



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

## PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

“FLUJO ESTOCÁSTICO Y TRANSPORTE  
EN REDES DE DISTRIBUCIÓN  
DE AGUA POTABLE”

**T E S I S**

**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE :**

**DOCTOR EN INGENIERÍA  
HIDRÁULICA**



P R E S E N T A:

**VÍCTOR HUGO ALCOCER YAMANAKA**

2007

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Felipe I. Arreguín Cortés

Secretario: Dr. Álvaro Aldama Rodríguez

Vocal: Dr. Velitchko Tzatchkov

1er. Suplente: Dr. Steven G. Buchberger

2do. Suplente: Dr. Óscar Fuentes Mariles

Cuernavaca, Morelos, UNAM, Campus Morelos

**TUTOR DE LA TESIS:**

**DR. VELITCHKO TZATCHKOV**

---

## **OBJETIVO**

Desarrollo y validación de un método de simulación que permita obtener la variación estocástica de los consumos instantáneos de agua potable, a través de técnicas de desagregación temporal.

## **HIPÓTESIS**

- Introducir el consumo intradomiciliario en los nodos de una red como un proceso estocástico permitirá obtener mejores resultados (disminuir la incertidumbre) en las actividades relacionadas con la calibración y simulación hidráulica en las redes de distribución en servicio.
- Los consumos podrán ser representados mediante pulsos rectangulares, con un tiempo de inicio, una duración y una intensidad aleatorias.
- El modelo estocástico supone que existe independencia entre las duraciones e intensidades de cada uno de los pulsos generados, así como entre dichas variables y la ocurrencia de pulsos a lo largo del día.
- Para poder simular los consumos instantáneos de agua de usuarios individuales, (generación de series sintéticas de consumo), se deberán obtener parámetros estadísticos específicos como son: frecuencia, intensidad promedio, duración media y la varianza de estos dos últimos.
- En el cálculo de los parámetros estadísticos empleados para la generación de series de consumo, se validarán los métodos de desagregación espacial y temporal, de Neyman-Scott. A partir de ello se podrán realizar mediciones de consumo con diferente intervalo de registro.
- Aplicar escalas de tiempo menores durante los procesos de simulación, permitirá conocer con mayor resolución los tiempos de residencia del agua dentro de las tuberías y los fenómenos que ahí se derivan como son el estancamiento (velocidad igual a cero).
- A través de técnicas como la transformada rápida de Fourier (FFT) y su transformada discreta (DFT) es posible obtener espectros de las señales originadas por el consumo doméstico y a partir de ahí definir el intervalo óptimo de registro de medición.

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar mi trabajo doctoral a las personas que más han contribuido en el desarrollo de este trabajo.

Inicialmente te agradezco mucho Sara por tu enorme amor y paciencia, para lograr que este proyecto personal pudiera concretarse. Sin ti, nada esto podría lograrlo, has sido día con día un gran apoyo, espero poder retribuirte todos y cada uno de los momentos que has sacrificado, gracias por todo mi amor.

A mis padres que siempre me han apoyado, ojala y en esta vida pudiera recompensarles lo que me han dado. A mi hermano Carlos y su esposa Karla por el apoyo y palabras de aliento.

Quiero dedicar también la presente tesis, a quienes me hacen sentir honrado de pertenecer a su hermosa familia: Familia Hernández-García, especialmente a la Sra. Amalia García, la cual la considero un ejemplo a seguir en mi vida. A todos y cada uno de ustedes, los cuales aprecio y quiero mucho, dedico también esta presente tesis.

También quiero extender mi dedicatoria a dos personas las cuales admiro y aprecio mucho desde el punto de vista profesional y personal: Dr. Felipe Arreguín Cortés y el Dr. Velitchko Tzatchkov. Al Dr. Velitchko por su enorme paciencia y sabiduría, le agradezco por iniciarme por el camino de la investigación, espero y siga teniendo la paciencia que hasta ahora ha tenido para transmitirme parte de sus conocimientos los cuales son muy amplios y a la vez agradecerle por todas sus observaciones, yo sé Doctor que son para mi bien. Al Dr. Arreguín por sus valiosos consejos, por la oportunidad de creer en mí para iniciarme en el mundo profesional y en específico de la hidráulica, nada de esto sería posible sin el gran apoyo y confianza que ha depositado en mí. También agradecerle por invitarme y formarme en el camino de la docencia y ver con su ejemplo, la devoción que le dedica a ello. Finalmente le agradezco por todo el apoyo que me ha brindado en mi vida tanto personal como profesional, espero nunca defraudarlo.

