-C_I Q_2 \quad -C_{III} Q_4 \quad C_{sal,II}(Q_5 + q_{II}) = 0 \quad [3]$$

$$-C_I Q_3 \quad -C_{III} Q_6 \quad -C_{II} Q_5 \quad C_{sal,IV}(q_{IV}) = 0 \quad [4]$$

Ec. 110

Los índices (en números romanos corresponden a los nodos mientras que los subíndices en números arábigos, corresponden al número de tubería, Q , corresponde al gasto suministrado por cada una de las fuentes y q , corresponde a la demanda aplicada en cada nodo. Este sistema de cuatro ecuaciones se puede resolver para las cuatro concentraciones desconocidas.

Boulos y Altman generalizaron estas ecuaciones en forma matricial. Para el estudio de la contribución de la fuente, la Ec. 109 se puede escribir en forma matricial como:

$$\Psi I^s = \Phi^s \quad \text{Ec. 111}$$

donde I^s es un vector que representa la proporción de flujo suministrado por la fuente s en cada nodo (por ejemplo, la concentración C , para la ecuación Ec. 109) y Φ^s es el vector que contiene el flujo suministrado. Para el ejemplo, el caudal suministrado por la fuente s (el lado derecho de la ecuación Ec. 109 o Ec. 111).

Basado en una red ordenada Ψ es una matriz triangular inferior, de contribución de flujo que representa la mezcla en los nodos. Los elementos de la diagonal de Ψ son los flujos totales que pasan por el nodo i , y se calcula como la suma de las salidas del nodo (ver la ecuación Ec. 109) o:

$$\Psi_{ii} = \sum_{l \in J_{Sal,i}} Q_l q_i^{Sal} \quad \text{Ec. 112}$$

donde $J_{Sal,i}$ es el número de tuberías que llevan el flujo desde el nodo i . Estos términos se corresponden con el multiplicador en el primer término de la ecuación Ec. 109. Para el ejemplo, los coeficientes son los términos positivos en el lado izquierdo.

Los términos por debajo de la diagonal son los flujos en el nodo i desde el nodo m y representa el segundo término de la ecuación Ec. 109 (Los términos negativos en la matriz Ec. 110) o:

$$\Psi_{mi} = -Q_l \quad \text{Ec. 113}$$

Los términos por encima de la diagonal ($m > i$) son cero porque no hay ningún nodo que lleve flujo a un nodo aguas arriba. Dada la estructura triangular inferior de Ψ y como se mostró anteriormente, la ecuación Ec. 111 se puede resolver algebraicamente para los términos desconocidos en F^s .

Para el ejemplo, Ψ resulta:

$$\begin{array}{cccc|c} (Q_2 + Q_3 + q_1) & 0 & 0 & 0 & \\ 0 & (Q_4 + Q_6 + q_{III}) & 0 & 0 & \\ -Q_2 & -Q_4 & (Q_5 + q_{II}) & 0 & \\ -Q_3 & -Q_6 & -Q_5 & (q_{IV}) & \\ \hline 42.82 & 0 & 0 & 0 & \\ 0 & 47.18 & 0 & 0 & \\ -13.77 & -10.49 & 0 & 0 & \\ -19.05 & -16.69 & -4.26 & 40.0 & \end{array}$$

Tenga en cuenta que las columnas están relacionadas con los nodos y la suma de los términos de una columna es la salida en cada nodo menos el flujo que entra, que es igual a la demanda externa en el nodo.

La contribución de las fuentes se determina una fuente a la vez. Para una fuente de suministro se supone una concentración inicial igual a la unidad ($C_A = 1$), el vector columna Φ^A es igual a $(Q_A C_A, 0, 0, 0)^T = (42.82, 0, 0, 0)^T$. Este vector columna es el lado derecho de la ecuación Ec. 110. I^A puede ser determinada resolviendo:

$$\Psi I^A = \Phi^A = \begin{vmatrix} 42.82 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 47.18 & 0 & 0 \\ -13.77 & -10.49 & 0 & 0 \\ -19.05 & -16.69 & -4.26 & 40.0 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} I_I^A \\ I_{II}^A \\ I_{III}^A \\ I_{IV}^A \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 42.82 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

donde I_i^A son las proporciones de contribución de flujo al nodo i por la fuente A . Para una fuente para una fuente cualquiera podemos escribir esta relación como:

$$I_i^s = \frac{QC_{s,i}}{\sum_s QC_{s,i}} \quad \text{Ec. 114}$$

donde $QC_{s,i}$ es la contribución de flujo al nodo i de la fuente s .

Ya que Ψ es una matriz triangular inferior, ecuaciones algebraicas de I^A se pueden escribir directamente. A partir de la fila 1,

$$42.82 I_I^A = 42.82 \Rightarrow I_I^A = 1$$

Físicamente, la ecuación anterior se traduce como que todo el flujo en el nodo I es completamente suministrado por el nodo A.

$$47.18 I_{III}^A = 0 \Rightarrow I_{III}^A = 0$$

El nodo III no recibe agua de fuente A.

Para el nodo II,

$$-13.77 I_I^A - 10.49 I_{III}^A + 24.26 I_{II}^A = 0$$

$$-13.77(1) - 10.49(0) + 24.26 I_{II}^A = 0$$

$$I_{II}^A = \frac{13.77}{24.26} = 0.5676$$

El numerador anterior es la suma de las entradas al nodo II y se relaciona con el ingreso derivado de la fuente A.

Finalmente, para el nodo IV,

$$-19.05 I_I^A - 16.69 I_{III}^A - 4.26 I_{II}^A - 40.0 I_{IV}^A = 0$$

$$-19.05(1) - 16.69(0) - 4.26(0.5657) - 40.0 I_{IV}^A = 0$$

$$I_{IV}^A = \frac{19.05 + 4.26(0.565)}{40.0} = 0.5676$$

El numerador tiene dos términos distintos de cero indica que el flujo que llega al nodo IV de la fuente A, ingresa a partir de dos nodos aguas arriba.

Para determinar la contribución de la fuente B, el lado derecho de la ecuación Ec. 111 se cambia a $\Phi^B = (0, Q_B C_B, 0, 0)^T = (0, 47.18, 0, 0)^T$. Las ecuaciones modificadas se resuelven como se demostró anteriormente. El resultado de I^A y I^B son:

$$I^A = [1, 0, 0.5676, 0.5367]^T$$

y

$$I^B = [0, 1, 0.4324, 0.4633]^T$$

I^A y I^B se complementan, tal como se discutió anteriormente.

7.2.4 Análisis de un Solutivo Conservativo

La determinación de la propagación de un soluto conservativo a través de la red requiere la solución de la ecuación de conservación de la masa (Ec. 109) de la misma manera como el análisis de la contribución de una fuente. Las ecuaciones de análisis de las fuentes (Ec. 111) se puede generalizar para determinar la distribución de los componentes conservativos. La matriz de distribución del flujo Ψ , sigue siendo la misma, ya que la distribución del flujo se ve afectada únicamente por la concentración del soluto. Sin embargo, el lado derecho es más general debido puede inyectarse en cualquier lugar del sistema, no sólo en una fuente. El nuevo conjunto de ecuaciones resulta:

$$\Psi C = \Gamma \quad \text{Ec. 115}$$

donde Ψ es la matriz de contribución de flujo (ecuaciones Ec. 112 y Ec. 113), C es el vector de concentraciones desconocidas en los nodos y Γ es la cantidad de masa de soluto conocida que ingresa en las fuentes o en nodos de inyección. Para permitir la inyección en cualquier lugar,

$$\Gamma_i = \begin{cases} C_s Q_s + C_i^{Ent} q_i^{Ent}, & \text{si el nodo } i \text{ esta conectado a una fuente} \\ C_i^{Ent} q_i^{Ent}, & \text{otra manera} \end{cases} \quad \text{Ec. 116}$$

donde C es la concentración de soluto en el nodo fuente s .

El lado derecho de la ecuación Ec. 115 es la cantidad de soluto suministrado al sistema. La contribución de flujo determina la forma en que el flujo se distribuye en la red. El vector de concentración, en el tiempo T , para la distribución de flujo (el lado izquierdo de la ecuación Ec. 115) es igual a la masa total de soluto proporcionada a los nodos.

En la red del ejemplo, si las concentraciones de las fuentes, A y B, son 100 y 160, respectivamente, Γ es igual;

$$\Gamma = [Q_I C_A, Q_{III} C_B, 0, 0]^T \\ [42.82(100), 47.18(160), 0, 0]^T = [4282, 7548.8, 0, 0]^T$$

La solución de la ecuación Ec. 115 muestra cómo la masa se distribuye en toda la red, para condiciones estables. La sustitución de Γ en la ecuación Ec. 115 y resolviendo para el vector de la concentración se obtiene:

$$C = [100, 160, 125.94, 127.8]^T$$

Para confirmar el balance de masa en el sistema, la suma de las concentraciones en los nodos, multiplicadas por la demanda en los nodos ($C_i q_i^{Salida}$) debe ser igual a la masa de entrada ($C_i^{Ent} q_i^{Ent}$). En el ejemplo, las masas de salida y entrada son 11831. Puesto que la masa se entrega sólo en las fuentes, la contribución de las fuentes I, se puede utilizar para calcular directamente las concentraciones nodales. Para el nodo i,

$$C_i = \frac{\sum_s C_s Q C_{s,i}}{\sum_s Q C_{s,i}} = \sum_s C_s I_i^s \quad \text{Ec. 117}$$

donde $Q C_{s,i}$ es la contribución de flujo desde las fuentes al nodo i. Al sustituir la ecuación Ec. 114 en la anterior, se muestra que la concentración en el nodo i, C_i , es la suma de las contribuciones volumétricas I_i^s , por la concentración a la entrada C_s . Si el soluto se inyectó en otros nodos, la distribución de masas sólo puede ser determinada por la solución de la ecuación Ec. 115.

7.2.5 Edad Media de Agua (Reacción de crecimiento de orden cero)

Una formulación adecuada de los términos matriciales para una sustancia no conservativa es algo más complejo que para los elementos conservativos. Tomando en cuenta que en la ecuación Ec. 109, C_l es la concentración de flujo que sale del nodo i en el tubo l , Los solutos considerados en las tres secciones anteriores eran conservativos, la concentración de entrada en la tubería y la concentración de salida la misma. Esta condición no es el caso para una sustancia no conservativa y las transformaciones a lo largo de la tubería deben ser incluidas para determinar la concentración a la entrada y salida de los nodos/tuberías. El segundo término del lado derecho de la ecuación Ec. 109 se ha modificado para tener en cuenta estos cambios.

La edad del agua es lo más fácil de analizar, para elementos no conservativos, ya que sigue un modelo de crecimiento de orden cero. Utilizando θ en vez de C para definir la edad del agua, Para una tubería l , la edad del agua que ingresa desde su nodo inicial m , es θ_m (por la ecuación de transporte advectivo con $r(\theta) = 1$). Así, el agua en la tubería tiene una edad, $\tau_l = L_l/V_l$ medida que avanza desde la entrada hacia el nodo de salida, donde τ_l es el tiempo de recorrido del flujo en la tubería l . La edad del agua del flujo a la salida de la tubería es entonces $\theta_m + \tau_l$.

Matemáticamente esta relación se puede demostrar a partir de la ecuación Ec. 42 por;

$$\begin{aligned} \frac{\partial \theta}{\partial t} + V \frac{\partial \theta}{\partial x} &= r(C) \Rightarrow 0 + V_l \frac{\theta_l|_{x=0} - \theta_l|_{x=L}}{L_l} = 1 \\ \Rightarrow \theta_l|_{x=L} &= \theta_{Sal} = \theta_l|_{x=0} + \frac{L_l}{V_l} = \theta_m + \tau_l \end{aligned}$$

Sustituyendo este término por la concentración en una forma general de la ecuación Ec. 108 para el nodo i se obtiene:

$$\theta_{Sal,i} \left(q_i^{sal} + \sum_{l \in J_{Sal,i}} Q_l \right) - \sum_{l \in J_{Ent,i}} (\theta_m + \tau_l) Q_l - \theta_i^{Ent} q_i^{Ent} = 0$$

donde θ_i^{Ent} es la edad de cualquier flujo alimentado externamente q_i^{Ent} , $\theta_{Sal,i}$ es la edad del agua del flujo de salida del nodo i , $J_{Sal,i}$ es el conjunto de tuberías que llevan agua al nodo i , donde l es el tubo que conecta los nodos m y i . Del análisis hidráulico Q_l y τ_l son valores conocidos para todos los tubos y en la ecuación se pueden mover estos términos al lado derecho:

$$\theta_{Sal,i} \left(q_i^{sal} + \sum_{l \in J_{Sal,i}} Q_l \right) - \sum_{l \in J_{Ent,i}} (\theta_m) Q_l = \sum_{l \in J_{Ent,i}} (\tau_l) Q_l + \theta_i^{Ent} q_i^{Ent} \quad \text{Ec. 118}$$

Boulos y Altman muestran que el vector de edad promedio del agua θ , teniendo en cuenta todas las fuentes, se puede calcular de una manera similar a los solutos conservativos:

$$\Psi \theta = \Omega \quad \text{Ec. 119}$$

donde θ es el vector de edad promedio de agua, desconocida. Ψ es la matriz de contribución de flujo (ecuaciones Ec. 112 y Ec. 113). El lado derecho de la ecuación Ec. 119, Ω es el vector de edad del agua en relación con el flujo y se calcula a partir de la ecuación Ec. 118 por:

$$\Omega_i = q_i^{Ent} \theta_i^{Ent} + \sum_{l \in J_{Ent,i}} Q_l \tau_l \quad \text{Ec. 120}$$

El primer término es un flujo de entrada general y podría ser utilizado para representar el flujo de una fuente i ($Q_{s,i}$) con la edad del agua de la fuente θ^s

Por ejemplo, suponiendo que en el problema la edad del agua es cero ($\theta^s = 0$) y el uso de los tiempos de viaje de la Tabla 7.1, las matrices resultantes y la solución son:

$$\Psi\theta = \Omega = \begin{vmatrix} (Q_2 + Q_3 + q_1) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (Q_4 + Q_6 + q_{III}) & 0 & 0 \\ -Q_2 & -Q_4 & (Q_5 + q_{II}) & 0 \\ -Q_3 & -Q_6 & -Q_5 & (q_{IV}) \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \end{vmatrix}$$

$$= \begin{vmatrix} Q_1\tau_1 \\ Q_7\tau_7 \\ Q_2\tau_2 + Q_4\tau_4 \\ Q_3\tau_3 + Q_5\tau_5 + Q_6\tau_6 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 42.82 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 47.18 & 0 & 0 \\ -13.77 & -10.49 & 0 & 0 \\ -19.05 & -16.69 & -4.26 & 40.0 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \end{vmatrix}$$

$$= \begin{vmatrix} 42.82(0.49) = 20.98 \\ 47.18(0.44) = 20.76 \\ 13.77(0.85) + 10.49(1.13) = 23.56 \\ 19.05(0.62) + 16.69(0.71) + 4.26(1.23) = 28.90 \end{vmatrix}$$

La matriz de contribución de flujo es triangular inferior y su solución puede obtenerse a partir de la fila superior.

$$42.82\theta_1 = 20.98 \Rightarrow \theta_1 = 0.49hrs$$

$$47.18\theta_2 = 20.79 \Rightarrow \theta_2 = 0.49hrs$$

$$-13.77\theta_1 - 10.49\theta_2 + 24.26\theta_3 = 23.56 \Rightarrow$$

$$\theta_3 = \frac{23.56 + 13.77\theta_1 + 10.49\theta_2}{24.26} = 1.44 hrs$$

y

$$-19.05\theta_1 - 16.69\theta_2 - 4.26\theta_3 + 40\theta_4 = 28.90 \Rightarrow$$

$$\theta_4 = \frac{28.90 + 19.05\theta_1 + 16.69\theta_2 + 4.26\theta_3}{40} = 1.29 hrs$$

Estas relaciones tienen una interpretación física interesante. Para θ_3 los términos del numerador son los productos de la edad del agua y el flujo en los nodos aguas arriba de las tuberías que suministran al nodo 3. El valor 23.56, es la suma de los tiempos de residencia del gasto de las tuberías conectadas al nodo 3, o la edad del agua, adicional, para llevar el agua desde los nodos aguas arriba al nodo 3. La suma se divide entre el flujo total suministrado para determinar la edad promedio de agua que llega al nodo.

Boulos, P. y Altman, K. (1993) demostraron que los tiempos de viaje mínimo y máximo de un nodo puede ser calculado de forma explícita en un análisis similar.

7.2.6 Solutos no Conservativos (Reacción de primer orden)

El cambio en la concentración de un componente que sigue una reacción de orden cero es un término de tiempo aditivo. Con una distribución de flujo conocido este término es el tiempo de viaje constante y se puede mover al lado derecho de la ecuación de balance en el nodo (Ec. 109) con el resultado de la ecuación Ec. 118. La modificación de la ecuación Ec. 109, para tener en cuenta el cambio de concentración de un componente que sigue una reacción de primer orden siguiente no es muy diferente, ya que el cambio es un factor multiplicativo de la concentración.

Para el decaimiento de primer orden ($r(C) = kC$) la concentración de salida de una tubería con tiempo de viaje τ_l es:

$$C_l|_{x=L} = C_l|_{x=0} e^{k\tau_l}$$

Este término (con $k < 0$) puede ser sustituido en la ecuación Ec. 109 para incluir el decaimiento durante el transporte como:

$$C_i \left(\sum_{l \in J_{Sal,i}} Q_l + q_i^{Sal} \right) - \sum_{l \in J_{Ent,i}} C_m e^{k\tau_l} Q_l = C_i^{ent} q_i^{ent} \quad \text{Ec. 121}$$

donde C_m es la concentración a la salida del nodo m en el extremo superior del tubo ($C_l|_{x=0}$). La diferencia entre la ecuación Ec. 109 y la ecuación Ec. 121 es el término de decaimiento exponencial, $e^{k\tau_l}$. Donde k y τ_l son conocidos. Este término se puede calcular, sin embargo, ya que se multiplica por la concentración aguas arriba en lugar de ser un término aditivo, como la edad del agua adicional, se requiere la generalización de la matriz de contribución de flujo de Ψ , y la función de fuerza para Γ' . Un nuevo sistema de ecuaciones $\Psi' C = \Gamma'$, se puede entonces resolver para las concentraciones desconocidas, C .

Al igual que en Ψ , los términos diagonales de Ψ' son el flujo total de salida de un nodo dado por la ecuación Ec. 112 (la constante en el primer término de lado izquierdo). Elementos encima de la diagonal son cero. Las condiciones por debajo de la diagonal como se ve en la ecuación Ec. 121, deberá incluir el término de decadencia:

$$\Psi'_{m,i} = -e^{k\tau_l} Q_l, \text{ Donde el tubo } l \text{ conecta al nodo } m \text{ e } i \quad \text{Ec. 122}$$

Para una sustancia conservativa, k es igual a 0 y Ψ' es equivalente a Ψ (Ec. 113).

El lado derecho Γ' , también se modifica para los nodos conectados a los nodos fuentes a través de una tubería por:

$$\Gamma'_i = \begin{cases} C_s e^{k\tau_s} Q_s + C_i^{Ent} q_i^{Ent}, & \text{si el nodo } i \text{ esta conectado a la fuente} \\ C_i^{Ent} q_i^{Ent}, & \text{para otra condición} \end{cases} \quad \text{Ec. 123}$$

donde C_s es la concentración de la fuente y τ_s es el tiempo de viaje en el tubo que conecta el nodo fuente al nodo i . Esta forma es también una generalización del vector Γ . Para sustancias conservativas ($k = 0$) estas ecuaciones son idénticas a la ecuación Ec. 116.

Para la red ejemplo considerando un componente que sigue una reacción de primer orden:

$$C_I(Q_2 + Q_3 + q_1) = C_A e^{k\tau_1} Q_1 \quad [1]$$

$$C_{III}(Q_4 + Q_6 + q_{III}) = C_B e^{k\tau_7} Q_7 \quad [2]$$

$$-C_I e^{k\tau_2} Q_2 - C_{III} e^{k\tau_4} Q_4 C_{II}(Q_5 + q_{II}) = 0 \quad [3]$$

$$-C_I e^{k\tau_3} Q_3 - C_{III} e^{k\tau_6} Q_6 - C_{II} e^{k\tau_5} Q_5 C_{IV}(q_{IV}) = 0 \quad [4]$$

Ec. 124

En forma de matriz con $k = -0.5/hr$ para todas las tuberías y C_A y $C_B = 1$ las ecuaciones resultan:

$$\Psi' C = \Gamma' = \begin{vmatrix} (Q_2 + Q_3 + q_1) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (Q_4 + Q_6 + q_{III}) & 0 & 0 \\ -Q_2 e^{k\tau_2} & -Q_4 e^{k\tau_4} & (Q_5 + q_{II}) & 0 \\ -Q_3 e^{k\tau_3} & -Q_6 e^{k\tau_6} & -Q_5 e^{k\tau_5} & (q_{IV}) \end{vmatrix} \begin{vmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{vmatrix}$$

$$= \begin{vmatrix} Q_1 \tau_1 \\ Q_7 \tau_7 \\ Q_2 \tau_2 + Q_4 \tau_4 \\ Q_3 \tau_3 + Q_5 \tau_5 + Q_6 \tau_6 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 42.82 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 47.18 & 0 & 0 \\ -9.00 & -5.96 & 24.26 & 0 \\ -13.97 & -11.70 & -2.30 & 40.0 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{vmatrix}$$

$$= \begin{vmatrix} C_A e^{k\tau_1} Q_1 \\ C_B e^{k\tau_7} Q_7 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} (1)e^{-0.5(0.49)} 42.82 = 33.52 \\ (1)e^{-0.5(0.44)} 47.18 = 37.86 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

Resolviendo para C en secuencia de C_1 a C_4 :

$$C = [0.7827, 0.8025, 0.4877, 0.5363]^T$$

Para una reacción de crecimiento saturado de primer orden, modificaciones similares a Ψ y Γ son necesarios para satisfacer la ecuación:

$$C_{Sal,i} \left(\sum_{l \in J_{Sal,i}} Q_l + q_i^{Sal} \right) - \sum_{l \in J_{ent,i}} (C^* - (C^* - C_m) e^{k\tau_l}) Q_l = C_i^{ent} q_i^{ent} \quad \text{Ec. 125}$$

donde el crecimiento de la sustancia está considerada en el segundo término de la izquierda. Los términos de entrada de flujo en tubería (segundo término de la izquierda) se pueden separar en componentes conocidos y desconocidos, como:

$$\begin{aligned} \sum_{l \in J_{ent,i}} (C^* - (C^* - C_m) e^{k\tau_l}) Q_l \\ = \sum_{l \in J_{ent,i}} (C^* Q_l - (C^* e^{k\tau_l} Q_l)) - \sum_{l \in J_{ent,i}} ((C_m) e^{k\tau_l}) Q_l \end{aligned} \quad \text{Ec. 126}$$

donde el primer término es conocido, mientras que el último término contiene una concentración desconocida C_m . Sustituyendo la ecuación Ec. 126 en la ecuación. Ec. 125:

$$\begin{aligned} C_{Sal,i} \left(\sum_{l \in J_{Sal,i}} Q_l + q_i^{Sal} \right) - \sum_{l \in J_{ent,i}} ((C_m) e^{k\tau_l}) Q_l \\ = C_i^{ent} q_i^{ent} + \sum_{l \in J_{ent,i}} (C^* - C^* e^{k\tau_l}) Q_l \end{aligned} \quad \text{Ec. 127}$$

La ecuación Ec. 127 se puede escribir en forma matricial como $\Psi' C = \Gamma''$. La Ψ' de la matriz es idéntica a la del modelo de decaimiento de primer orden. La función de fuerza, sin embargo, es diferente pero es otra generalización. Para un tubo conectado a un nodo fuente y otros nodos:

$$\Gamma_i'' = C_i^{ent} q_i^{ent} + \sum_{l \in J_{ent,i}} C^* (1 - e^{k\tau_l}) Q_l + (C^* - (C^* - C_s) e^{k\tau_l}) Q_s \quad \text{Ec. 128}$$

donde el último término es la contribución al nodo i de la fuente s después del incremento en la tubería de conexión. Este término no aparecerá si el nodo i no está conectado a una fuente. Las ecuaciones Ec. 127 y Ec. 128 son generalizaciones para sustancias conservativas y con decaimiento de primer orden, con C^* y/o k igual a 0.

Para el sistema de ejemplo, con $k = 0.5/hr$, C_A y $C_B = 1$ y $C^* = 2$, el conjunto de ecuaciones con el lado derecho modificado es el siguiente:

$$\Psi' C = \Gamma'' = \left| \begin{array}{cccc|c} (Q_2 + Q_3 + q_1) & 0 & 0 & 0 & C_1 \\ 0 & (Q_4 + Q_6 + q_{III}) & 0 & 0 & C_2 \\ -Q_2 e^{k\tau_2} & -Q_4 e^{k\tau_4} & (Q_5 + q_{II}) & 0 & C_3 \\ -Q_3 e^{k\tau_3} & -Q_6 e^{k\tau_6} & -Q_5 e^{k\tau_5} & (q_{IV}) & C_4 \end{array} \right|$$

$$\begin{aligned}
&= \begin{vmatrix} 42.82 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 47.18 & 0 & 0 \\ -9.00 & -5.96 & 24.26 & 0 \\ -13.97 & -11.70 & -2.30 & 40.0 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \Gamma_1'' \\ \Gamma_2'' \\ \Gamma_3'' \\ \Gamma_4'' \end{vmatrix} \\
&= \begin{vmatrix} (C^* - (C^* - C_A)e^{k\tau_1})Q_1 \\ (C^* - (C^* - C_B)e^{k\tau_7})Q_7 \\ C^*(1 - e^{k\tau_2})Q_2 + C^*(1 - e^{k\tau_4})Q_4 \\ C^*(1 - e^{k\tau_3})Q_3 + C^*(1 - e^{k\tau_6})Q_6 + C^*(1 - e^{k\tau_5})Q_5 \end{vmatrix} \\
&= \begin{vmatrix} (2 - (2 - 1)e^{-0.5(0.49)})42.82 = 52.12 \\ (2 - (2 - 1)e^{-0.5(0.44)})47.18 = 56.50 \\ 2(1 - e^{-0.5(0.85)})13.77 + 2(1 - e^{-0.5(1.13)})10.49 = 18.59 \\ 2(1 - e^{-0.5(0.62)})19.05 + 2(1 - e^{-0.5(0.71)})16.69 + 2(1 - e^{-0.5(1.23)})4.26 = 24.04 \end{vmatrix}
\end{aligned}$$

Resolviendo para el vector de la concentración en los nodos, C resulta:

$$C = [1.217, 1.197, 1.512, 1.464]^T$$

7.2.7 Solutos no Conservativos (Reacción de segundo orden)

Para una tubería, las concentraciones de salida de solutos que siguen una reacción de segundo orden dependen de: la concentración de entrada, la constante de reacción y el tiempo de viaje en el tubo o.

$$C_{Sal l} = C_m \left(\frac{1}{1 - kC_m\tau_l} \right) = C_m k_l \quad \text{Ec. 129}$$

donde k_l es igual a la fracción en el paréntesis. Bajo condiciones de estado permanente, τ es conocida para todas las tuberías. Utilizando el enfoque de grafo dirigido, las concentraciones aguas arriba (C_m) también son conocidas. Sin embargo, como C_m aparece en una forma no lineal en la ecuación Ec. 129, un conjunto de ecuaciones lineales no se pueden formular como se presentado hasta ahora, sin embargo, el enfoque general puede ser aplicado.

Escribiendo las ecuaciones de equilibrio nodal, en secuencia derivada, de acuerdo al grafo dirigido genera una matriz triangular inferior Ψ . Resolver las ecuaciones en esa secuencia

asegura que la concentración cualquier nodo ascendente C_m , se conoce la hora de calcular la concentración de un nodo aguas abajo. Por tanto, aunque la reacción durante el tránsito en la tubería (Ec. 129) es lineal con respecto a C_m , la concentración de entrada en el nodo aguas abajo se puede calcular. Una extensión de la ecuación. Ec. 109 para una reacción de segundo orden para un nodo i en general, es de la forma:

$$C_i \left(q_i^{Sal} + \sum_{l \in J_{Sal,i}} Q_l \right) - \sum_{l \in J_{Ent,i}} C_m K_l Q_l = C_i^{Ent} q_i^{Ent} \quad \text{Ec. 130}$$

Para la red de ejemplo,

$$\begin{aligned} C_I(Q_2 + Q_3 + q_1) &= C_A K_1 Q_1 & [1] \\ C_{III}(Q_4 + Q_6 + q_{III}) &= C_B K_7 Q_7 & [2] \\ -C_I K_2 Q_2 & \quad -C_{III} K_4 Q_4 & \quad C_{II}(Q_5 + q_{II}) &= 0 & [3] \\ -C_I K_3 Q_3 & \quad -C_{III} K_6 Q_6 & \quad -C_{II} K_5 Q_5 & \quad C_{IV}(q_{IV}) &= 0 & [4] \end{aligned}$$

Ec. 131

Este conjunto de ecuaciones se pueden resolver en secuencia para las concentraciones C desconocidas. Las ecuaciones 1 y 2 se resuelven para C_I y C_{III} , respectivamente. Teniendo en cuenta los valores de C_I , C_{III} , K_2 y K_4 , se puede evaluar C_{II} con la ecuación 3. Con estos valores aplicados en la ecuación 4, que se puede obtener C_{IV} . Basado en el grafo dirigido se plantea un conjunto de ecuaciones de forma secuencial que puede ser resuelto para cualquier red.

Suponiendo K para todas las tuberías igual a 0.5/hr y el uso de los datos de tuberías definidos para el ejemplo, la concentración nodal puede ser determinada por la solución de la ecuación Ec. 131 de la siguiente manera. En primer lugar la ecuación 1 se utiliza para determinar C_I .

$$\begin{aligned} C_I(Q_2 + Q_3 + q_1) &= C_A \left(\frac{1}{1 + k C_A \tau_1} \right) Q_A \Rightarrow \\ C_I(13.77 + 19.05 + 10) &= 1 \left(\frac{1}{1 + (0.5)(1)0.49} \right) 42.82 \Rightarrow C_I = 0.803 \end{aligned}$$

Del mismo modo, la ecuación 2 se puede utilizar para determinar C_{III} :

$$\begin{aligned} C_{III}(Q_4 + Q_6 + q_{III}) &= C_B \left(\frac{1}{1 + k C_B \tau_7} \right) Q_B \Rightarrow \\ C_{III}(10.49 + 16.69 + 20) &= 1 \left(\frac{1}{1 + (0.5)(1)0.44} \right) 47.18 \Rightarrow C_{III} = 0.820 \end{aligned}$$

A continuación, la ecuación 3 se utiliza para determinar la concentración en el nodo II, C_{II} es la única incógnita ya que tanto las concentraciones aguas arriba ya han sido calculadas.

$$\begin{aligned}
& -C_I \left(\frac{1}{1 + kC_I\tau_2} \right) Q_2 - C_{III} \left(\frac{1}{1 + kC_{III}\tau_4} \right) Q_4 + C_{II} (Q_5 + q_{II}) = 0 \Rightarrow \\
& -0.803 \left(\frac{1}{1 + 0.5(0.803)0.85} \right) 13.77 - 0.820 \left(\frac{1}{1 + 0.5(0.820)1.13} \right) 10.49 \\
& \quad + C_{II} (4.26 + 20) = 0 \Rightarrow \\
& \quad C_3 = 0.582
\end{aligned}$$

Finalmente, la ecuación 4 se aplica para calcular C_{IV} con C_I , C_{II} y C_{III} que ya son conocidos.

$$\begin{aligned}
& -C_I \left(\frac{1}{1 + kC_I\tau_3} \right) Q_3 - C_{II} \left(\frac{1}{1 + kC_{II}\tau_5} \right) Q_5 - C_{III} \left(\frac{1}{1 + kC_{III}\tau_6} \right) Q_6 + C_{IV} (q_{IV}) = 0 \Rightarrow \\
& -0.803 \left(\frac{1}{1 + 0.5(0.803)0.62} \right) 19.05 - 0.820 \left(\frac{1}{1 + 0.5(0.820)0.71} \right) 16.69 \\
& \quad - 0.582 \left(\frac{1}{1 + 0.5(0.582)1.23} \right) 4.26 + C_{IV} (40) = 0 \Rightarrow \\
& -12.25 - 12.93 - 1.83 + C_{IV} (40) = 0 \Rightarrow C_{IV} = 0.675
\end{aligned}$$

Dos puntos importantes se transmiten en este ejemplo. En primer lugar, aunque un sistema de ecuaciones lineales no puede ser explícitamente escrito para una reacción de segundo orden, el enfoque general se presenta un conjunto de ecuaciones lineales que pueden ser resueltas para las concentraciones deseadas. Esta formulación se puede extender a las reacciones de orden superior, si se desea.

En segundo lugar, el vector resultante de la concentración para una reacción de segundo orden es el siguiente:

$$C = [0.803, 0.820, 0.582, 0.675]^T$$

Aunque la reacción es de orden superior, estos valores son menores que para las concentraciones de la reacción de primer orden, con el mismo coeficiente de decaimiento, $C_{1er\ orden} = [0.7827, 0.8025, 0.4877, 0.5363]^T$. Este resultado, no previsto, se debe a que las concentraciones de entrada son muy bajas. Por lo tanto, estas concentraciones se encuentran en la región del lado derecho de la Ilustración 6.12 en lugar de estar en la región en la que la reacción de segundo orden hace reaccionar con mayor rapidez la descomposición. Si las concentraciones iniciales de A y B son iguales a 10, los vectores de concentración para una reacción de segundo y de primer orden (con $k = 0.5/\text{hr}$) sería la siguiente:

$$\begin{aligned}
C_{2do\ orden} &= [2.90, 3.13, 1.23, 1.42]^T \text{ y} \\
C_{1er\ orden} &= [7.83, 8.03, 4.88, 5.36]^T
\end{aligned}$$

Puesto que la concentración inicial es mucho mayor, las concentraciones de segundo orden disminuyen dramáticamente y sus concentraciones en estado permanente son muy inferiores a las resultantes en la reacción de primer orden.

7.2.8 Simulación en Estado Permanente Utilizando un Modelo Dinámico

Los resultados para condiciones de estado permanente después del impacto de las condiciones de frontera constantes han afectado a todo el sistema. Por tanto, un método alternativo para determinar las condiciones en estado permanente es usar un modelo dinámico. Un modelo dinámico representa las variaciones en la calidad del agua debido a los cambios en las demandas y las condiciones de flujo entrante. Si esas condiciones son fijas, una simulación de una duración suficiente puede ser completada en la que la concentración en cada nodo alcanza el valor de equilibrio. Si la duración de simulación se alarga, las concentraciones no cambian. Por lo tanto, un estado de equilibrio se alcanzaría. Cualquier tipo de soluto, para cualquier orden de reacción se puede modelar de esta manera.

Cuando se formula un modelo para determinar las condiciones en estado permanente, las demandas nodales, el flujo del sistema y su concentración deben ser constantes, de la misma manera, los equipos de bombeo deben funcionar de manera constante durante todo el periodo de simulación, los niveles en tanques y la concentración en ellos debe permanecer constante. Las condiciones iniciales de calidad del agua, en la red, tienen poca significancia, debido a que todo lo que el agua desplaza, alcanzara un estado de equilibrio.

El tiempo para alcanzar el estado de equilibrio depende del tiempo de viaje en la red. Dado que los patrones de flujo en los sistemas pueden no ser evidentes y su definición, a priori, no es trivial, la duración de la simulación no está definida antes de aplicar el modelo. Para determinar, cuando las condiciones de equilibrio se han alcanzado, las concentraciones en los nodos más lejanos deben ser observadas.

Un análisis de la edad del agua da una idea del tiempo necesario para la simulación, pero este análisis determina la edad promedio de agua que se extrae en un nodo no la edad máxima. La edad máxima puede ser mucho mayor que el valor más grande obtenido del análisis de edad del agua.

El enfoque del análisis del estado estacionario se puede extender para considerar una situación más realista de un estado cíclico constante, en el que la demanda y las condiciones de operación se repiten en un lapso de tiempo constante. Si se modela un número suficiente de días, un ciclo repetitivo, de las concentraciones, se produce en cada nodo y en cada tanque. Es decir, cada nodo tendrá un ciclo de concentración única que se repetirá cada lapso de tiempo. Este patrón puede proporcionar a los operadores la información para mejorar las operaciones de bombeo e inyección.

8 Simulación Dinámica de Calidad del Agua

La modelación de calidad del agua en estado permanente es útil para comprender, desde una perspectiva global, cómo son las reacciones dentro de un sistema. Sin embargo, una red de distribución de agua rara vez alcanza un estado de equilibrio y la demanda diaria puede tener un impacto significativo en las variaciones de la calidad del agua. La simulación dinámica es una herramienta de modelación más precisa de las variaciones de la calidad del agua y de las condiciones de riesgo que pueden presentarse en una red de distribución.

Como se señaló anteriormente, las ecuaciones de mezcla en un nodo y el transporte advectivo en tuberías. Estas ecuaciones se pueden resolver analíticamente para algunos sistemas simples. Sin embargo, para una red de tuberías en general, se deben aplicar métodos numéricos.

8.1 Antecedentes

8.1.1 Enfoques del Modelado de Calidad del Agua

Como se describe en el capítulo 6, el transporte advectivo rige el transporte a lo largo de la tubería en el flujo turbulento. Cuando ocurren condiciones de flujo laminar, la difusión molecular y la dispersión pueden ser más importantes. Aunque recientemente se han presentado modelos para estos procesos, los programas más comerciales hasta la fecha no se tienen en cuenta la difusión que pueden ser importantes en extremos de tuberías o regiones cerca del final de una red. Además del transporte longitudinal, el transporte radial (a través de una tubería) puede impactar en el deterioro de la pared.

El transporte advectivo en un modelo dinámico de calidad del agua utiliza enfoques de Euler y Lagrange. El enfoque euleriano considera redes, o celdas fijas, donde el agua se mueve a través de la red o a través de las celdas para representar el movimiento de un soluto en una tubería, las reacciones químicas se incluyen durante el transporte. Para un enfoque de Lagrange se da seguimiento a los cambios de la calidad del agua de un segmento discreto que se mueve a lo largo de tramos, conocidos como frentes. Los frentes se actualizan en un intervalo de tiempo fijo o cuando un frente llega a un nodo. Cada método se describe en este capítulo y se ilustran con ejemplos numéricos. Rossman, L. y Boulos, P. (1996) compararon estos métodos y sus conclusiones con respecto al tiempo de cálculo, la precisión y los requisitos de memoria de la computadora. Además, se han desarrollado métodos basados en determinar el origen de los impactos en puntos aguas abajo. Por último se presentan las ecuaciones y los sistemas de solución para el modelo de advección-difusión.

En esta tesis, la discusión de los modelos de transporte por advección se limita a un único soluto. Munavalli, G. y Kumar, L. (2004) extendieron este enfoque a múltiples especies mediante métodos de Lagrange y Euler. Como se discutió en el capítulo 6, en el modelado

de múltiples especies se requiere resolver un conjunto de ecuaciones en derivadas parciales a intervalos discretos. Por lo tanto, los métodos para tiempo de recorrido considerando múltiples especies se deben utilizar para calcular el movimiento del agua y las reacciones a los mismos intervalos.

8.1.2 Requerimientos de entrada para modelación de calidad del agua

El transporte de calidad del agua está ligado directamente a la distribución del flujo. Se asume que relaciones hidráulicas se ven afectadas por la concentración de las sustancias presentes en el fluido. Como se muestra en la Ilustración 8.1, para realizar un análisis dinámico de la calidad del agua, se requiere un modelo hidráulico donde un período prolongado de simulación se ha completado. El flujo resultante, en los tubos y en los tanques, se proporcionan al modelo de calidad del agua. El intervalo de tiempo del modelo hidráulico es típicamente del orden de horas, mientras que para el modelo de calidad del agua el intervalo de tiempo es, comúnmente, del orden de minutos y se relaciona con la velocidad y la longitud de los tubos.

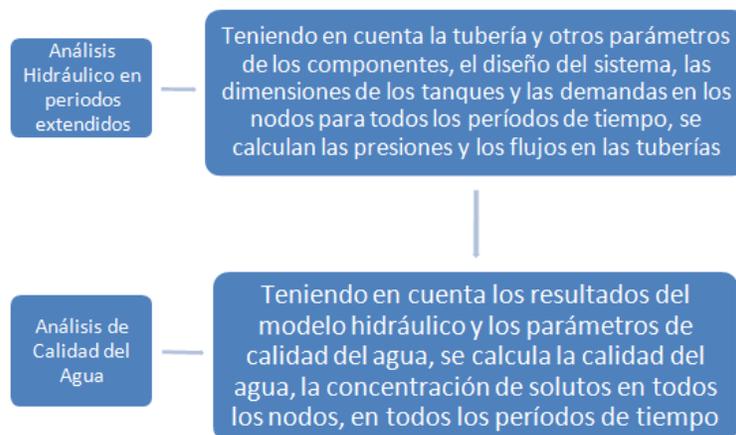


Ilustración 8.1 Relación entre el análisis hidráulico y de calidad del agua

Los requisitos de entrada para un análisis de la calidad del agua, más allá de los necesarios para un análisis hidráulico son:

- Parámetro de calidad del agua a modelar (componente químico, la edad del agua, la contribución de una fuente)
- Orden de la ecuación de reacción y los parámetros asociados a las reacciones en el seno del fluido y la pared de las tuberías
- Intervalo de tiempo para la simulación
- Tolerancia para los resultados de calidad del agua
- la calidad inicial del agua (en nodos o tuberías, según el modelo)
- La fuente o tipo de inyector, la tasa de inyección y el patrón de tiempo
- Reacciones de los tanques
- Modelo para los tanques (CSTR, FIFO, LIFO, varios compartimientos)

- Calidad inicial del agua en los depósitos

La mayor parte de estos parámetros se han discutido en las secciones anteriores. Las concentraciones iniciales son necesarias para comenzar el proceso de análisis. Una suposición común es establecer una calidad de agua en una tubería, igual a la calidad del nodo aguas arriba. Dependiendo del sistema, el agua que estaba dentro del sistema en el inicio de la simulación puede permanecer en la red durante largos períodos de tiempo. Por lo tanto, la definición de la calidad inicial puede ser fundamental en la obtención de resultados realistas.

Los tanques pueden tener un impacto significativo en la calidad del agua debido al tiempo de residencia y la mezcla dentro del tanque. Dependiendo de la representación utilizada para un tanque, puede requerir uno o más valores de calidad inicial.

8.2 Método Euleriano de diferencias finitas (FDM)

El método de diferencias finitas aproxima la ecuación diferencial parcial (EDP), de transporte de solutos, por medio de derivaciones numéricas en puntos fijos. Suponiendo que el transporte en una red de tuberías es causado solo por advección, los métodos explícitos se pueden aplicar para aproximar y resolver la EDP. Los métodos de solución explícita, como el esquema de dos pasos de Lax-Wendroff, que fue utilizado por Chaudhry, M. e Islam, R. (1994) para el modelado de redes de tuberías, sólo se utiliza la información del lapso de tiempo anterior para determinar las concentraciones de las sustancias en el lapso próximo de tiempo para una ubicación dada. Así, el esquema de solución sólo requiere de la evaluación de un conjunto de ecuaciones algebraicas bajo algunas condiciones límites en el tiempo y del incremento espacial.

Para calcular la concentración $C_x^{t+\Delta t}$, en el tiempo $(t + \Delta t)$ y en la ubicación x , el esquema de Lax-Wendroff considera un paso intermedio en el tiempo $(t + \Delta t/2)$ como se muestra en la Ilustración 8.2. Para calcular la concentración en el punto intermedio $(x + \Delta x/2)$ (triángulo inferior izquierdo) la ecuación de transporte (Ec. 46) se aproxima por:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} = r(C) \\ & \left(C_{x-\Delta x/2}^{t+\Delta t/2} - C_{x-\Delta x}^t \right) / \frac{\Delta t}{2} + \left(C_{x-\Delta x/2}^{t+\Delta t/2} - C_x^t \right) / \frac{\Delta x}{2} \\ & = \frac{\left(C_{x-\Delta x/2}^{t+\Delta t/2} - C_{x-\Delta x}^t \right) / \frac{\Delta t}{2} + \left(C_{x-\Delta x/2}^{t+\Delta t/2} - C_x^t \right) / \frac{\Delta x}{2}}{2\Delta t} + V \frac{(C_x^t + C_{x-\Delta x}^t)}{2\Delta x} = r(C_x^t) \end{aligned}$$

Podemos resolver esta ecuación para $C_{x-\Delta x/2}^{t+\Delta t/2}$ desconocido como:

$$C_{x-\Delta x/2}^{t+\Delta t/2} = \frac{(C_x^t + C_{x-\Delta x}^t)}{2} - V \frac{\Delta t (C_x^t + C_{x-\Delta x}^t)}{2\Delta x} - r(C_x^t) \quad \text{Ec. 132}$$

Del mismo modo, $C_{x+\Delta x/2}^{t+\Delta t/2}$ se determina mediante el ajuste, de la ecuación Ec. 132, de x a $(x + \Delta x)$ desde el tiempo t a $(t + \Delta t/2)$ (el triángulo inferior derecho). Finalmente, el

triángulo superior de la Ilustración 8.2 se aproxima por medio de la ecuación Ec. 132 desde $(x - \Delta x/2)$ a $(x + \Delta x/2)$ para el intervalo de tiempo $(t + \Delta t/2)$ a $(t + \Delta t)$. Los valores intermedios para $C_{x+\Delta x/2}^{t+\Delta t/2}$ y $C_{x-\Delta x/2}^{t+\Delta t/2}$ se sustituyen y $C_x^{t+\Delta t}$, desconocido, se puede determinar:

$$C_x^{t+\Delta t} = 0.5\alpha(1 + \alpha)C_{x+\Delta x}^t + (1 - \alpha^2)C_x^t - 0.5\alpha(1 - \alpha)C_{x-\Delta x}^t + r(C_x^t)\Delta t \quad \text{Ec. 133}$$

Donde:

$$\alpha = V \Delta t / \Delta x$$

Esta ecuación algebraica se puede escribir para todos los puntos x en todas las tuberías. El esquema de Lax-Wendroff presenta buena precisión en segundo orden y es estable para $0 < \alpha \leq 1$ (la llamada condición de Courant). Para minimizar la dispersión numérica, α debe mantenerse igual a uno, para que:

$$C_x^{t+\Delta t} = C_{x-\Delta x}^{t+\Delta t} + r(C_x^t)\Delta t$$

Esta relación implica que el transporte de la sustancia ha pasado desde un punto de la red (o celda) $x - \Delta x$ a x , en el intervalo de tiempo, Δt , y la concentración se reduce debido a una reacción en la masa del fluido. Sin embargo, no es posible mantener $\alpha = 1$ en todo momento en todas las tuberías, por lo que se produce una dispersión numérica que afecta a la precisión del procedimiento numérico.

Para aplicar el método, se define un mallado para cada tubería espaciando los segmentos en N intervalos menores o iguales a $L/(V\Delta t)$. Las concentraciones en los nodos, en el tiempo t , se estiman por interpolación lineal entre las concentraciones de los puntos conocidos. La ecuación Ec. 133 se resuelve para la concentración de un soluto en los puntos de la red para el próximo paso del tiempo (s) hasta que se alcanza el final del intervalo de tiempo hidráulico. Cuando las condiciones hidráulicas cambian, se desarrolla una nueva red con nueva velocidad y con las concentraciones, en los nodos, calculadas en el intervalo anterior. La calidad del agua en los tanques también se actualizará con una aproximación numérica a la ecuación de balance de depósitos.

Como todos los métodos explícitos de diferencias finitas, la exactitud depende del intervalo de tiempo. Entonces es poco probable que α sea igual a uno para todas las tuberías y todos los tiempos, esto introduce una dispersión numérica, en particular los cambios fuertes de concentración (frentes), la dispersión también se produce cuando una nueva red se ha desarrollado y las concentraciones son interpoladas.

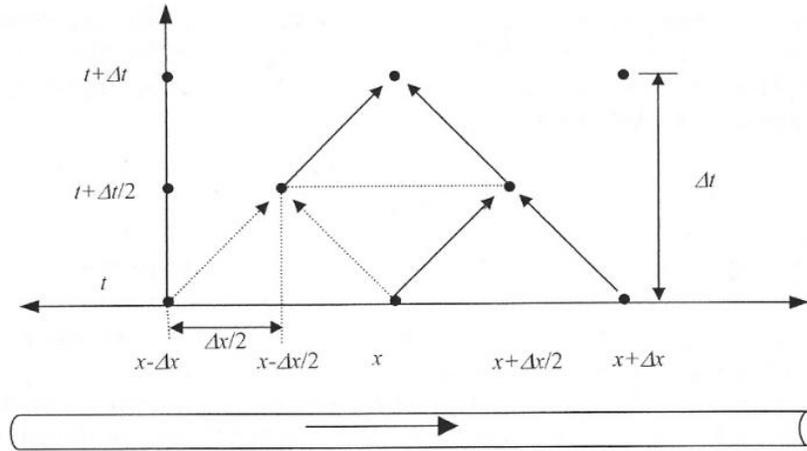


Ilustración 8.2 Diferencias finitas del espacio-tiempo de la red de tuberías. Un tubo se divide en segmentos de tubería con una longitud (Δx). Si se conocen las concentraciones en el tiempo t , la calidad del agua se calcula en el tubo para la posición x y el tiempo $(t+\Delta t)$ utilizando la información de los puntos $(x-\Delta x)$, (x) y $(x+\Delta x)$ en el tiempo t . El paso intermedio inferior en el tiempo $(t+\Delta t/2)$ y la ubicación $(x+\Delta x/2)$ se puede calcular con la información de la ubicación (x) y $(x-\Delta x)$ en el tiempo t (líneas discontinuas). Del mismo modo, el tiempo $(t+\Delta t/2)$ en la posición $(x+\Delta x/2)$ también se puede calcular. La concentración en el tiempo $(t+\Delta t)$ y la ubicación x pueden ser evaluadas en la etapa media superior. Como se describe en el texto, las ecuaciones se escriben directamente para la concentración final.

Islam, R. y Chaudhry, M. (1998) aplicaron el esquema implícito de cuatro puntos de Priessman, para el análisis de la calidad del agua, que reduce la dispersión numérica. El tamaño del intervalo de tiempo y espacio en los métodos implícitos no está limitado por la condición de Courant. Por tanto, la red no tiene que ser re-formada para los cambios de la velocidad evitando así introducir difusión cuando cambian puntos de la red, sin embargo, la difusión numérica sigue siendo una preocupación para todos los FDM especialmente para el transporte advectivo puro (Holly, 1975), pero puede ser limitado para mantener α cercano a la unidad. Por otro lado, los esquemas implícitos tienen cálculos más intensos, ya que requieren la solución de un conjunto de ecuaciones lineales en lugar de un conjunto de cálculos algebraicos.

8.3 Método volumen discreto (DVM)

En lugar de transportar un componente entre los puntos de la red, el segundo método, Euleriano, divide un tubo en volúmenes o elementos de control de mezcla completa y modela en transporte entre los elementos. Cada elemento es esencialmente un reactor de flujo pistón. El método de volúmenes discretos (DVM) se presentó por primera vez por Grayman, W., et al (1988) y fue posteriormente refinado y generalizado por Rossman, L. et al (1993). El DVM mejorado de Rossman et al se describe aquí. En DVM, al igual que FDM, un tubo se divide en N_l elementos utilizando:

$$N_l = \frac{L_l}{V_l \Delta t} = \frac{\tau_l}{\Delta t} \quad \text{Ec. 134}$$

donde L_l y V_l son la longitud y la velocidad de flujo en la tubería l , respectivamente, τ_l es el tiempo de viaje del agua que pasa a través del tubo l y Δt es la duración del intervalo de

tiempo de calidad del agua. Al igual que en FDM, cuando los parámetros hidráulicos cambian (por ejemplo, cambia V) los elementos de la tubería debe ser redefinidos.

En cada intervalo de calidad del agua, cuatro operaciones se han completado, como se muestra en la Ilustración 8.3. En primer lugar, si el soluto es una sustancia reactiva, la masa constituyente de cada elemento (control de volumen) se reduce en función de:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{(C_x^{t+\Delta t} - C_x^t)}{\Delta t} = r(C_x^t) \Rightarrow C_x^{t+\Delta t} = C_x^t + r(C_x^t)\Delta t \quad \text{Ec. 135}$$

Esta ecuación se resolvió en el capítulo 6 para diferentes funciones de reacción en un PFR.

Después para representar el transporte advectivo, toda la masa de un elemento líquido en el tubo l avanza al elemento siguiente, aguas abajo, por la ecuación de advección:

$$V = \frac{\partial C}{\partial t} = V_l \frac{(C_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - C_x^{t+\Delta t})}{\Delta x} = 0 \Rightarrow C_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} = C_x^{t+\Delta t} \quad \text{Ec. 136}$$

En tercer lugar, si el elemento se encuentra en el extremo aguas abajo de una tubería, esta agua se mezcla con el flujo de otras tuberías que entran en el nodo. Finalmente, el flujo de un nodo avanza a los elementos de la tubería conectada hacia aguas abajo.