Al Dr. Álvaro Aldama Rodríguez por sus consejos en temas dedicados al Análisis de Fourier, por todas y cada una de sus clases, que me impartió en la maestría y en el doctorado, por forzarme a sacar mas de mí como persona y como ingeniero y por permitirme colaborar con usted en el desarrollo de trabajos de investigación.

Al Dr. Nahún García Villanueva por todo el apoyo brindado y las facilidades para el desarrollo de este trabajo doctoral, muchas gracias doctor por apoyarme en los momentos más difíciles de este trabajo, se lo agradezco mucho.

Al Dr. Oscar Fuentes Mariles por sus recomendaciones técnicas durante el desarrollo del trabajo, por su gran accesibilidad, respeto y profesionalismo, además de sus valiosos consejos durante el desarrollo de este proyecto.

Al Dr. Gabriel Echávez Aldape por sus consejos en temas técnicos y de la vida misma, muchos de nosotros lo vemos como un ejemplo a seguir.

Al Dr. Steven Buchberger por impulsarme y comprometerme a realizar un trabajo doctoral sobresaliente, de recibirme en sus instalaciones de la Universidad de Cincinnati, invitarme a los congresos sobre redes de distribución que anualmente organiza y finalmente por ayudarme a tratar de entender el mundo de modelación estocástica del consumo del cual es usted pionero mundial.

A todos ustedes muchas gracias...

## **AGRADECIMIENTOS**

Se reconoce el apoyo de la Junta de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Culiacán, Sinaloa, JAPAC, en actividades relacionadas con la medición en campo, especialmente a: Ingenieros Joel Félix Díaz, Alfonso Olmeda, Rubén Servín, Manuel Luna, Blas Reyes, Jorge Beltrán, Giovanni Saraco, y en general a todo el personal de la Gerencia de Operación del propio organismo.

Se agradece al Dr. Zhiwei Li de la Universidad de Cincinnati, EUA, por su excelente disposición al brindarnos la nueva versión del modelo PRPsym. Además se reconoce la colaboración de M.Sc. Gayatri Nadimpalli al facilitarnos un informe técnico sobre la estimación de parámetros.

Al Dr. Rafael García Bartual de la Universidad Politécnica de Valencia por sus valiosos comentarios en la aplicación de procesos estocásticos.

Se agradece al M.I. Alexis Espinosa Gayosso por su invaluable apoyo en temas dedicados al análisis de Fourier y sus aplicaciones.

Mi gratitud al Dr. Vicente García de la Universidad Politécnica de Valencia por su entera disposición de intercambio de material relacionado con la modelación estocástica del consumo doméstico.

Agradezco el apoyo por el M.I. Víctor Bourguett Ortiz por el tiempo brindado y sus valiosos consejos.

Finalmente mi reconocimiento a los revisores anónimos de los artículos realizados a partir de la presente tesis.

## Publicaciones y distinciones derivadas de la presente tesis

Con arbitraje (Science Citation Index):

- 1) **Alcocer-Yamanaka, Y. V.**, Tzatchkov, V., Arreguín, C. F. (2004). “Modelación del cloro en redes de distribución”. Revista Ingeniería Hidráulica en México. Volumen XIX, número 2. Abril-Junio 2004
- 2) Tzatchkov, V., **Alcocer-Yamanaka, Y. V.**, Arreguín, C. F., Feliciano, G. (2005). “Medición y caracterización estocástica de la demanda instantánea de agua potable”. Revista Ingeniería Hidráulica en México, volumen XX, núm.1, enero-marzo 2005.
- 3) **Alcocer-Yamanaka, V.**, Tzatchkov, V., García-Bartual, R., Buchberger, S., Arreguín, F., León, T. (2008). “Estimación de parámetros del consumo instantáneo de agua potable de lecturas acumuladas”, volumen XXIII, número 3, julio-septiembre 2008.

Premios:

- **Premio Nacional de Ingeniería “Miguel A. Urquijo” 2004-2005, al mejor artículo técnico publicado durante los años 2003 y 2004; otorgado por el Colegio de Ingenieros Civiles de México. Noviembre de 2005**
  - o Artículo premiado: “Modelación del cloro en redes de distribución”. Revista Ingeniería Hidráulica en México. Volumen XIX, número 2. Abril-Junio 2004

Libros/manuales:

- Libro “Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable” Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS), 284 págs. Editado por: Comisión Nacional del Agua-Subdirección General Técnica  
**Autores:**  
Víctor Hugo Alcocer-Yamanaka  
Velitchko Tzatchkov

#### En Congresos Internacionales:

- 1) **Alcocer, Y. V.**, Tzatchkov, V., Buchberger, S. (2006). “Instantaneous water demand parameter estimation from coarse meter readings”. 8<sup>th</sup> Annual Water Distribution System Analysis Symposium”. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, Ohio, Estados Unidos.
- 2) **Alcocer, Y. V.**, Tzatchkov, V., Bourguett, V. (2004). “Variación estocástica de la demanda de agua potable”. II Simposio Internacional: Gestión del Agua y Medio Ambiente. HIDROLARA-Universidad Centrooccidental “Lisandro Alvarado”. Barquisimeto, Venezuela. Septiembre 2004.
- 3) **Alcocer, Y. V.**, Tzatchkov, V., Buchberger, S., Arreguín, C. F., Feliciano, G. (2004). “Stochastic Residential Water Demand Characterization”. World Water & Environmental Resources Congress- 6th. Annual Symposium on Water Distribution System Analysis, June 2004, Salt Lake City, Utah, USA.
- 4) **Alcocer, Y. V.**, Tzatchkov, V., Bourguett, V., Arreguín, F., Feliciano, D. (2004). “Implementación y Calibración de un modelo de calidad del agua en redes de distribución”. XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, São Pedro, São Paulo, Brasil, Octubre, 2004. IAHR – AIPH.

#### Congresos Nacionales:

- 1) **Alcocer, Y. V.**, Tzatchkov, V., Arreguín, C.F., Feliciano, G. D., (2003). “Modelación del cloro en redes de distribución de agua potable”. Primer Congreso de la Academia de Ingeniería. Academia de Ingeniería – Universidad Autónoma de San Luis Potosí. San Luis Potosí, S.L.P, Mayo 2003.

#### Revistas de Divulgación:

- 1) **Alcocer, Y. V.**, Tzatchkov, V., Arreguín, C. F. (2005). “Modelo de calidad del agua en redes de distribución”. Revista Ingeniería Civil, núm 440, año LIV, diciembre. Colegio de Ingenieros Civiles de México

---

Artículo por invitación del Colegio de Ingenieros Civiles de México, con motivo del premio nacional de ingeniería “Miguel A. Urquijo”, 2004-2005



# ÍNDICE GENERAL

<b>RESUMEN</b>	<b>7</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>16</b>
<b>2. MODELACIÓN MATEMÁTICA APLICADA A REDES DE DISTRIBUCIÓN</b>	<b>21</b>
2.1 Antecedentes	22
2.2 Tipos de modelos	23
2.2.1 Modelos de planeación	23
2.2.2 Modelos operacionales	23
2.2.3 Grado de detalle	23
2.2.4 Modelos estratégicos o arteriales	23
2.2.5 Modelos detallados	24
2.3 Consideración de la variable tiempo	24
2.3.1 Modelos estáticos o de flujo permanente	24
2.3.2 Modelos dinámicos o flujo no permanente	26
2.3.3 Modelos inerciales	26
2.3.4 Modelos no inerciales	27
2.4 Variables del sistema	28
2.4.1 Hidráulicos	28
2.4.2 De calidad del agua	29
2.5 Conclusiones	29
<b>3. MODELACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA EN REDES DE AGUA DE DISTRIBUCIÓN</b>	<b>30</b>
3.1 Antecedentes	31
3.2 Beneficios de la implementación del modelo	31
3.3 Mecanismos de Transporte	33
3.3.1 Advección	33
3.3.2 Difusión	33
3.3.3 Dispersión	34
3.4 Ecuaciones que gobiernan el transporte y mezcla en redes de agua potable	40
3.4.1 Transporte advectivo y dispersivo en tuberías	40
3.4.2 Mezcla en los nodos de unión entre tuberías	41
3.4.3 Mezcla en depósitos de almacenamiento y regulación	42
3.4.4 Sistema de ecuaciones	43
3.5 Reacciones cinéticas	43
3.5.1 Tipos de reacción	44
3.5.1.1 Sustancias conservativas	46
3.5.1.2 Reacción con decaimiento de orden cero	47
3.5.1.3 Reacción con decaimiento de primer orden	48
3.5.1.4 Reacción con decaimiento de segundo orden	49
3.5.1.5 Reacción con crecimiento de orden cero. Cálculo del tiempo de residencia del agua	50