Estas operaciones se repiten hasta que cambie la distribución del flujo o que se alcance el final de la simulación. Después de un cambio en el patrón de flujo, los elementos de una tubería se redefinen y cuando el algoritmo de calidad del agua se haya completado, se iniciará con la condición hidráulica siguiente. La precisión de DVM depende del intervalo de tiempo de calidad del y de las condiciones de flujo.

La segmentación de una tubería puede causar la dispersión numérica, ya que el número de elementos en una tubería debe ser igual a un entero. Sin embargo, el valor de N , a partir de la Ec. 134 puede no arrojar siempre resultados enteros. Puesto que la velocidad y el intervalo de tiempo son valores fijos, en este caso, se utilizara el inmediato entero menor que N , por ejemplo \underline{N}_l . La distancia efectiva (L_{eff}) que el flujo debe viajar a través de la tubería discretizada, es siempre menor que la longitud real de la tubería debido a que $L_{eff} = \underline{N}_l V \Delta t$. Por tanto, el flujo se moverá más rápido a través de todas las tuberías en el modelo de calidad del agua, que en las tuberías de la red real.

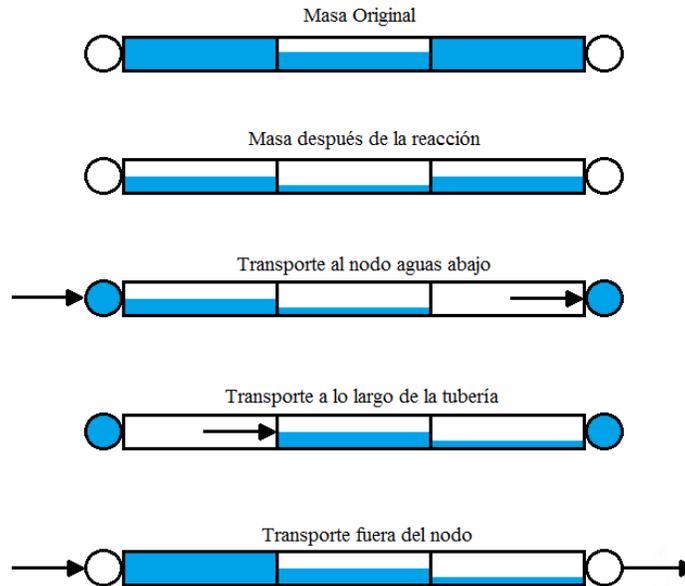


Ilustración 8.3 Pasos de cálculo del método de volumen discreto (Rossman, L., Boulos, P., 1996)

Además, cuando cambien las condiciones hidráulicas, L_{eff} y el número de elementos en una tubería puede ser alterada como resultado de la mezcla numérica. Con un cambio de velocidad, la distribución de solutos se transfiere entre los elementos, como se muestra en la Ilustración 8.4a y b. Rossman, L., et al (1993) discutieron la transferencia de masa, mientras que EPANET (v. 1.1e (Rossman L., 1993 b)) utiliza una ponderación de la concentración. Si L_{eff} no es el mismo para ambas condiciones hidráulicas, la masa de los solutos o las concentraciones pueden mantenerse constantes entre los períodos, pero no pueden ser constantes al mismo tiempo para una condición general.

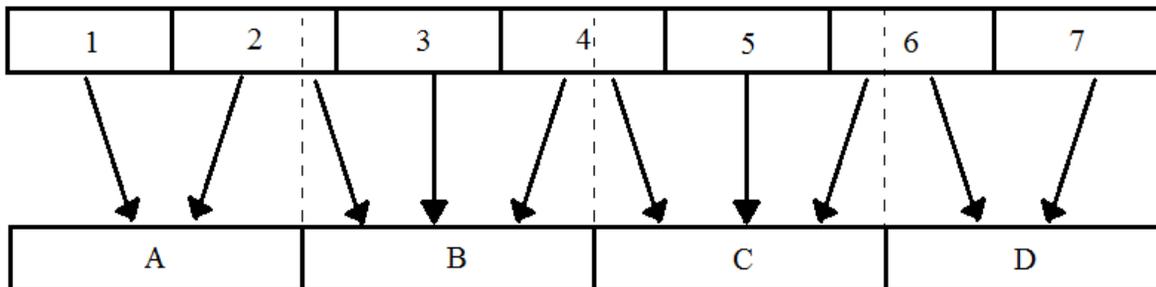


Ilustración 8.4a Reduciendo el número de elementos de la tubería. El tubo superior, con los elementos indicados por números, representa la tubería en el período 1, mientras que el tubo inferior muestra los cambios en el período 2. Con velocidades más altas, el número de elementos de tubería es 7, durante el período de 1 y 4 durante el período 2. La masa constituyente se transfiere a los nuevos elementos a través de un promedio ponderado. El elemento A recibe la masa constituyente del elemento 1 más 0.75 $(= ((0.25 - (1/7)) / (1/7)))$ de la masa constituyente en el elemento 2. Una proporción similar se puede calcular para los demás elementos.

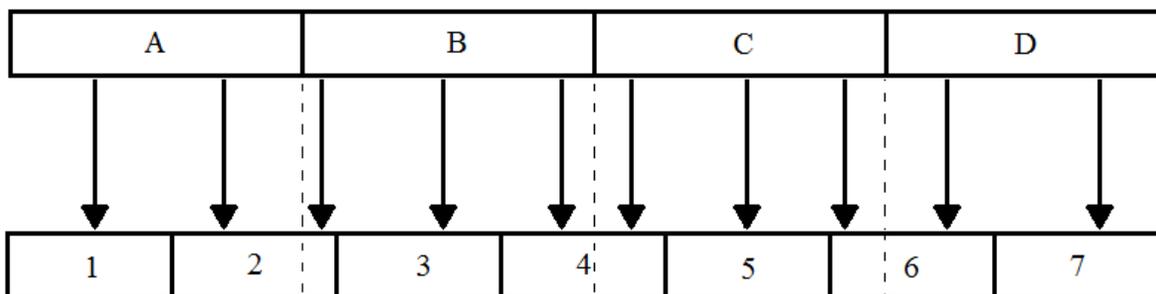


Ilustración 8.4b: Aumentando el número de elementos de tubería con velocidades más bajas. El tubo superior, con los elementos indicados por letras, representa a la tubería en el período 1, mientras que el tubo inferior muestra los cambios en el período 2. El número de elementos de la tubería es de 4, durante el período 1 y de 7 durante el período 2. La masa constituyente se transfiere a los nuevos elementos a través de una división simple para los elementos 1 y 7 y una media ponderada para todos los demás elementos. Elemento 2 recibe de elemento A ($1/4 - 1/7$), además de algún componente en el elemento B ($2/7 - 1/4$). Una proporción similar se puede calcular para los nuevos elementos y otros aplicados a la masa o concentración.

8.4 Método de Tiempo de Viaje (TDM)

Mientras que FDM y DVM son los métodos Eulerianos. El método de tiempo de viaje (TDM) es un método Lagrangiano. En un método de este tipo, se sigue el movimiento de segmentos de agua, mientras se mueven a través de una red, la parte delantera o vanguardia del paquete de agua (también llamado segmento) se monitorea dentro de un tubo poniendo mayor atención cuándo se aproxima al nodo aguas abajo. En un nodo el segmento se combina con otros segmentos de entrada para determinar la concentración del flujo de salida.

Liou, C. y Kroon, J. (1987), presentaron el intervalo de tiempo fijo TDM, que posteriormente fue generalizada por Rossman, L., et al (1996). En un instante dado de tiempo, cada tubo tiene uno o más segmentos de agua con concentraciones diferentes, la localización de la parte frontal de estos segmentos se conoce. Durante un intervalo de tiempo con duración Δt , la ubicación de los frentes se actualiza y se calcula el decremento o aumento de la concentración del soluto. Con base la ubicación del frente, la masa total del soluto que llega a un nodo y la concentración promedio de los nodos se calcula para el período. Nuevos segmentos de salida, desde el nodo origen, se introducen si el promedio de la concentración nodal difiere significativamente de la concentración del segmento aguas abajo.

El TDM trata de evitar la dispersión numérica en el tubo, entre las condiciones hidráulicas de monitoreo de los cambios en la calidad del agua. Sin embargo, cuando más de un segmento llega a un nodo intermedio en un intervalo de tiempo, se produce la mezcla artificial.

Para un incremento de tiempo Δt , los pasos en el TDM son:

Alterar las concentraciones de los solutos en todos los segmentos a partir de su ecuación de reacción.

Avanzar los segmentos $\Delta x_l = \Delta t V_l$, excepto los segmentos que salen de un nodo. En cada intervalo de tiempo la velocidad en cada tubo es constante.

Crear nuevos segmentos, con concentración C_i , aguas abajo de los nodos debido a:

- inyección de un componente a partir de un nodo de origen.
- la aplicación de la conservación de la masa constituyente para el nodo i

$$C_i = \frac{C_i^{Ent} q_i^{Ent} \Delta t + \sum_{l \in J_{ent,i}} \sum_{s=1}^{S_l} C_{l,s} Q_l \Delta t_{l,s}}{q_i^{Ent} \Delta t + \sum_{l \in J_{ent,i}} Q_l \Delta t} \quad \text{Ec. 137}$$

donde $C_{l,s}$ son las concentraciones entrantes del nodo en los segmentos S_i de la tubería l . $\Delta t_{l,s}$ es el intervalo de tiempo que se requiere para que el frente del segmento s alcance el nodo i en la tubería l . Para un tubo dado, el total de estos tiempos segmentados debe ser igual al tiempo del intervalo del TDM o:

$$\Delta t = \sum_{s=1}^{S_l} \Delta t_s \quad \text{Ec. 138}$$

Tómese en cuenta que se supone todos los componentes de la masa, en un segmento, pasan a través del nodo, aunque sólo una parte del segmento en realidad alcanza el nodo durante el intervalo del tiempo. Esta mezcla es la causa de la dispersión numérica. Durante este proceso, los lugares y las concentraciones de todos los segmentos se mantienen. Tenga en cuenta que el TDM, como se describe aquí, supone que la concentración a través de un segmento es constante, como un elemento de la DVM. La diferencia de concentración dentro de un segmento no suele ser significativa.

8.5 Método Manejado por Eventos (EDM)

Para evitar la complicación cuando múltiples frentes llegan a un nodo durante un intervalo de tiempo fijo, se extendió el TDM mediante el análisis del sistema cada vez que el frente de un segmento alcanza un nodo de la red. Este enfoque, de tipo Lagrangiano, rastrea el siguiente evento a ocurrir, se conoce como el *Método Manejado por Eventos* (EDM). Los pasos de un EDM en general son:

- (1) Anotar la ubicación de todos los frentes de los segmentos.
- (2) Conocida la velocidad del flujo en todas las tuberías i , se calcula el tiempo para el cual, todos los frentes de segmentos alcancen el nodo aguas abajo, $\Delta t_{f,i}$. Hasta el momento en que un frente llegue al nodo, la calidad del agua, en dicho nodo, es constante.
- (3) Identificar el primer frente que alcanza un nodo y el tiempo transcurrido hasta que ocurre, es decir:

$$\Delta t_F = \min_{j=l \text{ para } n \text{ tubos}} \Delta t_{f,j}$$

- (4) Alterar los niveles de concentración en todos los segmentos mediante la ecuación de reacción en un intervalo de tiempo Δt_F o el tiempo que tarda en cambiar una condición de flujo.
- (5) Generar nuevos segmentos de tuberías que transportan el flujo desde el nodo, que es el primer afectado por un frente. La concentración en estos segmentos se calcula por medio de un balance nodal (Ec. 137) para los tubos suministrados por el flujo desde el nodo i .

$$C_i = \frac{C^{in} q^{in} \Delta t + \sum_{l \in j_{in,i}} C_l Q_l \Delta t_F}{q^{in} \Delta t + \sum_{l \in j_{in,i}} Q_l \Delta t_F}$$

- (6) Actualización de tiempos en que los frentes de segmentos alcanzan a un nodo y determinar (Δt_F). Ya sea, transcurrido Δt_F o cuando cambian las condiciones hidráulicas; lo que ocurra primero. Si las condiciones de flujo cambian, los nuevos tiempos de proyección y las concentraciones de todos los nodos se calculan, ya que las concentraciones serán diferentes, con diferentes gastos de entrada. Continúe al paso (2).

Como en TDM, la dispersión numérica se evita mediante el seguimiento del transporte advectivo de los segmentos. Dado que los nuevos segmentos se generan cuando un frente alcanza un nodo, el problema de la dispersión numérica se elimina. Sin embargo, el método puede dar lugar a un gran número de segmentos. Para guardar la memoria del ordenador, estos segmentos pueden ser combinados basados en la diferencia de concentración entre segmentos adyacentes. El error en el método depende de la diferencia permisible que se seleccione, teniendo en cuenta el equilibrio entre la precisión y requisitos de memoria y el cálculo. Un error adicional puede resultar durante flujos reversibles de componentes reactivos. En lugar de considerar una concentración uniforme en un segmento, el verdadero perfil puede ser obtenido. El perfil se puede modelar fácilmente si se disminuye en la dirección del flujo, pero cuando la dirección del flujo cambia, algunas aproximaciones numéricas se deben introducir.

8.6 Comparación de los Métodos dinámicos para Calidad del Agua.

Rossmann, L. y Boulos, P. (1996) realizaron una comparación detallada de la precisión, tiempo de cálculo, y requisitos de almacenamiento para el cálculo de los cuatro métodos dinámicos de calidad del agua que se describen en esta sección. Ellos encontraron que todos los métodos producen resultados prácticamente idénticos y llegaron a las siguientes conclusiones:

- 1) La precisión numérica de todos los métodos son muy similares, a excepción de los métodos Eulerianos (FDM y DVM) que tenían problemas de vez en cuando. Los cuatro métodos pueden representar adecuadamente el comportamiento observado en sistemas reales.

2) El tamaño de la red no siempre fue un buen indicador de tiempo de solución y los requisitos de memoria de cálculo.

3) Los métodos de Lagrange (EDM y TDM) son más eficientes en tiempo y memoria que los métodos de Euler (FDM y DVM) al modelar las sustancias químicas.

4) Para el modelado de la edad del agua, el método Lagrangiano dependiente del tiempo (TDM) fue el más eficiente computacionalmente. Los métodos de Euler (FDM y DVM) fueron los más eficientes de la memoria.

En general, ellos concluyen que el método de Lagrange basado en eventos fue el más versátil excepto que la memoria de la computadora se ve limitada para el cálculo de la edad del agua en grandes redes. En tal caso, los métodos de Euler son los preferidos.

8.7 Métodos de Simulación Basados en la Teoría de Control

Para mantener la calidad del agua, el cloro se puede inyectar en la planta de tratamiento o en las estaciones de bombeo. Los modelos de estimación dinámica ayudan a estimar las tasas de inyección para satisfacer las condiciones de calidad del agua por medio de ensayo y error o la optimización de los procedimientos. En estos métodos de la calidad del agua se realiza un seguimiento desde la fuente para determinar lo que sucede con la concentración en función del tiempo y espacio.

El inverso de este problema identifica afectaciones de las fuentes en la calidad del agua de algunos puntos aguas abajo. Este enfoque, donde se determinan las condiciones de la entrada requerida para alcanzar un resultado deseado, es común en el campo de la teoría de control óptimo. Desde esta perspectiva, varios investigadores han desarrollado métodos para calcular la ubicación de las fuentes en una simulación dinámica (Constans, S., et al, 2003; Shang, F., et al, 2002; Islam, M., et al, 1997).

La teoría de control funciona a la inversa de un análisis de la calidad del agua estándar. Comienza en un lugar de interés y sigue hacia atrás en el tiempo y el espacio para identificar la fuente del soluto. Este enfoque tiene al menos dos usos importantes. El primero es el desarrollo de políticas de inyección. Por ejemplo, si el nivel de desinfección es inaceptable en un determinado lugar, la teoría de control determina las contribuciones relativas de las estaciones de bombeo, en lugar de realizar una serie de simulaciones con un análisis tradicional.

Otro uso de un análisis de la teoría de control hacia atrás es la identificación de posibles fuentes de contaminación después de que se detecta en un monitoreo aguas abajo. Debido a que los monitoreos se realizan a lo largo de la línea para detectar intrusiones contaminantes, el objetivo es no sólo determinar el contaminante que se encuentra en la red, sino también dónde y cuándo entró y dónde se podría haber movido. Un contaminante que se detecta en un lugar determinado puede ser suministrado por una serie de puntos de entrada y con el tiempo y la teoría de control se puede identificar la variedad de lugares.

Una simulación tradicional no puede contestar, de manera fácil, dónde y cuándo se inyectó. Sin embargo, comenzando en el punto donde se realizó el monitoreo y trabajando hacia atrás, el tubo y los nodos que contribuyen al flujo pueden ser identificados rápidamente. Estas tuberías y nodos pueden cambiar para distintos tiempos debido a cambios en la demanda y en la operación del tanque, pero se puede realizar el seguimiento para cada condición. Desarrollar y almacenar la información de cada modelo de seguimiento sería muy exigente y costoso. El modelo de teoría de control puede realizar el análisis en línea. Después de que las fuentes potenciales han sido identificadas, un modelo se puede aplicar para determinar el grado potencial de contaminación para la contención y limpieza en el futuro.

Shang, F., et al (2002) y Constans, F., et al (2003) presentaron dos técnicas de control para resolver el problema con un análisis en retroceso. Shang se centró en el seguimiento de una partícula individual con una localización y hora específica. Por su parte, Constans proporcionó un enfoque más general para determinar la distribución de la red completa, pero en condiciones de funcionamiento periódico. El algoritmo, de partículas, de Shang de marcha hacia atrás (PBA) es más adecuado para solucionar problemas de contaminación.

Resolver el problema de detección de la fuente no depende de la reacción, ya que se realiza marcha atrás, con respecto al flujo. Sin embargo, la inyección de desinfectante no depende de las reacciones de descomposición y los enfoques de control están limitados a una reacción de primer orden.

8.7.1 Metodología de la Teoría de Control

Los métodos de control pueden ser vistos como generalizaciones de los métodos de identificación de fuentes en estado estacionario para condiciones dinámicas. Bajo flujos de estado estacionario, la fuente de los nodos aguas abajo estaba claro debido a que la dirección del flujo no cambia. Bajo condiciones dinámicas, la red no puede ser acíclica como las direcciones de flujo puede cambiar entre los intervalos de tiempo. La lógica para determinar una fuente aguas arriba en el tiempo es más compleja que una solución algebraica directa. Así por una condición general no es posible determinar simultáneamente todas las vías de flujo para todas las ubicaciones. El retroceso se completa a partir de lugares y momentos específicos. Se debe aplicar si sólo un único o varios lugares son de interés, y se da marcha atrás para encontrar las fuentes que influyen.

Shang, F., et al (2002) desarrollaron una serie de algoritmos que al dar marcha atrás desde una ubicación específica y tiempo a través de un tubo, en un nodo y dentro de un tanque. El retroceso a través de una tubería resuelve la inversa de la ecuación de transporte constituyente mientras se mueve a través de un nodo introduciendo la conservación de la masa en el nodo.

8.7.2 El Retroceso en una Tubería

Comenzando en el tiempo y el tubo de interés, el PBA determina el tiempo que la partícula se encontró en la tubería actual para la velocidad y la distancia desde el extremo superior de la tubería $\tau_{BT} = \frac{L_{UL}}{V} \cdot \tau_{BT}$ es el tiempo que la partícula recorre en la tubería desde el nodo superior hasta la ubicación de interés igual a una distancia L_{UL} y con una velocidad flujo V .

Después de que una partícula para por un nodo, se dividirá en múltiples partículas, cada una de las cuales se deben seguir. Al igual que el frente de un segmento, cuando las partículas se mueven a través de tubos múltiples, se debe determinar el tiempo mínimo requerido para cualquier partícula llegue a un nodo y las posición de las partículas se actualiza. El proceso se repite hasta que todas las partículas alcanzan una fuente o se cumple con el tiempo de evaluación.

Después de que se ha evaluado el retroceso de una partícula a través de una tubería se calcula la proporción del decaimiento de la concentración para ese intervalo. Para una sustancia conservativa, la concentración no cambia. Como se verá en las relaciones de mezcla en los nodos, la proporción de flujo que cada tubo contribuye debe ser determinado. Esta proporción se multiplica por el factor que explica el decaimiento en la tubería. Por lo tanto, sólo los factores multiplicativos simples se pueden utilizar en el análisis de la calidad del agua para PBA, lo cual se limita a reacciones de primer orden de decaimiento.

8.7.3 Mezcla en un Nodo

Además de los cambios de concentración debido a la desintegración, la mezcla en los nodos también altera los niveles de concentración. Nuevas partículas se generan cada vez que una partícula llega a un nodo. Por lo tanto, al igual que en EDM, para el PBA las partículas llegan a un nodo mediante el análisis de los tiempos de recorrido. En un nodo, se añaden partículas a cada tubo que transporta el flujo hacia dicho nodo, ya que cada entrada va a contribuir una parte del caudal hacia el extremo deseado.

Un nodo se considera a la inversa de EDM. Una partícula es adicionada por cada tubería hacia aguas arriba. Dado que la distribución del flujo es conocido, la proporción de flujo en el nodo de cada tubería se calcula por:

$$\delta_i = \frac{Q_i}{\sum_{i \in J_{in}} Q} \quad \text{Ec. 139}$$

Este factor de contribución se multiplica por el factor de deterioro de la tubería aguas abajo para hacer un seguimiento de la contribución relativa de los constituyentes en el punto final.

8.7.4 La Combinación de Retroceso en Tubos y Mezcla Nodal Hacia una Fuente.

En una red general, las nuevas partículas se añaden en cada tubería con afluencia en un nodo. Cada partícula tiene su origen de manera independiente a su entrada de la tubería. En el PBA se continúa en el tiempo hasta una fuente o hasta que el tiempo tienda a cero.

Dado que las partículas individuales retroceden en un momento dado, cambiar el tiempo de salida o la posición, requiere un análisis completo del PBA para determinar las fuentes de contribución. Sin embargo, por la misma razón, las inversiones de tuberías de flujo puede ser relativamente fácil de manejar. Adicionalmente aumenta la complejidad del PBA para el análisis de los tanques. Shang, F., et al (2002) presentan las relaciones para completar la mezcla en los tanques.

8.8 Modelado por Advección-Difusión

Los modelos dinámicos que se describieron anteriormente representan sólo el transporte advectivo. En las tuberías con velocidades bajas, la dispersión puede ser un importante mecanismo de transporte. Los tubos sin salida o que distribuyen volúmenes muy pequeños en una red, son particularmente propensos a tasas de flujo bajos, largos tiempos de viaje y de mala calidad del agua. Estas condiciones son probablemente mejor modelados por un modelo de advección-difusión que incluye la dispersión axial.

Un modelo de advección-difusión resuelve con la conservación de masa escrito en términos de la Ec. 52 o:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} - (D_m + D_{disp}) \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = r(c)$$

Donde en el segundo y tercer término en el lado izquierdo representan la advección y difusión, respectivamente. La combinación de estos términos plantea dificultades en la solución de la ecuación. Por lo tanto, Islam, M. y Chaudhry, M. (1998) y Zhang, W., et al (2004) dividieron el transporte y las operaciones de reacción. En primer lugar, el modelo de advección se resuelve:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad \text{Ec. 140}$$

Las concentraciones resultantes se utilizan para resolver la dispersión y el decaimiento por medio de:

$$\frac{\partial C}{\partial t} - D_{disp} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = r(c) \quad \text{Ec. 141}$$

donde la difusión molecular, D_m , es despreciada. La Ec. 141 debe ser resuelta en intervalos de tiempo discretos. Por tanto, un método de paso de tiempo discreto, como un método de Euler o el método de Lagrange por tiempo (TDM), se debe aplicar para resolver la Ec. 140 y así proporcionar concentraciones en distintos tiempos.

Islam, M., y Chaudhry, M. (1998) aplicaron dos esquemas explícitos de diferencias finitas para resolver las ecuaciones anteriores. El método de Warming-Kutler-Lomax fue utilizado para la resolución de la advección pura (Ec. 140) y un esquema explícito sencillo fue utilizado para resolver la Ec. 141. Los resultados fueron comparados con esquemas de orden superior y fueron muy similares a los esquemas anteriores más simples. Islam y Chaudhry modelaron solutos simples, pero analizaron condiciones dinámicas hidráulicas plenas considerando columnas rígidas.

Más recientemente, Zhang, W., et al (2004) modelaron múltiples sustancias, incluyendo interacciones entre el crecimiento bacterial y el cloro bajo condiciones de advección-dispersión usando una técnica de *split-operador*. El esquema ULTIMATE (Leonard, B. 1991) y el método de Runge-Kutta se emplearon para la advección y dispersión / decaimiento, respectivamente. Este enfoque también fue previamente aplicado con éxito en el modelado de transporte de aguas subterráneas (Barry, D., et al, 1996).

Ninguno de estos métodos está disponible en programas informáticos comerciales

8.9 Precisión del Modelo de Calidad del Agua

El equilibrio entre el error del modelo y los errores en los parámetros se discutieron en el capítulo 1. El grado de aceptación para la esqueletización de una red de tuberías sigue siendo un problema importante en el modelado de la calidad del agua, ya que está directamente relacionado con este. La esqueletización ayuda a representar un sistema de tuberías por medio de un conjunto parcial de las mismas, por lo general, después de la eliminación de las tuberías por debajo de un diámetro definido. El beneficio de la esqueletización es que un modelo resulta con menos tubos y es más fácil y económico de desarrollar. Sin embargo, una representación más tosca introduce un error mayor al modelo.

Por otro lado, para "todas las tuberías", el modelo debe tener considerar una rugosidad de pared única y los coeficientes de reacción. Dado un conjunto de datos de calibración, con los parámetros del modelo, se reduce la precisión de cada parámetro (error del parámetro). Así como, normalmente para las tuberías similares, se supone que tienen iguales parámetros. Esta hipótesis también introduce un error adicional al modelo ya que el sistema es menos exacto en su representación. No hay conclusiones definitivas que demuestren la compensación de un modelo esqueletizado frente a un modelo con "todas las tuberías" ni qué grado de esqueletización es aceptable.

Un dilema similar entre la representación de calidad del agua y los parámetros del modelo se presentan con más complejidad en los modelos de componentes múltiples. Estos modelos son más descriptivos acerca de la calidad del agua y permiten representar con mayor precisión las transformaciones de la calidad del agua, pero serán necesarios más datos para estimar con precisión los valores de los parámetros.

Una cuestión paralela a la esqueletización, es la calibración del modelo. La calibración del modelo de la calidad del agua requiere la estimación de dos conjuntos de parámetros. En

primer lugar, el modelo hidráulico debe ser calibrado. Por lo general, esto se logra haciendo coincidir las cargas de presión y el ajuste de los coeficientes de rugosidad de la tubería. Después de que el modelo hidráulico se considera aceptable, el modelo de calidad del agua está calibrado para estimar los coeficientes de decaimiento con la pared. Un estudio de seguimiento que mide la calidad del agua en varias ubicaciones a través del tiempo puede proporcionar información sobre los tiempos de recorrido y los coeficientes de la descomposición que pueden ser útiles en la predicción de los parámetros de la tubería.

Desde un punto de vista estadístico, múltiples mediciones son necesarias para cada parámetro del modelo estimado. Por lo tanto, la mayoría de los modelos no son rigurosamente calibrados debido al costo de la recolección de datos. Además, la estimación de la demanda nodal no se puede medir directamente, ya que son distribuidos espacialmente y con frecuencia se basan en cálculos aproximados. Sin embargo, estos valores pueden impactar significativamente el sistema hidráulico y la calidad del agua.

En muchos casos, en condiciones normales, un modelo de distribución es muy robusto. Robustez implica que los resultados del modelo no son muy sensibles a los parámetros del modelo. Bajo condiciones extremas que no se miden a menudo, los parámetros más críticos en las predicciones de la carga de presión. Hasta la fecha, en general, estudios rigurosos no se han realizado para comprobar si una condición similar ocurre con las predicciones de la calidad del agua. En un estudio sobre el sistema Plains-Brushy, Pasha, M. y Lansey, K. (2005) sugieren que están en lo correcto.

Además de los estudios de modelado básico, la conexión entre la esqueletización de la red y calibración no han sido bien estudiados. Como se remueven tuberías y sus capacidades de transportar flujo, la representación del nuevo modelo debe ser calibrado para determinar los parámetros de modelo equivalente. A menos que sea el modelo completo (todas las tuberías), no es una representación real del sistema y los parámetros del modelo no están explícitamente relacionados a una tubería en particular. Con menos tuberías, los tubos restantes deben llevar todos los flujos del sistema por lo que la velocidad será mayor y el tiempo de viaje será más corto. Para que coincida con las medidas de presión, los coeficientes de rugosidad de la tubería deben disminuir; posiblemente resultando en valores mucho más bajos de lo esperado a lo que puede ser poco realista en sus valores absolutos. El impacto de la esqueletización aún no está claro.

En resumen, la forma de modelar un sistema, qué datos recolectar y cómo usarlos para calibrar el sistema son temas que requieren mayor estudio. La mayoría de los modelos permite analizar tendencias y los resultados en su funcionamiento permiten realizar cambios de diseño. Se debe tener cuidado en la extracción de los valores de un modelo y se requiere del criterio del ingeniero para el uso de los resultados en la toma de decisiones.

9 Trabajos previos realizados en el sitio de aplicación

En el presente capítulo se presentan los trabajos realizados previamente en el sitio designado para el estudio.

Para realizar la evaluación planteada, se requiere contar con suficiente información de la red de distribución; entre esta información se puede mencionar:

- 1. Mediciones de presión y caudal en fuentes de abastecimiento;*
- 2. Medición de presión y caudal en puntos internos de la red de distribución;*
- 3. Medición de niveles en tanques de regularización;*
- 4. Medición de calidad del agua en fuentes de abastecimiento y puntos dentro de la red de distribución (cloro residual, COT, pH, Temperatura);*
- 5. Medición de consumo inter domiciliario(Albornoz, 2011)*

Para obtener esta información, Alcocer-Yamanaka V. (2007) realizó exhaustivos trabajos de campo en la red de distribución de la ciudad de Culiacan, Sinaloa, México. Cabe mencionar que en la literatura existen muy pocos estudios que cumplan con las características necesarias para la validación de los esquemas estocásticos que en la presente tesis se evalúan. Entre estos estudios se pueden mencionar los realizados por Rossman, L., et al. (1993) y Blokker, M. (2010).

Por tanto se han aplicado esquemas determinísticos y estocásticos en el sector Humaya de la ciudad de Culiacán, Sinaloa, (Ilustración 9.1).

El presente capítulo muestra, de manera cronológica, los estudios y trabajos realizados por Alcocer-Yamanaka V. H. (2007); Moreno, M. (2009); Hernández, D. (2009) y Albornoz, P. (2011). Los cuales, se utilizarán como punto de partida para la aplicación del modelo de calidad del agua.

9.1 Sitio de aplicación

El sector “Humaya”, llamado así debido a su proximidad con el río del mismo nombre, se localiza al norte de la ciudad de Culiacán, Sinaloa, México.



Ilustración 9.1 Ubicación del sitio de aplicación

La zona tiene dos fuentes de abastecimiento: “La Guasima” y “Humaya” (Ilustración 9.2). La primera es un pozo que aporta un gasto promedio de 51 L/s. y la segunda, dispone de una batería con ocho pozos con capacidad máxima de 200 L/s, ubicados en la margen derecha del río Humaya.

Existen dos tanques: “Humaya” y “Santa Fe” (Ilustración 9.2). El primero tiene una capacidad de 3,000 m³ y una cota de plantilla de 82.37 m.s.n.m. Este tanque se compone de dos depósitos interconectados entre sí, con capacidad de 1,000 y 2,000 m³ respectivamente. El tanque “Santa Fe” tiene capacidad de 2,000 m³, y cota de plantilla de 80.00 m.s.n.m(Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).

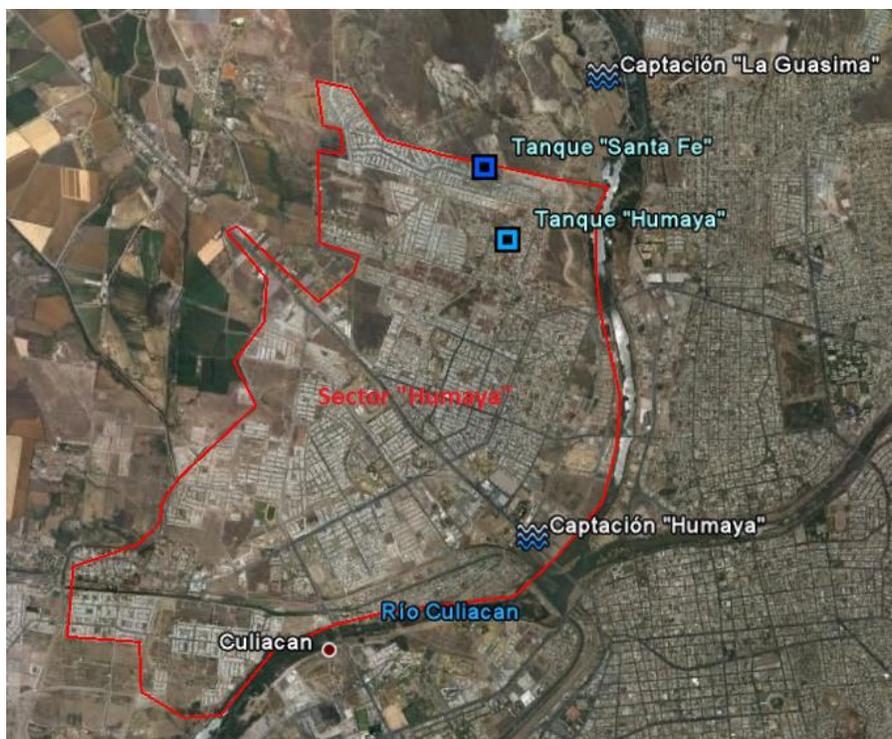


Ilustración 9.2 Ubicación de captaciones y tanques

Con base en el número total de tomas, igual a 20353, dentro del sitio de aplicación y considerando un índice de hacinamiento igual a 4.20 hab/toma, de acuerdo a la información de la Junta Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Culliacán (JAPAC), la población, al 2005 (año de estudio), de la zona era de 85,483 habitantes.

De acuerdo con estudios realizados durante los años 2000 y 2001, el sector Humaya tiene un porcentaje de pérdidas físicas de agua del 30 por ciento, la mayoría ubicadas en las tomas domiciliarias.

9.2 Trabajos de campo

9.2.1 Obtención de parámetros geométricos

Los parámetros geométricos y los datos topográficos necesarios, se obtuvieron con la colaboración de la Gerencia de Planeación de la Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culliacán, JAPAC. De igual manera, la verificación de las tuberías de la red de distribución de la zona se trabajó en forma conjunta con la Gerencia de Operación y Mantenimiento, con el objetivo de obtener un elevado porcentaje de confiabilidad del catastro dentro del modelo (Hernández Padrón, 2009).

9.2.2 Niveles en tanques

En el Tanque “Santa Fe” se realizaron mediciones con duración de una semana y un intervalo de un minuto, durante los meses de mayo a agosto de 2003. Los datos del tanque “Humaya” fueron proporcionados por la JAPAC, 2003(Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).

9.2.3 Medición de caudal

Se realizaron mediciones de caudal en las fuentes de abastecimiento durante 24 días en diferentes meses del año con un intervalo de registro de un minuto (Ilustración 9.3). También se llevaron a cabo mediciones dentro de la red, éstas se realizaron en cinco tuberías dentro de la red con una duración total de 118 horas con 37 minutos(Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).

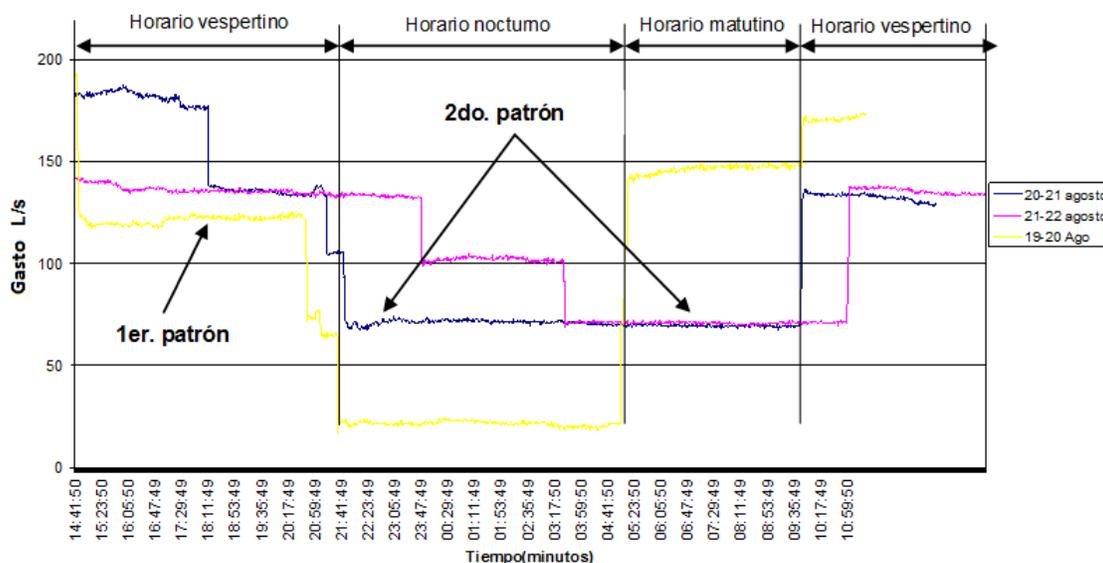


Ilustración 9.3 Evolución de caudal sobre la línea de conducción de 18 pulgadas durante los días del 19 al 22 de agosto de 2003(Alcocer-Yamanaka V. H., Flujo Estocástico y Transporte en Redes de Distribución de Agua Potable, 2007)

9.2.4 Medición de presión

En la primera etapa se realizaron mediciones de presión en siete puntos, ubicados de forma aleatoria dentro del sector. En la medición se consideró un intervalo de registro de un minuto. En la segunda etapa las mediciones se localizaron aguas arriba y abajo en las tres Válvulas Reductoras de Presión, VRP's, ubicadas a la entrada de tres sectores de la zona (STASE e Infonavit Humaya I y II). Los trabajos tuvieron una duración de siete días con intervalo de registro de un minuto. Estos trabajos se efectuaron en tres ocasiones en meses distintos(Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).

Esta información fue utilizada en el proceso de calibración del modelo de simulación hidráulico en su fase no permanente.

9.2.5 Medición de parámetros de calidad del agua

La medición de cloro residual se realizó con el apoyo de la JAPAC. La concentración de cloro se determinó en campo, con la ayuda de medidores digitales portátiles basados en un análisis colorimétrico. Los puntos de medición de cloro se ubicaron en las fuentes de abastecimiento de la zona: batería de pozos Humaya y el pozo “La Guasima”, además de considerar los criterios establecidos por la norma oficial mexicana NOM-127-SSA1-1993 como son: a) puntos de muestreo en aquellos lugares más susceptibles de contaminación, b) puntos muertos (velocidades cercanas a cero), c) zonas de baja presión, d) zonas con antecedentes de problemas de contaminación, d) zonas con fugas frecuentes, e) zonas densamente pobladas y con alcantarillado insuficiente, f) distribución uniforme de los puntos de muestreo a lo largo del sistema, g) como mínimo un punto de muestreo inmediatamente a la salida de las plantas de tratamiento, en caso de existir. La zona de estudio se dividió en dos regiones (Ilustración 9.4). Se monitorearon 54 puntos en tomas domiciliarias de casas habitación.

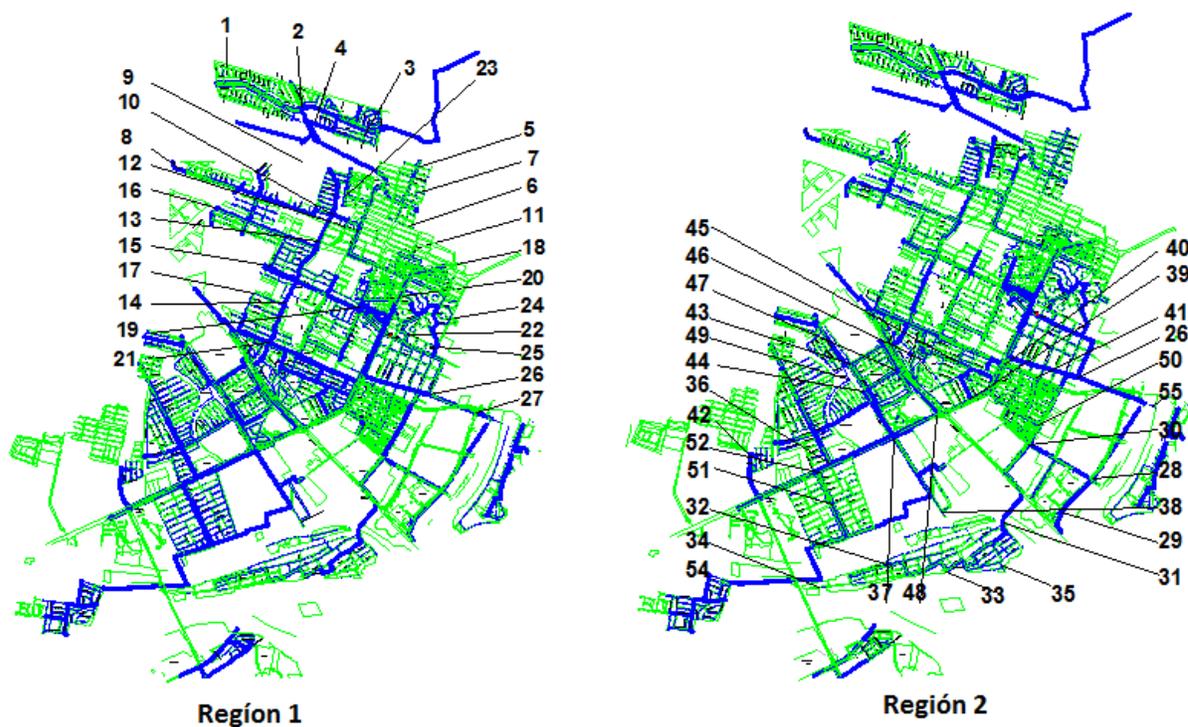


Ilustración 9.4 Puntos de medición en las dos regiones

Tabla 9.1 Concentración inicial de cloro en puntos del sector Humaya

Punto de muestreo	Hora	Concentración	Punto de muestreo	Hora	Concentración
1	07:50	0.97	30	14:25	0.87
2	08:00	1.23	31	08:33	0.14
3	08:20	0.86	32	10:45	0.39
4	08:10	1.03	33	07:55	0.35
5	07:12	0.80	34	08:53	0.18
6	09:15	0.92	35	07:55	0.13
7	08:50	0.99	36	07:07	0.28
8	10:40	0.81	37	06:55	0.11
9	10:15	0.57	38	07:00	0.30
10	10:00	1.00	39	07:19	0.23
11	09:35	0.40	40	07:35	2.04
12	09:45	0.96	41	07:25	2.00
13	11:05	0.57	42	09:23	0.15
15	11:20	0.81	43	07:37	0.14
16	07:47	0.11	44	07:30	0.19
17	08:25	0.70	45	07:55	0.89
18	09:31	0.71	46	07:48	0.32
19	08:41	0.42	47	07:43	0.12
20	08:55	0.41	48	07:18	0.27
21	09:15	0.99	49	07:25	0.15
22	09:57	0.68	50	00:28	1.09
23	12:25	1.06	51	08:31	0.56
24	10:33	0.52	52	08:24	0.46
25	10:45	0.52	54	08:46	0.07
26	10:45	1.36			

Los puntos faltantes se omitieron debido a poca certidumbre de los datos recolectados

9.2.6 Determinación de la reacción del cloro con el volumen de agua, k_b

Para obtener la constante de reacción del cloro con el seno del fluido (k_b), se tomaron muestras de agua que se almacenaron en frascos color ámbar de un litro y se realizaron mediciones de concentración de cloro en cada uno de ellos. La frecuencia de la medición está en función de la variación de la concentración con respecto al tiempo, siendo mayor durante las primeras horas. A partir de lo anterior, se obtiene la tasa de decaimiento del cloro debido a la reacción con el volumen del agua (se excluye la reacción de la pared con el tubo). Por último, se ajusta una función a los datos de las mediciones realizadas (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).

El ajuste de los puntos se realiza a través una curva exponencial, esto es:

$$C = C_0 e^{-k_b t} \Rightarrow \ln C = \ln C_0 + k_b t \quad \text{Ec. 142}$$

donde:

k_b , coeficiente de reacción del cloro con el agua.

t , tiempo

Los valores obtenidos del coeficiente k_b varían de 0.4873 a 0.0122 horas-1. A partir de los resultados individuales en cada una de las muestras, se obtiene una constante global de reacción del cloro con el agua, la cual se realiza a través de un promedio de las constantes individuales de reacción. La constante de reacción es $k_b = 0.0334 \text{ hr}^{-1}$ (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).

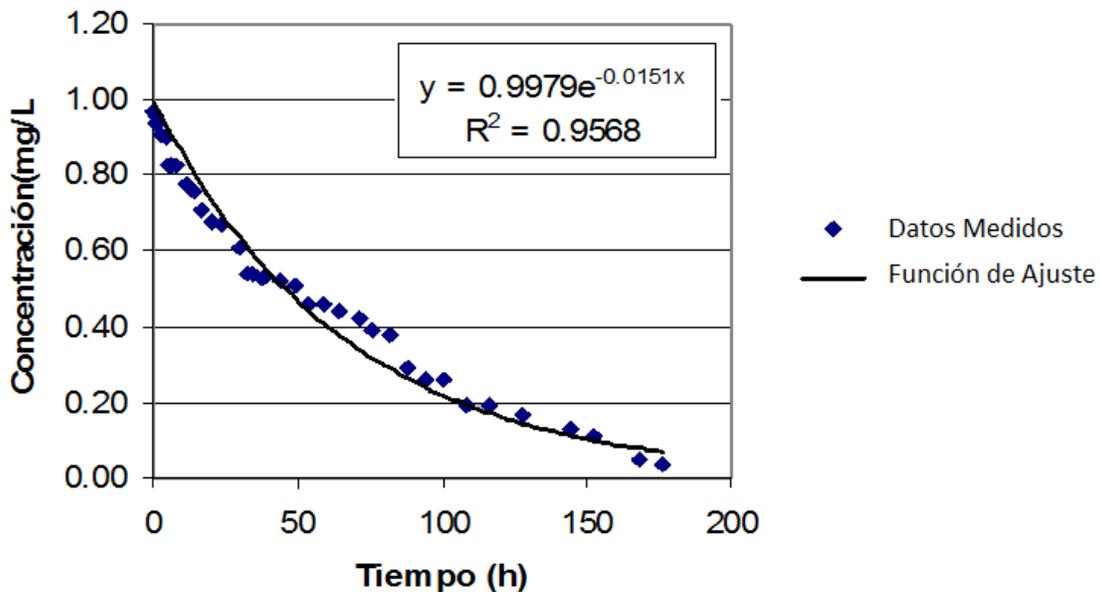


Ilustración 9.5 Curva de decaimiento de concentración de cloro por reacción con el volumen de agua, k_b (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007)

9.2.7 Medición en la red para determinar el coeficiente de decaimiento total

Obtenidos los valores de la constante de reacción del cloro con el agua, se continuaron los trabajos de medición de cloro con el objetivo de conocer la constante de decaimiento total del cloro k , y a partir de ello la constante de reacción de cloro con las paredes de las tuberías k_w . Se realizaron mediciones de concentración de cloro y caudal en los dos extremos de 6 tramos de tubería sin derivaciones. La diferencia de concentración entre los puntos (inicio y final) define la medida del decaimiento de cloro total en la tubería k .

Con base en los resultados obtenidos a partir de las mediciones y considerando la Ec. 143

$$C = C_0 e^{-k \frac{L}{V}} \quad \text{Ec. 143}$$

donde:

C_o , concentración inicial (mg/L)

k , constante de decaimiento total del cloro (h^{-1})

L , longitud de la tubería (m)

V , velocidad media (m/s)

Donde se despeja k y resulta:

$$k = \frac{V}{L} \ln \left[\frac{C}{C_o} \right] \quad \text{Ec. 144}$$

Tabla 9.2 Valores del coeficiente total de decaimiento k calculados con la Ec. 144

Diámetro	Gasto	V	C_o	C	L	K
in	L/s	m/s	mg/L	mg/L	m	
3	1.8	0.34	0.85	0.69	317.4	-0.8042
6	13.77	0.68	0.5	0.44	370.86	-0.8438
6	14.7	0.70	0.61	0.51	370.86	-1.2166
10	24.88	0.49	0.58	0.5	1251.01	-0.2093
10	24.09	0.47	0.58	0.5	1251.01	-0.2007
12	78.35	1.14	1.89	1.75	770.09	-0.4101
12	78.65	1.16	1.89	1.71	770.09	-0.5427
18	84.55	0.55	1.85	1.7	782.32	-0.2140

Únicamente el tubo con diámetro de tres pulgadas era de PVC. Los demás son de asbesto-cemento de diferentes clases.

9.2.8 Determinación del coeficiente de reacción con la pared de la tubería

El cálculo del coeficiente de reacción entre el cloro en el flujo de agua y la pared, k_w , se obtiene con base en el procedimiento propuesto por Rossman et al (1994), descrito en el capítulo 8, y las mediciones realizadas para obtener la constante de decaimiento total k . Los resultados del cálculo se muestran en la Tabla 9.3.

Tabla 9.3 Obtención de valores del coeficiente de reacción con las paredes de la tubería, kw.

Diámetro	R	Dm	Sh	kf	k	k_b	k_w
in				m/h	h-1	h-1	m/h
3	2.57E+04	1.60E-04	9.77E+02	0.05773	0.8042	0.0344	0.0197
6	1.03E+05	6.39E-04	3.09E+03	0.09121	0.8438	0.0344	0.0467
6	1.05E+05	6.53E-04	3.15E+03	0.09288	1.2166	0.0344	0.0864
10	1.22E+05	7.59E-04	3.57E+03	0.06317	0.2093	0.0344	0.0133
10	1.19E+05	7.36E-04	3.47E+03	0.06154	0.2007	0.0344	0.0128
12	3.45E+05	2.14E-03	8.43E+03	0.12448	0.4101	0.0344	0.0372
12	3.50E+05	2.17E-03	8.52E+03	0.12584	0.5427	0.0344	0.0558
18	2.50E+05	1.55E-03	6.45E+03	0.06345	0.2140	0.0344	0.0304

Donde el valor de k_w . Se obtiene despejándolo de la Ec. 145.

$$k = \frac{k_w k_b}{r_h (k_w + k_b)} \quad \text{Ec. 145}$$

donde:

k_w coeficiente de reacción con la pared de la tubería (m h^{-1})

k_b coeficiente de reacción con el seno del fluido (h^{-1})

k , coeficiente de decaimiento total del cloro (h^{-1})

9.3 Implementación del modelo de simulación hidráulica

9.3.1 Introducción de planimetría al modelo de simulación

El programa de cómputo EPANET® se utilizó como plataforma para modelar el funcionamiento hidráulico en la red de abastecimiento de agua potable. Se introdujeron los datos necesarios, por ejemplo, la geometría de la red y la población. La red de distribución se compone de 20360 nodos, ver Ilustración 9.6.

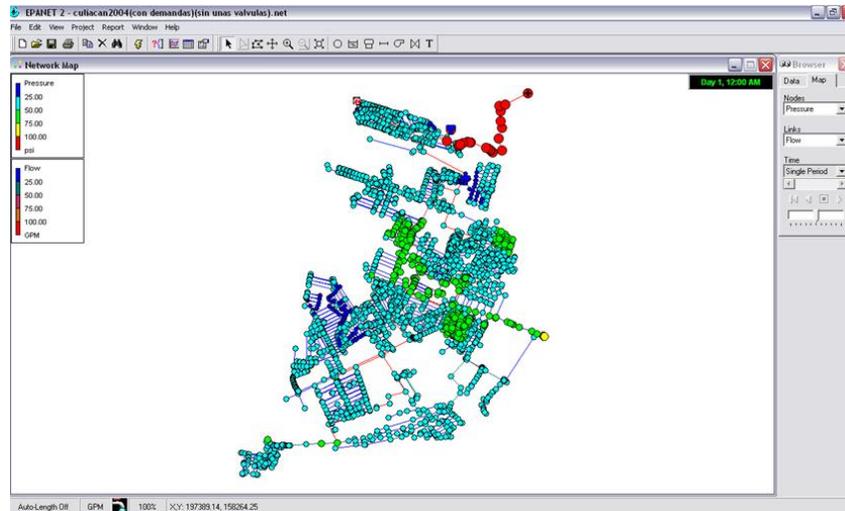


Ilustración 9.6 Red de distribución de la zona Humaya digitalizada dentro del sistema EPANET®(Hernández Padrón, 2009)

El programa EPANET® Permite realizar el análisis en periodos extendidos y se desea modelar los resultados para el escenario estocástico con un lapso de una semana, es decir, 168 horas.

El caudal asignado para generar la curva característica sintética del bombeo en la batería de pozos en el programa EPANET® fue de 104.22 litros por segundo(Alcocer-Yamanaka V. H., 2007), ver ubicación en la Ilustración 9.7.

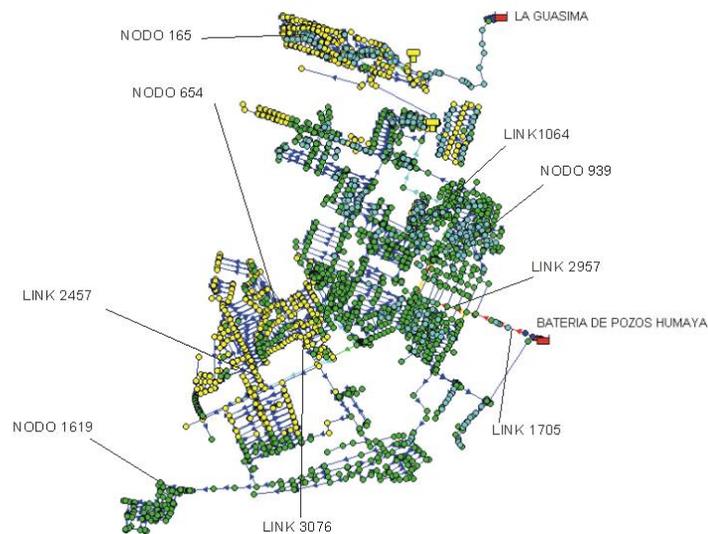


Ilustración 9.7Ubicación en la red de nodos y tramos analizados(Albornoz, 2011).

9.3.2 Estimación de la demanda

Uno de los parámetros más difíciles de estimar, es el consumo doméstico. Se ha demostrado que éste sigue un proceso estocástico, y es posible caracterizarlo a través de

pulsos rectangulares, con cierta intensidad, duración y apego a una frecuencia de arribo (Albornoz, 2011); todo ello a través de esquemas estocásticos como Neyman-Scott Rectangular Pulses Model, NSRPM, (Neyman y Scott, 1958; Rodríguez-Iturbe, 1985, 1987; Entekhabi y Bras, 1990 y Alcocer, 2007).

El esquema de NSRPM se basa en la solución de un problema de optimización no lineal, que involucra momentos teóricos que representan las series sintéticas (equiprobables), y los momentos observados (mediciones de campo) que establecen estadísticamente la serie medida (Albornoz, 2011).

Se han realizado estudios de comparación inicial entre los enfoques tradicional y estocástico, además se realizó el ejercicio de combinar ambos enfoques involucrando la validación en una red esqueletizada y considerando la agregación espacial y temporal, para un modelo hidráulico, sin embargo, aún no se ha realizado esta validación para la modelación de calidad del agua.

9.3.2.1 Enfoque Tradicional

El enfoque tradicional considera, como patrón de consumo, una curva de variación horaria de la demanda (Ilustración 9.8), esta curva es una síntesis de mediciones realizadas de consumos domésticos y comerciales. Estas mediciones se clasificaron con base en el nivel socioeconómico (Bajo, Medio y Alto) y del análisis de los resultados obtenidos al comparar los datos registrados en los medidores, colocados aleatoriamente, con los datos del agua suministrada al distrito se obtiene la Curva de la Variación Horaria de la Demanda (Albornoz, 2011).

El estudio se realizó en las siguientes ciudades de la República Mexicana: Aguascalientes, Coatzacoalcos, Córdoba, Martínez de la Torre, Perote, Xalapa, Veracruz, Tapachula, Tuxtla Gutiérrez, Oaxaca, Manzanillo, Colima, Ciudad Obregón, Guaymas, Hermosillo, Mérida, Morelia, Zacapu, Ciudad Juárez, Chihuahua, Mexicali, Tijuana, Ensenada, Tecate, Acapulco y Zacatecas (Conagua, 2007).

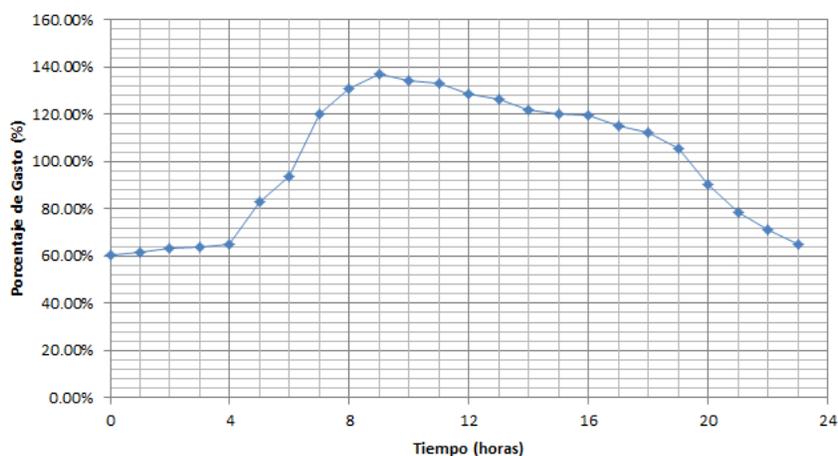


Ilustración 9.8 Curva de variación horaria de la demanda para la República Mexicana (Conagua, 2007)

Sin embargo, el consumo doméstico, no se comporta de esta manera. El uso del agua en una vivienda se presenta como pequeños pulsos, seguidos de lapsos muy grandes de tiempo sin uso.

Se empleó la Curva de Variación Horaria de la Demanda para la República Mexicana, de la Ilustración 9.8 en los nodos de consumo doméstico establecidos en el modelo hidráulico desarrollado en EPANET. El lapso de simulación es de 168 horas (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).

La Ilustración 9.9 muestra las presiones calculadas, en el modelo hidráulico, con el programa EPANET en los nodos 165 y 654 (observe Ilustración 9.7). Se observa la variación cíclica de la presión, debido a que se mantiene la demanda base y el patrón de comportamiento se introduce por medio de la Curva de Variación Horaria de la Demanda.

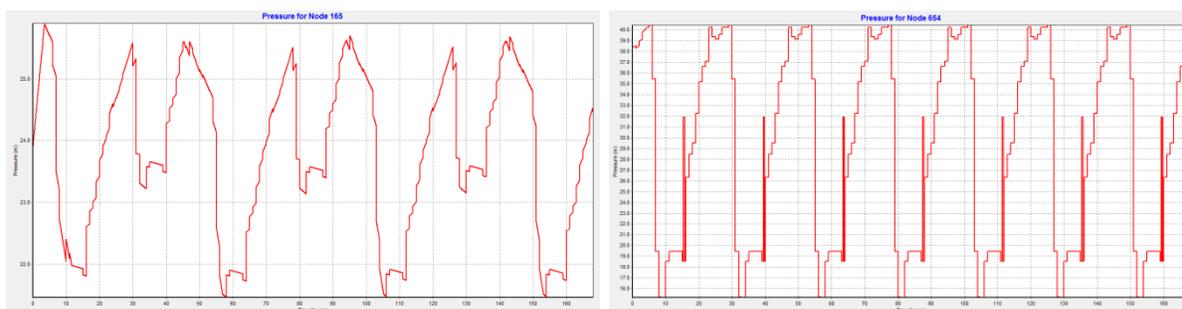


Ilustración 9.9 Presión en los Nodos 165 y 654 para el escenario empleando la Curva de Variación Horaria de la Demanda y el programa EPANET

9.3.2.2 Enfoque Estocástico

Los modelos estocásticos inicialmente se utilizaron para estimar precipitación fluvial en distintas escalas de tiempo, con base en información diaria. Las series generadas, a partir de estos modelos, tienen parámetros estadísticos similares o idénticos a las series observadas, tales como la media, varianza, covarianza y la distribución de probabilidad (Albornoz, 2011).

Los modelos estocásticos que sobresalen para simular los consumos domésticos dentro de los sistemas de distribución de agua potable son: Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP), propuesto por Buchberger y Wu (1995); y Pulsos Rectangulares de Neyman-Scott (NSRPM), validado en registros de consumo doméstico por Alcocer et al., 2006, 2007 y Alvisi et al., 2003 (Moreno Trujillo, 2009).

El método que se utilizó para la generación de la series sintéticas de consumo es el propuesto por (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007), basado en el esquema de Neyman- Scott (Albornoz, 2011).

9.3.2.2.1 Modelo de Pulsos Rectangulares Neyman-Scott Aplicado a la Modelación del Consumo Doméstico.

Las expresiones analíticas que describen proceso $Y_i^{(h)}$, de acuerdo con Rodríguez-Iturbe et al (1987) y Enthekabi et al (1989) se define de la siguiente manera:

$$E \left[Y_i^{(h)} \right] = \frac{\lambda}{\eta} \mu_c \mu_x h \quad \text{Ec. 146}$$

$$Var \left[Y_i^{(h)} \right] = \lambda \eta^{-3} (\eta h - 1 + e^{-\eta h}) \left\{ 2\mu_c E(X^2) + E(C^2 - C) \mu_x^2 \frac{\beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \quad \text{Ec. 147}$$

$$\begin{aligned} Cov \left[Y_i^{(h)} + Y_{i+k}^{(h)} \right] &= \lambda \eta^{-3} (1 - e^{-\eta h})^2 e^{-\eta(k-1)h} \left\{ \mu_c E(X^2) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} E(C^2 - C) \mu_x^2 \frac{\beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \quad \text{Para } k \geq 1 \quad \text{Ec. 148} \\ &\quad - \lambda (1 - e^{\beta h})^2 e^{-\beta(k-1)h} \frac{1}{2} E(C^2 - C) \mu_x^2 \left[\frac{1}{\beta(\beta^2 - \eta^2)} \right] \end{aligned}$$

Dónde:

$Y_i^{(h)}$, es la intensidad acumulada a través de un intervalo de longitud h

λ , representa el tiempo promedio entre dos eventos;

η^{-1} , representa la duración promedio de los pulsos;

μ_x , es intensidad promedio de los pulsos;

μ_c , representa el número de pulsos que se presentan dentro de un tiempo t ;

h , es el intervalo agregación/desagregación analizado.

β^{-1} , representa el tiempo promedio entre cada pulso individual y el origen del evento;

Dado que se consideró una distribución exponencial, se tiene que(Alcocer-Yamanaka V. H., 2007):

$$E(X^2) = 2\mu_x = 2E(X) \quad \text{Ec. 149}$$

Para $C \geq 1$, la distribución podrá ser geométrica o de Poisson, según sea el caso (Velgue et al, 1994; Cowpertwait et al, 1996):

Dado que, $E(C) = \mu_c$, se tiene que,

9.3.2.2.2 Caso del tipo geométrica

$$E(C^2 - C) = 2\mu_c^2 - 2\mu_c \quad \text{Ec. 150}$$

9.3.2.2.3 Caso del tipo Poisson

$$E(C^2 - C) = \mu_c^2 - 1 \quad \text{Ec. 151}$$

Esta expresión difiere a la expuesta por Rodríguez-Iturbe *et al*, (1987) y Entekhabi *et al*, (1989), donde se expresa que:

$$E(C^2 - C) = \mu_c^2 - 2\mu_c \quad \text{Ec. 152}$$

En nuestro caso de validación se asume la Ec. 151.

Definidas las expresiones del esquema de NSRPM, se formula la función objetivo:

$$Z = \left[\left(\frac{F_1(\xi)}{F_1'} - 1 \right)^2 + \left(\frac{F_2(\xi)}{F_2'} - 1 \right)^2 + \dots + \left(\frac{F_n(\xi)}{F_n'} - 1 \right)^2 \right] \quad \text{Ec. 153}$$

donde:

F_1', F_2', \dots, F_n' , son los valores de los momentos observados, es decir, la media, varianza y correlación lag-1, entre otros. Por su parte, F_1, F_2, \dots, F_n , son los momentos teóricos, (ecuaciones Ec. 146, Ec. 147 y Ec. 148), funciones del vector de parámetros, $\xi(\lambda, \mu_x, \mu_c, \eta, \beta)$. Para este caso de aplicación en consumos domésticos, se consideró $n=3$, que representa la media, varianza y covarianza en la ecuación Ec. 153 (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).

9.3.2.2.4 Metodología

En la realización del proceso de desagregación se abordan diferentes etapas como el análisis de datos, formulación del modelo propuesto, estimación de parámetros y su validación (Ilustración 9.10).

Dentro de la estimación de parámetros se considera una técnica de optimización que emplea dos tipos de momentos: teóricos y observados. Los momentos observados se calculan a partir de los registros de consumo en campo.

Posteriormente se introducen dentro de la función objetivo, formulada en el esquema de Neyman-Scott (Ec. 153).

En la formulación del esquema de Neyman-Scott, se deberá establecer el intervalo de análisis. Enseguida, se realiza a través de técnicas de programación matemática no lineal, NLP (método de gradiente conjugado con derivadas centrales y estimación cuadrática), la minimización de la función objetivo, Ilustración 9.10.

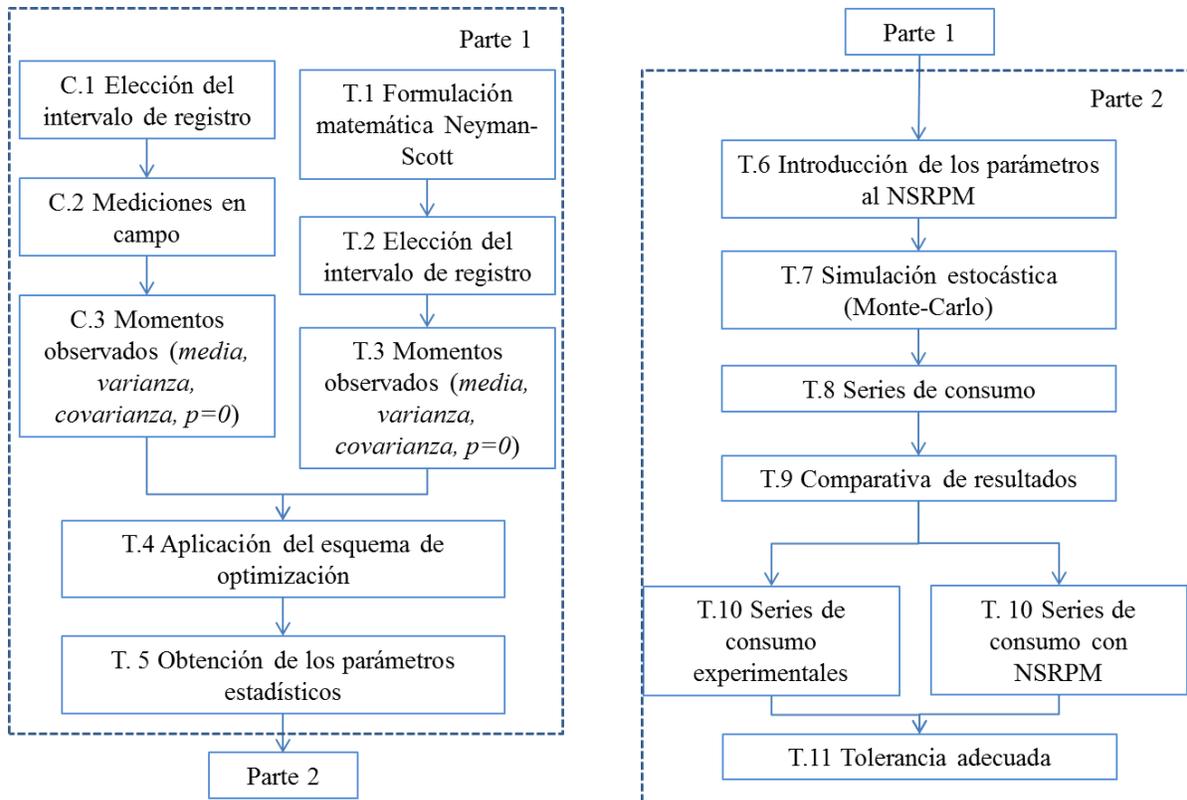


Ilustración 9.10 Metodología utilizada en el desarrollo del trabajo(Alcocer-Yamanaka V. H., Flujo Estocástico y Transporte en Redes de Distribución de Agua Potable, 2007)

En la Tabla 9.4 se describe cada uno de los pasos realizados en la metodología.

Tabla 9.4 Descripción de cada paso de la metodología utilizada (Albornoz, 2011).

C.1	Se determina el intervalo de tiempo necesario para medir el consumo doméstico en los domicilios.
C.2	Se registran las mediciones de los domicilios
C.3	Se calculan los momentos de los datos registrados en los domicilios, media, varianza, covarianza.
T.1	Se plantea el esquema de Neyman-Scott con las variables adecuadas para el consumo doméstico, ver ecuaciones Ec. 146, Ec. 147 y Ec. 148.
T.2	Se elige el intervalo de duración para los pulsos a emplear en las simulaciones, la serie teórica debe representar el consumo doméstico, un intervalo muy grande genera que las series pierdan su congruencia con el consumo de los domicilios.
T.3	Se plantean los momentos teóricos con base en la formulación del esquema de Neyman-Scott.
T.4	Se formula la función objetivo con los momentos observados (datos) y los momentos teóricos (incógnitas), ver Ec. 153.

-
- T.5 Se minimiza la función objetivo con el empleo de una técnica de programación no lineal, NLP (método de gradiente conjugado con derivadas centrales y estimación cuadrática), del resultado de la minimización se obtienen los parámetros teóricos,
- T.6 Se introducen los parámetros teóricos necesarios en el modelo computacional de generación de series de consumo aleatorio, se emplea el esquema de Neyman-Scott.
- T.7 Se elige de forma aleatoria una de las series generadas, dado que los consumos tienen este comportamiento. En el trabajo se consideran 50 series por domicilio, esto con el fin de que el promedio de los parámetros obtenidos de las series sintéticas tienda a los parámetros teóricos empleados en el esquema de Neyman-Scott.
- T.8 Se establecen las series de consumo que se emplearán en los nodos de la red de distribución en el modelo, es importante contemplar el nivel socioeconómico de los domicilios.
- T.9 Se simula la red de abastecimiento aplicando las series sintéticas en los nodos. Se determinan nodos específicos de consumo para comparar los datos medidos con los resultados obtenidos de modelos de simulación. Esto con el fin de validar la metodología empleada.
- T.10 Se extraen las series de consumo, de los nodos determinados para la comparación de los resultados, de la base de datos.
De la simulación hidráulica, se extraen las series de consumo de los nodos determinados para la comparación de los resultados.
- T.11 Se determina la incertidumbre del modelo de simulación, por lo tanto se puede determinar la tolerancia.
-

9.3.2.2.5 Empleo del Esquema Estocástico en el Modelo de Simulación Hidráulica

Se consideraron 69 domicilios para la generación de series sintéticas de consumo; estos se dividen en tres niveles socioeconómicos: alto (6 domicilios), medio (53 domicilios) y bajo (10 domicilios).

Con base en el promedio de los consumos horarios y el día de la semana de los domicilios, se divide el consumo en ocho bloques (ver Tabla 9.5); éstos facilitan que las series sintéticas generadas tiendan mejor a la medición (comportamiento real), es decir, la función objetivo tiende a cero, Ec. 153 (Albornoz, 2011).

Tabla 9.5 Bloques horarios para el análisis de consumos registrados (Hernández Padrón, 2009)

Número de Bloque	Día de la semana	Horario
1er Bloque	Lunes-Viernes	00:01 - 06:00
2do Bloque	Lunes-Viernes	06:01 - 20:00
3er Bloque	Lunes-Viernes	20:01 - 22:00
4to Bloque	Lunes-Viernes	22:01 - 24:00
5to Bloque	Sábado	00:01 - 07:00
6to Bloque	Sábado	07:01 - 24:00
7to Bloque	Domingo y Festivos	00:01 - 19:00
8vo Bloque	Domingo y Festivos	19:01 - 24:00

Del primer domingo de Abril al último sábado de Octubre de 2003

Ya que la función objetivo se resuelve mediante un método de optimización no lineal, es importante fijar el rango de búsqueda de dos parámetros empleados en el esquema de Neyman-Scott, esto permite una mejor convergencia y con mayor rapidez en el proceso de optimización. El rango de búsqueda se ajustó para la frecuencia de los pulsos de 1 minuto hasta 24.75 minutos y el rango de la intensidad promedio de los pulsos se ajustó de 1.0 l/min hasta 6.0 l/min, en la Tabla 9.6 se presentan los rangos empleados por Hernández Padron (2009).

Tabla 9.6 Rango de búsqueda para obtener los parámetros del modelo Neyman-Scott(Hernández Padrón, 2009)

Parámetro	Representación	Desde	Hasta
$\lambda^{-1}(\text{min}^{-1})$	Representa el tiempo promedio entre dos eventos	1	0.0404
$\beta^{-1}(\text{min}^{-1})$	Representa el tiempo promedio entre cada pulso individual y el origen del evento	1	0.05
$\eta^{-1}(\text{min}^{-1})$	Representa la duración promedio de los pulsos	10	0.007
$\mu_x^{-1}(\text{l/min})$	Es la intensidad promedio de los pulsos	1	6
$E(c)$	Es el número esperado de celdas por evento	1	20

Estos parámetros son los introducidos en la generación en el esquema de NSRPM para obtener las series sintéticas, donde:

$\lambda^{-1}(\text{min}^{-1}) = 1 \text{ hasta } 0.0404$ significa que la ocurrencia entre dos eventos va de 1 a 25 minutos

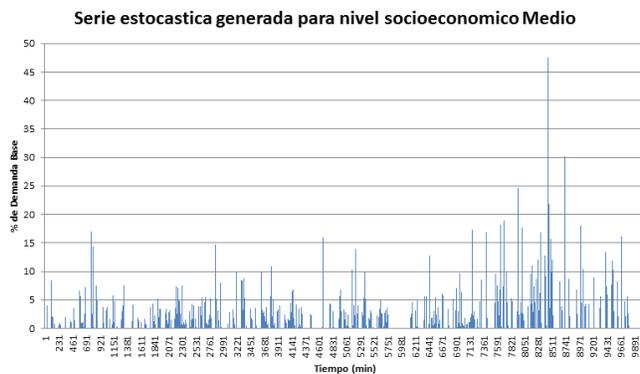
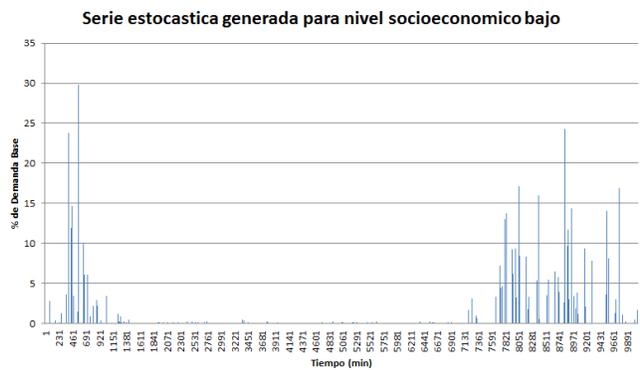
$\beta^{-1}(\text{min}^{-1}) = 1 \text{ hasta } 0.05$ significa que el promedio entre cada pulso individual y el origen del evento va de 1 a 20 minutos

$\eta^{-1}(\text{min}^{-1}) = 10 \text{ a } 0.007$ significa que la duración de los pulsos va de 0.1 a 143 minutos

$\mu_x^{-1}(\text{l/min}) = 1 \text{ a } 6 \text{ l/min}$ significa que la intensidad promedio de los pulsos va de 1 a 6 l/min

$E(c) = 1 \text{ a } 20$ significa el número de celdas esperadas por evento

Para cada domicilio se generaron 50 series de consumo (ya integrando los bloques por día), con el fin de que el promedio de los momentos estadísticos tiendan a los momentos observados en la medición (promedio de ensamble). Por ende se obtuvieron 300 series de consumo para el nivel alto, 2650 para el nivel medio y 500 series para el nivel bajo, con un total de 3450 series de consumo (Albornoz, 2011).



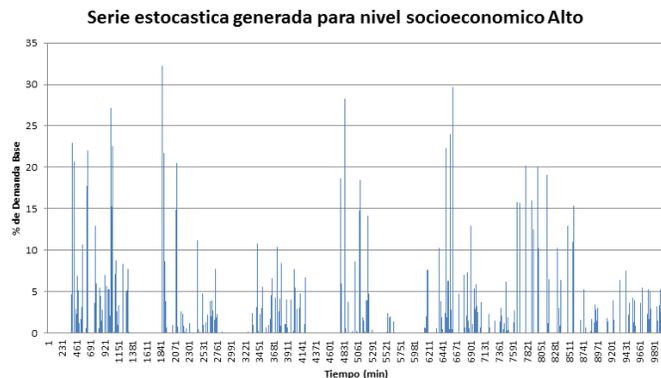


Ilustración 9.11 Ejemplo de series sintéticas generadas para distintos niveles socioeconómicos

Se eligió por cada domicilio una de las 50 series sintéticas, para el caso de estudio, el número 33. Para ello se consideró la semejanza de sus momentos, con respecto a los momentos observados de la serie medida en el domicilio; obteniendo así, 69 series sintéticas de consumo que se asignan en función al nivel socioeconómico de la casa-habitación en el modelo de simulación hidráulica, 6 en nivel socioeconómico alto, 53 en nivel medio y 10 en nivel bajo (Hernández Padrón, 2009).

Se empleó las 69 series sintéticas en los nodos de consumo doméstico, de acuerdo a su semejanza y nivel socioeconómico en el modelo hidráulico desarrollado en EPANET. El lapso de simulación es de 168 horas.

La Ilustración 9.12 muestra la presión calculada, en el modelo hidráulico, con el programa EPANET en el nodo 165 (observe Ilustración 9.7). Se observa la fluctuación diaria de la presión, debido a las series sintéticas aplicadas.

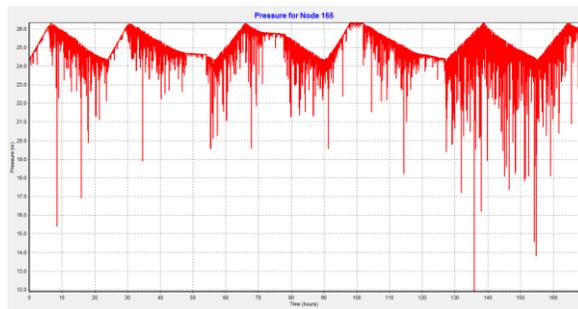


Ilustración 9.12 Presión en el Nodo 165 para el escenario empleando las series sintéticas generadas y el programa EPANET

9.3.3 Agregación Temporal y Espacial del Consumo Doméstico (AET)

La agregación temporal y espacial permite obtener valores discretos del consumo domiciliario con intervalos de tiempo mayores a un minuto, así como también el comportamiento de la red de distribución de agua potable en las redes principales y secundarias, sin considerar la toma domiciliaria de forma individual (Albornoz, 2011).

9.3.3.1 Agregación Temporal.

La agregación temporal genera una serie de consumo que facilita el análisis de la información y reduce sustancialmente la cantidad de datos generada, haciendo práctica la introducción de los patrones de la demanda en la red de abastecimiento. Por otro lado suaviza los picos de las series obtenidas bajo el esquema NSRPM, ya que realiza un promedio de los datos ocurridos en un intervalo de tiempo seleccionado.

En la agregación temporal es importante conocer el tiempo óptimo y práctico para realizar la agregación, dado que manejar un lapso pequeño no aportaría mucha ayuda en el manejo de la información y por el contrario manejar intervalos muy grandes, afectaría el comportamiento hidráulico real de la red.

Para determinar el tiempo adecuado de agregación temporal se emplean los resultados obtenidos del análisis espectral del consumo doméstico de agua potable realizados por Alcocer-Yamanaka (2007) y Moreno (2009).

9.3.3.1.1 Intervalo de Tiempo Adecuado Para la Agregación Temporal

El intervalo de tiempo adecuado en la agregación temporal, es aquel que permita agregar y desagregar la series de datos sin perder información en ese proceso, por ejemplo, si se agrega temporalmente la serie de original de 1 minuto a grupos de 30 minutos, estos grupos de 30 minutos, deben tener la característica de desagregarse a intervalos de tiempo de 1 minuto sin pérdida de información. Esto con el fin de que el patrón de consumo se apege al comportamiento real en la red de distribución (Albornoz, 2011).

Para obtener el intervalo de tiempo adecuado en la agregación temporal se tomó en cuenta el trabajo sobre el análisis espectral de las series generadas por el esquema de NSRPM realizada por Moreno Trujillo (2009).

Para el análisis espectral se parte de la serie de datos generada, como los mostrados en la Ilustración 9.11. Se le aplica la Transformada Rápida de Fourier (FFT) y se multiplica por su conjugado, con ello, se obtiene el espectro discreto de la señal analizada; posteriormente el espectro discreto se escala para semejarse con el espectro continuo.

En la Ilustración 9.13 se presenta el espectro de las series sintéticas generadas para las casas 04, 19, 43 45 y 51. El cambio abrupto de pendiente se presenta en la frecuencia cercana a $3 \times 10^{-2} \text{ min}^{-1}$ (33.33 minutos) y en la Ilustración 9.14a $2 \times 10^{-2} \text{ min}^{-1}$ (50 minutos). En caso de medir en campo el consumo doméstico con un intervalo de registro mayor al obtenido con el análisis espectral o bien intentar la desagregación temporal en registros menores a un minuto, se empezará a perder información dando origen al fenómeno de enmascaramiento o aliasing.

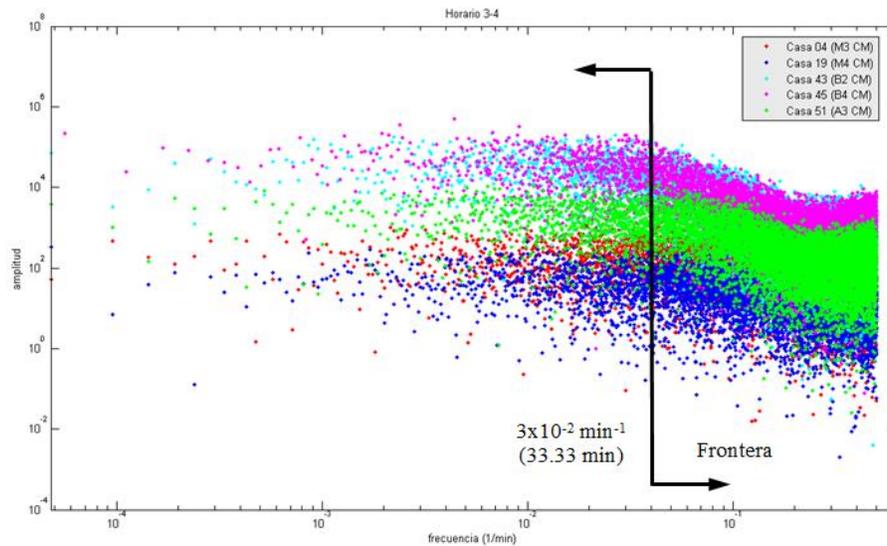


Ilustración 9.13 Espectros de las series sintéticas generadas para las casas 04, 19, 43, 45, y 51 con consumo medio, (Moreno Trujillo, 2009)

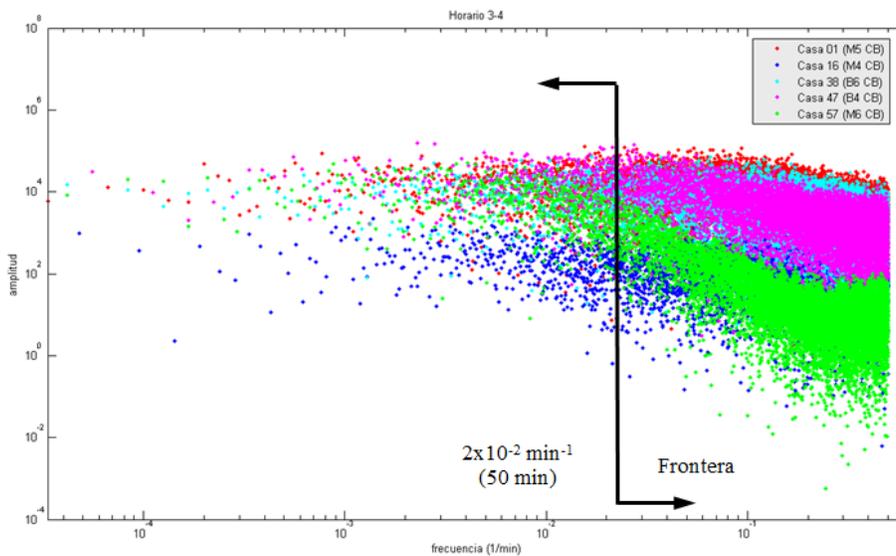


Ilustración 9.14 Espectros de las series sintéticas generadas para las casas 01, 16, 38, 47, y 57 con consumo bajo, (Moreno Trujillo, 2009).

En la Ilustración 9.15 se observa el fenómeno del enmascaramiento o aliasing, en la casa habitación con domicilio Presagio 3351 Horizontes. Este fenómeno se presenta en el espectro ensamblado cuando su pendiente empieza a ser positiva (Moreno Trujillo, 2009). Esto significa que en caso de medir en campo el consumo doméstico con un intervalo de registro mayor al obtenido con el análisis espectral o bien, intentar la desagregación temporal en registros menores a un minuto, se comenzará a perder información.

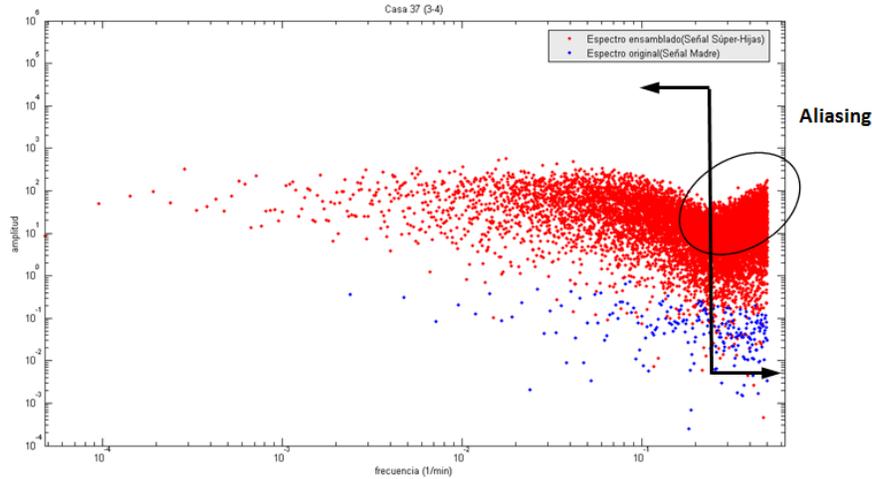


Ilustración 9.15. Representación del fenómeno de enmascaramiento o aliasing, (Moreno Trujillo, 2009)

La Tabla 9.7 presenta el resumen de la frontera obtenida de los espectros de cada horario dividido por consumo. La frontera que predomina se presenta en la frecuencia a $3 \times 10^{-2} \text{ min}^{-1}$ (33.33) minutos y la frontera promedio que se obtuvo está a los 34.21 minutos, ver Ilustración 9.16. Esto indica que el rango de agregación temporal empleando técnicas de Fourier es entre los 34.21 y un minuto. Por lo tanto, es posible medir en campo con intervalo de registro hasta de 34.31 minutos y recuperar información con intervalo de registro de un minuto. (Moreno Trujillo, 2009).

Tabla 9.7 Resumen de la frontera obtenida de los espectros para cada horario dividido por consumo, Moreno, 2009

Horario	Consumo	Frontera obtenida min^{-1}	min
3-4	Medio	3×10^{-2}	33.33
	Bajo	2×10^{-2}	50.00
	Alto	3×10^{-2}	33.33
4-5	Medio	3×10^{-2}	33.33
	Bajo	3×10^{-2}	33.33
10-11	Bajo	2×10^{-2}	50.00
12-13	Medio	4×10^{-2}	25.00
	Bajo	3×10^{-2}	33.33
18-19	Medio	3×10^{-2}	33.33
	Bajo	2×10^{-2}	50.00
	Alto	3×10^{-2}	33.33
21-22	Medio	4×10^{-2}	25.00
	Bajo	3×10^{-2}	33.33

De la Ilustración 9.16 se concluye que la frontera que define los procesos de agregación y desagregación temporal, la cual permite conocer el intervalo óptimo de registro de medición en campo del consumo doméstico de agua potable, se encuentra entre los 50 y 25 minutos y presenta el valor promedio de la frontera 34.21 minutos (Moreno Trujillo, 2009).

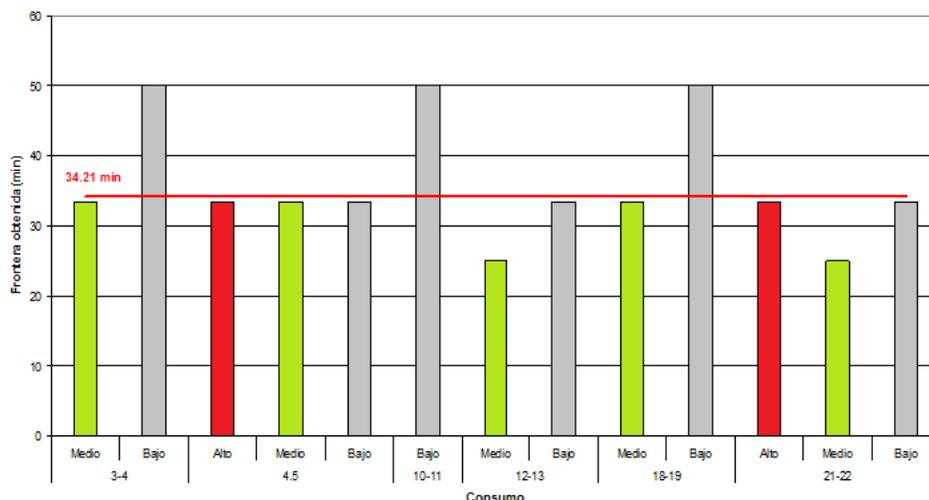


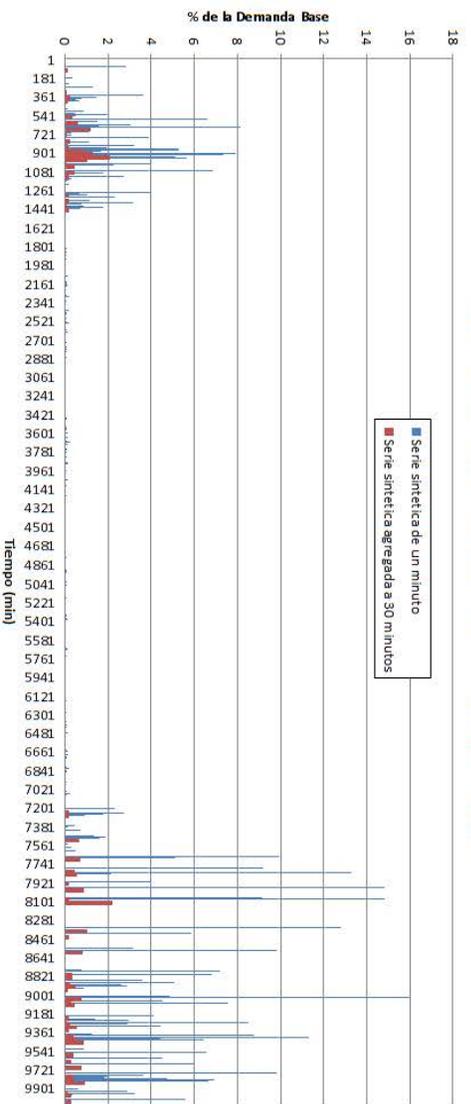
Ilustración 9.16 Frontera que define los procesos de agregación y desagregación temporal obtenida a partir de espectros (Moreno Trujillo, 2009).

Para el caso de estudio, se consideró un intervalo de 30 minutos, ya que está dentro del rango de tiempo aceptado y permite dividir el tiempo de simulación en lapsos homogéneos (Albornoz, 2011).

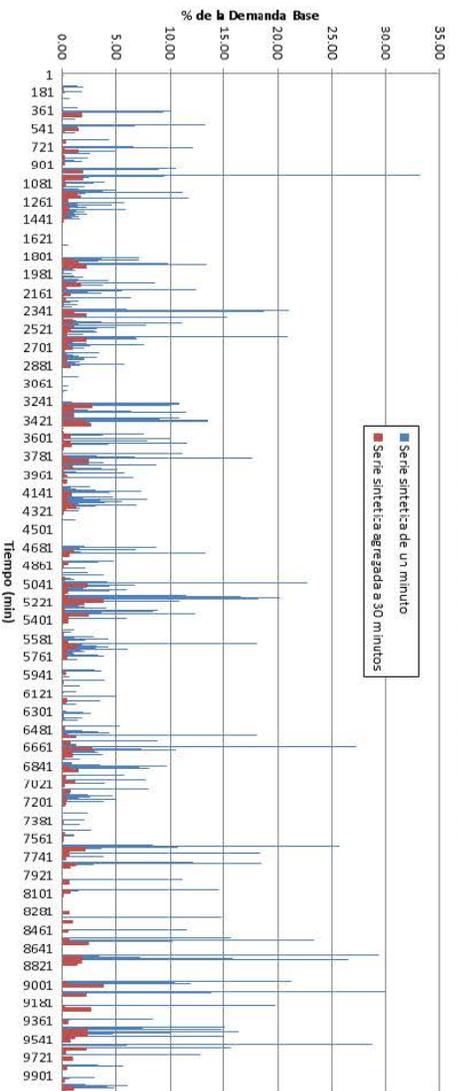
Con el lapso de agregación de 30 minutos, se realiza la agregación temporal. Para ello se divide la serie que consta de 10080 datos (10080 minutos) en 336 grupos de 30 datos (30 minutos) y se realiza el promedio de cada grupo. El promedio del caudal obtenido de cada grupo es el valor representativo. Esta agregación temporal disminuye los picos con intensidad grande y corta duración (situación que en ocasiones no representa el comportamiento en la red de distribución).

La Ilustración 9.17 muestra las series iniciales (con intervalo de un minuto) y las series agregadas a cada 30 minutos.

Series estocásticas para nivel socioeconómico bajo



Series estocásticas para nivel socioeconómico medio



Series estocásticas para nivel socioeconómico alto

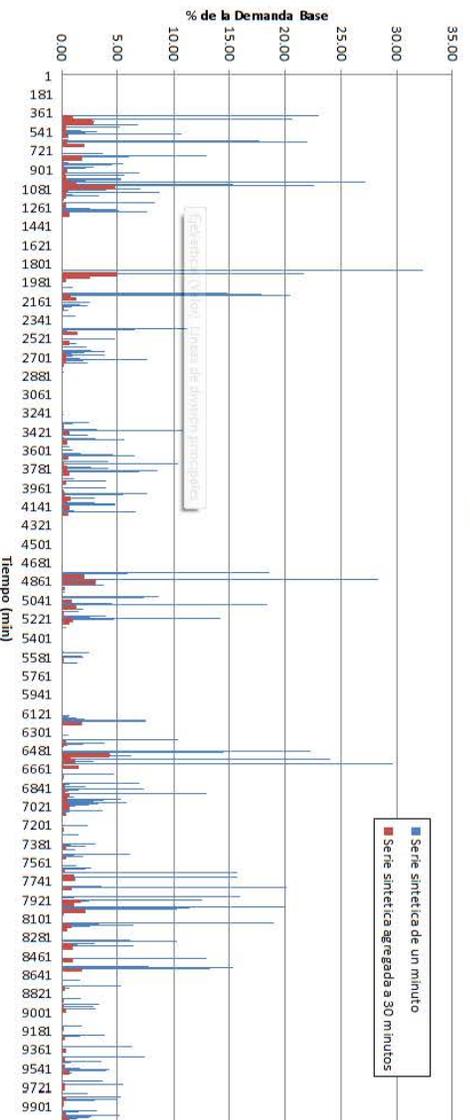


Ilustración 9.17 Ejemplo de series sintéticas agregadas temporalmente para distintos niveles socioeconómicos

La Ilustración 9.18 muestra la comparación de las presiones en el nodo 165, obtenidas de la medición, el empleo de la CVHD y las series con agregación de 30 minutos (Albornoz, 2011).

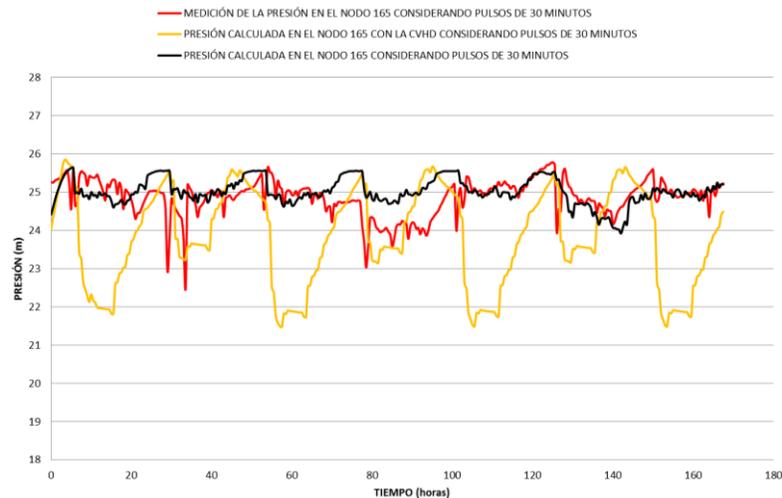


Ilustración 9.18 Presión en el nodo 165 considerando la agregación temporal de 30 minutos (Albornoz, 2011)

La curva obtenida con la agregación temporal tiene un comportamiento con mayor apego a la realidad en comparativa con la obtenida con la CVHD.

La Ilustración 9.19 compara los caudales en la tubería 2957, obtenidas de la medición, el empleo de la CVHD y las series con agregación de 30 minutos (Albornoz, 2011).

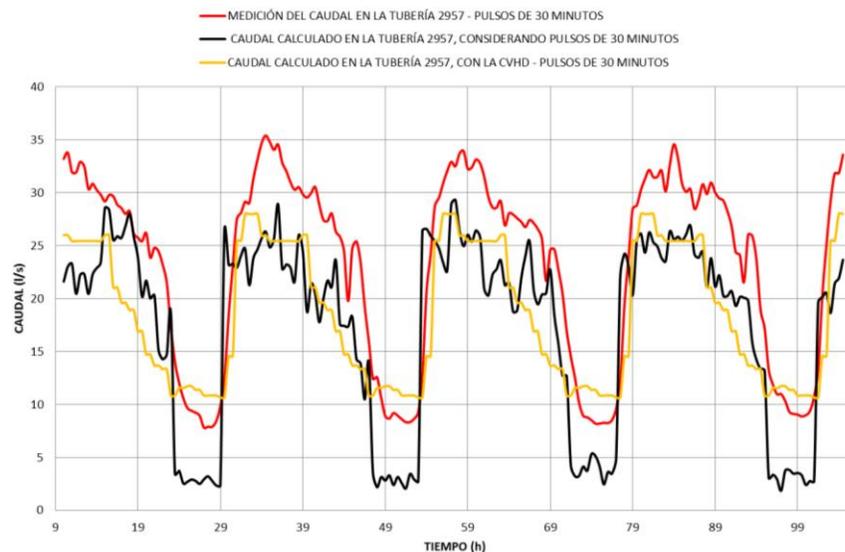


Ilustración 9.19 Caudal en la tubería 2957 considerando la agregación temporal de 30 minutos (Albornoz, 2011).

La curva del caudal obtenida con la agregación temporal presenta un comportamiento más apegado al real, sin embargo el caudal es menor en un 25 % aproximadamente, debido a que la medición incluye las fugas en la red. La zona Humaya presenta un porcentaje de

fugas de aproximadamente 30%, El caudal obtenido empleando la CVHD no permite determinar estas fugas, ya que su origen no proviene de la mediciones directas de la zona.

9.3.3.2 Agregación Espacial

La agregación espacial de una red (esqueletización), se puede resumir como una simplificación de la red de tuberías, y una caracterización de los elementos de la red.

Se consideraron las reglas de esqueletización de García-Serra et al, 2002:

1. La simplificación de la red de distribución realiza eliminando las tuberías más pequeñas, y sustituyendo las ramificaciones de la red por nodos de consumo, Ilustración 9.20.
2. El diámetro de tubería a simplificar depende del grado de esqueletización que se maneja.
3. Dentro de una misma red puede haber zonas de consumo donde las tuberías de pequeño diámetro tengan una capacidad de transporte importante. Éstas no siempre se deben eliminar.
4. Hay casos en los que, para mantener la conectividad de algunas tuberías de mayor diámetro, es preciso incluir alguna tubería más pequeña. Hay que tener en cuenta que una tubería, que en condiciones normales de operación de red no tiene capacidad importante de transporte, puede llegar a tenerla si, por rotura o fallo, fuera necesario cerrar alguna tubería principal. Es importante incluir éstas, ya que en muchos casos el modelo se utiliza para observar el comportamiento de la red ante estas situaciones.
5. En cualquier caso, siempre es mejor añadir una tubería de más que no eliminar una que luego pueda tener importancia en el modelo.
6. Eliminación de ramificaciones y acometidas. Se acumula la demanda conocida, que se satisface desde la ramificación, en un nodo de consumo que sustituye al que serviría de conexión de la ramificación con la red principal, ver Ilustración 9.20.
7. Se unifican los nodos próximos en los que, debido a la corta longitud de las líneas que los unen, se observará un mismo valor de presión, (Ilustración 9.20).
8. Se realiza una asociación de tuberías en serie o en paralelo para que una única línea, represente a un conjunto de tuberías.
9. En redes malladas se considera el punto de equilibrio hidráulico, para determinar los puntos de separación de los nodos y de esta crear ramificaciones, cuya demanda se acumula en un nodo de consumo.

9.3.3.2.1 Equilibrio hidráulico

El punto de equilibrio hidráulico, en una red mallada, es un nodo donde la energía disponible de los dos ramales de la malla se iguala. El gasto en ese punto es cero.

Aproximadamente es equidistante en ambos ramales. También existen puntos de equilibrio en las tuberías secundarias.

9.3.3.2.2 La agregación por zona

Se define el área de influencia de un nodo de agregación (nodo que permanecerá después de la simplificación) y se suman los consumos de los nodos que estén dentro de dicha área (nodos que se eliminarán después de la simplificación de la red) y se asignan al nodo de agregación.

Para esquematizar las reglas consideradas en la simplificación de la red se presentan la Ilustración 9.20, Ilustración 9.21, Ilustración 9.22 y la Ilustración 9.23.

En la Ilustración 9.20 se consideran las reglas 1, 6 y 7. Se agregan los consumos de la ramificación superior (tuberías de 76.2mm de diámetro) al nodo 25. De igual forma el consumo de la tubería de 76.2 mm en el extremo izquierdo se agrega al nodo 162 y los consumos de las tuberías inferiores, al nodo 165.

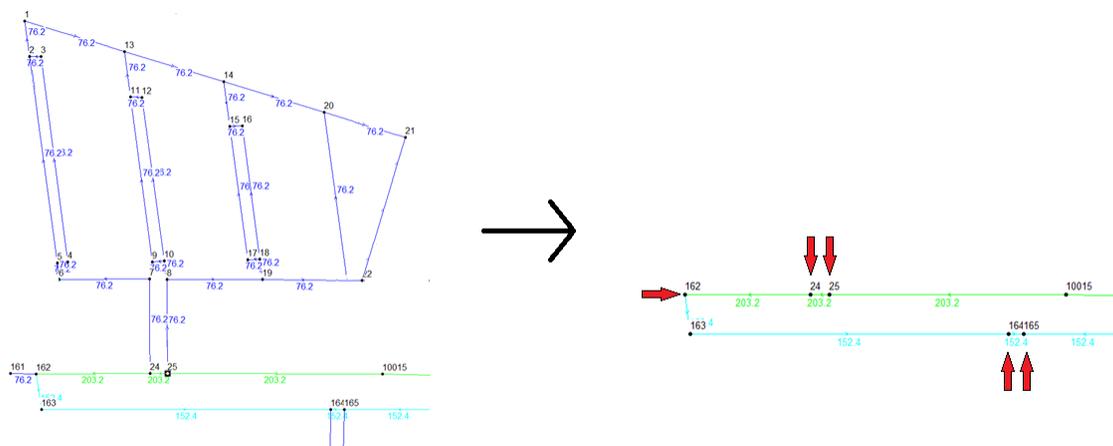


Ilustración 9.20 Agregación espacial considerando las reglas 1, 6, y 7 (Albornoz, 2011)

En la Ilustración 9.21 se consideran las reglas 3, 4 y 5, el círculo rojo muestra una tubería de 76.2 mm que conduce un caudal importante, por lo tanto se conserva en la red esqueletizada.