3.5.1.6 Reacción con crecimiento de primer orden	51
3.5.2 Ecuación cinética de la reacción del cloro residual libre con el volumen de agua	51
3.5.3 Coeficiente de reacción total	54
3.5.4 Estimación del coeficiente de reacción del cloro con el volumen de agua, $kb$	54
3.5.5 Decaimiento del cloro por reacción con el volumen del agua	56
3.5.6 Reacción del cloro con la pared de la tubería, $kw$	56
3.6 Modelación en estado permanente (estática) de la calidad del agua	62
3.6.1 Antecedentes	62
3.6.2 Modelo de mezcla de sustancias conservativas en redes	63
3.6.2.1 Cálculo de las concentraciones en nodos para sustancias conservativas	63
3.6.2.2 Algoritmo de cálculo de las concentraciones	65
3.6.2.3 Cálculo de la contribución de las fuentes sobre cada nodo	66
3.6.3. Tiempos de residencia o traslado	66
3.6.3.1 Cálculo del tiempo de residencia	67
3.6.3.2 Tiempo mínimo de traslado	67
3.6.3.3 Tiempo máximo de traslado	68
3.6.3.4 Tiempo promedio de traslado	69
3.7 Modelación dinámica de la calidad del agua	70
3.7.1 Método de diferencias finitas (FDM)	71
3.7.2 Método de los elementos discretos de volumen (DVEM)	72
3.7.3 Método orientado al tiempo (Time Driven Method, TDM)	76
3.7.4 Método orientado al suceso (Event Driven Method, EDM)	77
3.8 Resumen	79

#### **4. IMPLEMENTACIÓN Y CALIBRACIÓN DE MODELOS DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA Y DE CALIDAD DEL AGUA EN REDES DE DISTRIBUCIÓN EN SERVICIO**

4.1 Introducción	81
4.2 Primer caso de aplicación. Sector “Zona Norte”, Culiacán, Sinaloa	82
4.2.1 Modelo de simulación	83
4.2.2 Sitio de aplicación del modelo	85
4.2.3 Modelación hidráulica	85
4.2.4 Calibración hidráulica	89
4.2.5 Medición de la concentración del cloro en campo	91
4.2.5.1 Puntos de medición	91
4.2.5.2 Equipo de medición	91
4.2.6 Medición de la reacción del cloro con el volumen de agua, coeficiente $kb$	92
4.2.7 Medición en tramos para determinar el coeficiente total de decaimiento $k$	94
4.2.8 Cálculo de la reacción con la pared de la tubería	95
4.2.9 Comparación de resultados de concentración de cloro	96
4.2.10 Conclusiones	97
4.3 Segundo caso de aplicación. Sector “Humaya”, Culiacán, Sinaloa	99
4.3.1 Sitio de aplicación	99
4.3.2 Implementación del modelo de simulación hidráulica	99
4.3.3 Medición en campo	100

4.3.3.1 Niveles en tanques	100
4.3.3.2 Medición de caudal	101
4.3.3.3 Medición de presión	102
4.3.4 Calibración del modelo hidráulico	103
4.3.5 Medición de parámetros de calidad del agua	103
4.3.6 Determinación de la reacción del cloro con el volumen de agua, <i>kb</i>	104
4.3.7 Medición en la red para determinar el coeficiente de decaimiento total	106
4.3.8 Calibración del modelo de calidad del agua	108
4.3.9 Conclusiones y recomendaciones	111
<b>5. MEDICIÓN Y CARACTERIZACIÓN ESTOCÁSTICA DEL CONSUMO DE AGUA DOMÉSTICO</b>	<b>113</b>
5.1 Introducción	114
5.2 Primera etapa del estudio	115
5.2.1 Metodología	116
5.2.2 Equipo empleado	116
5.2.3 Puntos de medición	118
5.2.4 Calibración de los equipos de medición y registro	119
5.2.5. Medición del consumo	121
5.2.6 Procesamiento de los datos de la medición	124
5.2.7. Resultados	126
5.3 Segunda etapa	129
5.3.1 Intervalo de registro de medición	131
5.3.2 Generación de series de consumo a través del PRP	133
5.4 Aplicaciones de modelos estocásticos de consumo	134
5.4.1 Introducción	134
5.4.2 Análisis horario de los pulsos de consumo	135
5.4.3 Análisis de la red de distribución empleando el modelo de generación de consumo PRP	138
<b>6. MODELACIÓN ESTOCÁSTICA DEL CONSUMO</b>	<b>144</b>
6.1 Trabajos previos	145
6.2 Proceso de Ruido Blanco de Poisson	147
6.3 Proceso Markoviano de Pulsos Rectangulares	148
6.4 Modelo de Pulsos Rectangulares de Poisson, PRP	153
6.5 Formulación matemática del método propuesto	154
6.5.1 Propiedades de segundo orden del esquema de N-S:	158
6.5.2 Metodología	165
6.5.3 Validación	167
6.5.4 Momentos observados	169
6.5.5. Aplicación del esquema de Neyman-Scott (momentos teóricos)	171
6.5.6. Generación estocástica del consumo	172
6.5.7. Simulación de series de consumo empleando el modelo NSRPM	172
6.5.8 Implicaciones en la modelación hidráulica de la red de distribución	174
6.5.9 Comentarios finales	179
6.6 Resultados	180
6.7 Definición del intervalo de registro óptimo	181
6.8 Conclusiones	190