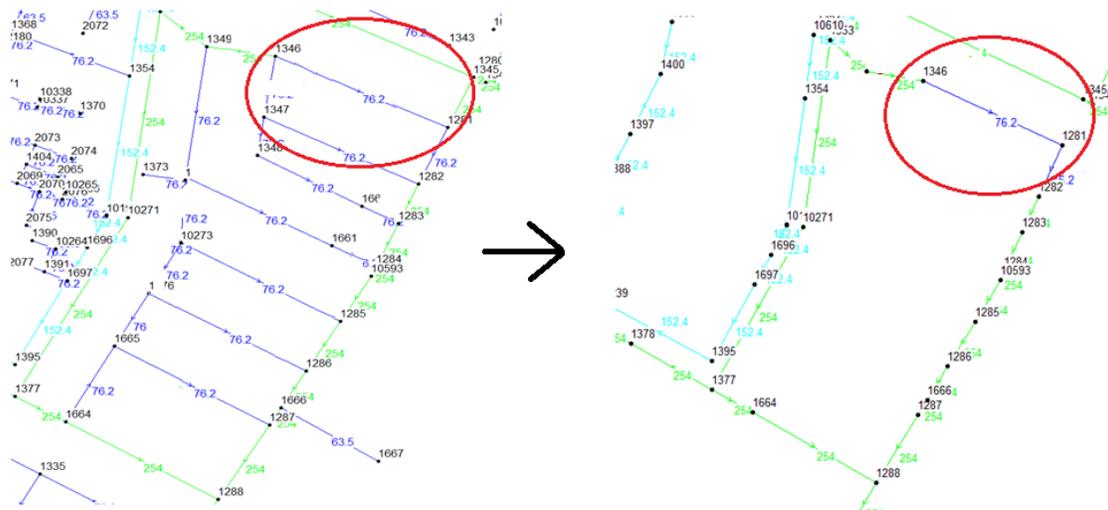


Ilustración 9.21 Agregación espacial considerando las reglas 3, 4 y 5 (Albornoz, 2011)

En el círculo de la Ilustración 9.22 se presenta la aplicación de la regla 8 en la simplificación de la red.

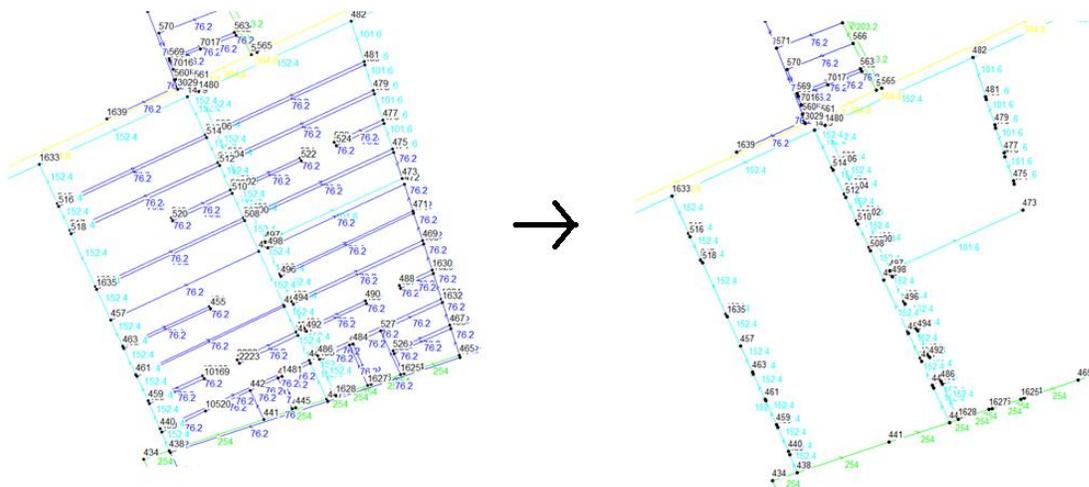


Ilustración 9.22 Agregación espacial considerando la regla 8 (Albornoz, 2011)

9.3.3.2.3 La agregación considerando punto de equilibrio

Para la aplicación de la regla 9, hay que suponer la dirección del caudal en la red. Se utilizan los resultados de la simulación para obtener la dirección de caudal en la red. En los puntos donde el flujo cambia de dirección a través del tiempo se considera la dirección de flujo predominante.

La Ilustración 9.23 muestra el empleo de la regla 9 y se describe a continuación:

- La red a simplificar contiene tuberías de 76.2 mm (azul rey), se indican los tramos por eliminar, esto se realiza de acuerdo al criterio del punto de equilibrio, estos tramos son los que unen los nodos 185 -181 y 10863-183.
- Se emplea el concepto de punto de equilibrio para dividir la red en ese nodo, eliminando los tramos indicados en el inciso anterior; quedando la red con los tramos ya eliminados y la redistribución de los caudales.
- Se muestra la red ya simplificada y se indican los nodos a los cuales se agregan los patrones de consumo después de la redistribución de los caudales, los nodos 186 y 1433.

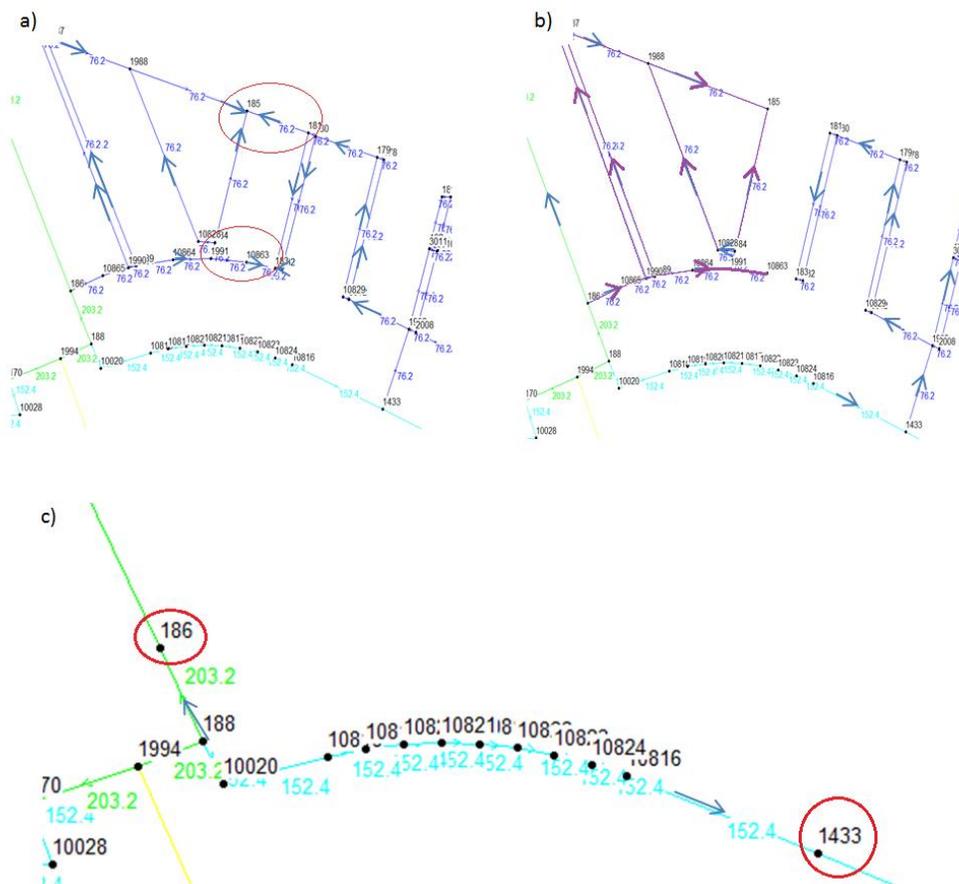


Ilustración 9.23 Agregación espacial considerando la regla 9 (Albornoz, 2011)

9.3.3.2.4 Agregación de los consumos domiciliarios

La agregación de los consumos del área esqueletizada se puede considerar como la suma de los caudales de cada domicilio contenidos en dicha área, es decir, si el área de la red a simplificar tiene 8 domicilios, el patrón de la demanda introducido en el nodo de agregación es la suma de la series de consumo de cada uno de los ocho.

Con base en lo anterior se presenta en la Tabla 9.8 la agregación espacial de las primeras 24 horas de simulación realizada en el nodo 162.

Tabla 9.8 Agregación de 8 patrones de consumo para generar el patrón de demanda del nodo 162

TIEMPO	(min)	1	2	3	4	5	6	7	8	Serie
		NM_18_01	NM_20_01	NM_23_01	NM_36_01	NM_46_01	NM_05_01	NB_10_01	NM_52_01	Agregada
		(l/s)								
1.00	30.00	0.000000	0.002971	0.010770	0.159110	0.026201	0.362536	0.006368	0.000000	0.56796
31.00	60.00	0.133088	0.436347	0.049155	0.061780	0.199580	0.000072	0.009509	0.000000	0.88953
61.00	90.00	0.000000	0.254108	0.030698	0.059163	0.101225	0.000000	0.014262	0.031258	0.49071
91.00	120.00	0.000000	0.000000	0.014139	0.149509	0.022099	0.039966	0.010172	0.000000	0.23589
121.00	150.00	0.046247	0.000000	0.002754	0.047613	0.000999	0.012507	0.000000	0.000426	0.11054
151.00	180.00	0.000000	0.000000	0.019032	0.003515	0.002644	0.013915	0.007922	0.000000	0.04703
181.00	210.00	0.000000	0.362176	0.010416	0.130255	0.000639	0.000000	0.000000	0.122483	0.62597
211.00	240.00	0.000000	0.001159	0.016536	0.001728	0.000000	0.221846	0.004677	0.000000	0.24595
241.00	270.00	0.085810	0.692813	0.021731	0.001157	0.000000	0.094229	0.000000	0.084204	0.97994
271.00	300.00	0.000000	0.000000	0.010293	0.173024	0.000000	0.000000	0.012091	0.042821	0.23823
301.00	330.00	0.000000	0.053161	0.058356	0.028589	0.000000	0.000000	0.011343	0.031322	0.18277
331.00	360.00	0.000000	0.134548	0.019498	0.096046	0.000000	0.000000	0.006839	0.000000	0.25693
361.00	390.00	0.463575	0.000000	0.136071	0.458053	0.975198	0.729068	0.307583	0.219971	3.28952
391.00	420.00	0.463575	0.047426	0.692734	0.458053	0.975198	0.495764	0.000000	0.072677	3.20543
421.00	450.00	0.463575	0.000000	0.692147	0.458053	0.975198	0.599627	0.320082	0.102308	3.61099
451.00	480.00	0.463575	0.845523	0.127078	0.279168	0.905438	0.553703	0.344836	0.183220	3.70254
481.00	510.00	0.877947	0.845523	0.453711	0.543700	0.318305	0.404889	0.385690	0.000000	3.82976
511.00	540.00	0.877947	0.845523	0.044805	0.875131	0.711857	0.738683	0.178097	0.335434	4.60748
541.00	570.00	0.877947	0.000000	0.329609	0.000000	0.868994	0.138406	0.390790	0.631488	3.23723
571.00	600.00	0.877947	0.153535	0.195045	0.014337	0.868994	0.313380	0.144765	0.631488	3.19949
601.00	630.00	0.645449	0.176884	0.199443	0.000000	0.868994	0.062456	0.178923	0.631488	2.76364
631.00	660.00	0.563977	0.826762	0.006819	0.000000	0.831874	0.000282	0.350196	0.349536	2.92945
661.00	690.00	0.000000	0.000000	0.233760	0.000000	0.831874	0.563553	0.026233	0.005231	1.66065
691.00	720.00	0.123148	0.000000	0.006538	0.000000	0.831874	0.277121	0.291917	0.454821	1.98542
721.00	750.00	0.571990	0.869397	0.000000	0.000000	0.780162	0.398290	0.000000	0.026965	2.64680
751.00	780.00	0.571990	0.869397	0.028753	0.344072	0.780162	0.086052	0.000000	0.707391	3.38782
781.00	810.00	0.571990	0.869397	0.660489	0.000000	0.780162	0.377770	0.170267	0.891082	4.32116
811.00	840.00	0.695376	0.869397	0.000000	0.000000	0.229298	0.247284	0.045399	0.904983	2.99174
841.00	870.00	0.258506	0.019115	0.068155	0.000000	0.377785	0.360100	0.684809	0.122853	1.89132
871.00	900.00	0.000000	0.000000	0.568266	0.296753	0.899144	0.955301	0.136536	0.374883	3.23088
901.00	930.00	1.043475	0.000000	0.000000	0.000000	0.951121	0.000000	0.403424	0.461751	2.85977
931.00	960.00	1.043475	0.436358	0.016053	0.357800	0.951121	0.705957	0.000000	0.582574	4.09334
961.00	990.00	1.043475	0.000000	0.778360	0.000000	0.951121	0.252247	0.164618	0.106158	3.29598
991.00	1020.00	1.043475	0.000000	0.089997	0.489369	0.951121	0.783485	0.541236	0.228280	4.12696
1111.00	1140.00	0.965077	0.995938	0.000000	0.000000	0.781868	0.397855	0.459672	0.617868	4.21828
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
1411.00	1440.00	0.152131	0.859658	0.539808	0.423731	0.748080	0.745587	0.000000	0.175139	3.64413

La Ilustración 9.24 presenta de manera gráfica los ocho patrones de consumo y la Ilustración 9.25 el patrón resultante que se asigna al nodo 162.



Ilustración 9.24 Ocho patrones de consumo a agregar

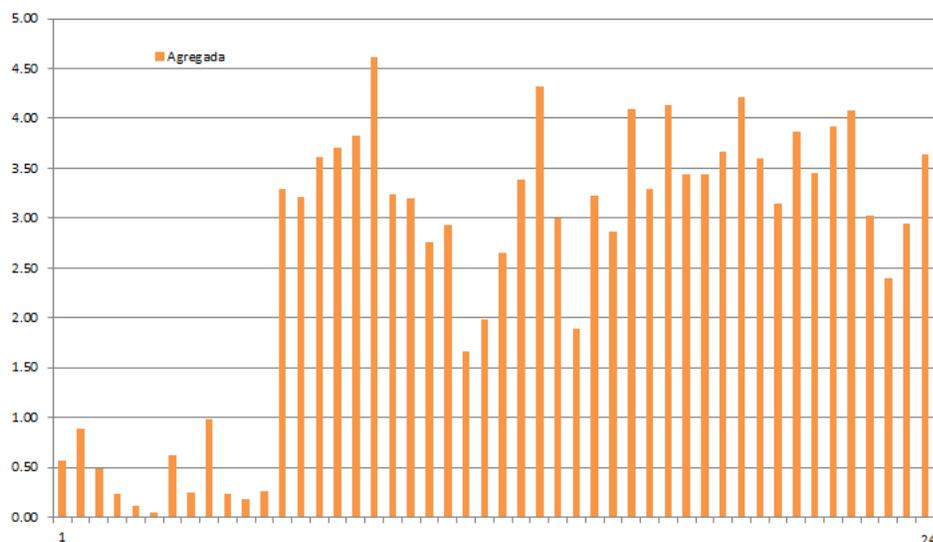


Ilustración 9.25 Patrón resultante que se asigna al nodo 162

Todas las series, ya sea las empleadas por cada casa habitación, así como la serie con la agregación de los ocho patrones de consumos, tienen un comportamiento diferente entre sí, esto no ocurre así cuando se emplea la CVHD, ya que la curva de la demanda es la misma, por ende al agregar los consumos solo cambia la magnitud de la curva más no su comportamiento. Por lo tanto, los patrones de demanda asignados a los nodos de agregación, bajo el esquema estocástico, se apegan mejor que las agregadas bajo el esquema de la CVHD a la realidad (Albornoz, 2011).

9.3.3.3 Aplicación de la agregación espacial

9.3.3.3.1 Agregación por zona, considerando nivel uno de agregación

Se generan 55 nodos de agregación. En la Tabla 9.9 se enlistan los nodos involucrados en el nivel 1 de agregación.

Tabla 9.9 Nodos de agregación considerando agregación por zonas en el nivel 1 (Albornoz, 2011)

ID	Nodo	ID	Nodo	ID	Nodo	ID	Nodo	ID	Nodo
1	24	12	126	23	1400	34	1336	45	463
2	25	13	167	24	1475	35	1331	46	450
3	1997	14	168	25	1349	36	1289	47	493
4	1998	15	141	26	1397	37	1963	48	498
5	1995	16	186	27	1392	38	1298	49	509
6	1996	17	1433	28	1697	39	2927	50	502
7	1431	18	218	29	1394	40	1318	51	477
8	1432	19	3009	30	2239	41	423	52	530
9	164	20	1452	31	2129	42	424	53	1560
10	165	21	10198	32	1383	43	402	54	1545
11	166	22	1352	33	1339	44	465	55	2221

La Ilustración 9.26 muestra los nodos incluidos en la agregación de las demandas asignados al nodo 1475.

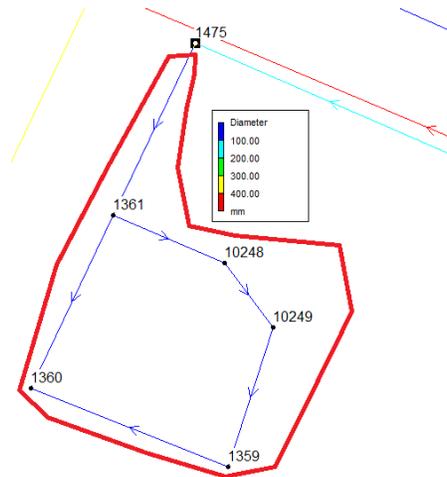


Ilustración 9.26 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 1475 considerando agregación por zona y nivel 1 (Albornoz, 2011)

El patrón de la demanda generado para el nodo 1475, considerando agregación por zona, da a 24 tomas domiciliarias (observe la Ilustración 9.27), este proceso se realizó para los 55 nodos indicados en la Tabla 9.9 (Albornoz, 2011).

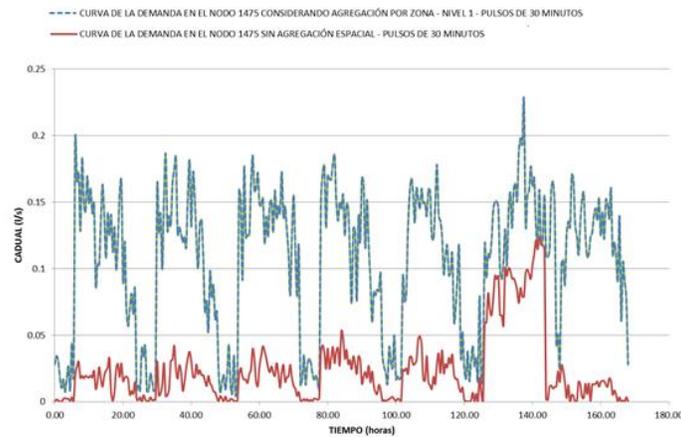


Ilustración 9.27 Patrón de la demanda introducido en el nodo 1475 considerando zonas de agregación en el nivel 1 (Albornoz, 2011).

Se presentan los resultados del comportamiento hidráulico en la tubería 2957 y su nodo adyacente 3013.

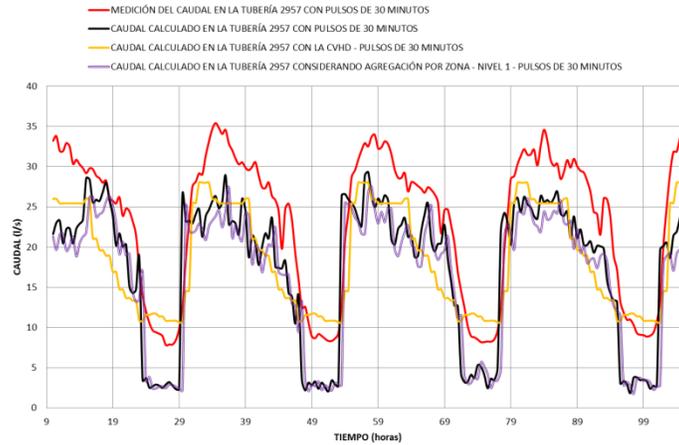


Ilustración 9.28 Caudal en la tubería 2957 considerando nivel 1 de agregación por zona

Hay variación en el caudal en el punto de control correspondiente al tramo 2957 (punto de control) antes y después de la agregación, el promedio del caudal antes de la agregación es 17.36 l/s aproximadamente y después de la agregación 16.31 l/s; esta diferencia es de 1.06 l/s y representa 6 % menos caudal que el ocurrido antes de la agregación. Por lo tanto con respecto al cálculo.

Por otro lado la diferencia entre la medición y el caudal promedio en el nivel 1 de agregación es de 6.85 l/s, es decir, 30 % menos que lo medido.

Esta tubería originalmente sirve aproximadamente a 3316 tomas domiciliarias (la red es mallada y diferentes tubería abastecen la misma zona), con el nivel 1 de agregación esta tubería atiende a 3116 tomas domiciliarias, es decir, se desvió el consumo de 200 tomas domiciliarias (Albornoz, 2011).

El comportamiento de la presión en el nodo adyacente 3013 se presenta en la Ilustración 9.29.

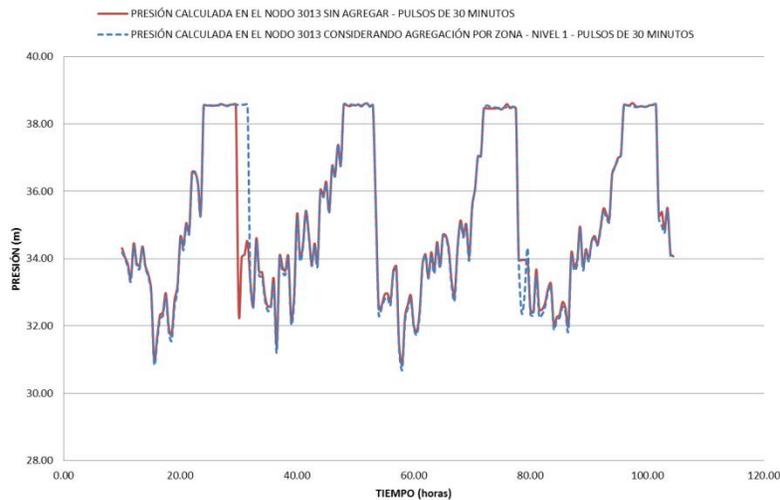


Ilustración 9.29 Presión en el nodo 3013 considerando nivel 1 de agregación por zona

9.3.3.3.2 Agregación por zona, considerando nivel dos de agregación

En el nivel 2 de agregación por zona se consideran 20 nodos de agregación. En la Tabla 9.10 se enlistan los nodos involucrados en la agregación espacial nivel 2 por zonas.

Tabla 9.10 Nodos de agregación empleados en el nivel 2 de agregación, considerando agregación por zona (Albornoz, 2011)

ID	Nodo	ID	Nodo	ID	Nodo	ID	Nodo
1	162	6	842	11	1381	16	3035
2	170	7	841	12	2130	17	10271
3	219	8	2001	13	397	18	1486
4	188	9	1356	14	438	19	3029
5	1294	10	1379	15	446	20	1480

La Ilustración 9.30 muestra los nodos incluidos en la agregación al nodo 1356.

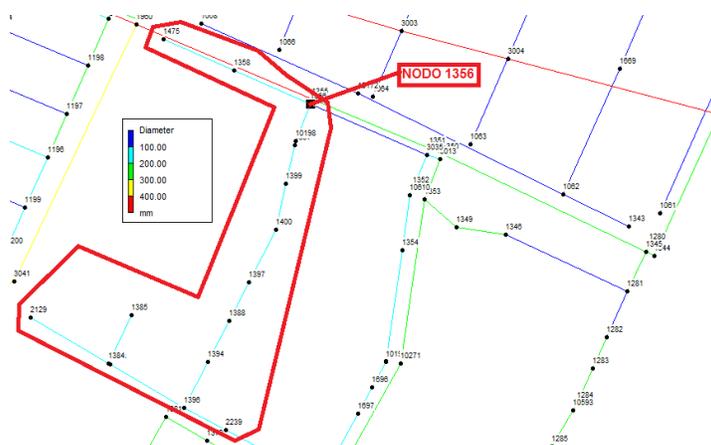


Ilustración 9.30 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 1356, considerando agregación por zona y nivel 2

Por lo tanto después de la agregación, el nodo 1356 representa el consumo de estos 15 nodos eliminados. Es notable mencionar que el nodo 1356 absorbe en el nivel de agregación al nodo 1475 que fue nodo de agregación en el nivel 1. Además que originalmente el nodo 1356 no tiene ninguna demanda asignada.

El patrón de la demanda introducido en el nodo 1356 del modelo de simulación hidráulica, después de la agregación por zona en el nivel 2 se muestra en la Ilustración 9.31.

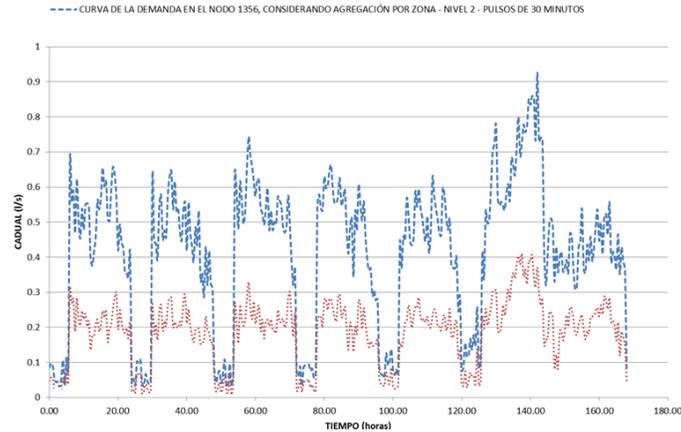


Ilustración 9.31 Patrón de la demanda introducido en el nodos 1356 considerando zonas de agregación en el nivel 2(Albornoz, 2011).

El patrón de la demanda generado para el nodo 1356 en la agregación por zona nivel 2, atiende a 80 tomas domiciliarias.

La Ilustración 9.32 muestra en la tubería 2957, la comparación de los caudales obtenidos de la medición, el empleo de la CVHD, el nivel 1 y 2 de agregación, considerando la agregación por zonas.

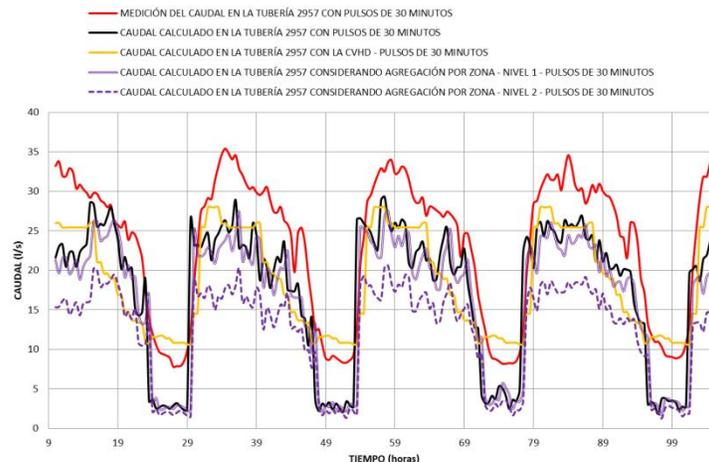


Ilustración 9.32 Caudal en la tubería 2957 considerando nivel de agregación 2 por zonas(Albornoz, 2011)

El promedio del caudal en la tubería 2957 en el nivel 2 de agregación por zona es 12.24 l/s aproximadamente, este caudal se aleja al caudal promedio antes de simplificar la red (17.36 l/s) y además se aleja más del caudal medido. Esto es importante si se intenta obtener las fugas con el caudal del nivel 2 de agregación, entonces las fugas estimadas serán mayores que las reales, y el error se debe al método de agregación espacial de los consumos.

La diferencia entre el caudal en el nivel 2 de agregación y el caudal antes de simplificar la red es de 5.11 l/s y representa 29.45 % menos. Por otro lado, la diferencia entre la medición y el caudal promedio en el nivel 2 de agregación es de 10.92 l/s, es decir, el 47 % menos que lo medido (Albornoz, 2011).

Con el nivel 2 de agregación se desvió el consumo de 976 tomas domiciliarias, esto es 776 tomas menos que con el nivel 1 de agregación.

En la Ilustración 9.33 se presenta el comportamiento de la presión en el nodo 3013 correspondiente a la tubería 2957.

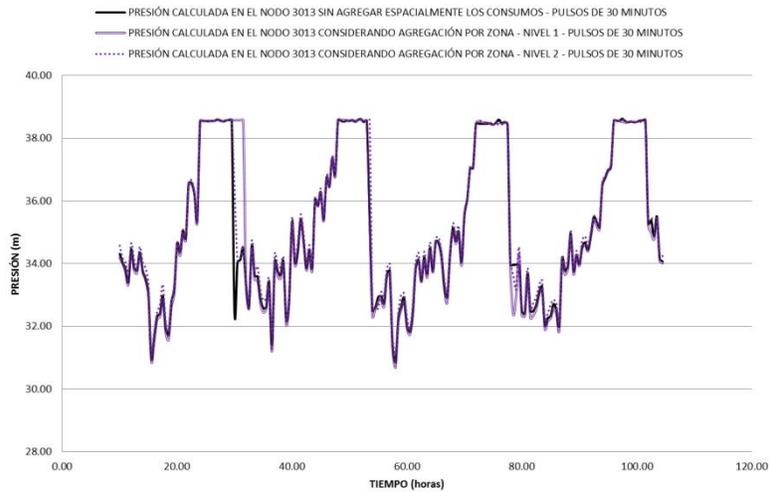


Ilustración 9.33 Presión en el nodo 3013 considerando nivel 2 de agregación por zona

La presión en el nodo 3013, no varía considerablemente antes y después del nivel 2 de agregación, pero si presenta el aumento de la presión, esto debido a la disminución del caudal debido a la agregación espacial (Albornoz, 2011).

9.3.3.3 Agregación por zona, considerando nivel tres de agregación

Se consideran los nodos 3013 y 832 para la agregación de los patrones de demanda en el nivel 3 por zona. La Ilustración 9.34 muestra los nodos incluidos en la agregación de los consumos que se asignan a los nodos 3013 y 832.

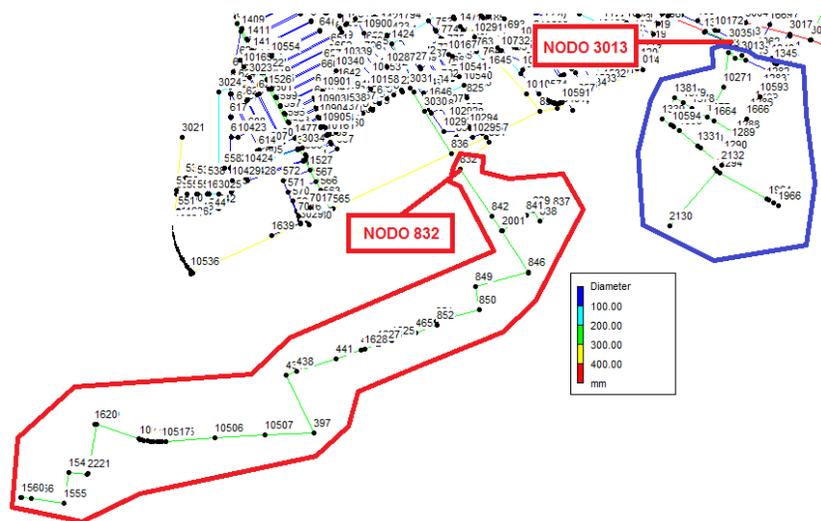


Ilustración 9.34 Nodos cuyo consumo se agrega a los nodos 3013 y 832, considerando nivel tres de agregación por zona (Albornoz, 2011).

Los nodos encerrados en azul se agregan al nodo 3013 y los encerrados en rojo al 832, los patrones de demanda introducidos en el modelo hidráulico se muestran en la Ilustración 9.35.

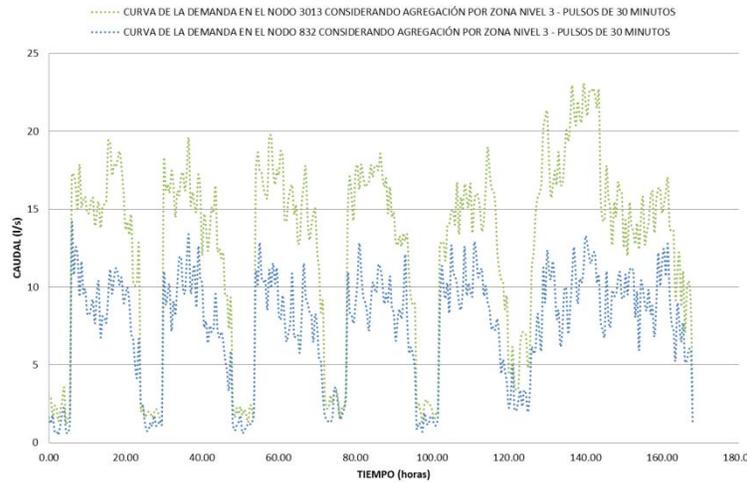


Ilustración 9.35 Patrones de la demanda introducidos en los nodos 3013 y 832 considerando el nivel 3 de agregación por zona (Albornoz, 2011).

El patrón de consumo generado para el nodo 3013 incluye 2340 tomas domiciliarias, mientras que para el nodo 832 son 1353 tomas.

La Ilustración 9.36 compara en la tubería 2957, los caudales obtenidos de la medición, el empleo de la CVHD, nivel 1 de agregación, nivel 2 de agregación y el nivel 3 de agregación considerando la agregación por zona (Albornoz, 2011).

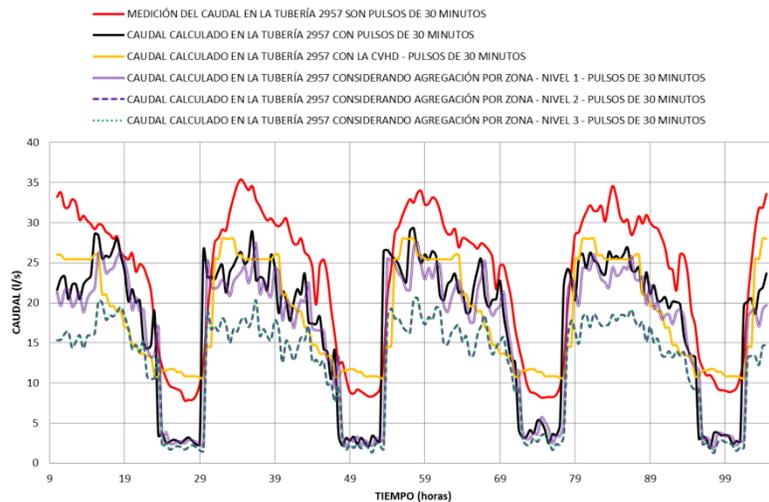


Ilustración 9.36 Caudal en la tubería 2957 considerando nivel de agregación 3 por zonas (Albornoz, 2011)

El promedio del caudal en el nivel 3 es prácticamente el mismo que para el nivel 2. Con el nivel 3 de agregación se desvió el consumo de 976 tomas domiciliarias, esto es 776 tomas menos que con el nivel 1 de agregación.

En la Ilustración 9.37 se presenta el comportamiento de la presión en el nodo 3013, nodo adyacente a la tubería 2957.

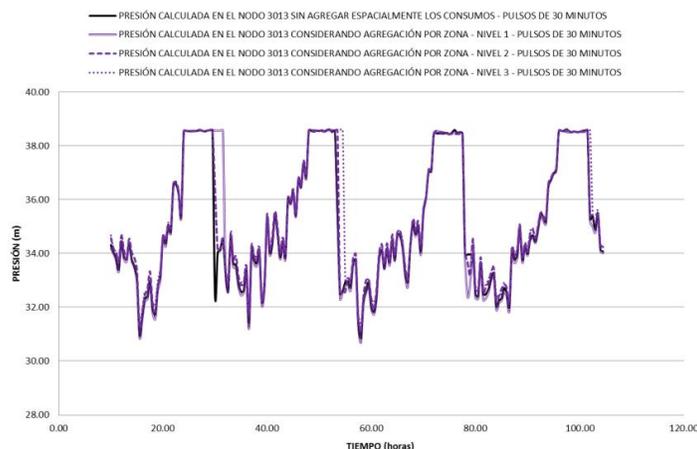


Ilustración 9.37 Presión en el nodo 3013 considerando nivel 3 de agregación por zona (Albornoz, 2011).

La presión en el nodo 3013 varía según el nivel de agregación, en función de la variación de los caudales, sin embargo ningún cambio es realmente considerable en la práctica (Albornoz, 2011).

9.3.3.3.4 Agregación por punto de equilibrio, considerando nivel uno de agregación

Se toman 49 nodos de agregación, estos nodos reciben alguna modificación en su patrón de la demanda por efecto de la agregación en el primer nivel, y sustituyen el consumo de los nodos eliminados (Albornoz, 2011). En la Tabla 9.11 se numeran los nodos de agregación del nivel uno.

Tabla 9.11 Nodos de agregación empleados en el nivel 1, considerando el punto de equilibrio (Albornoz, 2011)

ID	Nodo								
1	24	11	166	21	1475	31	1339	41	465
2	25	12	126	22	1352	32	1963	42	530
3	1997	13	167	23	1354	33	2240	43	451
4	1998	14	168	24	1400	34	1318	44	462
5	1995	15	141	25	1392	35	424	45	510
6	1996	16	186	26	1696	36	405	46	494
7	1431	17	1433	27	2239	37	2221	47	496
8	1432	18	218	28	1349	38	1545	48	498
9	164	19	3009	29	2129	39	1556	49	502
10	165	20	1452	30	1383	40	1560		

En la Ilustración 9.38 se muestra la simplificación de la red en el nivel 1 para el nodo 141.

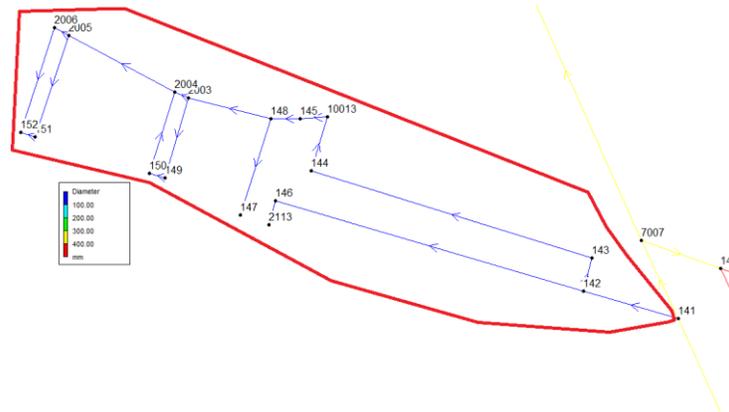


Ilustración 9.38 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 141, después de la agregación considerando el punto de equilibrio en el nivel 1(Albornoz, 2011)

De la Ilustración 9.38 se observa que los nodos que se eliminan y cuyos consumos se agregan en el nodo 141 son: 2006, 2005, 152, 151, 2004, 2003, 150, 149, 148, 145, 10013, 144, 146, 147, 2113, 143 y 142, esto ocurre después de la agregación considerando punto de equilibrio en el nivel 1. Por lo tanto después de la agregación, el nodo 141 representa el consumo de estos 17 nodos eliminados (Albornoz, 2011).

Los patrones de la demanda introducidos en el nodo 141 después de la agregación considerando punto de equilibrio en el nivel 1 se muestran en la Ilustración 9.39.

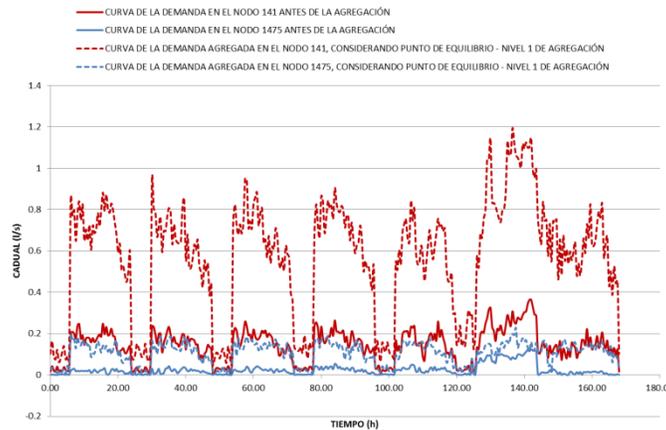


Ilustración 9.39 Curvas de la demanda de los nodos de agregación 141 y 1475, después de la agregación considerando el punto de equilibrio en el nivel 1(Albornoz, 2011)

El patrón de consumo generado con la agregación espacial para el nodo 141 incluye 100 tomas domiciliarias. Un procedimiento similar se realiza para cada uno de los 49 nodos de agregación en el primer nivel (Albornoz, 2011).

La Ilustración 9.40 compara en el nodo 165 la presión obtenida de la medición, el empleo de la CVHD, las series con agregación de 30 minutos y el primer nivel de agregación, considerando el punto de equilibrio.

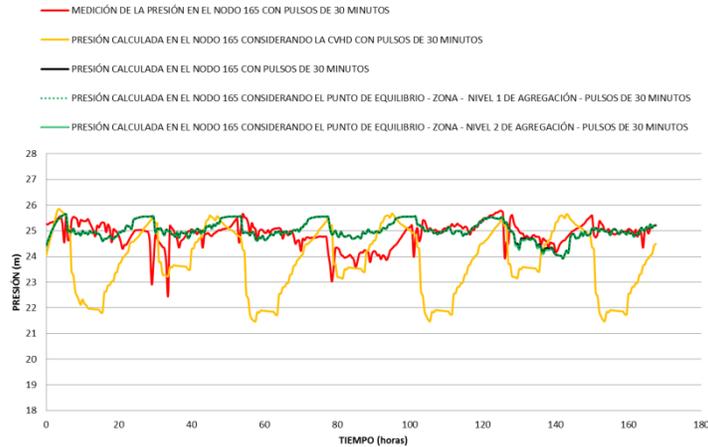


Ilustración 9.40 Presión en el nodo 165, considerando el punto de equilibrio, nivel 1 de agregación(Albornoz, 2011).

No hay una diferencia notable de la presión en el nodo 165 antes y después de la agregación de nivel 1. Esto debido a que los ramales agregados son sectores aislados, por lo tanto el caudal que transita en el nodo 165 no varía (Albornoz, 2011).

La Ilustración 9.41 compara en la tubería 2957 los caudales obtenidos de la medición, el empleo de la CVHD y el primer nivel de agregación, considerando el punto de equilibrio. El caudal en la tubería 2957 difiere antes y después de la agregación, el promedio del caudal antes de la agregación es 17.36 l/s aproximadamente y después de la agregación 18.71 l/s; esta diferencia es de 1.35 l/s y representa 7.84 % más caudal que el ocurrido antes de la agregación. Por otro lado la diferencia entre la medición y el caudal promedio en el nivel 1 de agregación es de 4.45 l/s, es decir, 19.21 % menos de lo medido (Albornoz, 2011).

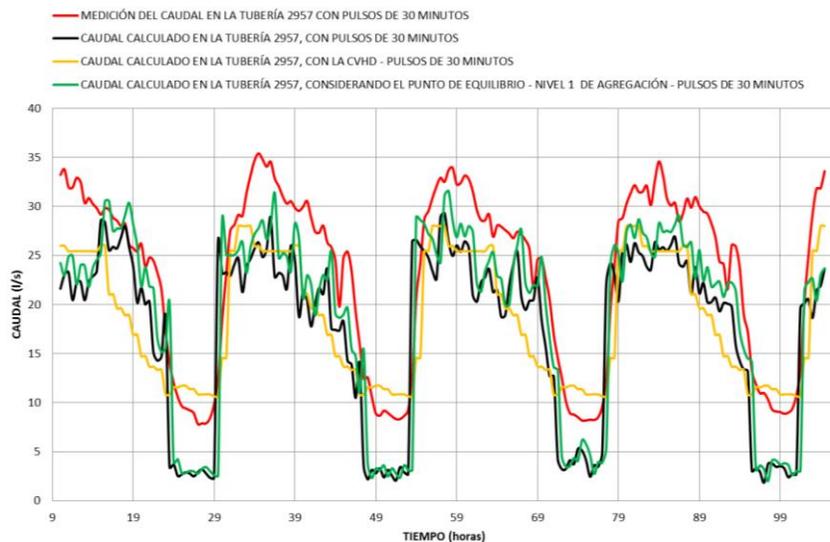


Ilustración 9.41 Caudal en la tubería 2957 considerando el punto de equilibrio y el nivel 1 de agregación(Albornoz, 2011).

Esta tubería originalmente sirve aproximadamente a 3316 tomas domiciliarias (la red es mallada y diferentes tuberías abastecen la misma zona), con el nivel 1 de agregación esta tubería atiende a 3056 tomas domiciliarias, es decir, se desvió el consumo de 260 tomas domiciliarias. En la Ilustración 9.42 se presentan el comportamiento de la presión en el nodo 3013 correspondiente a la tubería 2957 (Albornoz, 2011).

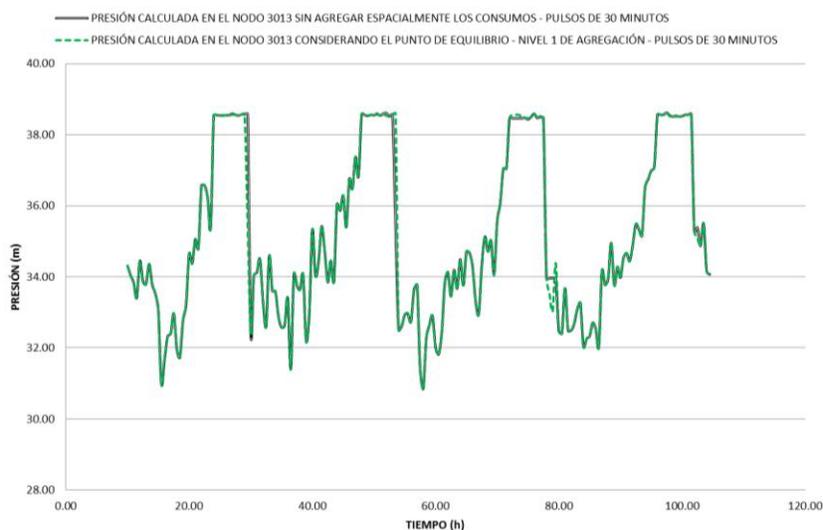


Ilustración 9.42 Presión en el nodo 3013, considerando el punto de equilibrio, nivel 1 de agregación (Albornoz, 2011).

No hay gran variación de la presión en el nodo 3013, antes y después del nivel 1 de agregación, considerando el punto de equilibrio.

El caudal promedio desviado con respecto a la medición es de 4.45 l/s, esto representa un desvío del 19.21 %. Si se compara el caudal desviado con respecto al cálculo obtenido de la red completa, se desvía 1.36 l/s y representa el 7.8 % del caudal medido en la red completa (Albornoz, 2011).

9.3.3.3.5 Agregación por punto de equilibrio, considerando nivel dos de agregación

Se toman 14 nodos de agregación para el segundo nivel, y sustituyen el consumo de los nodos eliminados. La Tabla 9.12 enumera los nodos de agregación del nivel dos.

Tabla 9.12 Nodos de agregación empleados en el nivel 2 de agregación, considerando el punto de equilibrio (Albornoz, 2011).

ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Nodo	162	170	219	188	438	1480	832	446	1628	422	841	1294	1356	3035

La Ilustración 9.43 presenta la simplificación de la red en el nivel 2 para el nodo 219.

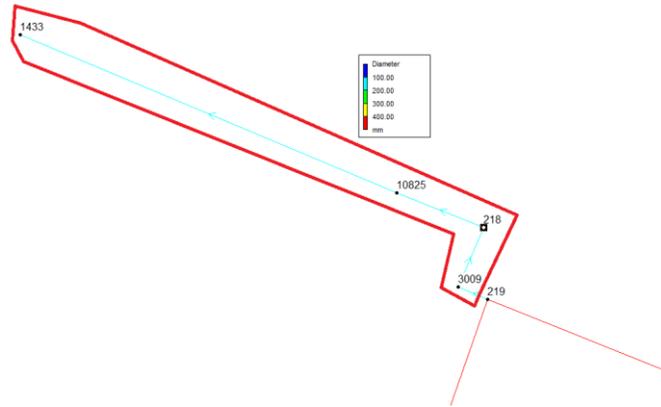


Ilustración 9.43 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 219, considerando el punto de equilibrio en el nivel 2

De la ilustración anterior se observa que los nodos que se eliminan y cuyos consumos se agregan en el nodo 219 son: 1433, 10825, 218 y 3009, esto ocurre después de la agregación considerando punto de equilibrio en el nivel 2. Por lo tanto después de la agregación, el nodo 219 representa el consumo de estos 4 nodos eliminados (Albornoz, 2011).

El patrón de demanda introducido en el nodo 219 del modelo de simulación hidráulica, después de la agregación considerando punto de equilibrio en el nivel 2 se muestra en la Ilustración 9.44.

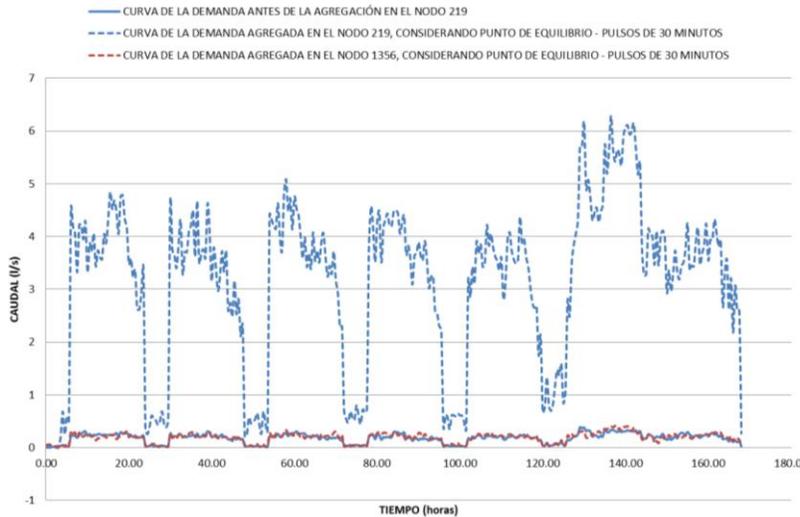


Ilustración 9.44 Patrones de la demanda introducidos en los nodos 219 y 1356 considerando el punto de equilibrio y nivel 2 de agregación (Albornoz, 2011).

El patrón de la demanda generado para el nodo 219, sirve a 663 tomas domiciliarias.

La Ilustración 9.45 muestra la presión en el nodo 165, obtenidas de la medición, el empleo de la CVHD, las series con agregación de 30 minutos, con el primer nivel de agregación y el nivel 2 de agregación, considerando el punto de equilibrio (Albornoz, 2011).

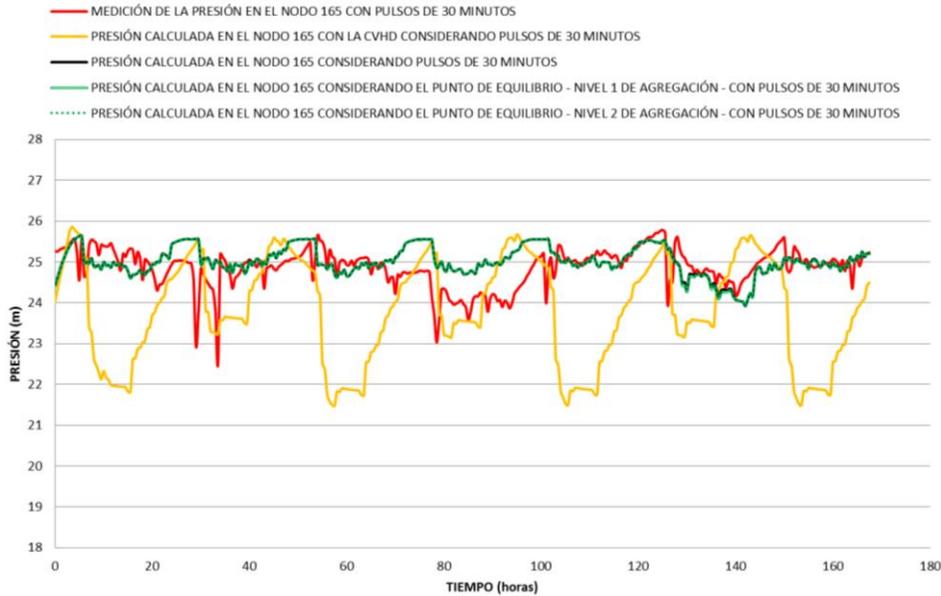


Ilustración 9.45 Presión en el nodo 165 considerando el punto de equilibrio y nivel 2 de agregación(Albornoz, 2011).

En la Ilustración 9.45 no se observa alguna variación considerable de la presión entre el nivel de agregación 1 y el nivel de agregación 2. Esto debido a que la mayoría de las ramas por simplificar son redes aisladas y por lo tanto la redistribución del caudal es mínima (Albornoz, 2011).

La Ilustración 9.46 compara en la tubería 2957 los caudales obtenidos de la medición, el empleo de la CVHD y el nivel 1 de agregación y el nivel 2 de agregación, considerando el punto de equilibrio. El caudal promedio en la tubería 2957 antes de simplificar la red es de 17.36 l/s, por lo tanto, el caudal promedio en el nivel 2 de agregación (16.6 l/s), se apega mejor que el obtenido en la agregación del nivel 1 (18.71 l/s). Sin embargo se aleja más del caudal promedio medido (23.17 l/s). Tómese que si se calculan las fugas con el caudal del nivel 2 de agregación, éstas se sobrestimarán. El error se debe al método y el nivel de agregación espacial de los consumos. La diferencia entre el caudal en el nivel 2 de agregación y el caudal antes de simplificar la red es de 0.756 l/s y representa 4.356 % menos.