<b>7. ANÁLISIS ESPECTRAL DE CONSUMO DOMÉSTICO DE AGUA POTABLE</b>	<b>191</b>
7.1 Introducción	192
7.2 Antecedentes	193
7.3 Trabajos previos	195
7.4. Primera etapa	196
7.4.1. Metodología	199
7.4.2. Validación del esquema propuesto	199
7.4.3 Análisis espectral de consumo a partir de registros “acumulados”	200
7.4.4 Aplicación del esquema de Neyman-Scott (momentos teóricos)	204
7.4.5 Análisis espectral	207
7.4.6 Conclusiones de la primera etapa	211
7.5. Segunda etapa	211
7.5.1 Metodología	212
7.5.2 Validación del esquema propuesto	213
7.5.3. Análisis espectral de las series de consumo	216
7.5.4. Conclusiones	219
<b>8. CONCLUSIONES</b>	<b>221</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>226</b>

## RESUMEN

Los modelos de simulación matemática son la base para el cálculo hidráulico y de calidad del agua, para diferentes estados que se producen en la red de distribución. De estas simulaciones se extraen resultados que serán considerados en la planificación, operación, diseño y gestión de la red. Es importante tener en cuenta que el problema de análisis está casi resuelto actualmente a través de programas de cómputo sí se dispone de datos, situación que normalmente no ocurre.

Uno de los parámetros que adquieren relevancia en el diseño y análisis hidráulico aplicado a redes de distribución es la demanda en los nodos, la cual tiene como origen el patrón de consumo de los usuarios del servicio. El consumo doméstico de agua potable tiene carácter estocástico y no permanente, por ello recientemente se han desarrollado métodos, que representan su variación como series de Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP).

El objetivo de la presente tesis es desarrollar y validar un método de simulación que permita obtener la variación estocástica de los consumos instantáneos de agua potable, a través de técnicas de desagregación temporal. Al introducir el consumo intradomiciliario en los nodos de una red como un proceso estocástico permitirá obtener mejores resultados (disminuir la incertidumbre) en las actividades relacionadas con la calibración y simulación hidráulica en las redes de distribución en servicio.

## **1. INTRODUCCIÓN**

Los sistemas de distribución de agua son parte fundamental en el bienestar y desarrollo de la población. En ellos se centran diversas problemáticas como son la escasez, distribución irregular y el mejoramiento del servicio. Por ello, obtener un conocimiento sólido de estos sistemas permitirá una mejor toma de decisiones que cubran de forma parcial o total los problemas anteriores. Estos son retos que el hombre tiene por resolver.

En los últimos años se han desarrollado diferentes técnicas para afrontar el tema de los sistemas de distribución, de ellas los modelos de simulación matemática han despertado interés de la mano de la tecnología.

Los modelos de simulación matemática son la base para el cálculo hidráulico y de calidad del agua, para diferentes estados que se producen en la red de distribución. De estas simulaciones se extraen resultados que serán considerados en la planificación, operación, diseño y gestión de la red. Es importante tener en cuenta que el problema de análisis está casi resuelto actualmente a través de programas de cómputo sí se dispone de datos, situación que normalmente no ocurre. Para afrontar este tipo de obstáculos, el análisis hidráulico de las redes de distribución puede dividirse en dos: red de distribución nueva y otra aquella que se encuentre en servicio.

En caso de tener una red nueva, el problema se reduce considerablemente, ya que la información existente proviene de los parámetros de diseño, caso contrario ocurre con una red en servicio donde las dificultades se incrementan. Bajo estas circunstancias, los parámetros con los que se proyectó la red se han modificado por el propio

funcionamiento de ésta. El conocimiento de qué parámetros y las circunstancias que hacen que varíen son fundamentales en el momento de estimarlos.