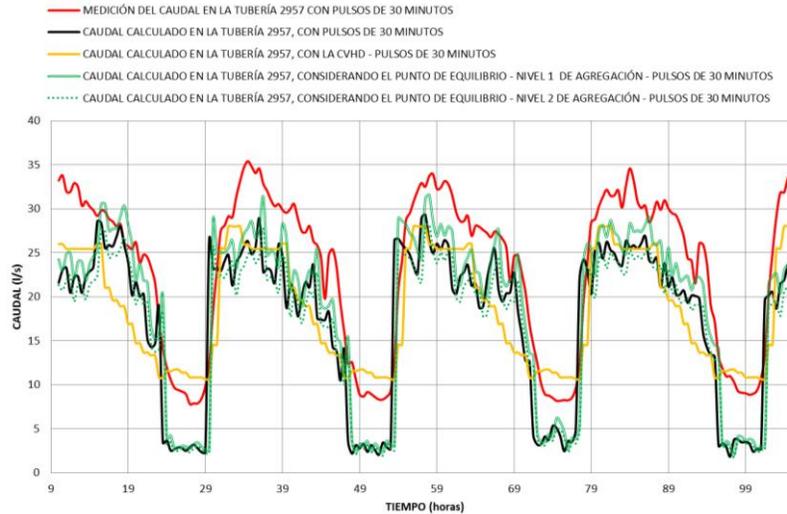


Ilustración 9.46 Caudal en la tubería 2957 considerando el punto de equilibrio y el nivel 2 de agregación (Albornoz, 2011)

Por otro lado la diferencia entre la medición y el caudal promedio en el nivel 2 de agregación es de 6.56 l/s, es decir el 28.35 % menos que lo medido. En el nivel 2 de agregación el caudal de 144 tomas domiciliarias se desvía, por lo tanto, el caudal en el nivel 2 es menor que antes de la agregación. A diferencia del nivel 1 de agregación donde se agrega a la tubería el caudal del 260 tomas domiciliarias. Con base en lo anterior la diferencia del caudal en el nivel 1 y el nivel 2 de agregación corresponde a 404 tomas domiciliarias (Albornoz, 2011).

9.3.3.3.6 Agregación por punto de equilibrio, considerando nivel tres de agregación

Los nodos de agregación en el nivel 3 son el 3013 y 832.

En la Ilustración 9.47 presenta el área de influencia correspondiente a cada nodo, por ende los nodos agregados.

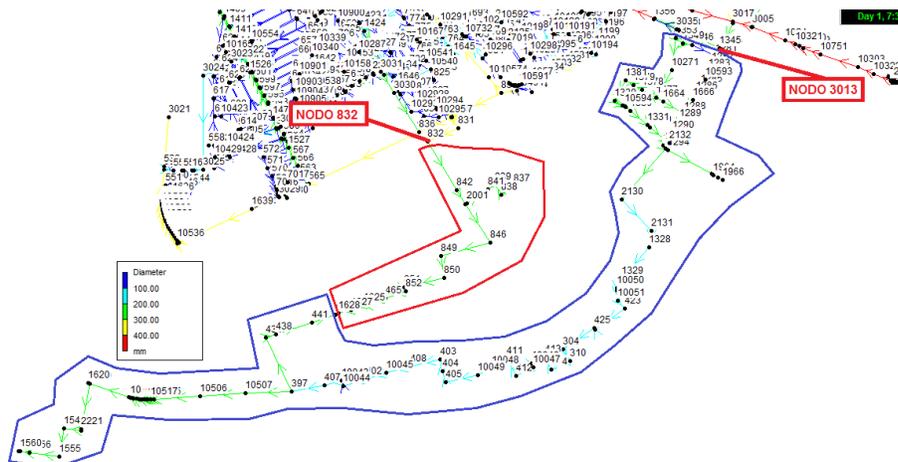


Ilustración 9.47 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 3013 y 832 considerando el punto de equilibrio y nivel 3 de agregación (Albornoz, 2011).

Los nodos encerrados en azul se agregan al nodo 3013 y los encerrados en rojo al 832, los patrones de demanda introducidos en el modelo hidráulico se muestran en la Ilustración 9.48.

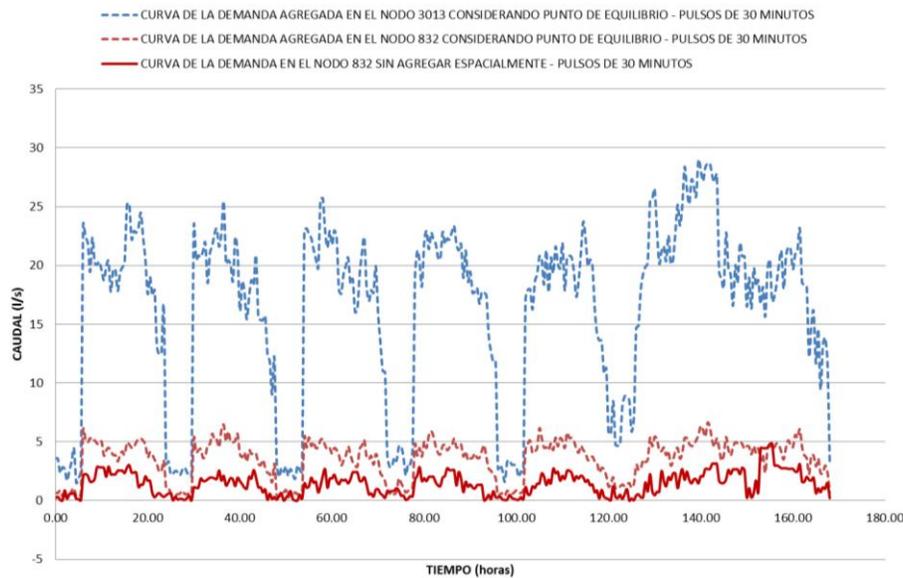


Ilustración 9.48 Patrones de la demanda introducidos en los nodos 3013 y 832 considerando el punto de equilibrio y nivel 3 de agregación (Albornoz, 2011).

El patrón de consumo generado para el nodo 3013 incluye 3100 tomas domiciliarias, mientras que para el nodo 832 son 668 tomas (Albornoz, 2011).

La Ilustración 9.49 compara en la tubería 2957 los caudales obtenidos de la medición, el empleo de la CVHD, nivel 1 de agregación, nivel 2 de agregación y el nivel 3 de agregación, considerando el punto de equilibrio.

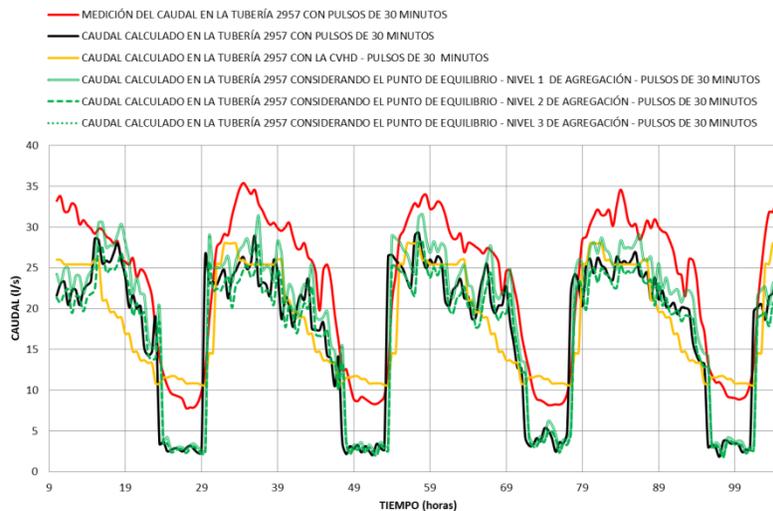


Ilustración 9.49 Caudal en la tubería 2957 considerando el punto de equilibrio y el nivel 3 de agregación (Albornoz, 2011).

El promedio de caudal para el nivel 3 es prácticamente el mismo que el caudal para el nivel 2 de agregación, por lo que la información del nivel de agregación 3 es el mismo que el 2.

En la Ilustración 9.50 se presentan el comportamiento de la presión en el nodo 3013 correspondiente a la tubería 2957.

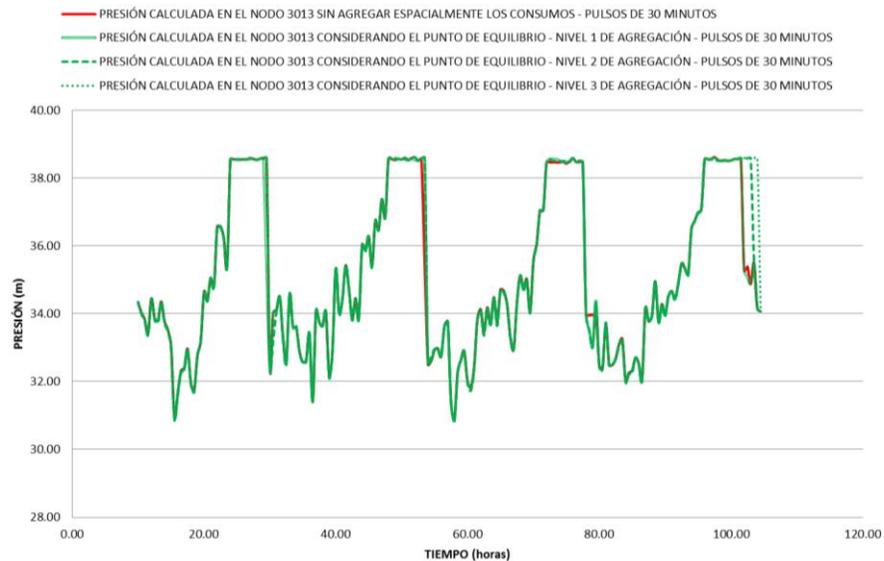


Ilustración 9.50 Presión en el nodo 3013 considerando el punto de equilibrio y nivel 2 de agregación(Albornoz, 2011).

Existe variación en la presión en el nodo 3013 con el nivel 3 de agregación, esto se debe a la disminución del caudal en el nodo, ya que al transportar menos caudal la presión aumenta, sin embargo estas diferencias en la curva de la presión no son significativas.

10 Aplicación y Evaluación de los Esquemas Estocásticos y Determinísticos Para la Modelación de Solutos en Redes de Distribución

En este capítulo se presentan los resultados de aplicar un modelo, Adveectivo-reactivo, de calidad del agua a los modelos de simulación hidráulica presentados en el capítulo anterior. Con ello se realiza una comparación de los resultados obtenidos al emplear un esquema determinístico y un esquema estocástico con respecto de los datos medidos en campo. Además se analizan las implicaciones de no considerar los efectos de dispersión en la modelación.

Las simulaciones presentadas se realizaron en el programa EPANET 2.0®, debido a su versatilidad para realizar simulaciones de periodos extendidos (EPS).

10.1 Modelo de calidad del agua de EPANET®

EPANET cuenta con un modelo adveectivo-reactivo de simulación de calidad del agua basado en un enfoque lagrangiano que realiza un seguimiento de segmentos discretos, de agua, a medida que avanzan a lo largo de las tuberías y se mezclan en los nodos, en intervalos de tiempo fijo (TDM), tal como se presentó en el capítulo 0.

Inicialmente cada tubería de la red se compone de un único segmento cuya calidad es igual a la calidad inicial asignada al nodo aguas arriba. Siempre que hay un cambio de dirección del flujo en una tubería, los segmentos se reordenan de delante hacia atrás.

10.1.1 Función de reacción del modelo de calidad del agua

EPANET puede seguir el crecimiento o decaimiento de una sustancia (por reacción), a medida que viaja a través de un sistema de distribución. Para poder realizarlo, es necesario conocer la velocidad de reacción de la sustancia y cómo, esta velocidad, podría depender de la concentración de la sustancia. Como se mencionó en el capítulo 0, las reacciones pueden ocurrir tanto en el seno del fluido como con el material a lo largo de la pared del tubo (Ver Ilustración 6.13).

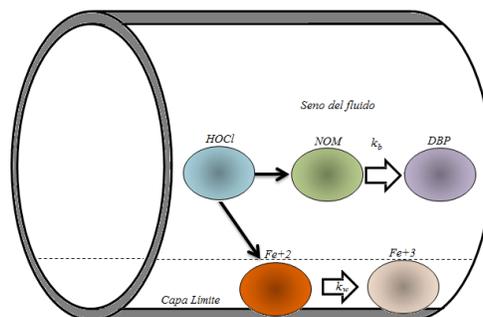


Ilustración 6.13 Zonas de reacción dentro de un tubo (adaptado de EPANET, 2000)

Las reacciones en el seno del fluido también pueden ocurrir dentro de los tanques. EPANET permite una modelación para el tratamiento de estas dos zonas de reacción por separado.

10.1.1.1 Función de reacción en el seno del fluido

EPANET utiliza la ecuación (Ec. 58 y Ec. 59) de reacción de n-ésimo orden.

$$r(C) = k(C - C^*)C^{n_c-1} \quad \text{Ec. 58}$$

$$r(C) = k(C^* - C)C^{n_c-1} \quad \text{Ec. 59}$$

donde C^* es la limitación de concentración o porción no reactiva del componente, k es la constante de reacción, y n_c es el orden de reacción.

10.1.1.2 Función de reacción con la pared.

Para este caso, EPANET utiliza la expresión:

$$R = \frac{A}{V} k_w C^n \quad \text{Ec. 154}$$

Donde:

k_w , es el coeficiente de reacción del soluto con la pared de la tubería $\left[\frac{M}{V}/t\right]$,

$\frac{A}{V}$, resulta el área por unidad de volumen $[L^2/L^3]$

El tercer término, C^n , es un factor que convierte la masa, en reacción, a unidades de área por unidad de volumen.

10.1.1.3 Edad del agua

EPANET también puede evaluar la edad de agua a través de un sistema de distribución. Como se mencionó en el capítulo 0, la edad del agua es el tiempo empleado por un volumen de agua en la red desde que se incorpora en alguna fuente hasta los nodos de demanda. EPANET trata la edad como un componente reactivo cuyo crecimiento sigue una función de orden cero con velocidad constante igual a 1.

Este modelo Advectivo-reactivo ha probado ser efectivo para el análisis en tuberías con regímenes de flujo turbulento (velocidades altas) como los que se presentan en la red principal, sin embargo, para zonas con velocidades bajas o con edades de agua muy grandes (red secundaria), el fenómeno de dispersión toma mayor importancia y los resultados obtenidos, con el modelo de EPANET, tiene un mayor grado de error.

10.2 Aplicación del modelo de calidad del agua.

Para aplicar un modelo de calidad del agua, en periodos extendidos, se requiere contar con los resultados del modelo de simulación hidráulica (Velocidad en las tuberías, presiones en los nodos y niveles en los tanques), los parámetros iniciales de calidad del agua

(Concentración de entrada y coeficientes de reacción) y los datos medidos en campo para la validación del modelo (mediciones de concentración en diversos puntos de la red).

10.2.1 Resultados Hidráulicos

El modelo de calidad del agua, se aplica a tres modelos de simulación hidráulica, realizados para el Sector “Humaya” de la ciudad de Culiacán, México. Uno de ellos considerando un esquema determinístico y el resto utilizando series sintéticas generadas por medio de NSRPM.

10.2.2 Parámetros iniciales de calidad

10.2.2.1 Coeficientes de reacción.

Para los tres modelos de calidad del agua se utilizan los coeficientes de reacción, en el seno del fluido, $k_b = 0.0344 hr^{-1}$ y con la pared, $k_w = 0.0378 m hr^{-1}$, calculados por (Alcocer-Yamanaka V. H., Flujo Estocastico y Transporte en Redes de Distribución de Agua Potable, 2007).

10.2.2.2 Parámetros de calibración

Para la calibración y evaluación de los resultados se utilizan los registros de 54 puntos tomados en el sector y que se muestran en la Ilustración 9.4, la Tabla 10.1 y la Tabla 10.2. De estos puntos, 32 se realizaron en la red principal y el resto en la red secundaria.

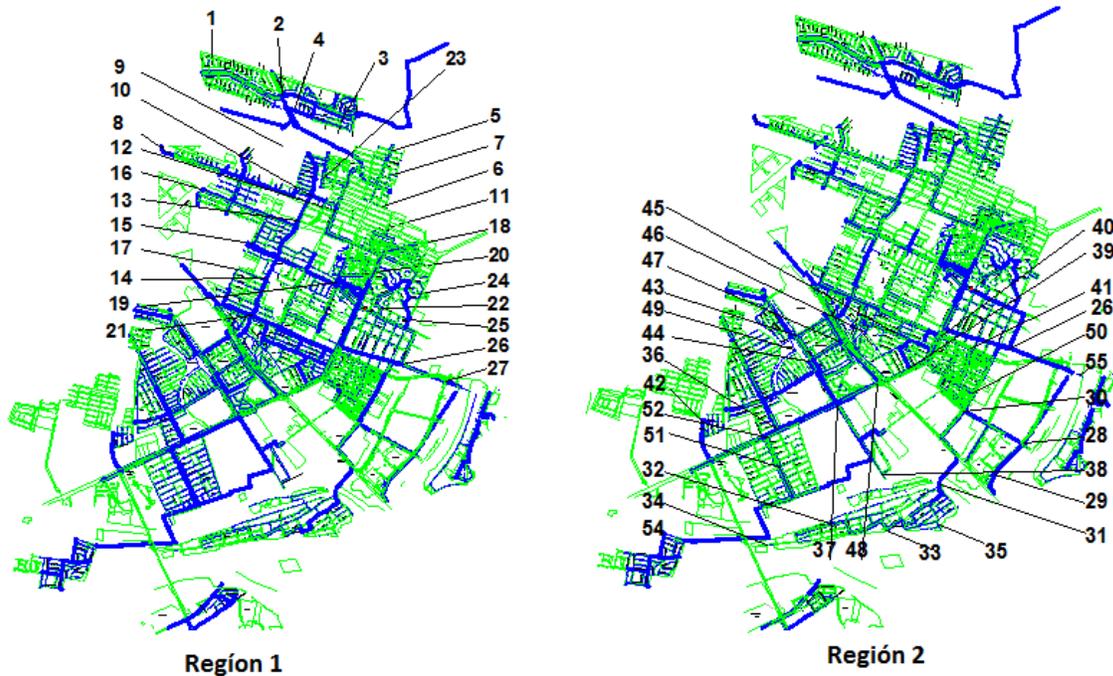


Ilustración 10.1 Puntos de medición en el sector Humaya (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007)

Tabla 10.1 Concentración inicial de cloro en puntos de la red principal del sector Humaya(Alcocer-Yamanaka V. H., 2007)

Punto de muestreo	Hora	Concentración	Punto de muestreo	Hora	Concentración
2	08:00	1.23	31	08:33	0.14
4	08:10	1.03	32	10:45	0.39
8	10:40	0.81	33	07:55	0.35
9	10:15	0.57	36	07:07	0.28
10	10:00	1.00	37	06:55	0.11
12	09:45	0.96	39	07:19	0.23
13	11:05	0.57	40	07:35	2.04
15	11:20	0.81	41	07:25	2.00
16	07:47	0.11	42	09:23	0.15
18	09:31	0.71	43	07:37	0.14
19	08:41	0.42	44	07:30	0.19
20	08:55	0.41	45	07:55	0.89
21	09:15	0.99	47	07:43	0.12
22	09:57	0.68	48	07:18	0.27
23	12:25	1.06	50	00:28	1.09
25	10:45	0.52	51	08:31	0.56
26	10:45	1.36	52	08:24	0.46
30	14:25	0.87	54	08:46	0.07

Tabla 10.2 Concentración inicial de cloro en puntos de la red secundaria del sector Humaya

Punto de muestreo	Hora	Concentración
1	07:50	0.97
3	08:20	0.86
5	07:12	0.80
6	09:15	0.92
7	08:50	0.99
11	09:35	0.40
17	08:25	0.70
34	08:53	0.18
35	07:55	0.13
38	07:00	0.30
46	07:48	0.32
49	07:25	0.15

10.2.3 Esquema determinístico

Para este modelo se utilizaron los resultados obtenidos del análisis hidráulico aplicando:
Todos los elementos de la red (observe la Ilustración 10.2).



Ilustración 10.2 Modelo de la Red para CVHD

Se consideró un análisis en 168 horas (7 días), con un intervalo de cálculo de una hora para la simulación de calidad del agua (Observe Ilustración 10.3).

Property	Hrs:Min
Total Duration	168:00
Hydraulic Time Step	1:00
Quality Time Step	1:00
Pattern Time Step	1:00
Pattern Start Time	0:00
Reporting Time Step	0:01
Report Start Time	0:00
Clock Start Time	0:00
Statistic	NONE

Ilustración 10.3 Opciones de tiempo para la simulación para CVHD

Como patrón de demanda, se utilizó una curva de variación horaria para la demanda (CVHD) propuesta por (Conagua, 2007).

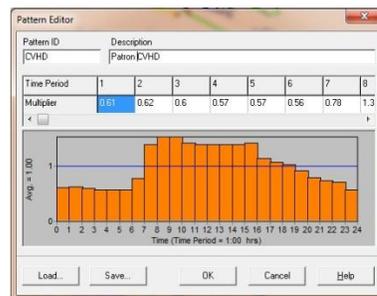


Ilustración 10.4 Curva de Variación Horaria de la Demanda

10.2.4 Resultados de la simulación en la red principal considerando un esquema determinístico

La Tabla 10.3 y la Ilustración 10.5 presentan la comparación de los resultados obtenidos, para la red principal, durante el día tres de simulación (de la hora 72:00 a 96:00), con respecto de los datos medidos en campo de la Tabla 10.1.

Tabla 10.3 Comparación de resultados en la red principal utilizando CVHD

ID	Nodo	Valor Observado mg/l	Valor calculado mg/l	Diferencia mg/l	Error %
2	1994	1.23	1.06	0.17	13.82
4	1442	1.03	1.25	0.22	21.36
10	1831	1	0.44	0.56	56.00
13	1730	0.57	0.75	0.18	31.58
19	1977	0.42	1.35	0.93	221.43
20	1518	0.41	1.11	0.7	170.73
22	1030	0.68	1.12	0.44	64.71
25	1695	0.52	0.6	0.08	15.38
26	3005	1.36	1.83	0.47	34.56
32	408	0.39	0.14	0.25	64.10
33	412	0.35	0.14	0.21	60.00
36	565	0.28	0.4	0.12	42.86

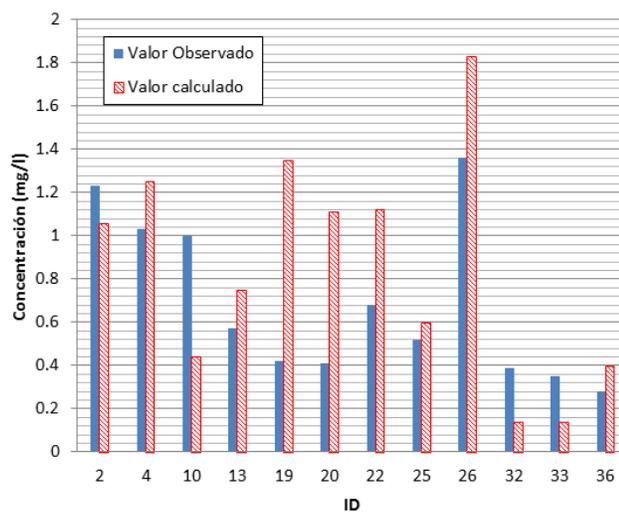


Ilustración 10.5 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando CVHD

La Ilustración 10.6 muestra la dispersión de los resultados de la simulación, utilizando el esquema determinístico.

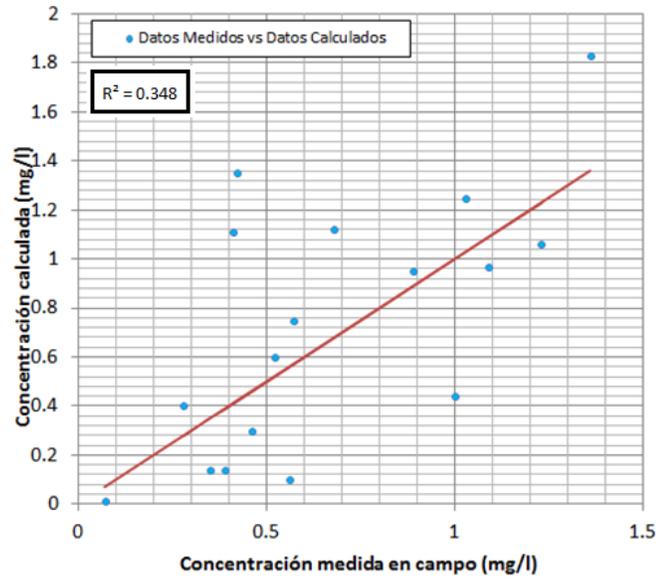


Ilustración 10.6 Dispersión los de resultados calculados contra los datos medidos en campo en la red principal, utilizando CVHD

La dispersión media obtenida es de 0.3 mg/l que representa una incertidumbre promedio de 59.8%.

Sin embargo, los resultados obtenidos para la red secundaria, que comprende a las tuberías de menor diámetro, presentan una mayor dispersión.

10.2.5 Resultados de la simulación en la red secundaria considerando un esquema determinístico

La Tabla 10.4 y la Ilustración 10.7 presentan la comparación de los resultados obtenidos, para la red secundaria, con respecto de los datos medidos en campo de la Tabla 10.1.

Tabla 10.4 Comparación de resultados en la red secundaria, utilizando CVHD

ID	Nodo	Medición mg/l	Cálculo mg/l	Diferencia mg/l	Error %
1	14	0.97	0.15	0.82	85
3	1461	0.86	0.47	0.39	45
5	7011	0.8	0.22	0.58	73
6	7008	0.92	0.25	0.67	73
7	249	0.99	0.2	0.79	80
11	7012	0.4	0.44	0.04	10
17	876	0.7	0.16	0.54	77
34	398	0.18	0.01	0.17	94
38	847	0.3	0.08	0.22	73
46	2097	0.32	0.25	0.07	22
49	653	0.15	0.09	0.06	40

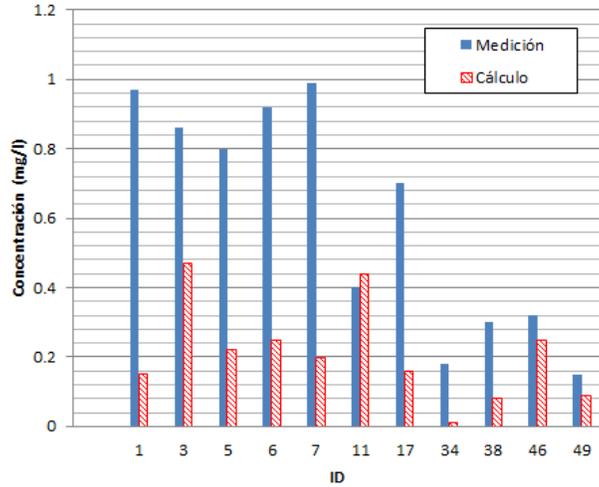


Ilustración 10.7 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria, utilizando CVHD

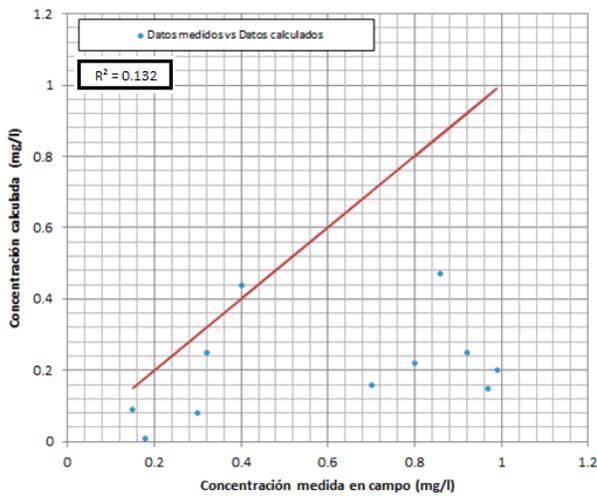


Ilustración 10.8 Dispersión de resultados calculados contra los datos medidos en campo para la red secundaria, utilizando CVHD

Para este grupo de datos, se obtuvo una diferencia promedio de 0.39 mg/l que representa el 61.1% de incertidumbre.

10.2.6 Esquema estocástico

Para este modelo se utilizaron los resultados obtenidos del análisis hidráulico aplicado:

Todos los elementos red (Observe Ilustración 10.2).

Se consideró un análisis en 168 horas (7 días), con un intervalo de cálculo de un minuto para la simulación de calidad del agua (Observe Ilustración 10.3).

Property	Hrs:Min
Total Duration	168:00
Hydraulic Time Step	0.01
Quality Time Step	0.01
Pattern Time Step	0.01
Pattern Start Time	0:00
Reporting Time Step	0.01
Report Start Time	0:00
Clock Start Time	0:00
Statistic	None

Ilustración 10.9 Opciones de tiempo para a simulación considerando series sintéticas NSRPM

Como patrón de demanda, 69 series sintéticas de consumo, calculadas por (Hernández Padrón, 2009) y (Albornoz, 2011) con el modelo de pulsos rectangulares de Neyman-Scott (NSRPM), observe la Ilustración 10.10.

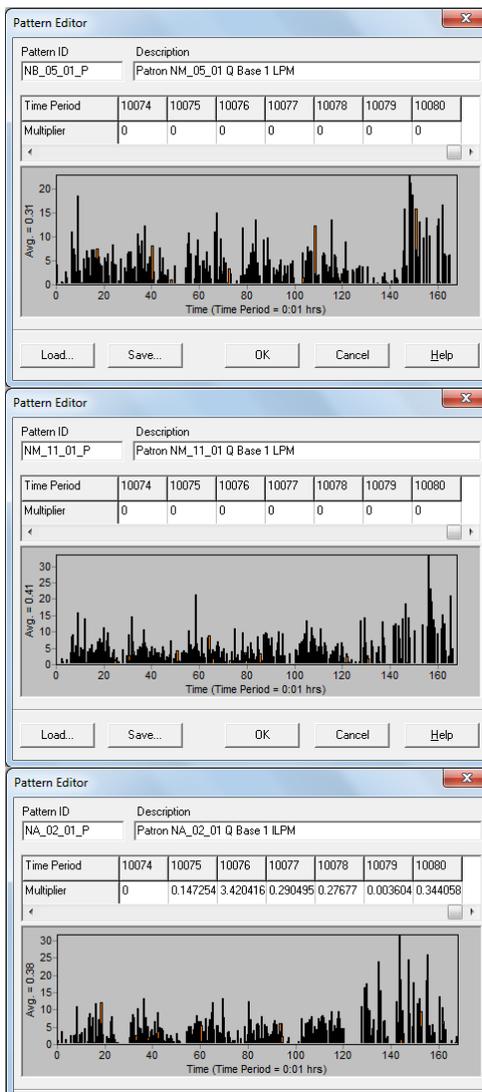


Ilustración 10.10 Patrones de demanda calculados con NSRPM para distintos niveles socioeconómicos

10.2.7 Resultados de la simulación en la red principal considerando un esquema estocástico

La Tabla 10.5 y la Ilustración 10.11 presentan la comparación de los resultados obtenidos, para la red principal, durante el día tres de simulación (de la hora 72:00 a 96:00), con respecto de los datos medidos en campo de la Tabla 10.1.

Tabla 10.5 Comparación de resultados en la red principal, utilizando series sintéticas NSRPM

ID	Nodo	Valor Observado mg/l	Valor calculado mg/l	Diferencia mg/l	Error %
2	1994	1.23	1.24	0.01	0.81
4	1443	1.03	0.93	0.1	9.71
11	7012	0.4	0.49	0.09	22.50
13	1730	0.57	0.35	0.22	38.60
19	1977	0.42	0.65	0.23	54.76
20	1518	0.41	0.55	0.14	34.15
21	1030	0.68	0.68	0	0.00
22	1695	0.52	0.62	0.1	19.23
23	3005	1.36	1.36	0	0.00
25	408	0.39	0.37	0.02	5.13
26	412	0.35	0.35	0	0.00
30	565	0.28	0.31	0.03	10.71
31	1192	0.89	0.52	0.37	41.57
32	1288	1.09	1	0.09	8.26
33	498	0.56	0.32	0.24	42.86
36	1480	0.46	0.27	0.19	41.30
37	1619	0.07	0.11	0.04	57.14

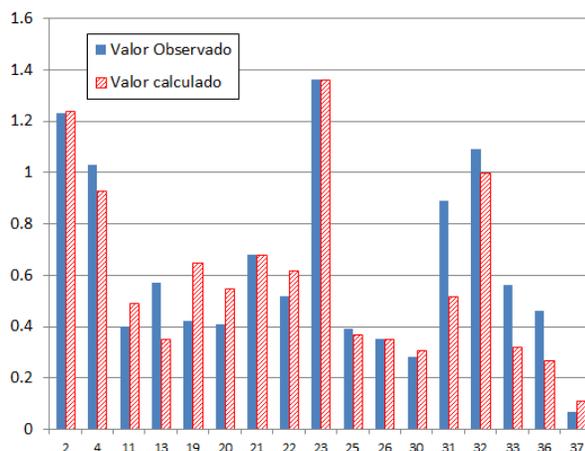


Ilustración 10.11 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando series sintéticas NSRPM

La Ilustración 10.12 muestra la dispersión de los resultados de la simulación, utilizando series sintéticas generadas a partir de NSRPM.

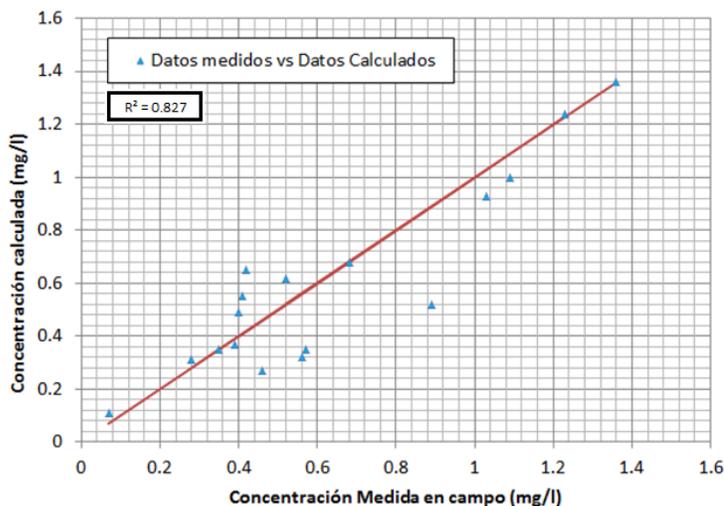


Ilustración 10.12 Dispersión los de resultados calculados contra los datos medidos en campo en la red principal, utilizando series sintéticas NSRPM

La dispersión media obtenida es de 0.11 mg/l que representa una incertidumbre promedio de 22 %.

10.2.8 Resultados de la simulación en la red secundaria considerando un esquema estocástico

La Tabla 10.6 y la Ilustración 10.13 presentan la comparación de los resultados obtenidos, para la red secundaria, con respecto de los datos medidos en campo de la Tabla 10.1.

Tabla 10.6 Comparación de resultados en la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM

ID	Nodo	Medición mg/l	Cálculo mg/l	Diferencia mg/l	Error %
1	16	0.97	0.36	0.61	62.89
3	10826	0.86	0.74	0.12	13.95
5	7011	0.8	0.03	0.77	96.25
6	7008	0.92	0.03	0.89	96.74
7	249	0.99	0.03	0.96	96.97
11	7012	0.4	0.49	-0.09	22.50
17	876	0.7	0.21	0.49	70.00
34	398	0.18	0.22	-0.04	22.22
38	847	0.3	0.41	-0.11	36.67
49	653	0.15	0.24	-0.09	60.00

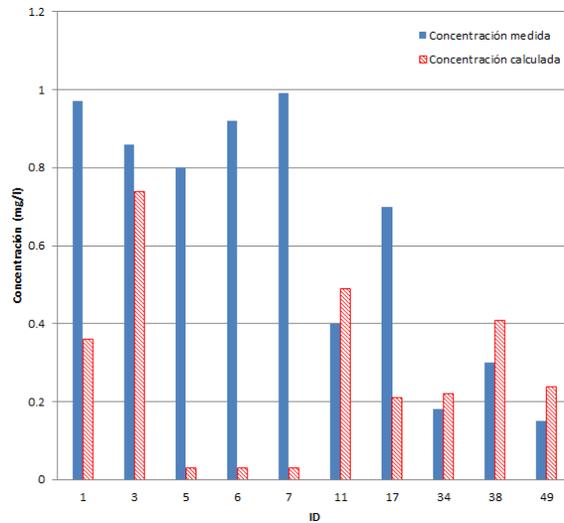


Ilustración 10.13 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM

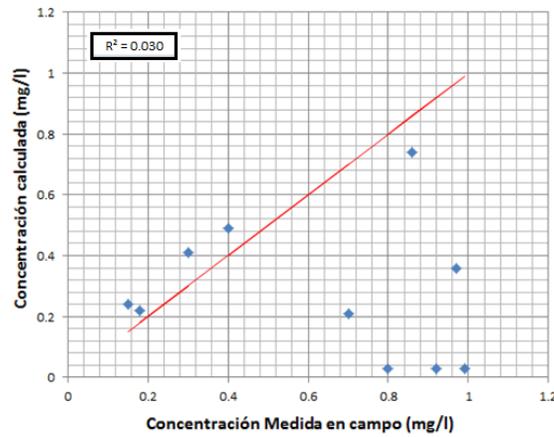


Ilustración 10.14 Dispersión de resultados calculados contra los datos medidos en campo para la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM

Para este grupo de datos, se obtuvo una diferencia promedio de 0.35 mg/l que representa el 57% de error.

10.2.9 Esquema estocástico con agregación temporal

Para este modelo se utilizaron los resultados obtenidos del análisis hidráulico aplicado:

Todos los elementos red (Observe Ilustración 10.2).

Se consideró un análisis en 168 horas (7 días), con un intervalo de cálculo de 30 minutos para la simulación de calidad del agua (Observe Ilustración 10.9).

Property	Hrs:Min
Total Duration	168:00
Hydraulic Time Step	0:30
Quality Time Step	0:30
Pattern Time Step	0:30
Pattern Start Time	0:00
Reporting Time Step	0:01
Report Start Time	0:00
Clock Start Time	0:00
Statistic	None

Ilustración 10.15 Opciones de tiempo para la simulación, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente

Como patrón de demanda, se utilizaron 69 series sintéticas de consumo, agregadas a 30 minutos (Albornoz, 2011), tal como se presentaron el capítulo 0, observe la Ilustración 10.16.

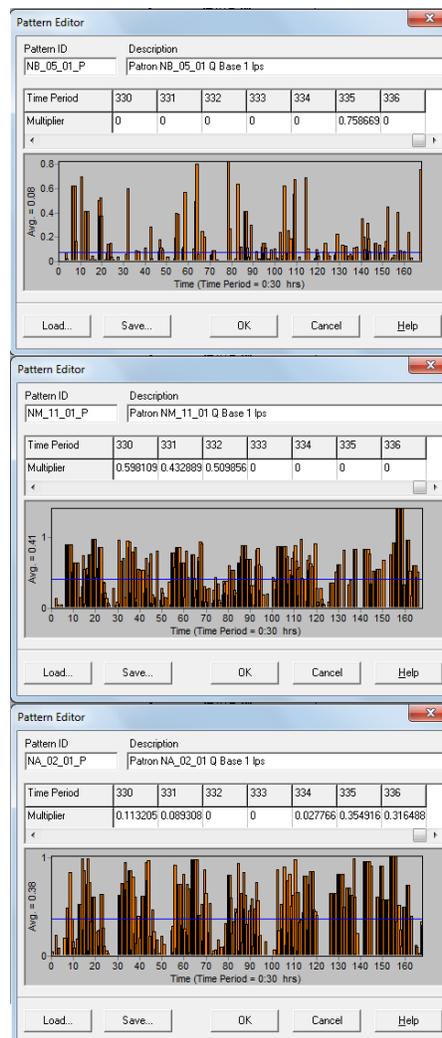


Ilustración 10.16 Patrones de demanda calculados con NSRPM y agregados a 30 minutos

10.2.10 Resultados de la simulación en la red principal considerando un esquema estocástico y agregación temporal

La Tabla 10.7 y la Ilustración 10.17 presentan la comparación de los resultados obtenidos, para la red principal, durante el día tres de simulación (de la hora 72:00 a 96:00), con respecto de los datos medidos en campo de la Tabla 10.1.

Tabla 10.7 Comparación de resultados en la red principal, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente

ID	Nodo	Valor Observado mg/l	Valor calculado mg/l	Diferencia mg/l	Error %
2	1994	1.23	0.58	0.65	52.85
4	1443	1.03	0.74	0.29	28.16
11	7012	0.4	0.37	0.03	7.50
13	1730	0.57	0.29	0.28	49.12
19	1977	0.42	0.7	0.28	66.67
20	1518	0.41	0.5	0.09	21.95
21	1030	0.68	0.62	0.06	8.82
22	1695	0.52	0.59	0.07	13.46
23	3005	1.36	1.36	0	0.00
25	408	0.39	0.21	0.18	46.15
26	412	0.35	0.23	0.12	34.29
30	565	0.28	0.28	0	0.00
31	1192	0.89	0.51	0.38	42.70
32	1288	1.09	0.72	0.37	33.94
33	498	0.56	0.28	0.28	50.00
36	1480	0.46	0.21	0.25	54.35
37	1619	0.07	0.03	0.04	57.14

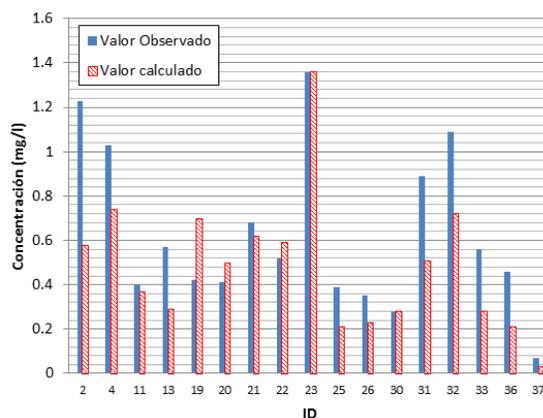


Ilustración 10.17 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente

La Ilustración 10.18 muestra la dispersión de los resultados de la simulación,

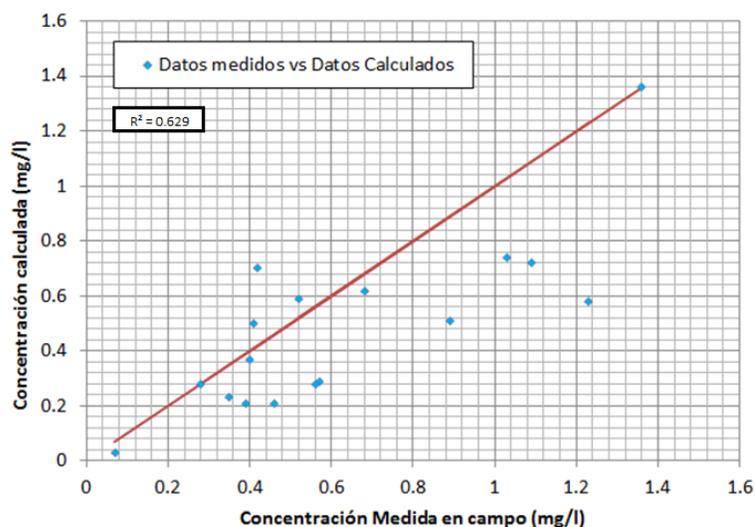


Ilustración 10.18 Dispersión los de resultados calculados contra los datos medidos en campo en la red principal, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente

La dispersión media obtenida es de 0.19 mg/l que representa un error promedio de 33 %.

10.2.11 Resultados de la simulación en la red secundaria considerando un esquema estocástico y agregación temporal

La Tabla 10.8 y la Ilustración 10.19 presentan la comparación de los resultados obtenidos, para la red secundaria, con respecto de los datos medidos en campo de la Tabla 10.1.

Tabla 10.8 Comparación de resultados en la red secundaria, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente

ID	Nodo	Medición mg/l	Cálculo mg/l	Diferencia mg/l	error %
1	14	0.97	0.13	0.84	86.60
5	7011	0.8	0.02	0.78	97.50
6	7008	0.92	0.02	0.9	97.83
7	249	0.99	0.01	0.98	98.99
11	876	0.7	0.09	0.61	87.14
17	398	0.18	0.01	0.17	94.44
34	847	0.3	0.09	0.21	70.00
38	653	0.15	0.11	0.04	26.67

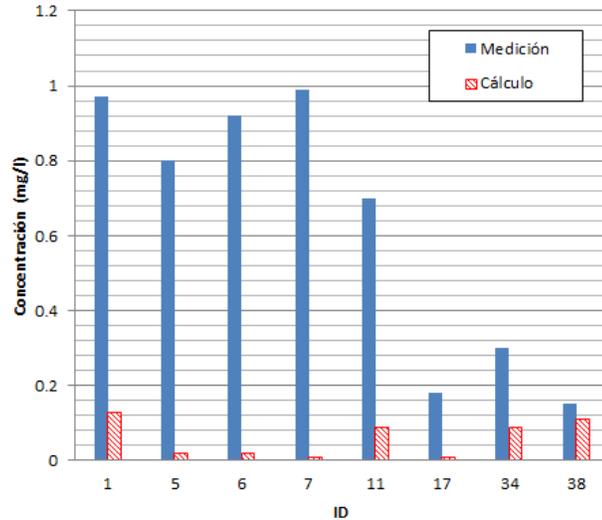


Ilustración 10.19 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente

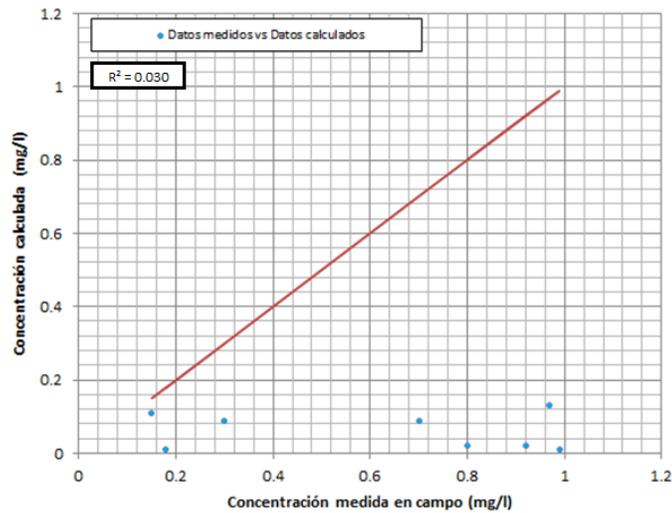


Ilustración 10.20 Dispersión de resultados calculados contra los datos medidos en campo para la red secundaria, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente

Para este grupo de datos, se obtuvo una diferencia promedio de 0.56 mg/l que representa el 82% de error.

10.3 Conclusiones preliminares

Por tanto, preliminarmente se puede asumir que la aplicación de un esquema estocástico permite una mejor aproximación al comportamiento real de una red de distribución.

El utilizar una curva de variación horaria tradicional, ocasiona sobreestimaciones en puntos cercanos a las fuentes (“La guasima” y “batería Humaya”) y subestimaciones en los puntos más alejados en la red (observe Ilustración 10.5).

Al considerar las series sintéticas con intervalo de un minuto se obtienen resultados más cercanos a los datos medidos en campo, sin embargo, el modelo utiliza más memoria de cómputo y mayor tiempo de simulación que al utilizar la agregación temporal a 30 minutos, observe Ilustración 10.21.

Nótese que para todos los casos, los resultados obtenidos en puntos de la red secundaria, presentan un error mucho mayor, lo cual podría reafirmar la teoría sobre la importancia de considerar la dispersión en estos puntos de la red, observe Tabla 10.10 e Ilustración 10.22.

Tabla 10.9 Resumen de resultados de la simulación en la red principal

ID	Nodo	Error (CVHD) %	Error (NSRPM) %	Error (NSRPM) Agregación 30 min %
2	1994	13.82	0.81	52.85
4	1442	21.36	9.71	28.16
10	1831	56.00	22.50	7.50
13	1730	31.58	38.60	49.12
19	1977	221.43	54.76	66.67
20	1518	170.73	34.15	21.95
22	1030	64.71	19.23	13.46
25	1695	15.38	5.13	46.15
26	3005	34.56	0.00	34.29
32	408	64.10	8.26	33.94
33	412	60.00	42.86	50.00
36	565	42.86	41.30	54.35

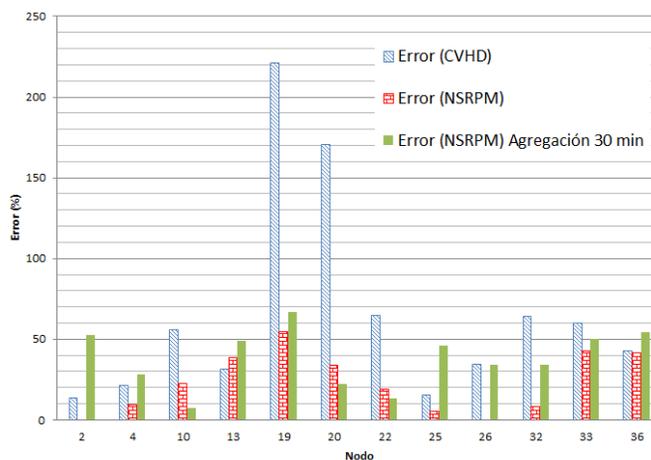


Ilustración 10.21 Gráfico resumen de resultados en la red principal

Tabla 10.10 Resumen de resultados de la simulación en la red secundaria

ID	Nodo	Error (CVHD)	Error (NSRPM)	Error (NSRPM) Agregación 30 min
		%	%	%
1	14	85	62.89	86.60
5	7011	73	96.25	97.50
6	7008	73	96.74	97.83
7	249	80	96.97	98.99
11	7012	10	22.50	87.14
17	876	77	70.00	94.44
34	398	94	22.22	70.00
38	847	73	36.67	26.67

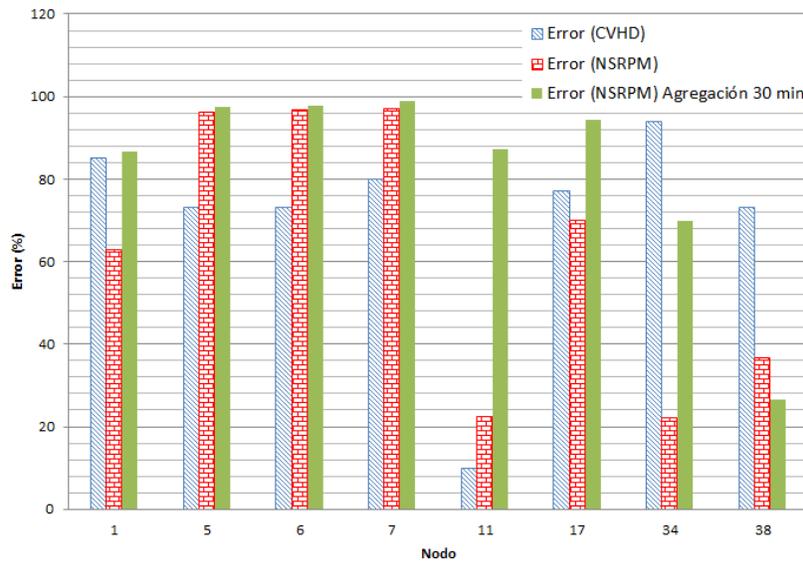


Ilustración 10.22 Grafico resumen de resultados en la red secundaria

11 Análisis de resultados del modelo de calidad del agua

En este capítulo se presenta el análisis de los resultados obtenidos al aplicar un modelo, Advectivo-reactivo, de calidad del agua en el programa Epanet 2.0.

Como se discutió en el cap 6, el transporte de una propiedad general de un fluido se puede producir por cinco mecanismos: advección, difusión molecular, difusión turbulenta, dispersión radial y radiación. Se manifestó que la radiación se limita al transporte de energía por ondas electromagnéticas y por tanto no se considera en este tipo de análisis.

En la mayoría de condiciones, el mecanismo dominante para el transporte en la red de tuberías es la advección, que es el movimiento de una partícula con el agua en la dirección del flujo con la magnitud de la componente de la velocidad principal.

Por tanto, en primera instancia, la concentración de cloro, en cualquier nodo está en función de la velocidad de flujo en la red y la velocidad de flujo está en función, principalmente, de la variación de la demanda nodal.

Entonces, los resultados de la simulación, de calidad del agua, dependen inicialmente de la precisión de la variación de la demanda.

La difusión molecular, la dispersión radial y la difusión turbulenta comúnmente no se toman en cuenta en redes de distribución de agua ya que el flujo es generalmente turbulento con una velocidad relativamente alta. La mayoría de los modelos de calidad del agua representan sólo la advección (Entre ellos Epanet®). Sin embargo, en zonas de baja demanda o tramos de tubería donde se presentan velocidades bajas, estos fenómenos podrían tomar mayor importancia y tal vez deban ser considerados en la interpretación de resultados.

Por otra parte, el cloro es una sustancia reactiva, lo que implica que reacciona con los elementos presentes en el agua y las paredes de la tubería. Por tanto la concentración de cloro en los nodos de la red, depende de la función de decaimiento. Por ello los resultados de la simulación, de calidad del agua, también dependen de la precisión de los coeficientes de reacción, en el seno del fluido y con la pared de la tubería, k_b y k_w , respectivamente.