Por ello uno de los parámetros que adquieren relevancia en el diseño y análisis hidráulico aplicado a redes de distribución es la demanda en los nodos, la cual tiene como origen el patrón de consumo de los usuarios del servicio.

El consumo doméstico de agua potable tiene carácter estocástico y no permanente, por ello recientemente se han desarrollado métodos, que representan su variación como series de Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP).

Este tipo de métodos asume que la demanda es posible representarla a través de pulsos rectangulares (en el plano tiempo-demanda) con duración e intensidad aleatorias, y el surgimiento en el tiempo de los pulsos obedece a un proceso estocástico de Poisson. De esta forma, un grupo de pulsos conformará una serie de consumo que podrá ser incorporada posteriormente dentro de los nodos que conforman la red de distribución.

Para poder generar las series de consumo estas metodologías requieren de ciertos parámetros, como son la intensidad, duración y frecuencia de los pulsos; cada uno de ellos representado estadísticamente por su valor medio, varianza y distribución de probabilidad. La obtención de estos parámetros se basa generalmente en medición directa del consumo instantáneo.

Esta medición y caracterización directa de los pulsos se soporta con mediciones con intervalo de registro un segundo (consumo instantáneo), por lo que esa técnica, genera



una enorme cantidad de datos por manejar, además de los elevados recursos económicos asociados para llevar a cabo en el estudio.

En la presente tesis se describe un nuevo método para estimar los parámetros necesarios en la simulación de las series de consumo instantáneo, a partir de mediciones con intervalos de tiempo mayores a un segundo (por ejemplo un minuto).

El método propuesto considera algunos principios expuestos por el proceso estocástico de Neyman-Scott (N-S), como la desagregación temporal del volumen acumulado. Esta última se fundamenta en la comparación de los momentos observados en las mediciones en campo y momentos teóricos obtenidos de un análisis del proceso estocástico.

Se plantea una función objetivo que expresa la relación entre ambos momentos (teóricos y observados), y se minimiza a través de técnicas de programación no lineal (NLP), obteniéndose a partir de ello, la intensidad, duración y frecuencia de los pulsos de consumo instantáneo. A partir de esto se podrán generar las series de consumo con el intervalo que se desee.

El método se validó a partir de la comparación entre las series generadas obtenidas con los parámetros resultantes del método propuesto y series de consumo doméstico medidas en campo en el sector “Humaya” de la ciudad de Culiacán, México.

Con la estimación del consumo de forma estocástica, se demuestra que el grado de confiabilidad aumenta en los resultados provenientes de las simulaciones hidráulicas y de calidad del agua.

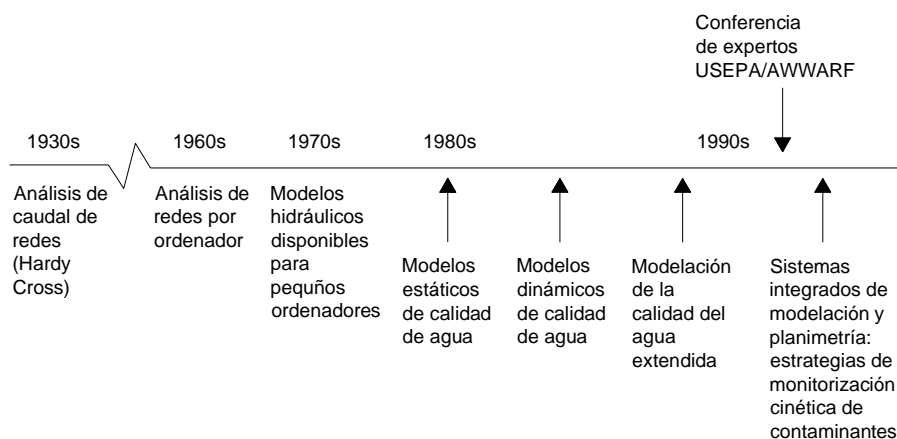
Finalmente aún cuando el esquema NSRP tiene la ventaja de abordar este problema de escalas en el tiempo, no es posible definir con exactitud dos situaciones: 1) el grado de información que se pierde al muestrear la señal con cierto intervalo de registro y la posible presencia de enmascaramiento ó “aliasing” (en inglés) , 2) la frontera en el tiempo el cual pueden aplicarse estos procesos de agregación y desagregación.

Para superar tanto la posible presencia “aliasing”, así como la determinación de la frontera válida para aplicar procesos de agregación y desagregación, se consideran técnicas de Fourier como su transformada discreta (DFT) para realizar el análisis espectral de las señales originalmente medidas en campo. A partir de ello se identificará la frontera en el tiempo que permita conocer el intervalo de registro óptimo y con ello conocer el grado de información que se pierde al muestrear la señal original o la posibilidad de presencia de “aliasing”.

## **2. MODELACIÓN MATEMÁTICA APLICADA A REDES DE DISTRIBUCIÓN**

## 2.1 Antecedentes

El uso de modelos matemáticos para el análisis de sistemas de distribución de agua potable fue propuesto por vez primera en 1936 [Cross, 1936]. Desde entonces los métodos de solución empleados en los modelos han evolucionado desde el análisis inicial del caudal en redes desarrollado por Hardy Cross, realizado a mano, al desarrollo y extensión de modelos de redes hidráulicos para computadoras en las décadas de los setenta y ochentas, y la aparición de los modelos de calidad del agua en redes de distribución a finales de la década de los ochentas [Ilustración 2-1].



**Ilustración 2- 1 Desarrollo histórico de los modelos de simulación matemática aplicados a redes de distribución de agua potable, [García, V., 2003]**

Los modelos de simulación actualmente son sistemas completos de fácil manejo permitiendo a usuarios de diferentes niveles, analizar y mostrar los parámetros hidráulicos y de calidad del agua dentro de un sistema de distribución de agua potable. En el capítulo seis se abordarán de manera resumida los últimos avances a nivel nacional e internacional en este tema.

## **2.2 Tipos de modelos**

Tomando en cuenta el desarrollo en los últimos años que han experimentado los modelos de simulación, es posible realizar una clasificación de acuerdo al objetivo o criterios que se establezcan. De acuerdo al grado de aplicación, los modelos se pueden clasificar como de planificación, operacionales y de diseño.

### **2.2.1 Modelos de planeación**

Estos modelos se utilizan para evaluar el rendimiento, los impactos económicos o cuantitativos de sistemas propuestos de tuberías, cambios en procedimientos operativos, comportamiento de distintos elementos, como válvulas de control, tanques, etc.

### **2.2.2 Modelos operacionales**

Se emplean para predecir el comportamiento hidráulico de variables como la presión y caudales en la red, modificar niveles en tanques de regulación. El objetivo es tener un mejor soporte en la toma de decisiones.

### **2.2.3 Grado de detalle**

En nuestro país éste resulta un aspecto de importancia, esto se debe porque en ocasiones se realizan trabajos que no requieren de un nivel de detalle amplio, como en decisiones de planeación.

### **2.2.4 Modelos estratégicos o arteriales**

Estos modelos sólo incorporan elementos primordiales como: tuberías primarias y tanques de almacenamiento y regularización. Se emplean como se mencionó con anterioridad como instrumento de planeación, diseño, y en la selección y ubicación de estaciones de medida y control (telemetría).

### 2.2.5 Modelos detallados

Normalmente para cubrir las necesidades básicas se requiere de un modelo estratégico, sin embargo en ocasiones se necesita de un nivel de detalle mayor. Esto con el objetivo de obtener el máximo provecho en la regulación, mantenimiento y control del sistema. Este tipo de modelos llegan a incluir las tuberías secundarias y en ocasiones hasta las casas habitación, [Guerrero, 2002].

## 2.3 Consideración de la variable tiempo

El tiempo es una variable fundamental en la modelación de redes de agua potable. Existen dos tipos de modelación: **estáticos y dinámicos**.

### 2.3.1 Modelos estáticos o de flujo permanente

En este tipo de modelos se supone que los caudales demandados e inyectados permanecen constantes, no existen variaciones en la operación en la red, y el nivel en los tanques es fijo. Es cierto que las redes de distribución de agua potable no permanecen invariables a lo largo del tiempo, no obstante esta clase de modelos se emplean frecuentemente para analizar el comportamiento de la red con los caudales máximos horarios, y así someterlas a las condiciones más desfavorables. También son empleados como base o condición inicial para otro tipo de modelos de mayor grado de complejidad como son: cuasi-estáticos o de periodos extendidos.