11.1 Resultados en la red principal

11.1.1 Análisis de resultados de la simulación, considerando un esquema determinístico

Considerando que se aplicó el modelo de calidad del agua en un modelo hidráulico calibrado que cumple con las condiciones de presión y de flujo, fue necesario, para que el resultado de la simulación se apegue a la lectura realizada en campo, manipular el coeficiente de reacción con la pared de la tubería k_w , en función de los diámetros. Para ello se consideraron los valores obtenidos por (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007) que se presentan en la Tabla 9.3.

Tabla 11.1 Obtención de valores del coeficiente de reacción con las paredes de la tubería, kw.

Diámetro	R	Dm	Sh	kf	k	k_b	k_w
in				m/h	h-1	h-1	m/h
3	2.57E+04	1.60E-04	9.77E+02	0.05773	0.8042	0.0344	0.0197
6	1.03E+05	6.39E-04	3.09E+03	0.09121	0.8438	0.0344	0.0467
6	1.05E+05	6.53E-04	3.15E+03	0.09288	1.2166	0.0344	0.0864
10	1.22E+05	7.59E-04	3.57E+03	0.06317	0.2093	0.0344	0.0133
10	1.19E+05	7.36E-04	3.47E+03	0.06154	0.2007	0.0344	0.0128
12	3.45E+05	2.14E-03	8.43E+03	0.12448	0.4101	0.0344	0.0372
12	3.50E+05	2.17E-03	8.52E+03	0.12584	0.5427	0.0344	0.0558
18	2.50E+05	1.55E-03	6.45E+03	0.06345	0.2140	0.0344	0.0304

Después de un proceso de prueba y error, se obtuvo la menor incertidumbre para los resultados. La Ilustración 10.5 presenta la comparación de los resultados obtenidos, para la red principal, con respecto de los datos medidos en campo.

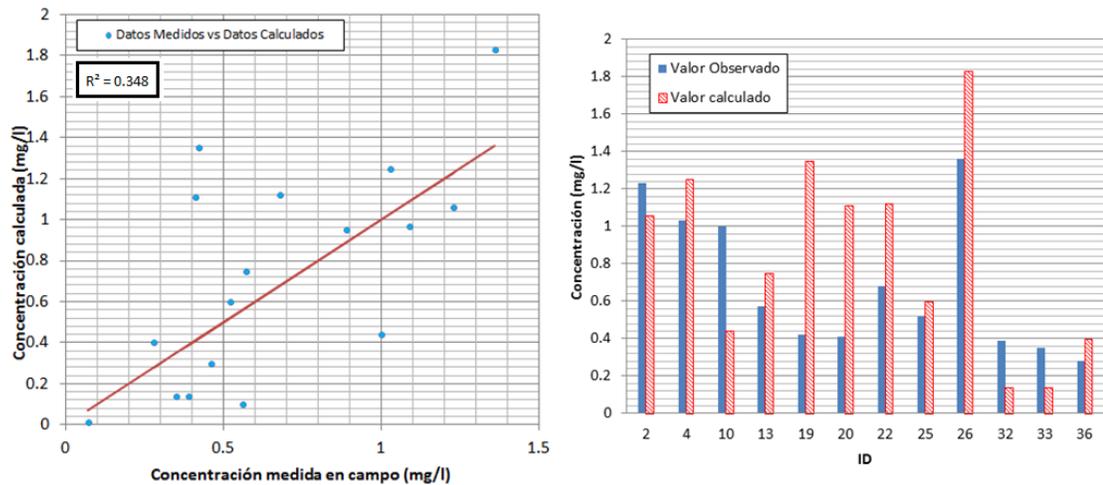


Ilustración 11.1 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada utilizando CVHD

La dispersión media obtenida es de 0.3 mg/l que representa un error promedio de 59.8%.

Analizando los resultados del nodo 20 (1518 en el modelo, observe la Ilustración 11.2), podemos interpretar la razón del por qué los resultados obtenidos difieren de los medidos directamente en la red.

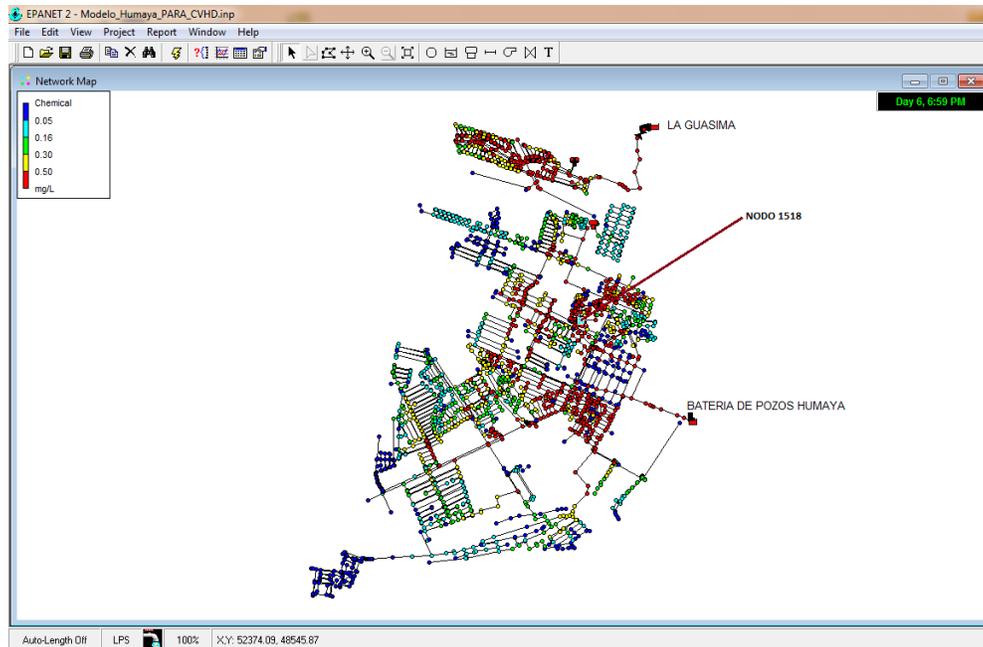


Ilustración 11.2 Ubicación del nodo 1518 (ID 20)

Como se mencionó, la concentración está en función de la demanda, para esta simulación se utilizó la CVHD (observe la Ilustración 11.3a) y como se demuestra en la Ilustración 11.3b y c la velocidad del flujo, en la tubería que suministra al nodo 1518 (tubería 1723), y la concentración de cloro, siguen este patrón de demanda.

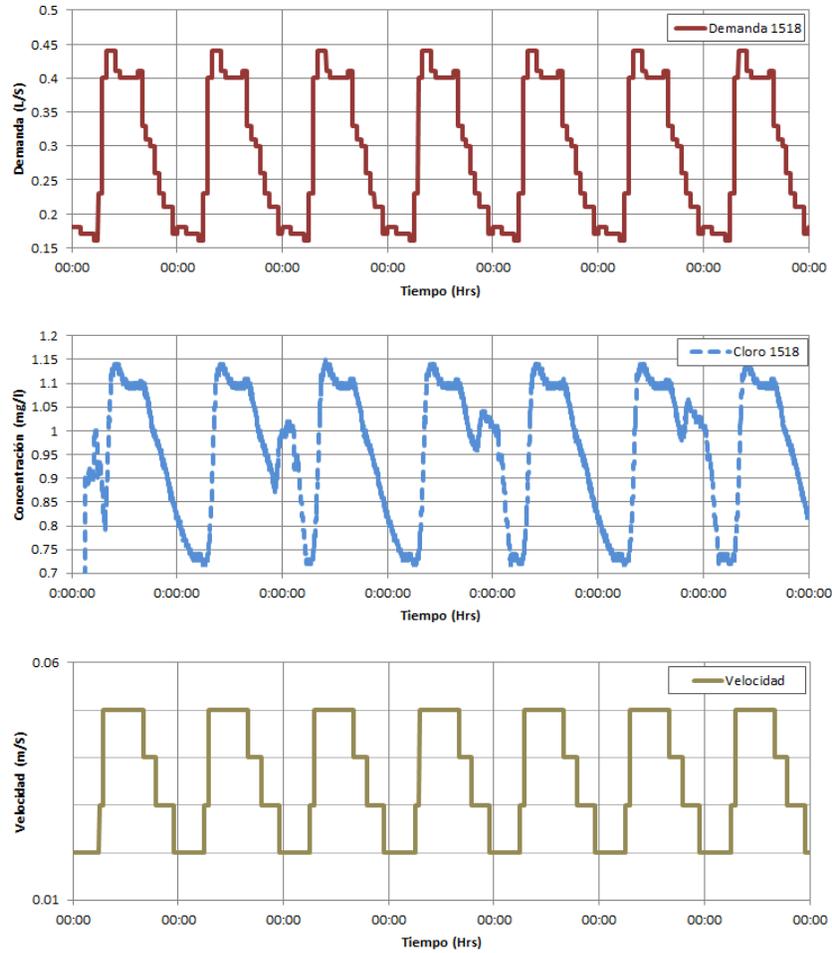


Ilustración 11.3 a) Demanda en el nodo 1518, b) Concentración de cloro en el nodo 1518 y c) velocidad de flujo en la tubería 1723 para CVHD

Sin embargo, el comportamiento de la demanda no sigue este patrón, la Ilustración 11.4 muestra la lectura realizada en una casa habitación cercana al nodo.

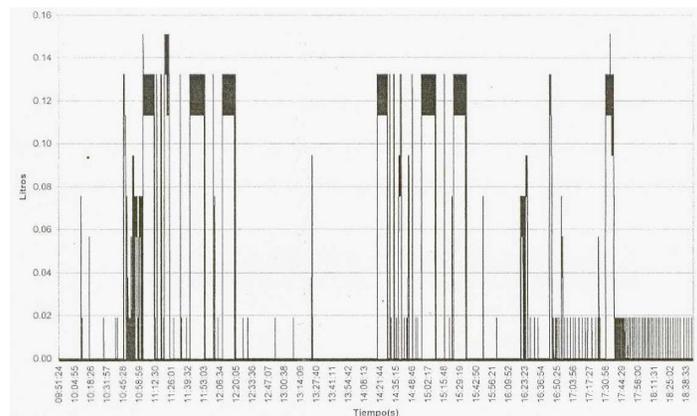


Ilustración 11.4 Variación del consumo de la casa "Internacional" el 24 de agosto de 2003 (Alcocer-Yamanaka, V., et al., 2003)

Debido a las diferencias presentadas entre el comportamiento real y el simulado, es muy complicado ajustar los resultados entre el modelo y la red. Para lograr una mejor

aproximación en este modelo sería necesario manipular el comportamiento de la demanda y el coeficiente de reacción en el seno del fluido k_b . Pero esto implicaría utilizar datos distintos a los recolectados en campo.

11.1.2 Análisis de resultados de la simulación, considerando un esquema estocástico

Al igual que en el modelo determinístico, se realizó una calibración manipulando el valor de k_w , en función de los datos de la Tabla 9.3.

Después de un proceso de prueba y error, se obtuvo la menor incertidumbre para los resultados. La Ilustración 11.5 presenta la comparación de los resultados obtenidos, para la red principal, con respecto de los datos medidos en campo.

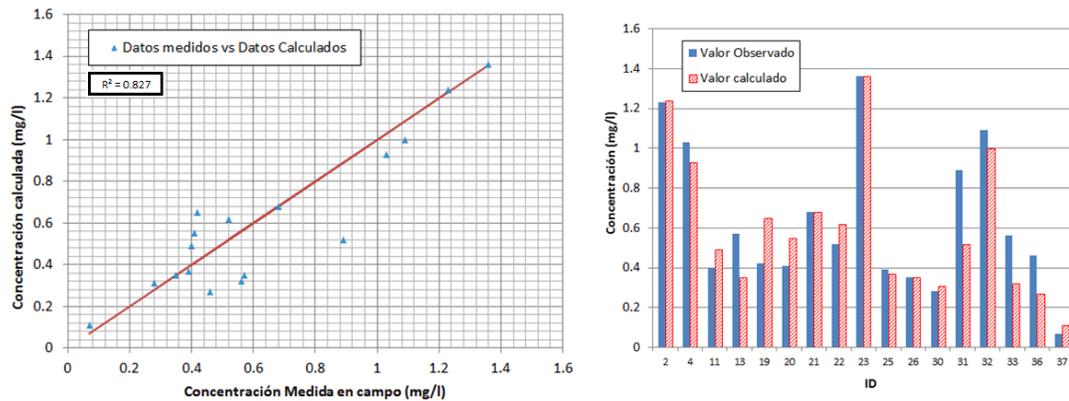


Ilustración 11.5 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando las series sintéticas obtenidas por NSRPM

La dispersión media obtenida es de 0.11 mg/l que representa un error promedio de 22 %. Cabe señalar que esta aproximación se logró en un número menor de iteraciones que para el caso anterior y los resultados obtenidos se apegan más a los datos medidos en campo.

La Ilustración 11.6 muestra el análisis en función del tiempo del nodo 1518, obsérvese que la demanda en el nodo tiene una tendencia secuencial, mas no, es la misma para cada día, como ocurre en la realidad. Por ejemplo, el consumo de fin de semana rompe con la tendencia de los demás días.

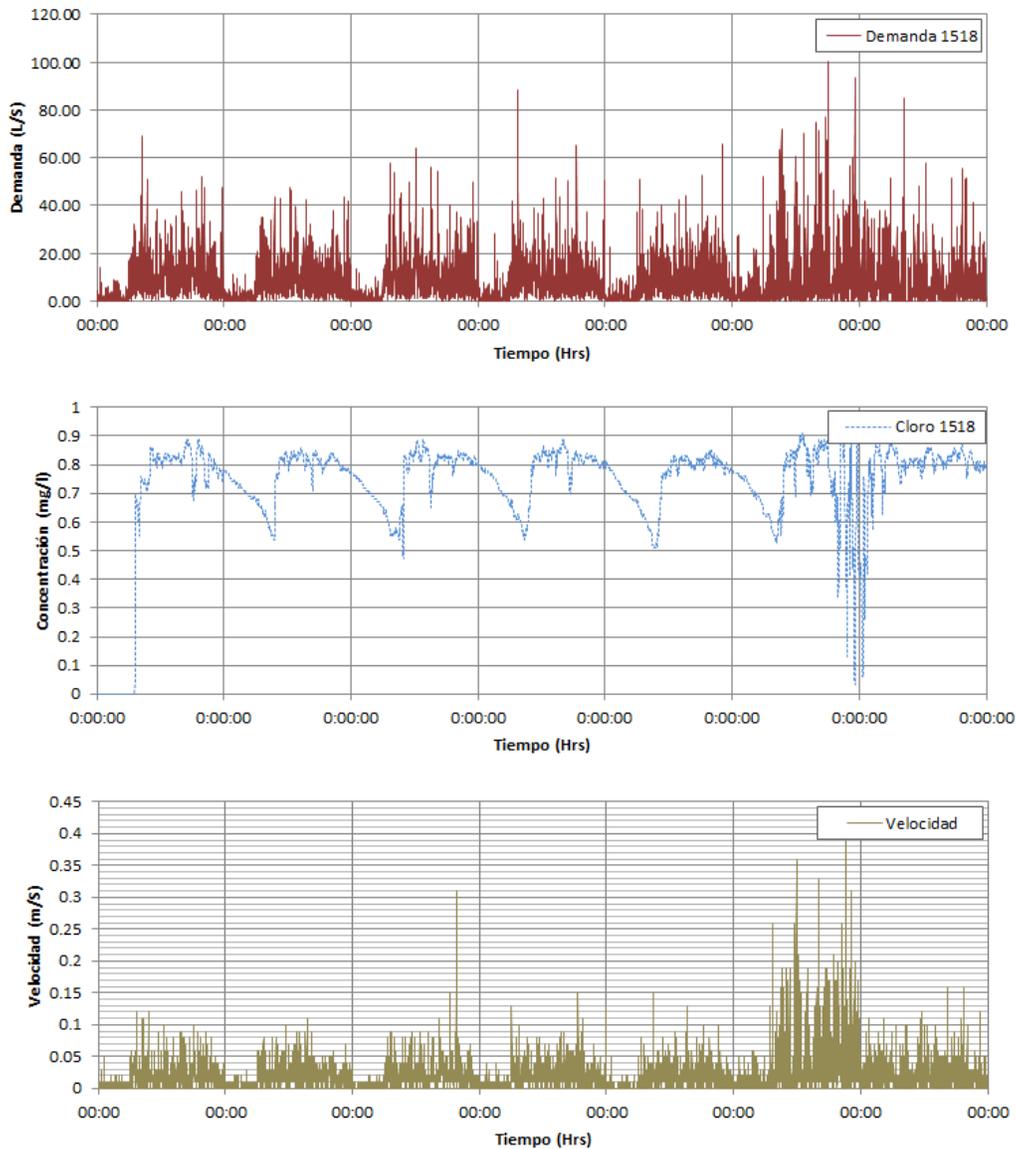


Ilustración 11.6 a) Demanda en el nodo 1518, b) Concentración de cloro en el nodo 1518 y c) velocidad de flujo en la tubería 1723 con NSRPM

Esto ocasiona variaciones en el comportamiento del flujo y por tanto en la concentración, observe Ilustración 11.6c.

La aplicación del NSRPM, genera patrones de demanda con un comportamiento más cercano al comportamiento real y refleja la tendencia de uso de los habitantes en cada localidad, que no es la misma de un lugar a otro, como en el caso de la CVHD.

11.1.3 Análisis de resultados de la simulación, considerando un esquema estocástico con agregación temporal

De la misma manera que en los modelos anteriores, se realizó una calibración manipulando el valor de k_w , en función de los datos de la Tabla 9.3.

Después de un proceso de prueba y error, se obtuvo la menor incertidumbre para los resultados. La Ilustración 10.17 presenta la comparación de los resultados obtenidos, para la red principal, con respecto de los datos medidos en campo.

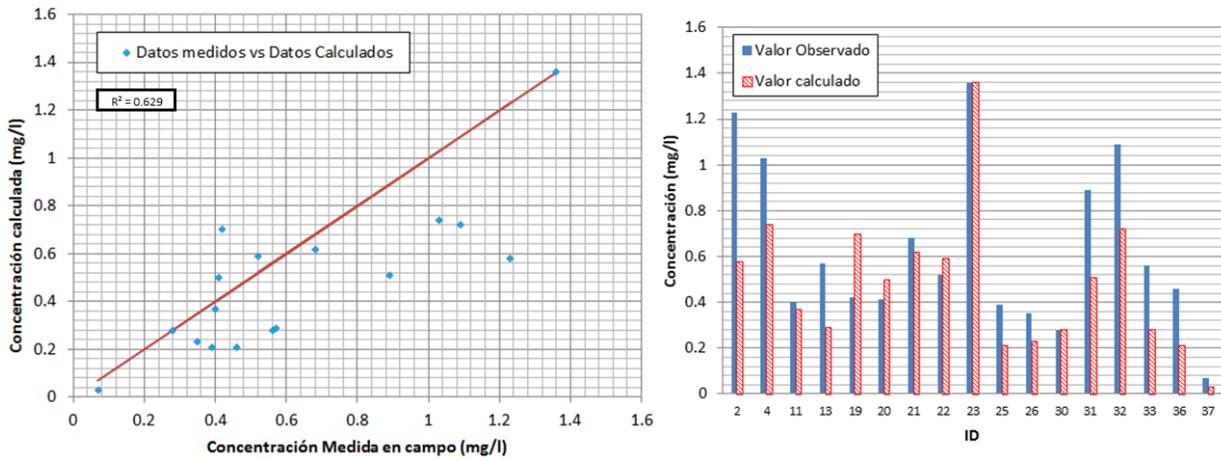


Ilustración 11.7 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando NSRPM con agregación a 30 minutos

La dispersión media obtenida es de 0.19 mg/l que representa un error promedio de 33 %.

La Ilustración 11.6 muestra el análisis en función del tiempo del nodo 1518, obsérvese que la demanda en el nodo, al igual que en el caso anterior, tiene una tendencia secuencial, mas no, es la misma para cada día.

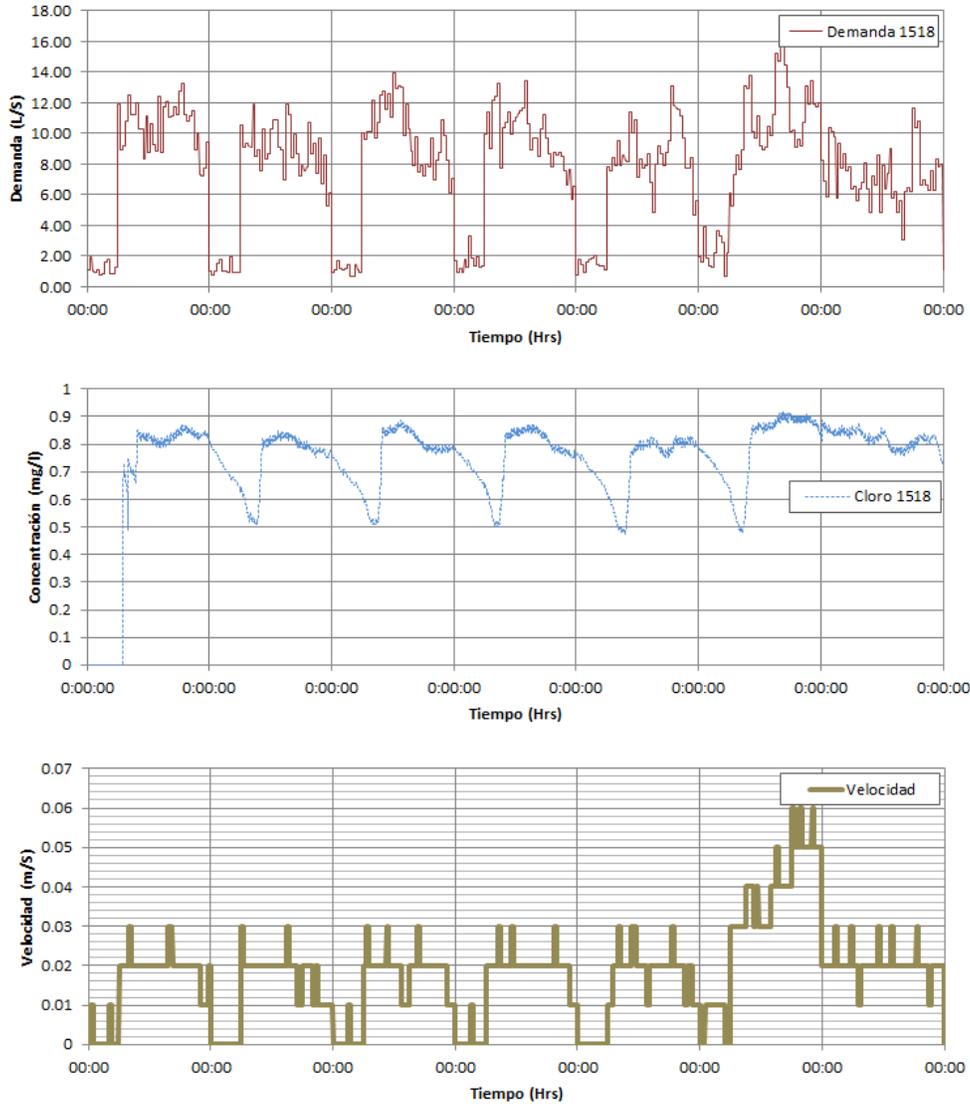


Ilustración 11.8 a) Demanda en el nodo 1518, b) Concentración de cloro en el nodo 1518 y c) velocidad de flujo en la tubería 1723 con NSRPM y agregación a 30 minutos

Al aplicar la agregación temporal, los picos de consumo excesivo desaparecen, puesto que se distribuyen a lo largo de un intervalo de tiempo mayor, en este caso 30 minutos.

A pesar de que los resultados no muestran la precisión del caso anterior, presentan un comportamiento adecuado y debe considerarse que para conseguirlos el trabajo de simulación computacional y de calibración fue mucho menor que para el caso anterior.

Por tanto, dependiendo de los objetivos del modelo, es adecuado considerar un intervalo de tiempo mayor a un minuto.

La Ilustración 11.9 presenta un comparativo de los resultados obtenidos en el nodo 1518 para los tres modelos. Nótese que la CVHD tiende a sobrestimar los resultados. La agregación temporal a 30 minutos suaviza la curva de resultados obtenida por el método estocástico.

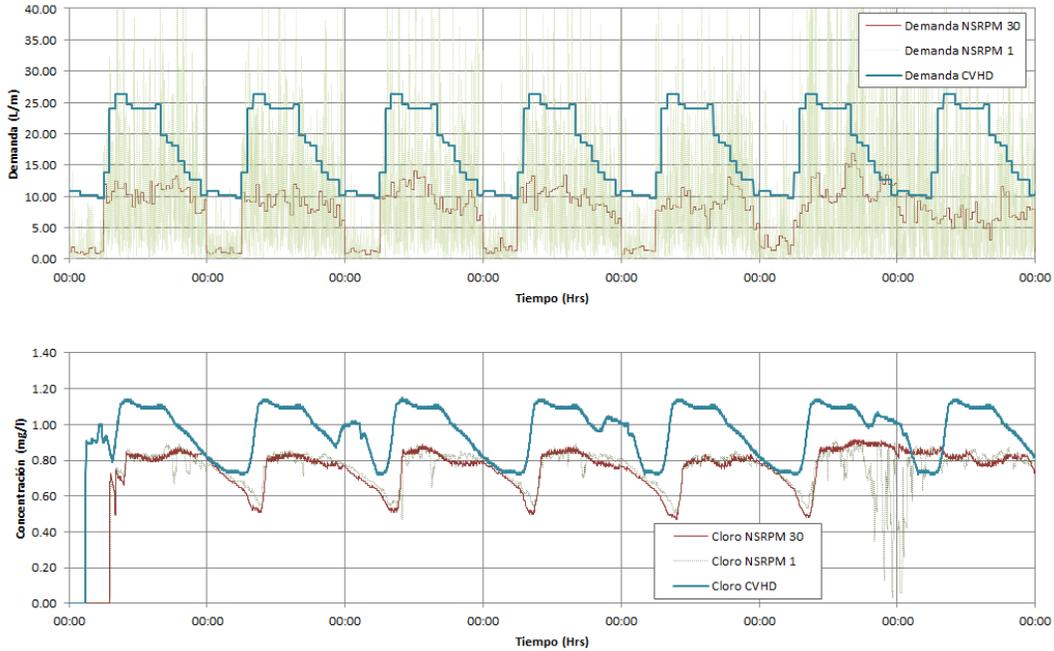


Ilustración 11.9 Comparación de los resultados obtenidos en los tres modelos (No hay datos medidos en campo para compararlos con estos resultados)

Para los resultados generales, en la red, la Ilustración 11.10 presenta el comparativo de los valores obtenidos en los tres modelos con respecto de las mediciones realizadas en campo. Obsérvese que para los puntos de la zona norte del sector Humaya (del 2 al 26) la modelación con CVHD tiende a sobrestimar los resultados, mientras que para la zona sur (32 al 52) tiende a sub estimarlos.

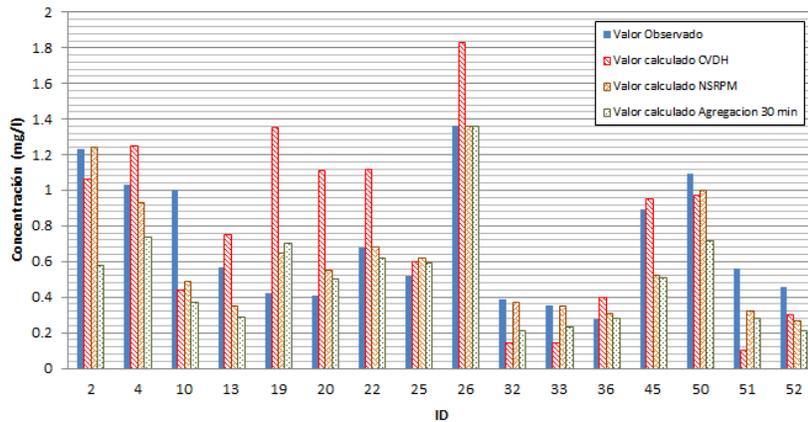


Ilustración 11.10 Comparación de los resultados obtenidos en los tres modelos con respecto de las mediciones en campo

La Ilustración 11.11 presenta la dispersión de los resultados obtenidos para los tres modelos. La línea continua representa el valor exacto. Nótese que los valores obtenidos con la CVHD presentan la mayor dispersión.

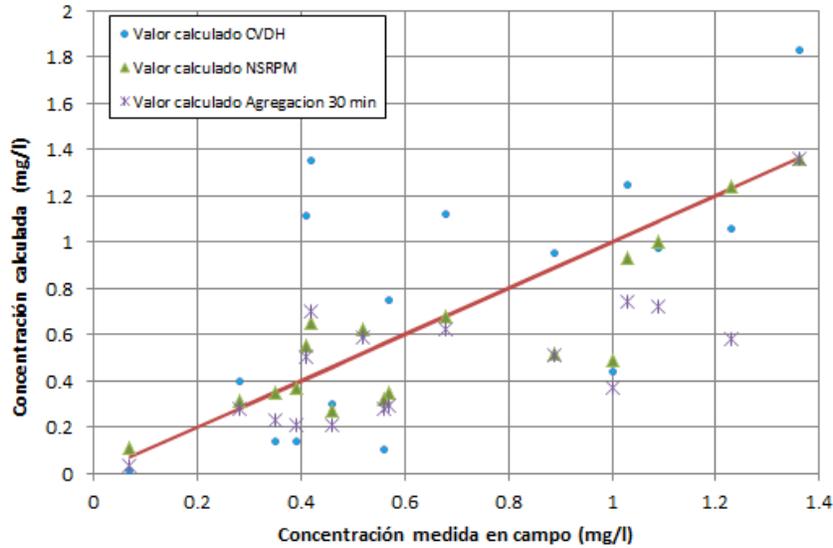


Ilustración 11.11 Dispersión de los resultados obtenidos en los tres modelos

Al observar la distribución de concentraciones en la red, por medio del visualizador de Epanet, se puede demostrar que los puntos con bajas concentraciones no son, necesariamente, los más alejados de la red. Observe la Ilustración 11.12, donde los puntos en color azul oscuro representan una concentración menor a 0.09 mg/l. Nótese que existen puntos con esta concentración, o menor, muy cerca de la batería de pozos Humaya.



Ilustración 11.12 Distribución de la concentración para el día 6 a las 6:59 PM

En un análisis más a detalle (observe Ilustración 11.13) se puede apreciar que estos puntos, con bajo nivel de concentración, son extremos de tubería. La velocidad del flujo en estos puntos es muy baja o que presentan una demanda nodal mínima.

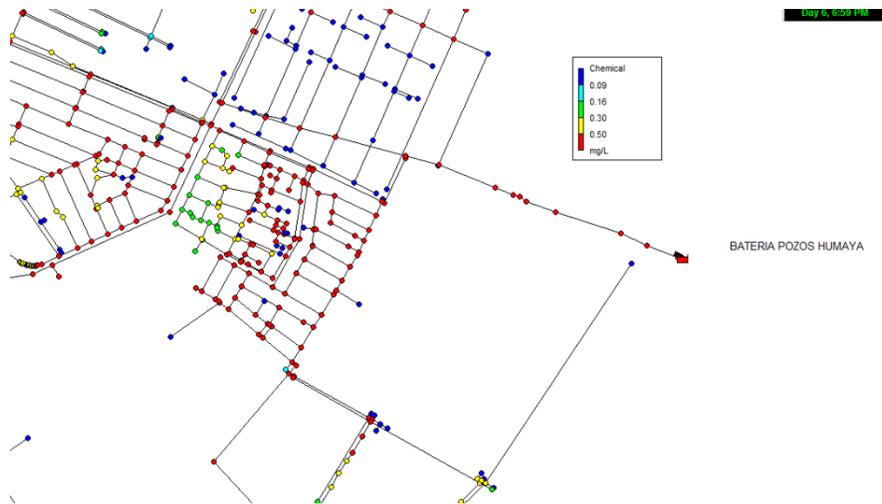


Ilustración 11.13 Puntos con niveles bajos de concentración en la red

11.2 Resultados en la red secundaria

La Tabla 11.2 presenta los datos medidos en campo para la red secundaria. La ubicación de los puntos secundarios se muestra en la Ilustración 11.14 y la Ilustración 11.15. Con estos valores se realizó la evaluación del modelo de calidad del agua para zonas de baja velocidad.

Tabla 11.2 Concentración inicial de cloro en puntos de la red secundaria del sector Humaya

Punto de muestreo	Hora	Concentración
1	07:50	0.97
3	08:20	0.86
5	07:12	0.80
6	09:15	0.92
7	08:50	0.99
11	09:35	0.40
17	08:25	0.70
34	08:53	0.18
35	07:55	0.13
38	07:00	0.30
46	07:48	0.32
49	07:25	0.15

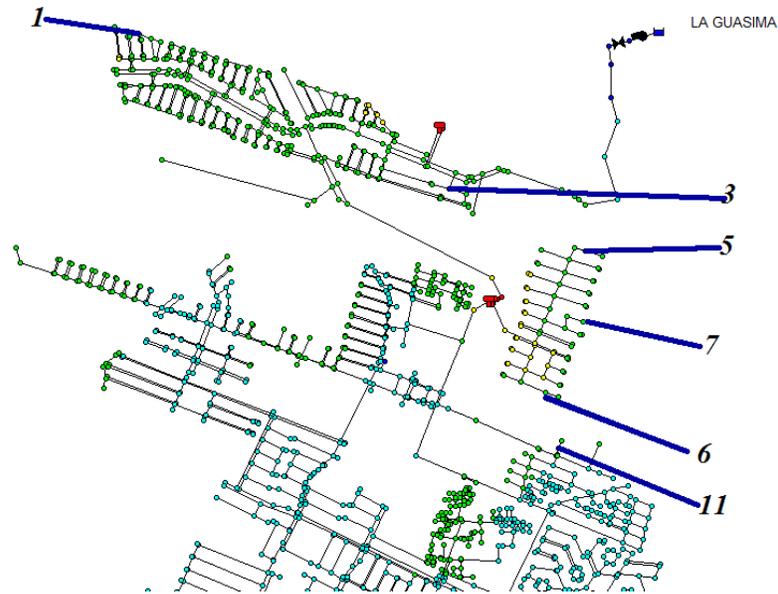


Ilustración 11.14 Ubicación de los puntos de medición en la zona norte

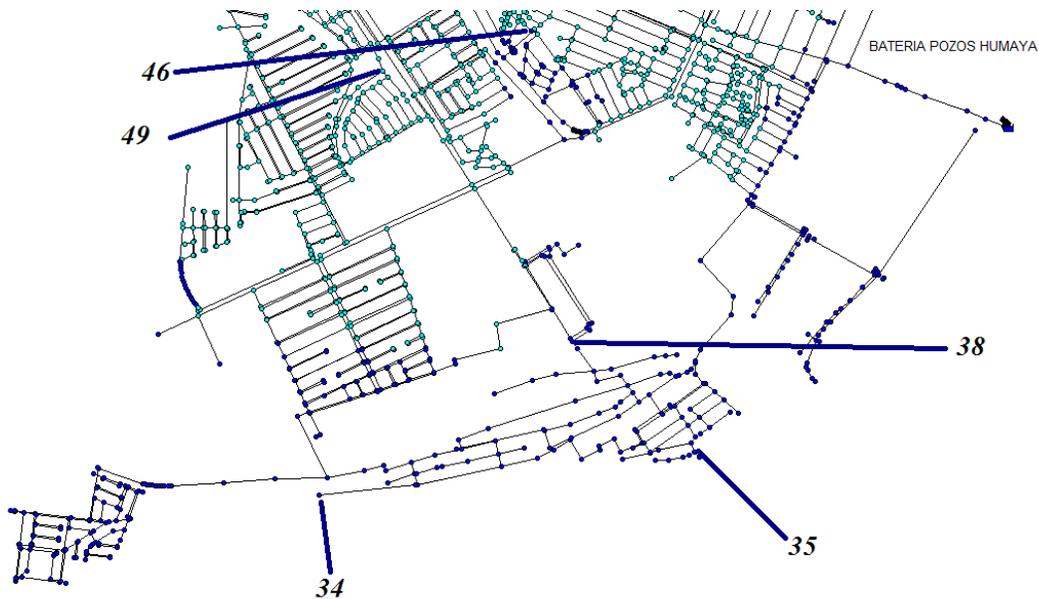


Ilustración 11.15 Ubicación de los puntos de medición en la zona sur

La Ilustración 10.13 muestra la comparación entre los resultados obtenidos del modelo estocástico y los datos medidos en campo de la Tabla 11.2. Estas lecturas se realizaron en puntos de la red secundaria, esto es, en derivaciones de diámetros pequeños, tomas domiciliarias y extremos de tubería. En estos puntos, de acuerdo con el modelo de simulación hidráulica, se presentan tiempos de residencia muy altos, lo cual podría ocasionar niveles de concentración de cloro por debajo de lo establecido.

Excepto por los nodos 1 y 17, todos los resultados muestran una aproximación adecuada a los datos medidos en campo.

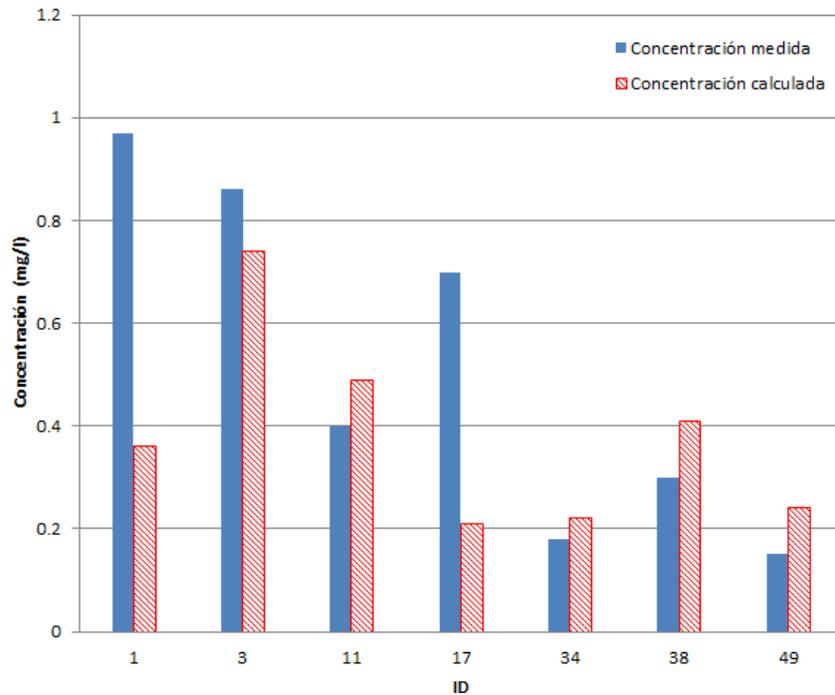


Ilustración 11.16 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria considerando demanda estocástica

En lo que respecta al resto de los nodos, indicados en la Tabla 11.2, presentan problemas de asignación de demanda, esto ocasiona que los resultados obtenidos del modelo no sean adecuados para el análisis.

11.2.1 Implicaciones de la asignación de demanda

El modelo de simulación computacional, realizado por Albornoz (2011), presenta deficiencias en la asignación de la demanda. Estas deficiencias no repercuten en los resultados de la red principal, sin embargo, esta asignación afecta los resultados obtenidos para la red secundaria. A continuación se explica la problemática y sus repercusiones en los resultados.

Para el nodo 46 (2097 en el modelo), de la Tabla 11.2, se reporta una concentración de 0.32 mg/l a las 7 horas 48 minutos, sin embargo el modelo muestra una concentración de cero para cualquier tiempo en ese nodo. Esto se debe a que en la asignación de demanda es cero, observe la Ilustración 11.17a, donde se muestra la asignación de 18 viviendas al nodo 1253 y 2 al 2096. Al resto de los nodos de la derivación no se les asigno demanda alguna.



Ilustración 11.17 a) Número de viviendas asignadas a cada nodo, b) Distribución de predios

Sin embargo, como se muestra en la Ilustración 11.17b, la distribución de tomas domiciliarias es a lo largo de la tubería secundaria (76.2 mm), por lo que la demanda en los nodos es distinta de cero. Esta situación ocasiona que los resultados obtenidos del modelo no sean confiables, por ejemplo, observe la Ilustración 11.18 que muestra el resultado de edad del agua para este tramo. Nótese que para los nodos sin demanda, el resultado es muy alto, comparado con los nodos adjuntos que si presentan demanda nodal.

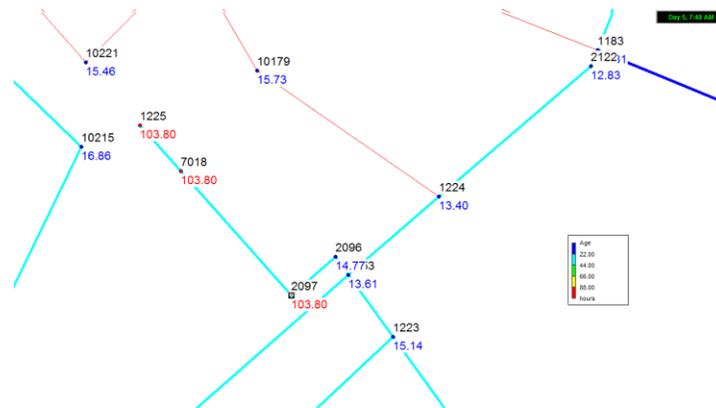


Ilustración 11.18 Edad del agua para el tramo de interés

Esta situación ocurre para todos los nodos mostrados en color azul oscuro, de la Ilustración 11.19, mientras que la demanda de todas las viviendas se aplicó a los nodos en color verde y rojo.

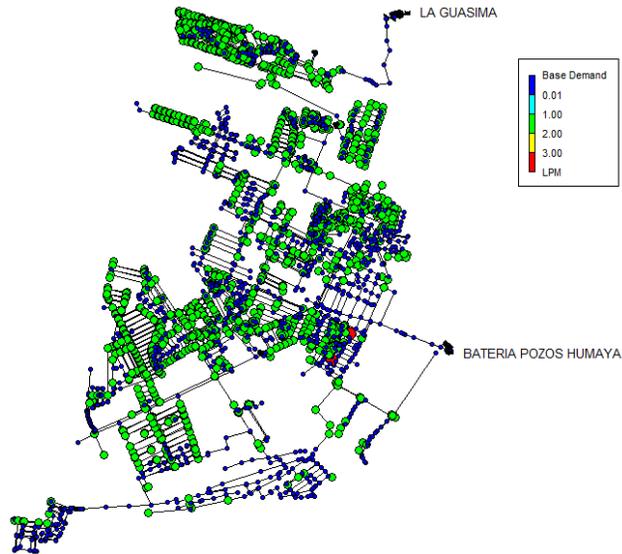


Ilustración 11.19 Asignación de la demanda Base

Esta situación no afecta el cálculo hidráulico y de calidad del agua en la red principal. Ya que, como se muestra en la Ilustración 11.17, la demanda en la tubería 2600 no se ve afectada por la asignación de demanda en los nodos de la derivación. Los nodos 1, 5, 6, 7 y 46, de la Tabla 11.2 se encuentran dentro de este grupo de nodos sin demanda.

11.2.2 Análisis de decaimiento en la red secundaria

El nodo 34 (398 en el modelo) que forma parte de la red secundaria, se encuentra al extremo de una tubería de 76.2 mm (flecha morada en la Ilustración 11.20). El flujo en esta tubería es suministrado desde el nodo 405 (flecha roja) a través de una tubería de 152.4mm, parte de la red principal.

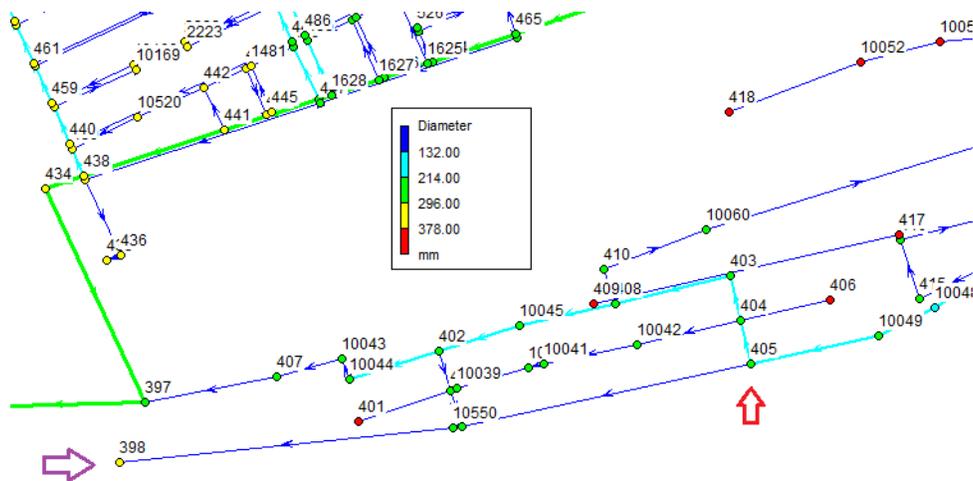


Ilustración 11.20 Detalle de ubicación del nodo 398

La Tabla 11.3 presenta el análisis de este tramo. Observe que el tiempo de residencia del agua desde que sale del nodo 405 hasta que es consumido en el nodo 398 es de 5 horas, 46 minutos. El resultado de concentración presenta un comportamiento adecuado (así como los resultados obtenidos en la red principal).

Tabla 11.3 Comportamiento de la calidad del agua en el nodo 383

Nodo	Concentración medida	Concentración calculada	Edad del agua	Tiempo de residencia
	mg/l	mg/l	horas	horas
398	0.18	0.22	24.08	5.77
405		0.26	18.31	

11.2.3 Análisis de difusión y dispersión en tuberías.

Para evaluar el impacto de no considerar los efectos de difusión molecular y dispersión radial en el cálculo de la concentración, se realizaron dos modelos matemáticos, donde se consideran los mecanismos de transporte que no se modelan en Epanet.

Para conocer la velocidad de difusión y dispersión se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio.

11.2.3.1 Objetivo del experimento.

Calcular en tiempo que tarda el cloro en distribuirse uniformemente a lo largo de una tubería de diámetro conocido y longitud unitaria, con flujo laminar y en condiciones estáticas.

Con ello, encontrar una relación entre la geometría de la tubería y el tiempo necesario para la dispersión y la difusión.

11.2.3.2 Descripción del dispositivo.

El dispositivo de ensaye consiste en un tramo de tubería de un metro de longitud, el cual tiene en un extremo una válvula, para controlar el flujo, y en el otro extremo un tubería para suministro de cloro (observe la Ilustración 11.21).

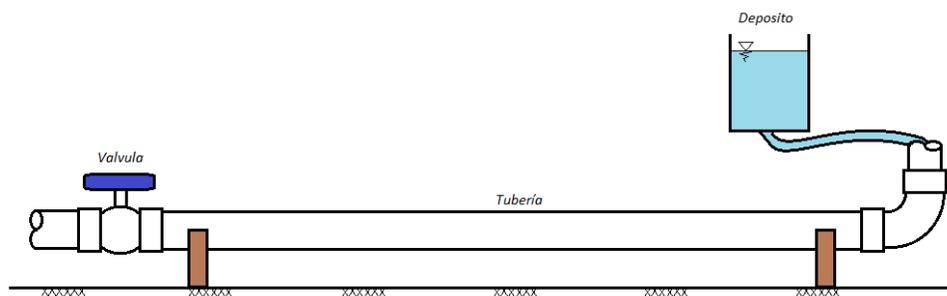


Ilustración 11.21 Dispositivo de ensaye

11.2.3.3 Descripción del experimento

La prueba se realizó para dos tramos de tubería, 76.2 mm y 25.4 mm, respectivamente. Se hizo pasar agua por cada tubería hasta llenarlas completamente.

11.2.3.3.1 Prueba para flujo cero

En la tubería llena de agua se hace ingresar una mezcla de cloro, trazador y agua.

Al momento de ocupar con esta mezcla, el 10 % de la tubería, se detiene el ingreso y se inicia el registro de tiempo.

El experimento termina en el momento que la mezcla es homogénea a lo largo de la tubería, observe la Ilustración 11.22 y la Ilustración 11.23.



Ilustración 11.22 Comportamiento del soluto dentro de la tubería a lo largo del tiempo

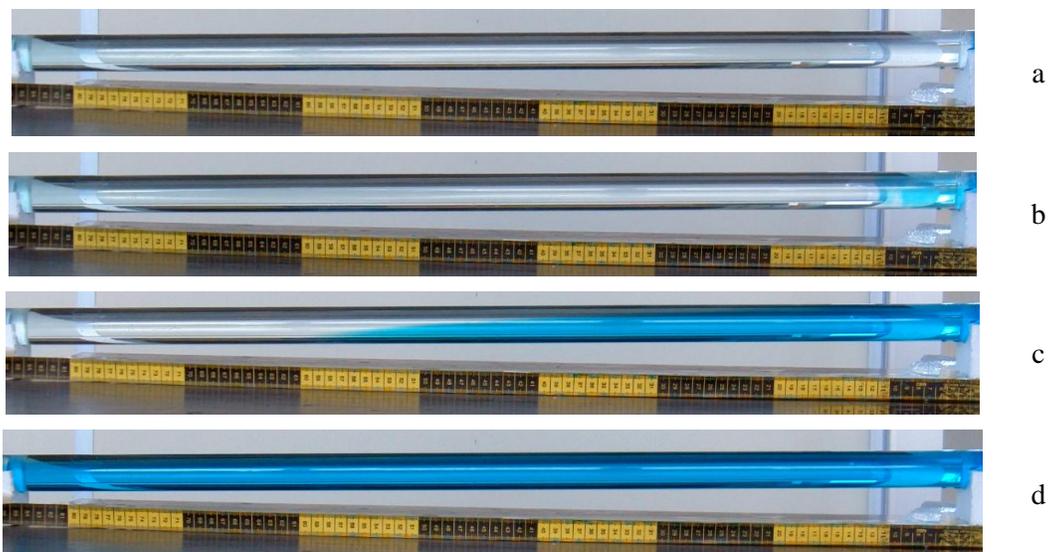


Ilustración 11.23 a) Flujo cero en la tubería de 25.4 mm, b) Se ingresa la mezcla de agua, cloro y trazador, c) La mezcla avanza a lo largo de la tubería por efecto de la difusión molecular d) Distribución a lo largo de toda la tubería

Nótese que para la tubería de 76.2mm la concentración tiende a precipitarse al fondo del tubo, en la tercera imagen la mezcla ha alcanzado el extremo final. Se realizó la misma prueba incrementado la cantidad de soluto al ingreso, aunque se presentó el mismo efecto.

Ya que el objetivo es conocer la velocidad de transporte, para los resultados se consideró que la mezcla es homogénea cuando a lo largo de la tubería se presenta la misma cantidad de soluto, como se observa en la Ilustración 11.22c. La Tabla 11.4y la Ilustración 11.24 muestran los resultados del experimento.

Tabla 11.4 Resultados de la prueba

Difusión tubería 25.4 mm			Difusión tubería 76.2 mm			
tiempo		posición	tiempo		posición	
min : seg	seg	cm	min	seg	seg	cm
0 : 41	41	10	1 : 17	77	10	
4 : 04	140	20	2 : 02	122	20	
4 : 39	279	30	2 : 50	170	30	
8 : 25	505	40	3 : 48	228	40	
12 : 31	751	50	4 : 54	294	50	
19 : 20	1160	60	5 : 56	356	60	
26 : 30	1590	70	7 : 07	427	70	
32 : 40	1960	80	8 : 48	528	80	
46 : 00	2760	100	12 : 30	750	100	

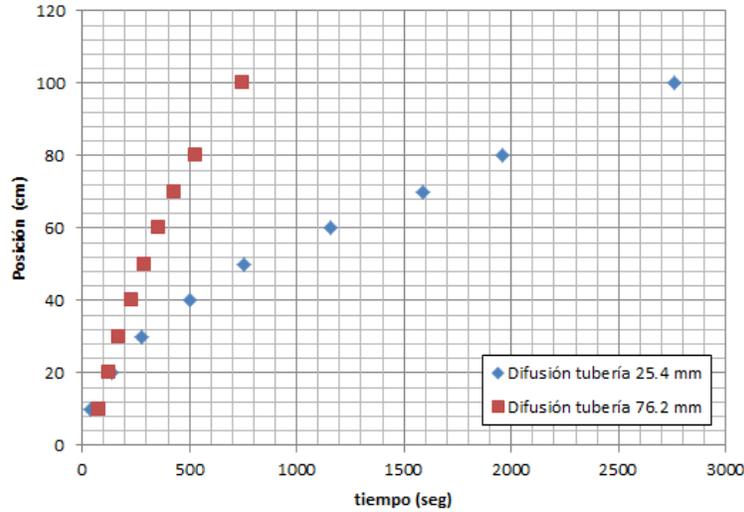


Ilustración 11.24 Resultados del experimento

De los resultados de este experimento, principalmente de la tubería de 25.4 mm, se puede observar que la velocidad de transporte, debido a la difusión molecular, tiende a volverse constante, en este caso de 0.025 cm/s. Para el caso de la tubería de 76.2 mm la longitud del dispositivo no fue suficiente para desarrollar una velocidad constante.

Para conocer el impacto que tiene la difusión molecular en la concentración a lo largo de una tubería se presenta el siguiente ejemplo:

11.2.3.3.2 Dispersión en tubería con flujo cero.

Considérese una tubería de 76.2 mm de diámetro, un flujo de ingreso de 0.1 l/s y una concentración constante de 1 mg/l a la entrada de la tubería (Observe la Ilustración 11.25). Considérense los coeficientes de decaimiento calculados para el sector “Humaya”.

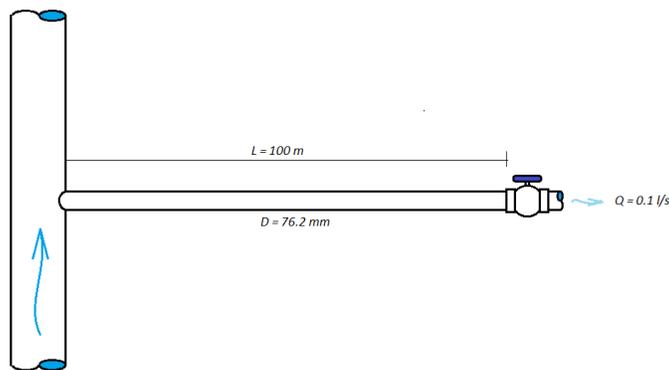


Ilustración 11.25 Arreglo para el ejemplo

Al realizar el análisis de concentración, con el modelo advectivo-reactivo se obtiene el perfil de concentración mostrado en la Ilustración 11.26.

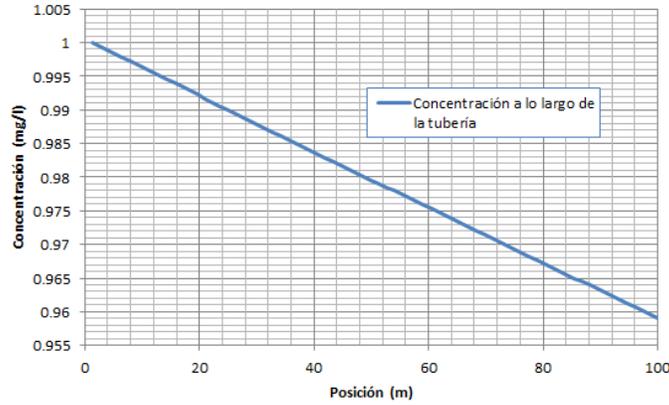


Ilustración 11.26 Concentración a lo largo de la tubería del ejemplo

Si se considera que el cierto momento se cierra la válvula, ¿Cuál será la concentración en la tubería?

Considerando exclusivamente el decaimiento por reacción, con el seno del fluido y las paredes de la tubería, se presenta la concentración para la parte inicial y la parte final del tramo en la Ilustración 11.27.

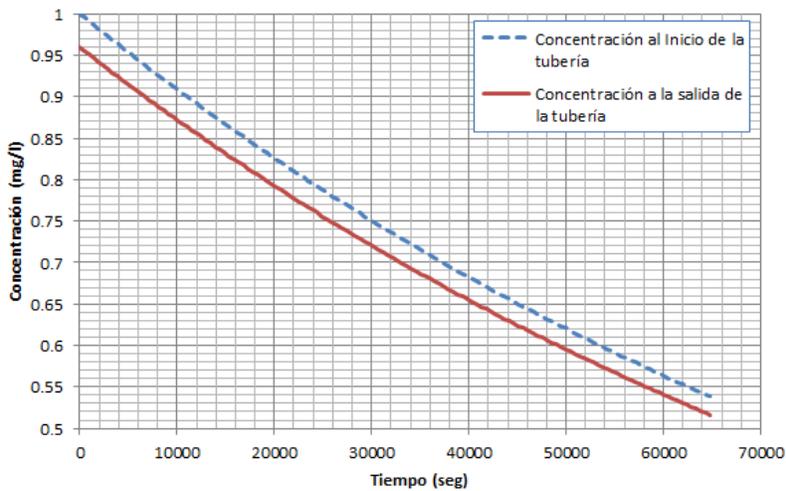


Ilustración 11.27 Concentración al inicio y al fin de la tubería, considerando flujo cero

Utilizando los resultados obtenidos en el experimento se realiza un análisis de difusión para evaluar los efectos considerando el siguiente modelo.

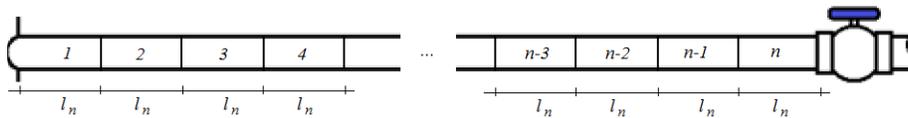


Ilustración 11.28 Tramo de tubería discretizado

Utilizando una variación del modelo de volumen discreto (DVM), se obtiene la concentración a lo largo del tramo de la Ilustración 11.28 con la siguiente metodología.

El número de intervalos, n , se obtiene con la Ec. 155.

$$n = Ent \left[\frac{L}{V\Delta t} \right] \quad \text{Ec. 155}$$

Donde:

L , es la longitud de la tubería,

V , es la velocidad de flujo antes del cierre y

Δt , es el intervalo de tiempo para la simulación

La longitud del intervalo n es igual a:

$$l_n = \left[\frac{L}{n} \right] \quad \text{Ec. 156}$$

Debido a que el flujo es cero, la advección no influye para esta simulación. Entonces, para cada intervalo i , la concentración, C_i , para cada segmento i resulta:

$$C_i = C_{i-1} e^{-k\Delta t} \quad \text{Ec. 157}$$

Sin embargo, debido a la difusión molecular, la concentración en cada segmento afecta y se ve afectada por la concentración del segmento contiguo, observe la Ilustración 11.29.

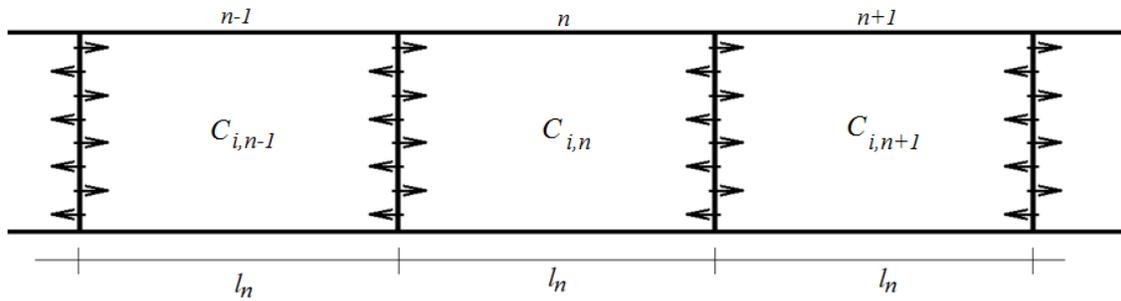


Ilustración 11.29 Difusión molecular entre segmentos del modelo

Conocida la velocidad de difusión molecular, V_{DM} , se calcula la longitud de interacción entre segmentos, l_{DM} , como:

$$l_{DM} = V_{DM}\Delta t \quad \text{Ec. 158}$$

Entonces, la concentración media ponderada del segmento se calcula como:

$$C_{i,n} = \left[\frac{l_{DM} \left(\frac{C_{i-1,n-1} + C_{i-1,n}}{2} \right) + (l_n - 2l_{DM})C_{i-1,n} + l_{DM} \left(\frac{C_{i-1,n} + C_{i-1,n+1}}{2} \right)}{l_n} \right] e^{-k\Delta t} \quad \text{Ec. 159}$$

Donde el primer término dentro del corchete es la concentración (para el tiempo $i-1$) en la zona de interacción I del segmento (observe la Ilustración 11.30) multiplicada por la longitud de la zona, el segundo término corresponde a la concentración de la zona II por la longitud total del segmento menos dos veces la longitud del segmento de interacción y el

tercer término corresponde a la zona de interacción *III* multiplicada por la longitud del segmento.

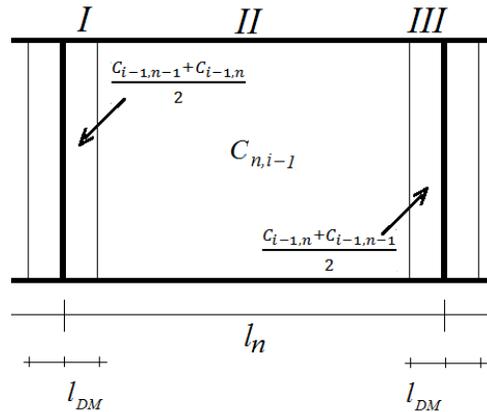


Ilustración 11.30 Descripción de las zonas para el segmento *n*

Aplicando el modelo al ejemplo se obtiene:

El número de intervalos de la Ec. 155.

$$n = Ent \left[\frac{100m}{\left(0.0219 \frac{m}{s}\right) 480s} \right] = 9$$

La longitud de los segmentos se obtiene con la Ec. 156.

$$l_n = \left[\frac{100}{9} \right] = 11.11m$$

Aplicando la Ec. 158 se obtiene la longitud de interacción.

$$l_{DM} = 0.025 \frac{cm}{s} (480s) = 12cm = 0.12m$$

Utilizando como concentración inicial para todos los segmentos, la calculada y presentada en la Ilustración 11.26, Se aplica la Ec. 159 para cada segmento y cada intervalo de tiempo. La Tabla 11.5 presenta los cálculos para los primeros 10 intervalos de tiempo.

Tabla 11.5 Concentración para los primeros 10 intervalos de tiempo

n	l_n	Δt (seg) / Concentración (mg/l)										
		m	0	480	960	1440	1920	2400	2880	3360	3840	4320
1	11.11	1.00000	0.99537	0.99077	0.98619	0.98163	0.97709	0.97257	0.96808	0.96360	0.95915	0.95472
2	22.22	0.99542	0.99087	0.98633	0.98182	0.97733	0.97285	0.96840	0.96396	0.95955	0.95515	0.95078
3	33.33	0.99087	0.98633	0.98182	0.97733	0.97286	0.96840	0.96397	0.95956	0.95517	0.95080	0.94645
4	44.44	0.98633	0.98182	0.97733	0.97286	0.96840	0.96397	0.95956	0.95517	0.95080	0.94645	0.94212
5	55.56	0.98182	0.97733	0.97286	0.96840	0.96397	0.95956	0.95517	0.95080	0.94645	0.94212	0.93781
6	66.67	0.97733	0.97286	0.96840	0.96397	0.95956	0.95517	0.95080	0.94645	0.94212	0.93781	0.93352
7	77.78	0.97286	0.96840	0.96397	0.95956	0.95517	0.95080	0.94645	0.94212	0.93781	0.93352	0.92924
8	88.89	0.96840	0.96397	0.95956	0.95517	0.95080	0.94645	0.94212	0.93781	0.93352	0.92924	0.92499
9	100.00	0.96397	0.95956	0.95517	0.95080	0.94645	0.94212	0.93781	0.93352	0.92926	0.92501	0.92078

La Ilustración 11.31 muestra los resultados para 18 horas (64800 segundos) y se comparan con los resultados obtenidos exclusivamente por decaimiento por reacción.

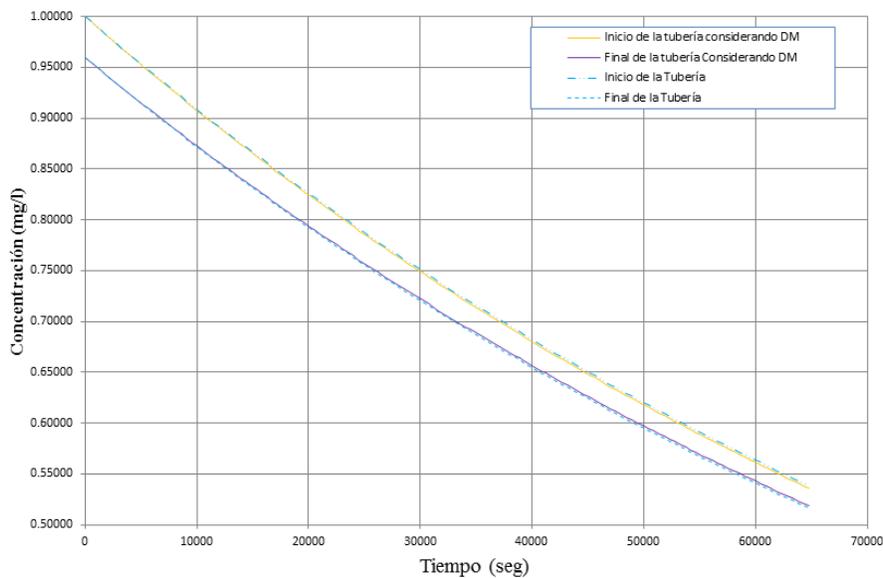


Ilustración 11.31 Resultados del ejemplo a lo largo de la tubería

Los resultados no muestran diferencias significativas con respecto del cálculo exclusivamente por reacción.

Si, hipotéticamente, la velocidad de difusión molecular, l_{DM} , fuese de 1 cm/s, entonces el resultado sería como se muestra en la Ilustración 11.32.

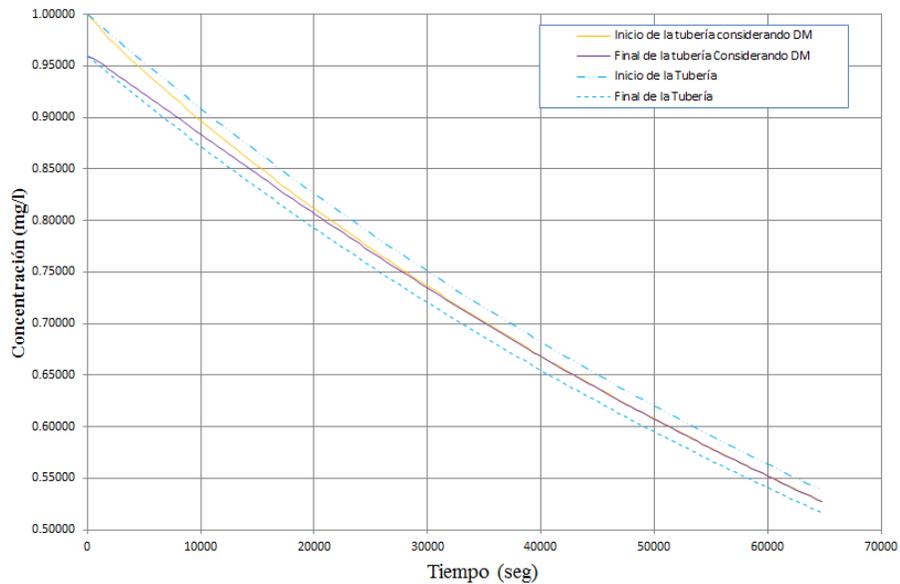


Ilustración 11.32 Resultados considerando una velocidad $V_{DM} = 1 \text{ cm/s}$

Observe en la Ilustración 11.32, por efecto de la difusión molecular la concentración a lo largo de la tubería tiende a homogeneizarse, lo que ocasiona que en el extremo inicial de la tubería el decaimiento es más rápido y en el extremo final es más lento, hasta que la concentración sea la misma a lo largo de todo el tramo, entonces la velocidad de decaimiento será la misma para toda la tubería.

11.2.3.3.3 Prueba para flujo laminar

Para analizar los efectos de la dispersión radial y la difusión molecular en flujo laminar, se realizó un segundo experimento.

Por medio de la válvula de control (Ilustración 11.21), se disminuye el gasto de entrada hasta los valores mostrados en la Tabla 11.6, esto para garantizar flujo laminar.

Tabla 11.6 Velocidad de flujo en las tuberías de la prueba

D	flujo	V	Re
mm	l/s	m/s	
76.2	0.0011	0.0002	18.38
25.4	0.0009	0.0018	45.11

Se ingresa la mezcla de cloro, trazador y agua en la tubería.

Al momento de ocupar con esta mezcla, el 10 % de la tubería, se inicia el registro de tiempo.

El experimento termina en el momento que la mezcla es homogénea a lo largo de la tubería, observe la Ilustración 11.33 y la Ilustración 11.34.

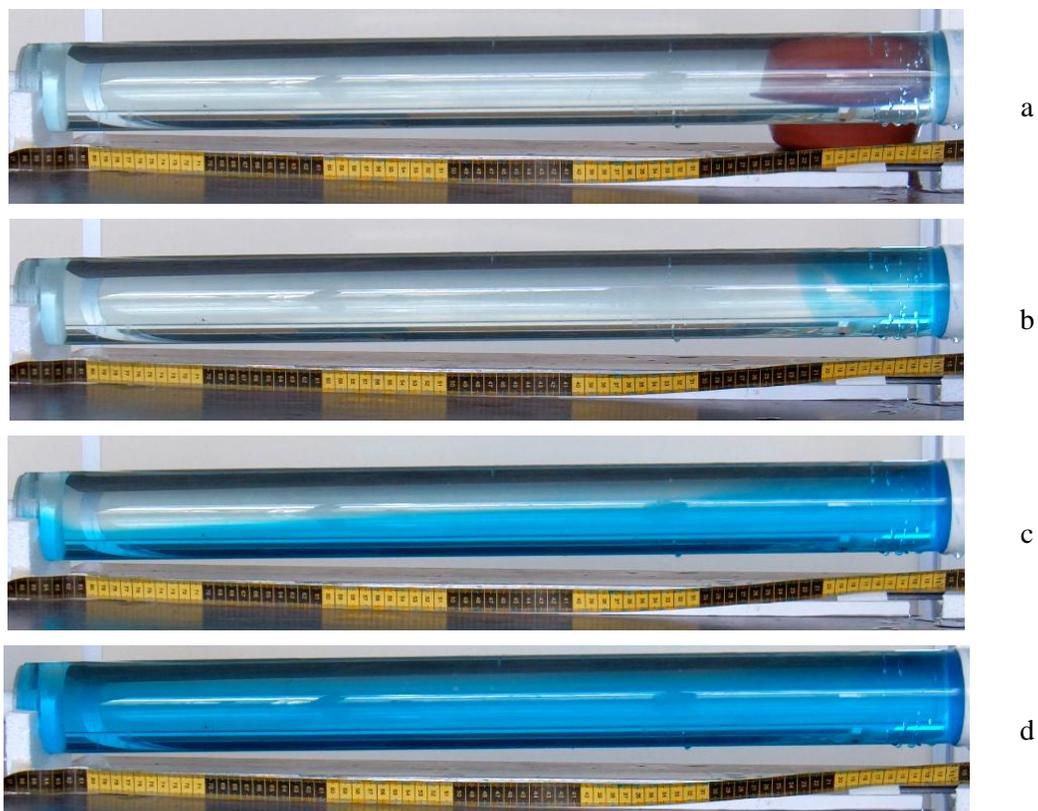


Ilustración 11.33 a) Flujo laminar en la tubería de 76.2 mm, b) Se ingresa la mezcla de agua, cloro y trazador, c) La mezcla avanza a lo largo de la tubería por efecto de la difusión molecular d) Distribución a lo largo de toda la tubería

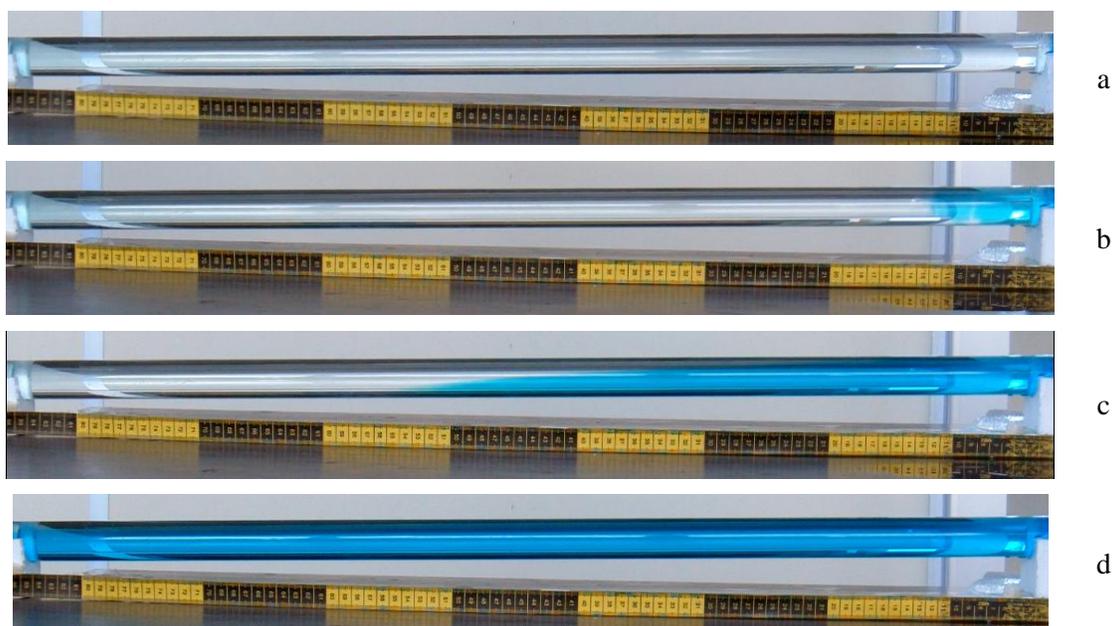


Ilustración 11.34 a) Flujo laminar en la tubería de 25.4 mm, b) Se ingresa la mezcla de agua, cloro y trazador, c) La mezcla avanza a lo largo de la tubería por efecto de la difusión molecular d) Distribución a lo largo de toda la tubería

La Tabla 11.7, y la Ilustración 11.35 muestran los resultados del experimento para la tubería de 25.4 mm.

Tabla 11.7 Resultados de la prueba para tubería de 25.4 mm

tiempo		Movimiento de soluto	Movimiento de flujo	Movimiento efectivo del soluto
min:	seg	cm	cm	cm
0:	16	10	10	0.00
0:	49	20	15.86	4.14
1:	13	30	20.12	9.88
1:	48	40	26.34	13.66
2:	27	50	33.27	16.73
3:	7	60	40.37	19.63
3:	44	70	46.94	23.06
4:	27	80	54.58	25.42
5:	20	90	64.00	26.00

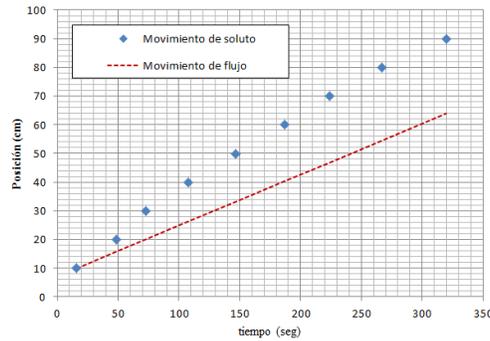


Ilustración 11.35 Resultados de la prueba para tubería de 25.4 mm

Por su parte, la Tabla 11.8 y la Ilustración 11.36 presentan los resultados para la tubería de 76.2 mm.

Tabla 11.8 Resultados de la prueba para tubería de 76.2 mm

Tiempo		Posición del soluto	Posición de flujo	Movimiento efectivo del soluto
min:	seg	cm	cm	cm
0:	18	10	10	0.00
0:	46	20	10.68	9.32
1:	21	30	11.52	18.48
2:	32	40	13.23	26.77
3:	38	50	14.82	35.18
4:	40	60	16.32	43.68
5:	36	70	17.67	52.33
6:	39	80	19.19	60.81
7:	34	85	20.52	64.48

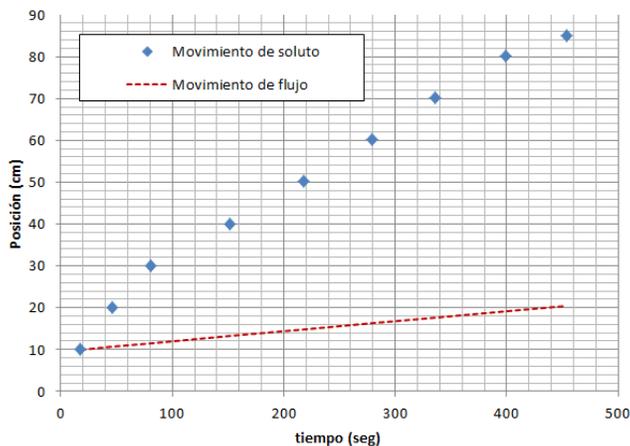


Ilustración 11.36 Resultados de la prueba para tubería de 76.2 mm

De los resultados obtenidos se puede observar que para flujos laminares la velocidad de transporte de soluto es mayor, en un inicio, que la velocidad del flujo, conforme avanza a lo largo de la tubería, la velocidad de la mezcla tiende a homogeneizarse con la del flujo. Para observar los efectos ocasionados por los mecanismos de transporte involucrados, se presenta el siguiente ejemplo.

11.2.4 Dispersión en tubería con flujo laminar

Considérese el mismo tramo de tubería del ejemplo anterior, con un flujo de ingreso de 0.1 l/s y una concentración variable que se muestra en la Tabla 11.9, a la entrada de la tubería (Observe la Ilustración 11.25). Considérense los coeficientes de decaimiento calculados para el sector “Humaya”.

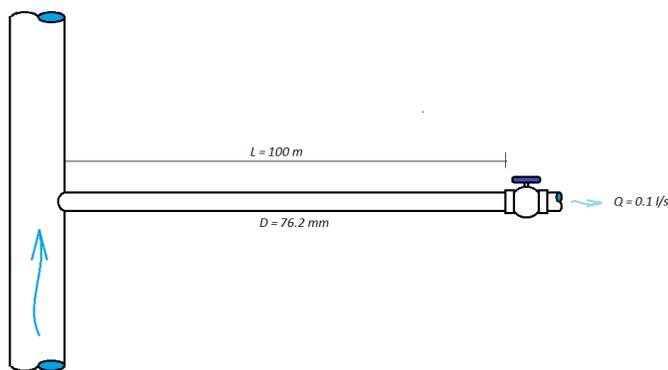


Ilustración 11.25 Arreglo para el ejemplo

Tabla 11.9 Ingreso de cloro en el tramo

t	Concentración
seg	mg/l
0	1
1000	0.7
2000	1.1
3000	1.5
4000	0

Al realizar el análisis de concentración, con el modelo advectivo-reactivo se obtiene el perfil de concentración instantánea, para distintos tiempos de simulación, mostrado en la Ilustración 11.37 y la Ilustración 11.38 que muestra la variación de concentración en tres partes de la tubería a lo largo del tiempo.

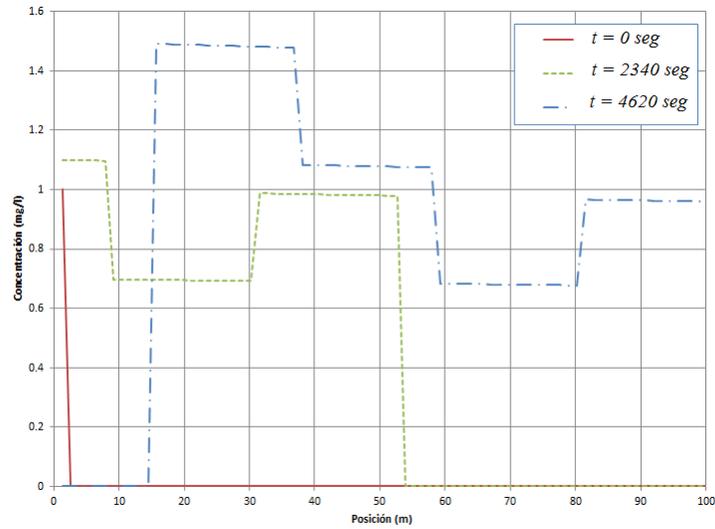


Ilustración 11.37 Concentración instantánea a lo largo de la tubería para distintos tiempos

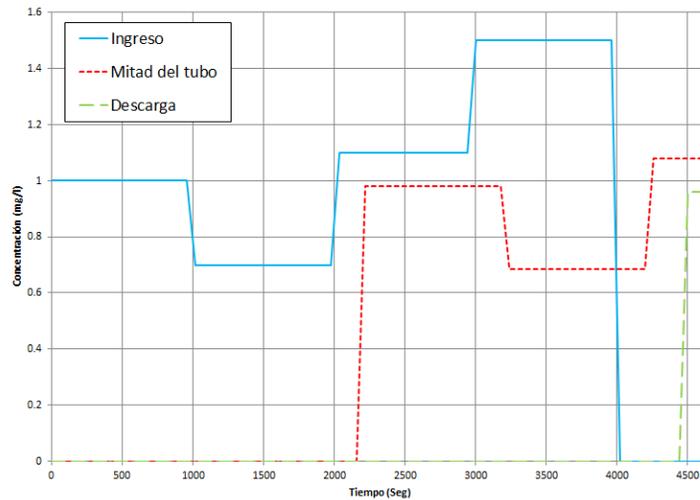


Ilustración 11.38 Concentración calculada en tres partes de la tubería a lo largo del tiempo

Utilizando los resultados obtenidos en el experimento se realiza un análisis considerado, además de la advección y la reacción, la difusión molecular y la dispersión radial con el siguiente modelo.

De la misma manera que en el caso anterior, el tramo se discretiza en segmentos de igual longitud, como se muestra en la Ilustración 11.39.

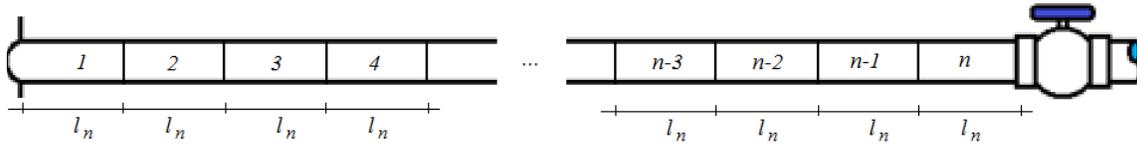


Ilustración 11.39 Tramo de tubería discretizado

Se obtiene la concentración a lo largo del tramo de la Ilustración 11.39 con la siguiente metodología.

El número de intervalos, n , se obtiene con la Ec. 155.

$$n = Ent \left[\frac{L}{V\Delta t} \right] \quad \text{Ec. 155}$$

Donde:

L , es la longitud de la tubería,

V , es la velocidad de flujo y

Δt , es el intervalo de tiempo para la simulación

La longitud del intervalo n es igual a:

$$l_n = \left[\frac{L}{n} \right] \quad \text{Ec. 156}$$

En primera instancia, por efecto de la advección, los segmentos con concentración C_i , se mueven a lo largo del tubo con la misma velocidad del flujo. Sin embargo, los resultados del experimento muestran que el soluto se mueve, en un inicio, más rápido que el flujo y conforme avanza, la velocidad de la mezcla tiende a ser la misma que la del flujo, pero la vanguardia de la mezcla se encuentra Δl_{DM+DR} metros más adelante, observe la Ilustración 11.40.

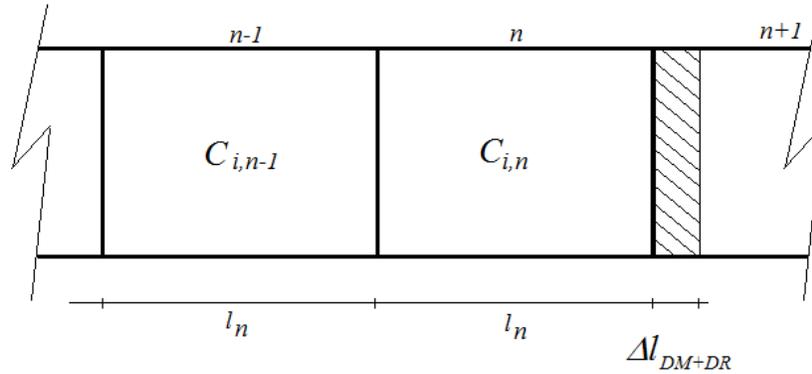


Ilustración 11.40 Avance del soluto con respecto de los segmentos

Donde Δl_{DM+DR} es la longitud que avanzó la mezcla al inicio del movimiento.

Entonces, Considerando el tiempo inicial i , El segmento $n - 2$ tiene una concentración igual a $C_{i,n-2}$, observe la Ilustración 11.41.

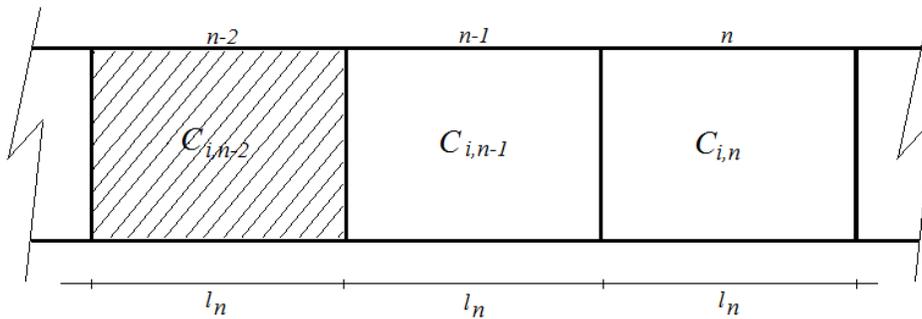


Ilustración 11.41 Concentración inicial en el segmento $n-2$

En el tiempo $i+1$ la concentración en el segmento $n-1$ resulta $C_{i+1,n-1} = [C_{i,n-2}]e^{-k\Delta t}$, exclusivamente por advección y reacción. Pero además, la concentración el segmento n se ve afectada por la concentración de Δl_{DM+DR} y el decaimiento por reacción. Por tanto, para el segmento vanguardia n , la concentración C , en el tiempo $i+1$, resulta:

$$C_{i+1,n} = \left[\frac{(l_n - \Delta l_{DM+DR})(C_{i,n-1}) + (\Delta l_{DM+DR}) \left(\frac{(C_{i,n-2} + C_{i,n-1})}{2} \right)}{l_n} \right] e^{-k\Delta t} \quad \text{Ec. 160}$$

y

$$\Delta l_{DM+DR} = V_{DM+DR} \Delta t \quad \text{Ec. 161}$$

Donde:

V_{DM+DR} , es la velocidad inicial de la mezcla en el tubo y

Δt , es el tiempo que tarda en estabilizarse la velocidad

El primer elemento del corchete representa la parte del segmento que no es afectada por Δl_{DM+DR} , y el segundo término representa la concentración resultante en Δl_{DM+DR} .

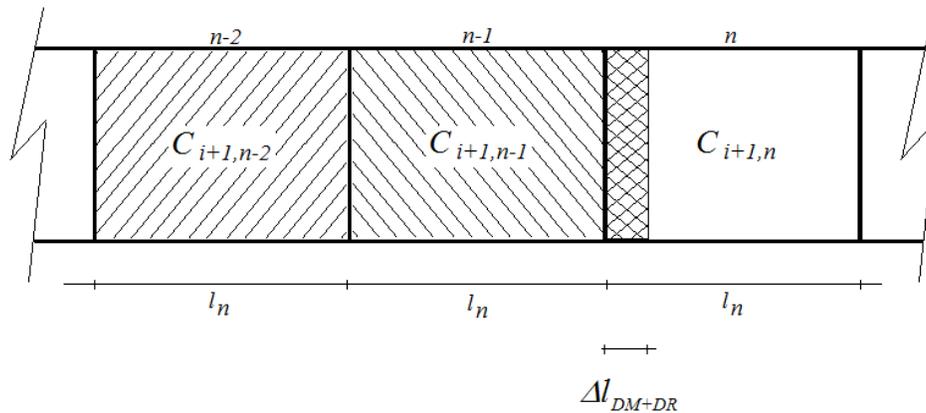


Ilustración 11.42 Distribución de la concentración en el tiempo $i+1$

A partir de este momento la velocidad de difusión-dispersión tiende a la velocidad del flujo, por tanto, para el tiempo $i+2$, la concentración C en cualquier segmento n , distinto del vanguardia se calculará como:

$$C_{i,n} = \left[\frac{l_{DM} \left(\frac{C_{i-1,n-1} + C_{i-1,n-2}}{2} \right) + (l_n - 2l_{DM})C_{i-1,n-1} + l_{DM} \left(\frac{C_{i-1,n} + C_{i-1,n-1}}{2} \right)}{l_n} \right] e^{-k\Delta t} \quad \text{Ec. 162}$$

Al igual que en el ejemplo anterior, debido a la difusión molecular, la concentración en cada segmento afecta y se ve afectada por la concentración del segmento contiguo, observe la Ilustración 11.43.

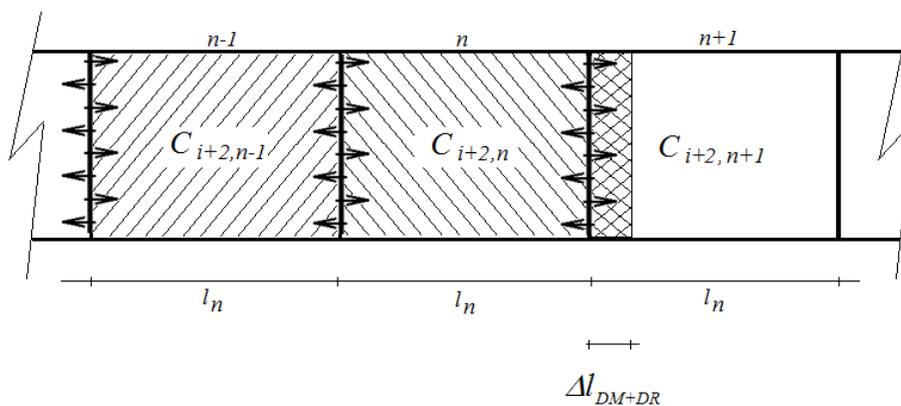


Ilustración 11.43 Difusión molecular entre segmentos del modelo

Para la cual, conociendo la velocidad de difusión molecular, V_{DM} , se calcula la longitud de interacción entre segmentos, l_{DM} , como:

$$l_{DM} = V_{DM} \Delta t \quad \text{Ec. 163}$$

Aplicando el modelo al ejemplo se obtiene:

El número de intervalos resulta

$$n = Ent \left[\frac{100}{(0.0219)60} \right] = 76$$

Por lo que la longitud de cada intervalo es de:

$$l_n = \left[\frac{100}{76} \right]$$

Del experimento se obtuvo una velocidad inicial de Difusión-dispersión de $0.067 \frac{cm}{s}$

Por lo que:

$$\Delta l_{DM+DR} = 0.00067 \frac{m}{s} (60 s) = 0.015m$$

Aplicando las ecuaciones Ec. 160 y Ec. 162 se obtienen los resultados presentados en la Tabla 11.10 y la Ilustración 11.44 y la Ilustración 11.45.

Tabla 11.10 Resultados para los primeros 480 segundos en los primeros 10 elementos

elementos	Longitud (m)	Tiempo (s) /Concentración mg/lt)								
		0	60	120	180	240	300	360	420	480
1	1.31578947	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	2.63157895	0	0.99944349	0.99944	0.99944	0.99944	0.99944	0.99944	0.99944	0.99944
3	3.94736842	0	0.030535	0.98785	0.99876	0.99888	0.99888	0.99888	0.99888	0.99888
4	5.26315789	0	0	0.06010362	0.97687	0.99796	0.99832	0.99832	0.99833	0.99833
5	6.57894737	0	0	0	0.088399036	0.96645	0.99705	0.99776	0.99777	0.99777
6	7.89473684	0	0	0	0	0.115479177	0.95657	0.99605	0.99719	0.99721
7	9.21052632	0	0	0	0	0	0.141399268	0.94722	0.99496	0.99661
8	10.5263158	0	0	0	0	0	0	0.16621195	0.93835	0.99379
9	11.8421053	0	0	0	0	0	0	0	0.18996739	0.92994
10	13.1578947	0	0	0	0	0	0	0	0	0.21271341

La Ilustración 11.44 y la Ilustración 11.45 muestran la comparación entre los resultados obtenidos de la simulación considerando Advección y reacción (caso 1), exclusivamente, con respecto de los obtenidos utilizando el modelo Advectivo-reactivo-difusivo-dispersivo (Caso 2). La Ilustración 11.44 presenta el comportamiento a lo largo de todo el tramo para los tiempos $t = 0$, $t = 2340$ y $t = 4620$. Por otra parte, la Ilustración 11.45 presenta el comportamiento en tres secciones con respecto del tiempo.

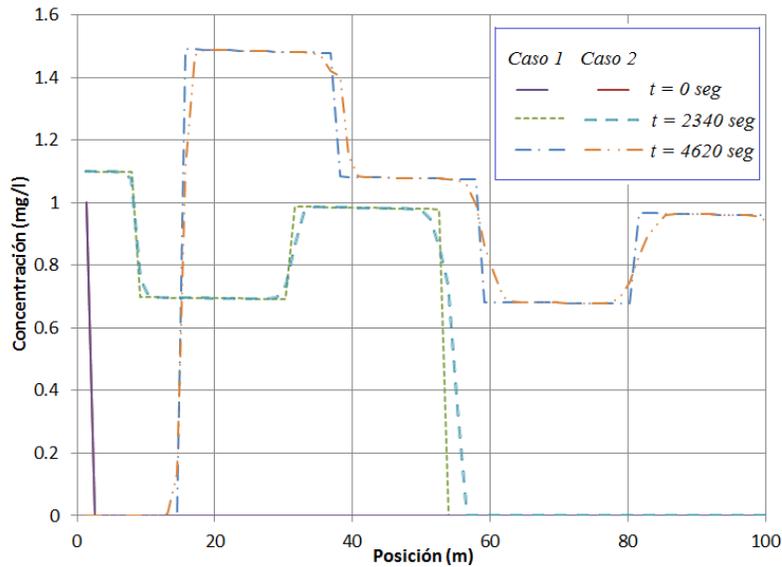


Ilustración 11.44 Comparación entre los resultados obtenidos de las simulaciones

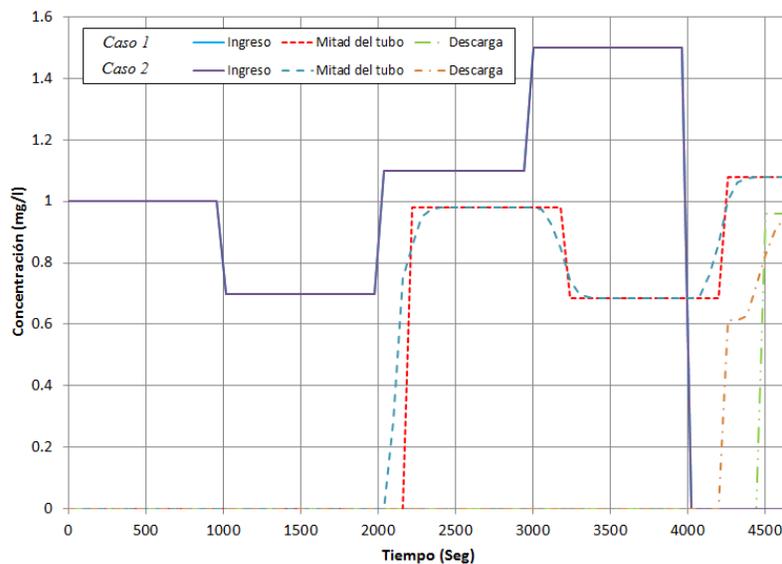


Ilustración 11.45 Comparación de los resultados obtenidos de las simulaciones

12 Conclusiones

Las conclusiones de la presente tesis denotan lo siguiente:

- El utilizar un esquema estocástico, para el comportamiento del consumo doméstico, permite disminuir la incertidumbre entre los valores medidos en campo y los valores calculados con el modelo de calidad del agua.

La Ilustración 12.1 presenta la comparación de los resultados obtenidos en las simulaciones con respecto de los datos medidos en campo (para líneas principales). Nótese que la mayor incertidumbre la presentan los resultados obtenidos con la CVHD.

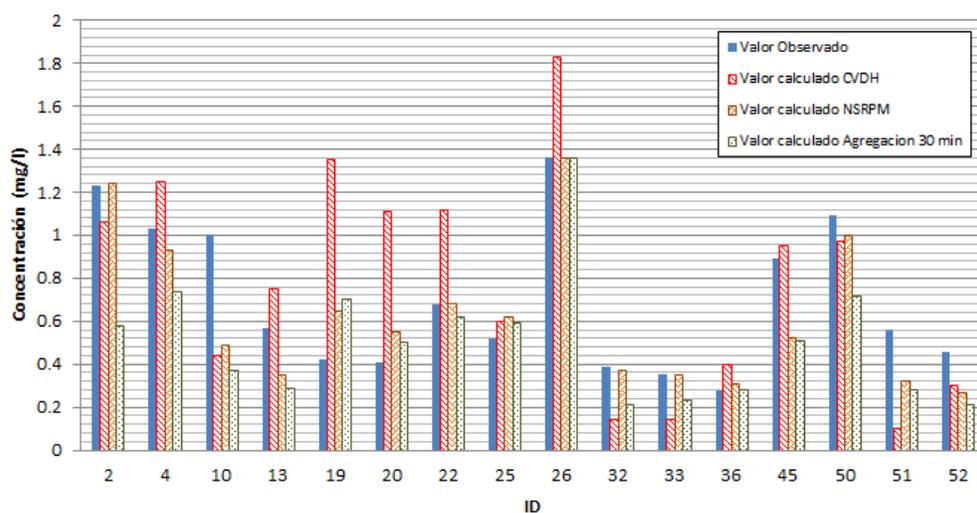


Ilustración 12.1 Comparación de los resultados obtenidos en los tres modelos con respecto de las mediciones en campo

Por su parte, la Ilustración 12.2 y la Ilustración 12.3 presenta la dispersión de los resultados y se puede observar que los valores obtenidos con el esquema NSRPM (series sintéticas a un minuto y las agregadas a 30 minutos) representan más adecuadamente los datos de campo.

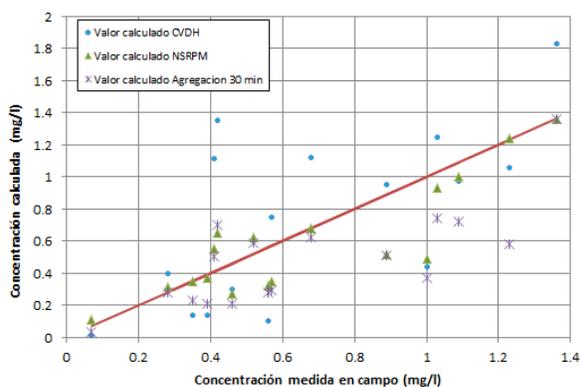


Ilustración 12.2 Dispersión de los resultados obtenidos en los tres modelos

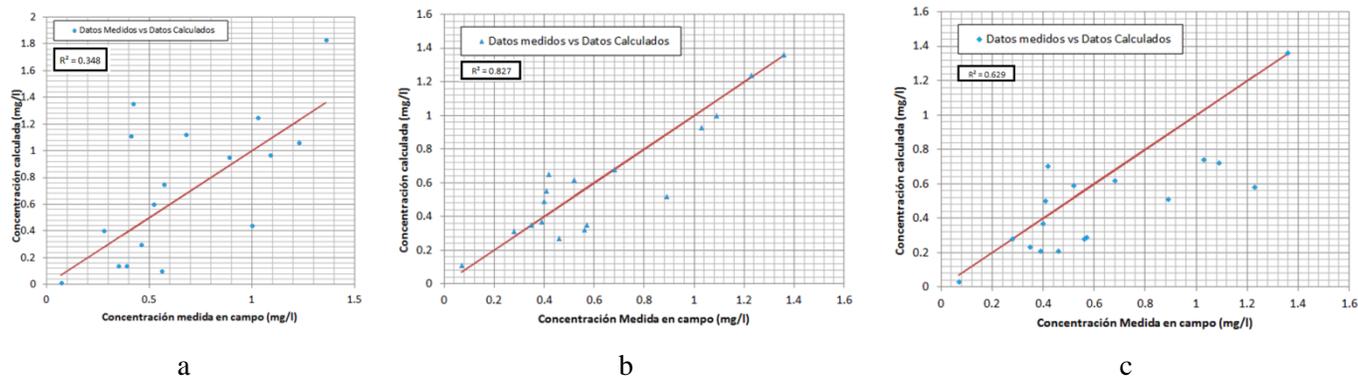


Ilustración 12.3 Dispersión de los resultados obtenidos en los tres modelos a) Considerando CVHD b) Considerando NSRPM c) Considerando NSRPM y agregación temporal

Además, el uso de series sintéticas generadas a través del modelo de pulsos rectangulares de Neyman Scott (NSRPM) permite modelar las variaciones del comportamiento del consumo doméstico para una localidad específica, a diferencia de una curva de variación horaria de la demanda, como la propuesta por (Conagua, 2007), que es la misma para cualquier ciudad de México.

- Es recomendable realizar una agregación temporal.

Para algunos casos, el NSRPM genera “picos” de consumo excesivos como los mostrados dentro del círculo rojo de la Ilustración 12.4. Estos picos generan caídas abruptas de presión en el modelo matemático, como las que se muestran en la Ilustración 12.5. Esto se debe a que en el NSRPM no se incluye un valor mínimo y máximo al momento de generar las series sintéticas.

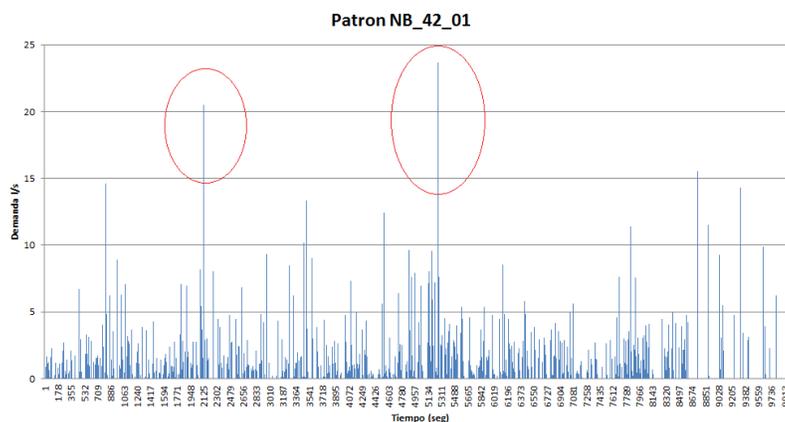


Ilustración 12.4 Serie sintética generada con NSRPM

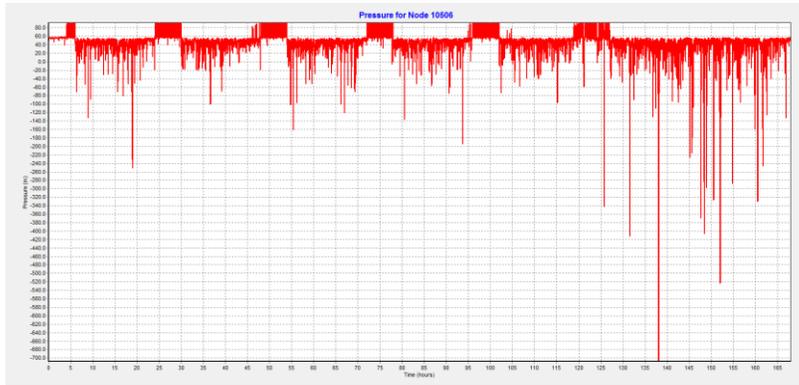


Ilustración 12.5 Presión calculada para el nodo 10506 considerando series sintéticas NSRPM a un minuto

Es recomendable realizar una agregación temporal con las recomendaciones de (Moreno Trujillo, 2009) y (Albornoz, 2011) a los datos generados con el NSRPM, ya que esto reducirá el tiempo de simulación, permitirá disipar pulsos de consumo elevado en la series y reducirá espacio de almacenamiento.

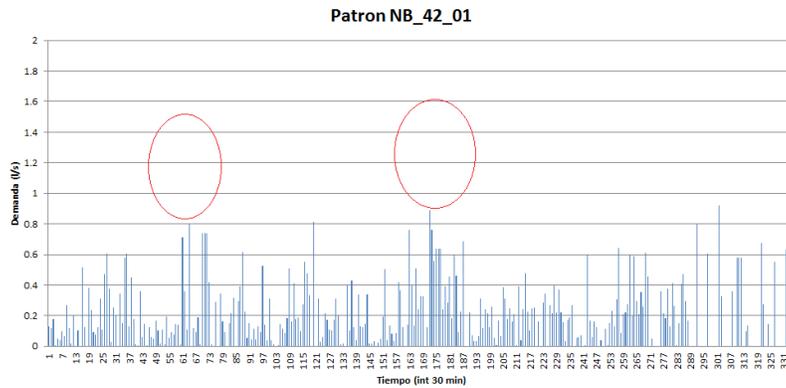


Ilustración 12.6 Serie sintética generada con NSRPM y agregada temporalmente

Nótese que para la serie mostrada en la Ilustración 12.6, los pulsos se han distribuido en intervalos de 30 minutos, lo que permite disipar los picos excesivos sin perder la información de la serie.

Esto se ve reflejado en los resultados. Observe la Ilustración 12.7 que muestra la presión calculada en el nodo 10506 considerando la agregación temporal a 30 minutos, que al compararla con la Ilustración 12.5, se observa un comportamiento similar de la variación de presión pero sin los picos de presión negativa.

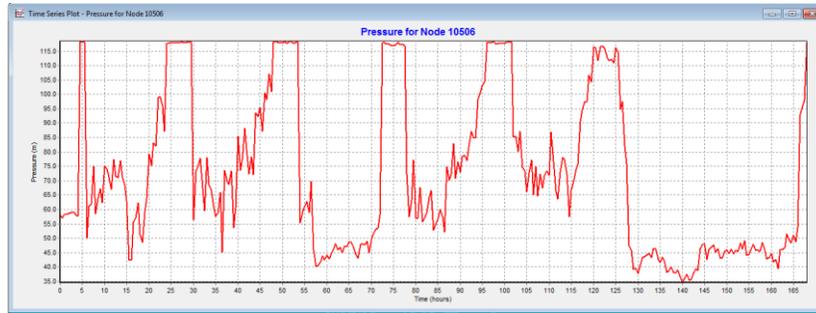


Ilustración 12.7 Presión calculada para el nodo 10506 considerando series sintéticas NSRPM agregadas a 30 minutos

- Ésta metodología solo es aplicable para redes de distribución existentes. Para el caso de diseño de nuevas redes de distribución, al no existir información de campo, es adecuado utilizar las CVHD existentes o la información de localidades con características similares.
- El modelo Advectivo-reactivo de Epanet es adecuado para representar la calidad del agua en tuberías con regímenes de flujo laminar o tiempos de residencia altos.

Observe la Ilustración 12.8 y la Ilustración 12.9. Los resultados obtenidos de la simulación, considerando series sintéticas NSRPM, son adecuados para los nodos 3, 11, 34, 38 y 49. Sin embargo en los nodos 5, 6 y 7 los resultados obtenidos son inadecuados.

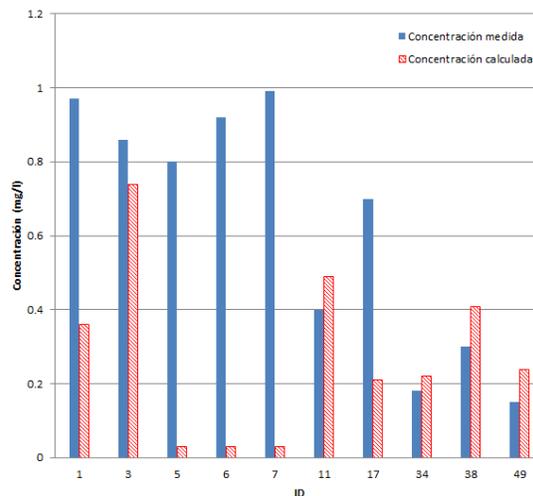


Ilustración 12.8 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM

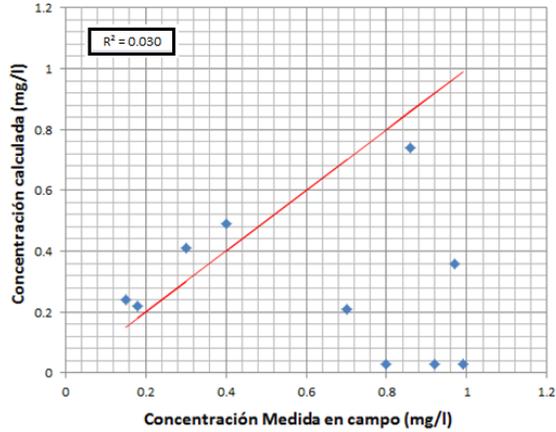


Ilustración 12.9 Dispersión de resultados calculados contra los datos medidos en campo para la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM

Esto se debe a una inadecuada asignación de la demanda nodal en el modelo hidráulico realizado por Albornoz (2011), observe la asignación de la demanda en la Ilustración 12.10.



Ilustración 12.10 a) Número de viviendas asignadas a cada nodo, b) Distribución de predios

Por lo que, la asignación de la demanda en los nodos es el factor más determinante en los resultados de la red secundaria.

Esta agregación espacial de la demanda nodal, no afecta a los resultados de la red principal.

- Los efectos de no considerar la difusión molecular y la dispersión radial en el modelo de calidad del agua, son poco significativos.

Los resultados obtenidos de la simulación y los de los experimentos en laboratorio sugieren que el impacto de no considerar la difusión molecular, la difusión turbulenta y la dispersión radial, es poco significativo.

Sin embargo, estos resultados no son concluyentes ya que, para validarlos, se requiere evaluar estas condiciones en modelos con condiciones de suministro y consumo doméstico distintas al presentado. Considérese que los mecanismos de transporte, distintos de la

advección y la reacción pueden tener mayores impactos en la calidad del agua para tanques, pilas, tinacos o cualquier otro tipo de almacenamiento masivo de agua.

13 Trabajos futuros.

Existen diversos apartados que se deben investigar en trabajos posteriores para mejorar los métodos de simulación hidráulica y de calidad del agua, entre los cuales puede mencionarse:

- El análisis de calidad del agua en almacenamientos masivos. Donde, debido al volumen de agua, el tiempo de residencia, el ingreso de agua con distinta calidad y las condiciones de contaminación, los mecanismos de transporte como la difusión molecular y la dispersión radial pueden ser más significativos en los resultados del modelo.
- La aplicación de esquemas estocásticos a redes de distribución con condiciones de operación distintas a las presentadas en esta tesis, por ejemplo:
 - Redes con suministro intermitente (Tandeo),
 - Redes con alto número de almacenamientos domésticos (Tinacos o cisternas, por mencionar algunos)
- La aplicación de esquemas estocásticos en modelos de calidad del agua considerando múltiples especies, sustancias o solutos presentes en la red de distribución.
- Aplicación de esquemas estocásticos en modelos, de simulación hidráulica y de calidad del agua, de otros programas de cómputo comerciales distintos de Epanet 2.0.
- Evaluación de metodologías de asignación de la demanda en los nodos al realizar una esqueletización o agregación espacial en un modelo de simulación hidráulica.
- Metodologías para la óptima recopilación de información en campo para la calibración de los modelos de calidad del agua.

14 Referencias

- Ackers, J., Brandt, M., & Powell, J. (2001). *Hydraulic Characterisation of Deposits and Review of Sediment Modelling*. London, Uk. : UK Water Industry Research, 01/DW/03/18.
- Albornoz, G. P. (2011). *Agregación Espacial y Temporal de la Demanda en Redes de Distribución de Agua Potable*. Tesis de Maestría: Posgrado en Ingeniería, UNAM.
- Alcocer-Yamanaka, V. H. (2007). *Flujo Estocastico y Transporte en Redes de Distribución de Agua Potable*. Tesis de Doctorado: Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Alcocer-Yamanaka, V. H., Arreguin, F. I., & Feliciano, D. (2005). Medición y Caracterización de la Demanda Instantanea de Agua Potable. *Ingeniería Hidráulica en México* , XX (1), 67-76.
- Alcocer-Yamanaka, V. H., Garcia, R., Buchberger, S., Arreguin, F. I., & León, T. (Julio-Septiembre de 2008). Modelación estocástica del consumo domestico de agua potable, emplenado el esquema de Neyman-Scott. *Ingeniería Hidráulica en México* , 105-121.
- Alcocer-Yamanaka, V. H., Tzátchkov, V., & Feliciano, D. (2003). *Modelo de transporte de sustancias con flujo no permanente en redes de agua potable*. Jiutepec, Morelos: IMTA.
- Alcocer-Yamanaka, V., & Tzatchkov, V. (2004). Modelo de calidad del agua en redes de distribución. *Ingeniería Hidráulica en México* , XIX (2), 77 - 88.
- Austin, R. G., van Bloemen Waanders, B., McKenna, S., & Choi, C. (2008). Mixing at cross junctions in water distribution systems. II: experimental study. *Journal of Water Resources Planning and Management* , 134(3), 295-302.
- Axworthy, D. H., & Karney, B. W. (1996). Modeling Low Velocity/High Dispersion Flow in Water Distributions Systems. *Journal of Water Resources planning and management, ASCE, 122(3)* , 218-221.
- Barry, D., Miller, C., Culligan-Hensley, P., & Bajracharya, K. (1996). Temporal Discretisation errors in non-iterative Split-operator Approaches to Solving Chemical Reaction/Groundwater Transport Models. *Journal of Contaminant Hidrology 22(1-2)* , 1-17.
- Biswas, P., & Clark, R. (1993). A model for chlorine concentration decay in pipes. *Water Research, 27* , 1715-1724.
- Biswas, P., Lu, C. S., & Clark, R. M. (1993). A model for Chlorine Concentration Decay in Pipes. *Water Research 27(12)* , 1715-1724.
- Blokker, E. J., Schaap, P. G., & Vreeburg, J. H. (2009). Self-cleaning networks put to the test. *Strategic Asset Management of Water Supply and Wastewater Infrastructures* (págs. 407-417). Lisbon: IWA Leading edge conference on strategic asset management (LESAM).

Blokker, E. J., Vreeburg, J. H., & Vogelaar, A. J. (2006). *Combining the probabilistic demand model SIMDEUM with a network model*. Cincinnati, Ohio, USA: American Society of Civil Engineers.

Blokker, M. (2010). *Stochastic water demand modelling for a better understanding of hydraulics in water distribution networks*. Delf: Gildeprint Drukkerijen.

Boccelli, D., Tryby, M., Uber, J., & Summers, R. (2003). A Reactive Species Model for Chlorine Decay and THM Formation Under Rechlorination Conditions. *Water Research* , 2654-2666.

Boccelli, D., Tryby, M., Uber, J., Rossman, L., Zierolf, M., & Polycarpou, M. (1998). Optimal Scheduling of Booster Disinfection in Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management ASCE*, 124(2) , 99-110.

Bois, F., Fahmy, T., Block, J.-C., & Gatel, D. (1997). Dynamic Modeling of Bacteria in Pilot Drinking-Water Distributions System. *Water Research* 31(12) , 3146-3156.

Boulos, P. F., & Altman, T. (1993). Explicit Calculation of Water Quality Parameters in Pipe Distribution System. *Journal of Civil Engineering System* 10 , 187-206.

Boulos, P. F., Altman, T., & Sadhal, K. (1992). Computer Modeling of Water Quality in Large Multiple Source Networks. *Journal of Applied Mathematical Modelling* 16(8) , 139-445.

Boulos, P., Lansley, K., & Karney, B. (2004). *Comprehensive Water Distribution System Analysis Handbook for Engineers and Planners*. Pasadena, California: MWH Soft, Inc.

Boxall, J. B., & Saul, A. J. (2005). Modeling Discoloration in Potable Water Distribution Systems. *Journal of Environmental Engineering* , 131(5), 716-725.

Boxall, J. B., Skipworth, P. J., & Saul, A. J. (2001). A novel approach to modelling sediment movement in distribution mains based on particle characteristics. *the Computing and Control in the Water Industry Conference*. UK: De Montfort University.

Buchberger, S. G., Carter, J. T., Lee, Y. H., & Schade, T. G. (2003). *Random demands, travel times and water quality in dead ends*. Denver, Colorado: AWWARF Report 90963F.

Chapra, S. (1997). Surface Water-Quality Modeling. En *Series in Water Resources and Environmental Engineering* (pág. 884). New York: McGraw-Hill.

Chaudhry, M., & Islam, R. (1994). Water Quality Modeling in Distribution Systems. *Proceeding from the Conference on Improving Efficiency and Reliability in Water Distribution Systems*. Valencia, Spain.

Chávez, C., Fuentes, O., & Osnaya, R. (2000). Modelo para obtener la concentración del cloro en las redes de tuberías. *Memorias del XVI Congreso Nacional de Hidráulica, Avances en hidráulica* 6, (págs. 265-270). Morelia, Michoacán, México.

Chun, D., & Selznick, H. (1985). Computer Modeling of Distribution System Water Quality. *Applications in Water Resources, In Proceedings from the 1985 ASCE Water Resources Planning and Management Conference* , 448-456.

Clark, R. M. (1998). Chlorine Demand and TTHM Formation Kinetics a Second-Order Model. *Journal of Environmental Engineering, ASCE, 124(1)* , 16-24.

Clark, R. M., & Sivaganesan, M. (1998). Predicting Chlorine Residual and formation of TTHMs in Drinking Water. *Journal of Environmental Engineering, ASCE, 124(12)* , 1203-1210.

Clark, R. M., Grayman, W. M., M., M. R., & Hess, A. (1993). Modeling Contaminant Propagation in Drinking Water Distribution Systems. *Journal of Environmental Engineering, ASCE, 119(2)* , 349-364.

Clark, R. M., M., G. W., Males, R. M., & Hess, A. (1993). Modeling Contaminant Propagation in Drinking Water Distribution Systems. *Journal of Environmental Engineering, ASCE, 119(2)* , 349-364.

Clark, R. M., Thurnau, R., Sivaganesan, M., & Ringhand, R. (2001). Predicting the Formation of chlorinated and brominated by-products. *Journal of Environmental Engineering ASCE, 127(6)* , 493-501.

Conagua2007 *Manual de Agua Potable, Alcantallado y Saneamiento México* Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales

Connors, K. (1996). *Chemical Kinetics: The Study of Reaction Rates in Solutions*. New York: Wiley and sons.

Constans, S., Bremond, B., & Morel, P. (2003). Simulation and Control of Chlorine Levels in Water Distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 129(2)* , 135-145.

Cruickshank, C., & Chávez, C. (2004). Mezcla de sustancias en cruces de tuberías. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. São Pedro, São Paulo, Brasil: IAHR – AIPH.

Doe, S., & Duncan, G. (2003). *Water Informatics: State of the arts in the integration of water supply and geographic information systems*. Environmental Informatics Archives, International Society for Environmental Information Sciences (ISEIS). Publication #002 Vol, 1, pp. 524-531.

Dukan, S., Levi, Y., Piriou, P., Guyon, F., & Villon, P. (1996). Dynamic Modeling of Bacterial growth in drinking water networks. *Water research 30(9)* , 1991-2002.

Edwards, D., Denny, V., & Millis, A. (1976). *Transport Processes*. New York, N.Y.: McGraw-Hill.

El-Shorbagy, W. (2000). Kinetics of THM Species in Finished Drinking Water. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE 126(1)* , 21-28.

- Filion, Y. R., Karney, B. W., & Adams, B. J. (2005). Stochasticity of demand and probabilistic performance of water networks. *Impacts of Global Climate Change; 2005 World water and environmental resources congress* (pág. 49). Anchorage, Alaska: American Society of Civil Engineers.
- Gill, W. N., & Sankarasubramanian, R. (1970). Exact analysis of unsteady convective diffusion. *Proceedings of the Royal Society of London Series A* , 316, 341-350.
- Grayman, W., Clark, R., & Males, R. (1988). Modeling distribution system water quality: dynamic approach. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* , 114(3), pp. 295-312.
- Hallam, N., Hua, F., West, J., Forster, C., & Simms, J. (2003). Bulk Decay of Chlorine in Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 129(1)* , 78-81.
- Hallam, N., West, J., forster, C., Powell, J., & Spencer, I. (2002). The Decay of Chlorine Associated With the Pipe Wall in Water Distribution System. *Water Research* 36 , 3479-3488.
- Hernández Padrón, D. S. (2009). *Pronostico de la demanda de agua potable, empleando el esquema de Neyman-Scott*. Tesis de Maestría: Facultad de ingeniería, UNAM.
- Holly, F. (1975). *Two Dimensional Mass Dispersion in Rivers*. Fort Collins, CO.: Colorado State University.
- Hua, F., West, J., Barker, R., & Foster, C. (1999). Modelling of Chlorine Decay in Municipal Water Supplies. *Water Research* 31(12) , 2735-2746.
- Husband, P. S., Boxall, J. B., & Saul, A. J. (2008). Laboratory studies investigating the processes leading to discolouration in water distribution networks. *Water Research* , 42(16), 4309-4318.
- Islam, M. R., Chaudhry, H., & Clark, R. (1997). Inverse Modeling of Chlorine Concentration in Pipe Network under Dynamic Conditions. *Journal of Environmental Engineering* 123(10) , 1033-1040.
- Islam, M., & Chaudhry, M. (1998). Modeling of constituent transport in unsteady flows in pipe networks. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 124(11)* , 1115-1124.
- Kiene, L., Lu, W., & Levi, Y. (1998). Relative Importance of the Phenomena Responsible for Chlorine Decay in Drinking Water Distribution Systems. *Water Science Technology* 38 , 827-835.
- Koechling, M. (1998). *Assessment and Modeling Chlorine Reactions With Natural Organic Matter: Impact of source water quality and reaction conditions*. Ph. D. Dissertation: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati.

- Lansey, K., & Boulos, P. (2005). *Comprehensive Handbook on Water Quality Analysis for Distribution System*. Pasadena, California: MWH Soft, Inc.
- Leal, T. a. (1999). Trihalometanos en agua para consumo humano. *Ingeniería Hidráulica en México* , XIV (3), 29 - 35.
- Lee, B., & Deininger, R. (1992). Optimal locations of Monitoring Stations in Water Distribution System. *Journal of Environmental Engineering ASCE*, 118(1) , 4-16.
- Lee, Y. (2004). *Mass dispersion in intermittent laminar flow*. Cincinnati, Ohio: University of Cincinnati.
- Lee, Y., & Buchberger, S. (2001). Estimation of Dispersion in Unsteady Random Flow Conditions in Dead-end Pipes of Water Distribution System. *In Bridging the Gap: Meeting the word's Water and environmental Resources Challenges: Proceedings of the ASCE-EWRI Conference* , (págs. Section 1, Chapter 154).
- Leonard, B. (1991). The ULTIMATE Conservative Difference Scheme Applied to Unsteady One-dimensional Advection. *Computer Methods in Applied Mechanical Engineering* 88 , 17-74.
- Li, Z. (2006). *Network Water Quality Modeling with Stochastic Water Demands and Mass Dispersion*. PhD thesis: university of Cincinnati.
- Li, Z., & Buchberger, S. G. (2004). Effect of time scale on PRP random flows in pipe network. *Critical Transitions In Water And Environmental Resources Management* .
- Liou, C., & Kroon, J. (1987). Modeling the propagation of waterborne substances in distribution networks. *Journal American Water Works Association* , 79(11), pp. 54-58.
- Lu, C., Biswas, P., & Clark, R. M. (1995). Simultaneous Transport of Substrates, Desinfectants and Microorganisms in Water Pipes. *Water Research* 29(3) , 881-894.
- Males, R., Clark, R., Wehrman, P., & Gates, W. (1985). Algorithm for Mixing Problems in Water Systems. *Journal of Hydraulics Engineering, ASCE*, 111(2) , 206-219.
- McKenna, S. A., van Bloemen Waanders, B., Laird, C. D., Buchberger, S. G., Li, Z., & Janke, R. (2005). Source location inversion and the effect of stochastically varying demand. *Impacts of Global Climate Change; 2005 World water and environmental resources congress* (pág. 47). American Society of Civil Engineers: American Society of Civil Engineers.
- Menaia, J., Coelho, S. T., Lopes, A., Fonte, E., & Palma, J. (2003). Dependency of bulk chlorine decay rates on flow velocity in water distribution networks. *Water Science and Water Science and* , 3(1/2), 209-214.
- Moreno Trujillo, M. A. (2009). *Análisis Espectral del Consumo Domestico de Agua Potable*. Tesis de Maestría: Facultad de ingeniería, UNAM.

- Munavalli, G., & Kumar, M. (2004). Dynamics Simulations of Multicomponents reaction Transport in Water Distribution Systems. *Water Research* , 1971-1988.
- Neyman, J., & Scott, E. L. (1958). A statistical approach to problems of cosmology. *J. Royal Stat. Soc. Ser. B.* , Vol. 20, p. 1-43.
- Nikuradse, J. (1933). Stromungsgesetze in rauhen rohren. *VDI-Forschungsch* , 361.
- NOM-127-SSA1-1994. (s.f.). *Norma Oficial Mexicana "Modificación a la Norma Oficial Mexicana, Salud Ambiental. Agua para uso y consumo humano. Limites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización"*.
- Notter, R., & Sleicher, C. (1971). The Eddy Diffusivity in the Turbulent Boundary Layer Near a Wall. *Chemical Engineering Society*, 26 , 161-171.
- Ozdemir, O., & Ger, A. (1999). Unsteady 2-D Chlorine Transport in Water Supply Pipes. *Water Research* 32(11) , 3637-3645.
- Ozdemir, O., & Ucak, A. (1998). Simulation of Chlorine Decay in Drinking-Water Distribution Systems. *Journal of Environmental Engineering, ASCE*, 128(1) , 31-39.
- Pasha, F., & Lansey, K. (May 2005). Analysis of uncertainty of hydraulics and water quality. *Proceedings of the world ASCE Water and Environmental Resources Congress*. Anchorage AK.
- Pasha, M. F., & Lansey, K. (2010). Effect of parameter uncertainty on water quality predictions in distribution systems-case study. *Journal of Hydroinformatics* , 12(1), 1-21, doi:10.2166/hydro.2010.053.
- Pool, S., & Lansey, K. (May, 1997). Locating and Operating Disinfection Boosters in Water Networks. *Aesthetics in the Constructed Environment, Proceedings of the 24th Annual ASCE Conference on Water Resources Planning and Management*.
- Powell, J., Clement, J., Brandt, M. R., Holt, D., Grayman, W., & LeChevallier, M. (2004). *Predictive Models for Water Quality in Distribution Systems*. Denver, Colorado: USA. AWWARF Report 91023F.
- Powell, J., Hallam, N., West, J., Forster, C., & Simms, J. (2000). Factors Which Control Bulk Chlorine Decay Rates. *Water Research* 34(1) , 117-126.
- Reynolds, O. (1883). An Experimental investigation of the circumstances which determine whether the motion of water shall be direct or sinuous and of the law of resistance in parallel channels. *Philosophical transactions of the royal society* , 174, 935-982.
- Romero-Gomez, P., Li, Z., Choi, C., Buchberger, S. G., Lansey, K. E., & Tzatchkov, V. T. (2008). *Axial dispersion in a pressurized pipe under various flow conditions*. Kruger Park, South Africa: WDSA.

Rossman, L. A. (2000). *EPANET 2 user manual*. Cincinnati. EPA/600/R-00/057: United States Environmental Protection Agency.

Rossman, L. A., & Boulos, P. F. (1996). Numerical methods for Modeling Water Quality in Distribution Systems: a Comparison. *Journal of Water Resources Planning and management, ASCE, 122(2)* , 137-146.

Rossman, L. A., Brown, R., Singer, P., & Nuckols, J. (2001). DBP Formation kinetics in a Simulated Distribution System. *Water Research 35(14)* , 3483-3489.

Rossman, L. A., Clark, R. M., & Grayman, W. M. (1994). Modeling Chlorine Residuals in Drinking-Water Distributions Systems. *Journal of Enviromental Enginnering, ASCE 120(4)* , 803-820.

Rossman, L. (1993 b). The EPANET water quality model. *Integrated Computer Applications in Water Supply, Vol. 2, Research Studies Press* , 79-93.

Rossman, L., Boulos, P., & Altman, T. (1993). Discrete volume-element method for network water-quality models. *Journal of Water Resources Planning. and Management, ASCE* , 505-517.

Ryan, G., Mathes, P., Haylock, G., Jayaratne, A., Wu, J., Noui-Mehidi, N., y otros. (2008). *Particles in water distribution systems*. Salisbury, Australia: Cooperative Research Centre for Water Quality and Treatment, Research report 33.

Saldarriaga, J. G., Ochoa, S., Nieto, L., & Rodríguez, D. (2009). Methodology for the skeletonization of water distribution network models with demand aggregation. *CCWI 2009 'Integrating water systems', Sheffield* , 423-429.

Shang, F., Uber, J., & Polycarpou, M. (2002). A Particle Backtraking Algorithm for Water Distribution System Analisis. *Journal of Environmental Engineering, ASCE, 128(5)* , 441-450.

Slaats, P. G., Rosenthal, L. P., Siegers, W. G., van den Boomen, M., Beuken, R. S., & Vreeburg, J. H. (2003). *Processes involved in the generation of discolored water*. Denver, Co, USA: AWWARF Report 90966F.

Soto, G., & Guaycochea, D. (2007). *Curso taller de hidráulica aplicada al transporte de hidrocarburos líquidos por ducto*. México D.F.: UAM Azc.

Soto, G., & Guaycochea, D. (2007 2). *Fuandamentos de Hidráulica*. México DF.: División de Ciencias Basicas e Ingeniería, UAM Azc.

Sung, w., Reilley-Matthews, B., O'Day, D. K., & Horrigan, K. (2000). Modelling DBP Formation. *Journal of the American Water Waokrs Association 92(5)* , 53-63.

Swamee, P., & Jain, A. (1976). Explicit equations for pipe flow problems. *Journal of hydraulic engineering, ASCE* , 102, 657-664.

- Taylor, G. (1953). Dispersion of Soluble Matter in Solvent Flowing Slowly through a Tube. *Proceedings of the Royal Society of London Series A, Mathematical and Physical Sciences* , 219(1137), 186-203.
- Tryby, M., & Uber, J. (2001). Representative Water Quality Sampling in Water Distribution Systems. *Bridging the Gap: Meeting the World's Water and Environmental Resources Challenges, In Proceedings of the ASCE annual Conference on Water Resources Planning and Management, Section I, Chapter 3.*
- Tzatchkov, V. G., & Arreguín, F. I. (1996). Modelo de la Calidad del Agua en Redes de Distribución con Flujo Permanente. *Ingeniería Hidráulica en México* , XI (1), 61-70.
- Tzatchkov, V. G., Aldama, Á. A., & Arreguín Cortés, F. I. (2000). Modelación numérica de la advección y dispersión de solutos en redes de distribución de agua potable. *Ingeniería hidráulica en México* , XV (3), 101-115.
- Tzatchkov, V. G., Aldama, A. A., & Arreguin, F. I. (2002). Advection-dispersion-reaction modeling in water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* , 131(3), 334-342.
- Tzatchkov, V., Alcocer-Yamanaka, V. H., Arreguin, F. I., & Feliciano, D. (2005). Medición y Caracterización estocástica de la Demanda instantanea de Agua Potable. *Ingeniería Hidráulica en México* , 67-76.
- Tzatchkov, V., Aldama, Á. A., & Arreguín, F. I. (Septiembre-Diciembre de 2000). Modelación numérica de la advección y dispersión de solutos en redes de distribución de agua potable. *Ingeniería Hidráulica en México* , 101-115.
- Vasconcelos, J., Rossman, L., Grayman, W., Boulos, P., & Clark, R. (1997). Kinetics of Chlorine Decay. *Journal of the American Water Works Association* 89(7) , 54-65.
- Vogelaar, A. J., & Blokker, E. J. (2010). *Particle Sediment Modelling. Test and analysis of programme WQDMTB v4.3.* Nieuwegein: KWR, BTO 2010.011.
- Vreeburg, J. H. (2007). *Discolouration in drinking water systems: a particular approach.* thesis report.
- Vreeburg, J. H., & Boxall, J. B. (2007). Discolouration in potable water distribution systems: A review. *Water Research* , 41(3), 519-529.
- Wood, D. J., & Ormsbee, L. E. (1989). Supply Identification for Water Distribution Systems. *Journal of the American Water Works Association* 81 , 74-80.
- Zhang, W., Miller, C., & DiGiano, F. (2004). Bacterial Regrowth Model for Water Distributions Systems Incorporating Alternating Split-Operator Solution Technique. *Journal of Environmental Engineering, ASCE* 130(9) , 932-941.

15 Índice de Ilustraciones

Ilustración 1.1 Variación horaria de la demanda para distintas ciudades de México (Conagua, 2007).....	15
Ilustración 1.2 Comportamiento real de la demanda para 3 usuarios(Blokker M. , 2010)	15
Ilustración 5.1 Variación de la velocidad con la profundidad en el tiempo en un fluido en movimiento. La pendiente de los perfiles de velocidad se relaciona con la viscosidad del fluido.	38
Ilustración 5.2 El llenado del tanque t (figura superior) y t+Δt (figura inferior). A lo largo del tiempo, la masa (m_{entra}) entra en el volumen de control y la masa (m_{sale}). Durante este periodo, el nivel del tanque cambia. ...	39
Ilustración 5.3 Velocidad instantánea y media de la distribución de flujo laminar en el que la distribución de la velocidad es constante.	46
Ilustración 5.4 Velocidad instantánea y el perfil promedio en el flujo turbulento. El perfil de la velocidad varía continuamente.	46
Ilustración 5.5 El diagrama de Moody.(Soto & Guaycochea, 2007 2).....	48
Ilustración 5.6 Típica forma curva de la bomba para un funcionamiento en diferentes diámetros de descarga	54
Ilustración 6.1 Nodo de conexión con tres entradas y tres extracciones.....	58
Ilustración 6.2 Sistema de cloración por medio de gas.....	60
Ilustración 6.3 Diablos de poliéster, puede ser de espuma desnuda o cubierto con un material de poliuretano, puede tener un recubrimiento en espiral de poliuretano, cepillos de diversos materiales o de carburo de silicio para mejorar la capa de lavado de la pared (http://www.indiamart.com/vp-engineers/pipeline-accessories.html).	62
Ilustración 6.4 Movimiento de un diablo con la velocidad media del flujo a través de la tubería. (http://www.pipingguide.net/2008/11/introduction-to-pipeline-pigging-2.html).	62
Ilustración 6.5 transporte por advección de un soluto inyectado al principio a la izquierda en el tiempo t. La duración del pulso de entrada es Δi. La masa se mueve con el líquido con la misma longitud a través de toda la tubería. La parte delantera del pulso alcanza el extremo inferior del tubo en el tiempo t + τ, donde τ es el tiempo de viaje en la tubería.	63
Ilustración 6.6 Experimentos de Reynolds de propagación de tinte para (a) laminar, (b) transición y (c) totalmente el flujo turbulento.	66
Ilustración 6.7 Difusión molecular dentro de un tubo (a), como lo demuestra una gota de colorante en tres momentos diferentes. La gota se expande a medida que viaja con el flujo (advección). (b) El flujo en tuberías en un instante en el tiempo con remolinos resultantes de la difusión turbulenta.	67
Ilustración 6.8 La distribución de velocidades en flujo laminar muestra que las velocidades más altas se encuentran en el centro de la tubería y esto hará que los solutos en esas aguas lleguen a lugares intermedios antes que los que se encuentran cerca de la pared de la tubería.	69
Ilustración 6.9 Sección de tubo con concentraciones de entrada y salida.....	75
Ilustración 6.10 Gráfico de Michaelis-Menton. Velocidad de crecimiento en función de la concentración	80
Ilustración 6.11 Esquema de los procesos y las interacciones entre los componentes. Los modelos de investigación han representado las líneas continuas. Los productos de desinfección no se han incluido en las formulaciones hasta la fecha.	82
Ilustración 6.12 Forma de cuatro funciones de decaimiento (Conagua, 2007).....	83
Ilustración 6.13 Zonas de reacción dentro de un tubo (adaptado de EPANET, 2000)	84
Ilustración 6.14 Gráficos para definir la relación que siguen las funciones de decaimiento/aumento de (a) orden cero, (b) primer orden y (c) segundo orden.	87
Ilustración 6.15 Representación gráfica del método diferencial para la determinación del orden de reacción y el coeficiente, La derivada resuelta numéricamente se grafica contra el tiempo como un histograma (a). Una curva se ajusta a los datos para suavizar los resultados garantizando al mismo tiempo que las áreas bajo la	

curva dibujada y el histograma sean los mismos. El logaritmo del gradiente ajustado y de la concentración son graficados en (b). La mejor línea de ajuste se determina a través de regresión.	88
Ilustración 6.16 Representación de Lineweaver-Burk para comprobar la reacción de Michaelis-Menton y la determinación de los coeficientes de reacción.	88
Ilustración 7.1 Ejemplo de red para contribución de fuentes y edad del agua con el sistema de numeración original de nodos. La dirección del flujo está dada por la flecha.	101
Ilustración 7.2 Clasificación de la red ejemplo. Las líneas discontinuas corresponden a las tuberías que se remueven durante las cuatro etapas (a-d). Los nodos están etiquetados en rojo a medida que se retiran.	102
Ilustración 8.1 Relación entre el análisis hidráulico y de calidad del agua	120
Ilustración 8.2 Diferencias finitas del espacio-tiempo de la red de tuberías. Un tubo se divide en segmentos de tubería con una longitud (Δx). Si se conocen las concentraciones en el tiempo t , la calidad del agua se calcula en el tubo para la posición x y el tiempo $(t+\Delta t)$ utilizando la información de los puntos $(x-\Delta x)$, (x) y $(x+\Delta x)$ en el tiempo t . El paso intermedio inferior en el tiempo $(t+\Delta t/2)$ y la ubicación $(x+\Delta x/2)$ se puede calcular con la información de la ubicación (s) y $(x-\Delta x)$ en el tiempo t (líneas discontinuas). Del mismo modo, el tiempo $(t+\Delta t/2)$ en la posición $(x+\Delta x/2)$ también se puede calcular. La concentración en el tiempo $(t+\Delta t)$ y la ubicación x pueden ser evaluadas en la etapa media superior. Como se describe en el texto, las ecuaciones se escriben directamente para la concentración final.	123
Ilustración 8.3 Pasos de cálculo del método de volumen discreto (Rossman, L., Boulos, P., 1996).....	125
Ilustración 8.4a Reduciendo el número de elementos de la tubería. El tubo superior, con los elementos indicados por números, representa la tubería en el período 1, mientras que el tubo inferior muestra los cambios en el período 2. Con velocidades más altas, el número de elementos de tubería es 7, durante el período de 1 y 4 durante el período 2. La masa constituyente se transfiere a los nuevos elementos a través de un promedio ponderado. El elemento A recibe la masa constituyente del elemento 1 más 0.75 $(= ((0.25 - (1/7)) / ((1/7)))$) de la masa constituyente en el elemento 2. Una proporción similar se puede calcular para los demás elementos.	125
Ilustración 9.1 Ubicación del sitio de aplicación.....	136
Ilustración 9.2 Ubicación de captaciones y tanques	137
Ilustración 9.3 Evolución de caudal sobre la línea de conducción de 18 pulgadas durante los días del 19 al 22 de agosto de 2003 (Alcocer-Yamanaka V. H., Flujo Estocástico y Transporte en Redes de Distribución de Agua Potable, 2007)	138
Ilustración 9.4 Puntos de medición en las dos regiones	139
Ilustración 9.5 Curva de decaimiento de concentración de cloro por reacción con el volumen de agua, k_b (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).....	141
Ilustración 9.6 Red de distribución de la zona Humaya digitalizada dentro del sistema EPANET® (Hernández Padrón, 2009)	144
Ilustración 9.7 Ubicación en la red de nodos y tramos analizados (Albornoz, 2011).....	144
Ilustración 9.8 Curva de variación horaria de la demanda para la República Mexicana (Conagua, 2007)	145
Ilustración 9.9 Presión en los Nodos 165 y 654 para el escenario empleando la Curva de Variación Horaria de la Demanda y el programa EPANET	146
Ilustración 9.10 Metodología utilizada en el desarrollo del trabajo (Alcocer-Yamanaka V. H., Flujo Estocástico y Transporte en Redes de Distribución de Agua Potable, 2007)	149
Ilustración 9.11 Ejemplo de series sintéticas generadas para distintos niveles socioeconómicos	153
Ilustración 9.12 Presión en el Nodo 165 para el escenario empleando las series sintéticas generadas y el programa EPANET	153
Ilustración 9.13 Espectros de las series sintéticas generadas para las casas 04, 19, 43, 45, y 51 con consumo medio, (Moreno Trujillo, 2009).....	155
Ilustración 9.14 Espectros de las series sintéticas generadas para las casas 01, 16, 38, 47, y 57 con consumo bajo, (Moreno Trujillo, 2009).....	155
Ilustración 9.15. Representación del fenómeno de enmascaramiento o aliasing, (Moreno Trujillo, 2009)....	156

Ilustración 9.16 Frontera que define los procesos de agregación y desagregación temporal obtenida a partir de espectros (Moreno Trujillo, 2009).....	157
Ilustración 9.17 Ejemplo de series sintéticas agregadas temporalmente para distintos niveles socioeconómicos	158
Ilustración 9.18 Presión en el nodo 165 considerando la agregación temporal de 30 minutos(Albornoz, 2011)	159
Ilustración 9.19 Caudal en la tubería 2957 considerando la agregación temporal de 30 minutos(Albornoz, 2011).....	159
Ilustración 9.20 Agregación espacial considerando las reglas 1, 6, y 7 (Albornoz, 2011)	161
Ilustración 9.21 Agregación espacial considerando las reglas 3, 4 y 5 (Albornoz, 2011)	162
Ilustración 9.22 Agregación espacial considerando la regla 8 (Albornoz, 2011)	162
Ilustración 9.23 Agregación espacial considerando la regla 9 (Albornoz, 2011)	163
Ilustración 9.24 Ocho patrones de consumo a agregar	165
Ilustración 9.25 Patrón resultante que se asigna al nodo 162	166
Ilustración 9.26 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 1475 considerando agregación por zona y nivel 1(Albornoz, 2011)	167
Ilustración 9.27 Patrón de la demanda introducido en el nodo 1475 considerando zonas de agregación en el nivel 1(Albornoz, 2011).	167
Ilustración 9.28 Caudal en la tubería 2957 considerando nivel 1 de agregación por zona	168
Ilustración 9.29 Presión en el nodo 3013 considerando nivel 1 de agregación por zona.....	168
Ilustración 9.30 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 1356, considerando agregación por zona y nivel 2	169
Ilustración 9.31 Patrón de la demanda introducido en el nodos 1356 considerando zonas de agregación en el nivel 2(Albornoz, 2011).	170
Ilustración 9.32 Caudal en la tubería 2957 considerando nivel de agregación 2 por zonas(Albornoz, 2011)	170
Ilustración 9.33 Presión en el nodo 3013 considerando nivel 2 de agregación por zona.....	171
Ilustración 9.34 Nodos cuyo consumo se agrega a los nodos 3013 y 832, considerando nivel tres de agregación por zona(Albornoz, 2011).	171
Ilustración 9.35 Patrones de la demanda introducidos en los nodos 3013 y 832 considerando el nivel 3 de agregación por zona (Albornoz, 2011).	172
Ilustración 9.36 Caudal en la tubería 2957 considerando nivel de agregación 3 por zonas (Albornoz, 2011)	172
Ilustración 9.37 Presión en el nodo 3013 considerando nivel 3 de agregación por zona(Albornoz, 2011). ...	173
Ilustración 9.38 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 141, después de la agregación considerando el punto de equilibrio en el nivel 1(Albornoz, 2011).....	174
Ilustración 9.39 Curvas de la demanda de los nodos de agregación 141 y 1475, después de la agregación considerando el punto de equilibrio en el nivel 1(Albornoz, 2011)	174
Ilustración 9.40 Presión en el nodo 165, considerando el punto de equilibrio, nivel 1 de agregación(Albornoz, 2011).....	175
Ilustración 9.41 Caudal en la tubería 2957 considerando el punto de equilibrio y el nivel 1 de agregación(Albornoz, 2011).....	175
Ilustración 9.42 Presión en el nodo 3013, considerando el punto de equilibrio, nivel 1 de agregación (Albornoz, 2011).	176
Ilustración 9.43 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 219, considerando el punto de equilibrio en el nivel 2	177
Ilustración 9.44 Patrones de la demanda introducidos en los nodos 219 y 1356 considerando el punto de equilibrio y nivel 2 de agregación (Albornoz, 2011).....	177
Ilustración 9.45 Presión en el nodo 165 considerando el punto de equilibrio y nivel 2 de agregación(Albornoz, 2011).....	178
Ilustración 9.46 Caudal en la tubería 2957 considerando el punto de equilibrio y el nivel 2 de agregación (Albornoz, 2011)	179

Ilustración 9.47 Nodos cuyo consumo se agrega al nodo 3013 y 832 considerando el punto de equilibrio y nivel 3 de agregación (Albornoz, 2011).	179
Ilustración 9.48 Patrones de la demanda introducidos en los nodos 3013 y 832 considerando el punto de equilibrio y nivel 3 de agregación (Albornoz, 2011).	180
Ilustración 9.49 Caudal en la tubería 2957 considerando el punto de equilibrio y el nivel 3 de agregación (Albornoz, 2011).	180
Ilustración 9.50 Presión en el nodo 3013 considerando el punto de equilibrio y nivel 2 de agregación(Albornoz, 2011).	181
Ilustración 10.1 Puntos de medición en el sector Humaya (Alcocer-Yamanaka V. H., 2007)	185
Ilustración 10.2 Modelo de la Red para CVHD	187
Ilustración 10.3 Opciones de tiempo para la simulación para CVHD	187
Ilustración 10.4 Curva de Variación Horaria de la Demanda	187
Ilustración 10.5 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando CVHD	188
Ilustración 10.6 Dispersión los de resultados calculados contra los datos medidos en campo en la red principal, utilizando CVHD	189
Ilustración 10.7 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria, utilizando CVHD	190
Ilustración 10.8 Dispersión de resultados calculados contra los datos medidos en campo para la red secundaria, utilizando CVHD	190
Ilustración 10.9 Opciones de tiempo para a simulación considerando series sintéticas NSRPM	191
Ilustración 10.10 Patrones de demanda calculados con NSRPM para distintos niveles socioeconómicos	191
Ilustración 10.11 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando series sintéticas NSRPM	192
Ilustración 10.12 Dispersión los de resultados calculados contra los datos medidos en campo en la red principal, utilizando series sintéticas NSRPM	193
Ilustración 10.13 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM	194
Ilustración 10.14 Dispersión de resultados calculados contra los datos medidos en campo para la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM	194
Ilustración 10.15 Opciones de tiempo para la simulación, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente	195
Ilustración 10.16 Patrones de demanda calculados con NSRPM y agregados a 30 minutos	195
Ilustración 10.17 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente	196
Ilustración 10.18 Dispersión los de resultados calculados contra los datos medidos en campo en la red principal, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente	197
Ilustración 10.19 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente	198
Ilustración 10.20 Dispersión de resultados calculados contra los datos medidos en campo para la red secundaria, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente	198
Ilustración 10.21 Grafico resumen de resultados en la red principal	199
Ilustración 10.22 Grafico resumen de resultados en la red secundaria	200
Ilustración 11.1 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada utilizando CVHD	202
Ilustración 11.2 Ubicación del nodo 1518 (ID 20)	203
Ilustración 11.3 a) Demanda en el nodo 1518, b) Concentración de cloro en el nodo 1518 y c) velocidad de flujo en la tubería 1723 para CVHD	204
Ilustración 11.4 Variación del consumo de la casa "Internacional" el 24 de agosto de 2003 (Alcocer-Yamanaka, V., et al., 2003)	204

Ilustración 11.5 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando las series sintéticas obtenidas por NSRPM	205
Ilustración 11.6 a) Demanda en el nodo 1518, b) Concentración de cloro en el nodo 1518 y c) velocidad de flujo en la tubería 1723 con NSRPM.....	206
Ilustración 11.7 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada, utilizando NSRPM con agregación a 30 minutos	207
Ilustración 11.8 a) Demanda en el nodo 1518, b) Concentración de cloro en el nodo 1518 y c) velocidad de flujo en la tubería 1723 con NSRPM y agregación a 30 minutos.....	208
Ilustración 11.9 Comparación de los resultados obtenidos en los tres modelos (No hay datos medidos en campo para compararlos con estos resultados).....	209
Ilustración 11.10 Comparación de los resultados obtenidos en los tres modelos con respecto de las mediciones en campo	209
Ilustración 11.11 Dispersión de los resultados obtenidos en los tres modelos	210
Ilustración 11.12 Distribución de la concentración para el día 6 a las 6:59 PM.....	210
Ilustración 11.13 Puntos con niveles bajos de concentración en la red	211
Ilustración 11.14 Ubicación de los puntos de medición en la zona norte.....	212
Ilustración 11.15 Ubicación de los puntos de medición en la zona sur	212
Ilustración 11.16 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria considerando demanda estocastica	213
Ilustración 11.17 a) Número de viviendas asignadas a cada nodo, b) Distribución de predios	214
Ilustración 11.18 Edad del agua para el tramo de interés	214
Ilustración 11.19 Asignación de la demanda Base	215
Ilustración 11.20 Detalle de ubicación del nodo 398.....	215
Ilustración 11.21 Dispositivo de ensaye	216
Ilustración 11.22 Comportamiento del soluto dentro de la tubería a lo largo del tiempo	217
Ilustración 11.23 a) Flujo cero en la tubería de 25.4 mm, b) Se ingresa la mezcla de agua, cloro y trazador, c) La mezcla avanza a lo largo de la tubería por efecto de la difusión molecular d) Distribución a lo largo de toda la tubería.....	218
Ilustración 11.24 Resultados del experimento.....	219
Ilustración 11.25 Arreglo para el ejemplo	219
Ilustración 11.26 Concentración a lo largo de la tubería del ejemplo.....	220
Ilustración 11.27 Concentración al inicio y al fin de la tubería, considerando flujo cero.....	220
Ilustración 11.28 Tramo de tubería discretizado	220
Ilustración 11.29 Difusión molecular entre segmentos del modelo.....	221
Ilustración 11.30 Descripción de las zonas para el segmento n	222
Ilustración 11.31 Resultados del ejemplo a lo largo de la tubería	223
Ilustración 11.32 Resultados considerando una velocidad $V_{DM} = 1$ cm/s	224
Ilustración 11.33 a) Flujo laminar en la tubería de 76.2 mm, b) Se ingresa la mezcla de agua, cloro y trazador, c) La mezcla avanza a lo largo de la tubería por efecto de la difusión molecular d) Distribución a lo largo de toda la tubería	225
Ilustración 11.34 a) Flujo laminar en la tubería de 25.4 mm, b) Se ingresa la mezcla de agua, cloro y trazador, c) La mezcla avanza a lo largo de la tubería por efecto de la difusión molecular d) Distribución a lo largo de toda la tubería	225
Ilustración 11.35 Resultados de la prueba para tubería de 25.4 mm	226
Ilustración 11.36 Resultados de la prueba para tubería de 76.2 mm	227
Ilustración 11.37 Concentración instantánea a lo largo de la tubería para distintos tiempos	228
Ilustración 11.38 Concentración calculada el tres partes de la tubería a lo largo del tiempo	228
Ilustración 11.39 Tramo de tubería discretizado	229
Ilustración 11.40 Avance del soluto con respecto de los segmentos	230

Ilustración 11.41 Concentración inicial en el segmento $n-2$	230
Ilustración 11.42 Distribución de la concentración en el tiempo $i+1$	231
Ilustración 11.43 Difusión molecular entre segmentos del modelo.....	231
Ilustración 11.44 Comparación entre los resultados obtenidos de las simulaciones.....	233
Ilustración 11.45 Comparación de los resultados obtenidos de las simulaciones.....	233
Ilustración 12.1 Comparación de los resultados obtenidos en los tres modelos con respecto de las mediciones en campo	235
Ilustración 12.2 Dispersión de los resultados obtenidos en los tres modelos	235
Ilustración 12.3 Dispersión de los resultados obtenidos en los tres modelos a) Considerando CVHD b) Considerando NSRPM c) Considerando NSRPM y agregación temporal	236
Ilustración 12.4 Serie sintética generada con NSRPM	236
Ilustración 12.5 Presión calculada para el nodo 10506 considerando series sintéticas NSRPM a un minuto	237
Ilustración 12.6 Serie sintética generada con NSRPM y agregada temporalmente	237
Ilustración 12.7 Presión calculada para el nodo 10506 considerando series sintéticas NSRPM agregadas a 30 minutos.....	238
Ilustración 12.8 Comparación de la concentración medida con respecto de la calculada en la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM.....	238
Ilustración 12.9 Dispersión de resultados calculados contra los datos medidos en campo para la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM.....	239
Ilustración 12.10 a) Número de viviendas asignadas a cada nodo, b) Distribución de predios	239

16 Índice de Tablas

Tabla 4.1 Software de simulación hidráulica y calidad del agua aplicada a redes de distribución disponible en el mundo, [Doe y Duncan, 2003]	29
Tabla 5.1 Resumen de las propiedades del agua.(Soto & Guaycochea, Curso taller de hidráulica aplicada al transporte de hidrocarburos líquidos por ducto, 2007)	35
Tabla 5.2 Propiedades físicas del agua en unidades SI(Soto & Guaycochea, 2007 2)	36
Tabla 5.3 Propiedades físicas del agua en unidades inglesas(Soto & Guaycochea, 2007 2).....	37
Tabla 5.4 Términos de la ecuación Ec. 22.....	43
Tabla 5.5 Ecuaciones para calcula el factor de fricción para la ecuación de Darcy-Weisbach	49
Tabla 5.6Rugosidad absoluta para algunos materiales(Soto & Guaycochea, 2007 2).....	49
Tabla 5.7 Coeficientes de rugosidad para tubería nueva	51
Tabla 5.8 Coeficientes de pérdida de componentes comunes (Soto & Guaycochea, Curso taller de hidráulica aplicada al transporte de hidrocarburos líquidos por ducto, 2007)	53
Tabla 6.1 Impacto de los mecanismos de transporte alternativos en las direcciones radial y longitudinal (Lansley & Boulos, 2005)	70
Tabla 6.2problemas de calidad de agua asociados a la edad de agua (de EPA/AWWA White paper (http://www.epa.gov/safewater/tcr/pdf/waterage.pdf)).....	72
Tabla 6.3 Tipos de reacción y formas matemáticas (Lansley, K., Boulos, P., 2005)	74
Tabla 6.4 Resumen de las soluciones para las ecuaciones de reacción (Lansley & Boulos, 2005).....	82
Tabla 6.5 Parámetros determinados a partir del análisis de los datos de concentración para órdenes de reacción diferentes	86
Tabla 6.6 Coeficientes de decaimiento para el cloro, reportados (Lansley & Boulos, 2005).....	90
Tabla 6.7 Coeficientes de reacción con la pared para diferentes ecuaciones de pérdida de carga.....	95
Tabla 7.1 Características de tuberías y datos hidráulicos, por ejemplo, la calidad del agua en estado estacionario.....	101
Tabla 7.2 Secuencia de nodos y tuberías removidas y tubos conectados a los nodos ascendentes de la Ilustración 7.1	103
Tabla 9.1 Concentración inicial de cloro en puntos del sector Humaya	140
Tabla 9.2 Valores del coeficiente total de decaimiento k calculados con la Ec. 144.....	142
Tabla 9.3 Obtención de valores del coeficiente de reacción con las paredes de la tubería, kw.	143
Tabla 9.4 Descripción de cada paso de la metodología utilizada (Albornoz, 2011).....	149
Tabla 9.5 Bloques horarios para el análisis de consumos registrados (Hernández Padrón, 2009)	151
Tabla 9.6 Rango de búsqueda para obtener los parámetros del modelo Neyman-Scott(Hernández Padrón, 2009).....	151
Tabla 9.7 Resumen de la frontera obtenida de los espectros para cada horario dividido por consumo, Moreno, 2009.....	156
Tabla 9.8 Agregación de 8 patrones de consumo para generar el patrón de demanda del nodo 162.....	164
Tabla 9.9 Nodos de agregación considerando agregación por zonas en el nivel 1 (Albornoz, 2011)	166
Tabla 9.10 Nodos de agregación empleados en el nivel 2 de agregación, considerando agregación por zona(Albornoz, 2011).....	169
Tabla 9.11 Nodos de agregación empleados en el nivel 1, considerando el punto de equilibrio(Albornoz, 2011).....	173
Tabla 9.12 Nodos de agregación empleados en el nivel 2 de agregación, considerando el punto de equilibrio(Albornoz, 2011).....	176
Tabla 10.1 Concentración inicial de cloro en puntos de la red principal del sector Humaya(Alcocer-Yamanaka V. H., 2007).....	186
Tabla 10.2 Concentración inicial de cloro en puntos de la red secundaria del sector Humaya	186

Tabla 10.3 Comparación de resultados en la red principal utilizando CVHD.....	188
Tabla 10.4 Comparación de resultados en la red secundaria, utilizando CVHD	189
Tabla 10.5 Comparación de resultados en la red principal, utilizando series sintéticas NSRPM.....	192
Tabla 10.6 Comparación de resultados en la red secundaria, utilizando series sintéticas NSRPM.....	193
Tabla 10.7 Comparación de resultados en la red principal, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente	196
Tabla 10.8 Comparación de resultados en la red secundaria, utilizando series sintéticas agregadas temporalmente	197
Tabla 10.9 Resumen de resultados de la simulación en la red principal	199
Tabla 10.10 Resumen de resultados de la simulación en la red secundaria.....	200
Tabla 11.1 Obtención de valores del coeficiente de reacción con las paredes de la tubería, kw.	202
Tabla 11.2 Concentración inicial de cloro en puntos de la red secundaria del sector Humaya	211
Tabla 11.3 Comportamiento de la calidad del agua en el nodo 383	216
Tabla 11.4 Resultados de la prueba	218
Tabla 11.5 Concentración para los primeros 10 intervalos de tiempo.....	223
Tabla 11.6 Velocidad de flujo en las tuberías de la prueba	224
Tabla 11.7 Resultados de la prueba para tubería de 25.4 mm	226
Tabla 11.8 Resultados de la prueba para tubería de 76.2 mm	226
Tabla 11.9 Ingreso de cloro en el tramo	227
Tabla 11.10 Resultados para los primeros 480 segundos en los primeros 10 elementos.....	232