De forma general, un programa o software comercial sobre modelación hidráulica en redes de distribución pide al menos los datos siguientes [Ilustración 2-2]:

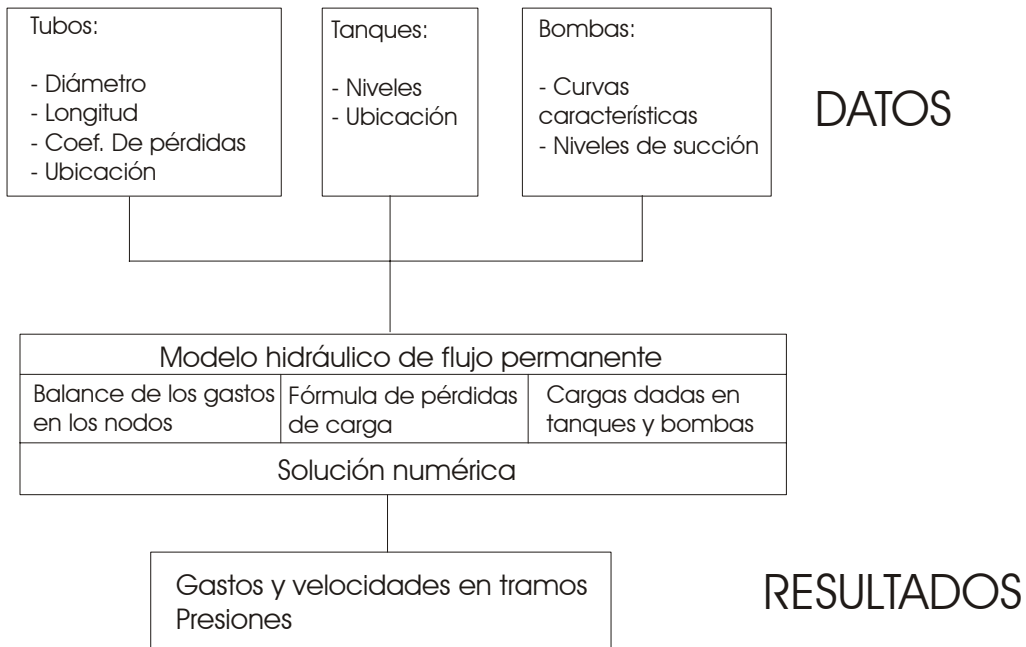
- Tuberías (tramos de la red): diámetro, longitud, coeficientes de pérdidas de carga por fricción.
- Válvulas (abiertas, cerradas o semicerradas y en que grado).

- Conexiones entre las tuberías (topología de la red).
- Nodos: elevación, demanda de agua
- Tanques: nivel de agua (se considera constante en un análisis de flujo permanente)
- Bombas: curvas gasto-carga, nivel de succión, pérdidas de cargas menores

Con base en estos datos se forma un sistema de ecuaciones no lineales de balance de gastos en los nodos, que tiene como incógnitas las cargas en los mismos. El problema se soluciona iterativamente por el método de Newton-Raphson. En cada iteración se soluciona un sistema de ecuaciones lineales usando técnicas de matrices porosas [George y Liu, 1981]. Posteriormente se calculan los gastos en los tramos.

El programa da una serie de resultados de los que, en el modelo de calidad del agua, se utilizan los siguientes: los gastos en los tramos y su sentido, así como la velocidad.

El IMTA, ha desarrollado los programas de cómputo Análisis hidráulico, AH, y SCADRED<sup>®</sup> [Tzatchkov e Izurieta, 1996], para el cálculo hidráulico en redes en condiciones permanentes y no permanentes. También existen en el mercado otros modelos como el EPANET<sup>®</sup>, WaterCAD<sup>®</sup>, H2ONET<sup>®</sup>, entre otros.



**Ilustración 2-2 Diagrama de un modelo hidráulico de flujo permanente**

### 2.3.2 Modelos dinámicos o flujo no permanente

A diferencia de los modelos estáticos, en los modelos de tipo dinámico, se permite la variación temporal de caudales demandados e inyectados, condiciones operativas de la red y de los niveles en los tanques. Esto es consideran bajo ciertas restricciones, simular la evolución temporal de la red, en un intervalo determinado. A su vez dentro de estos modelos existe una clasificación: inerciales y no inerciales.

### 2.3.3 Modelos inerciales

Consideran la inercia del fluido en su movimiento, es decir, la energía que consumen o devuelven los cambios de velocidad. A su vez estos modelos se subdividen en elásticos y rígidos, dependiendo de la inclusión o exclusión de la elasticidad del fluido y de la tubería.

Tienen aplicación en simulaciones que involucran cambios bruscos de velocidad en el sistema, derivados de maniobras repentinas, roturas de tuberías, entre otras. Cuando la

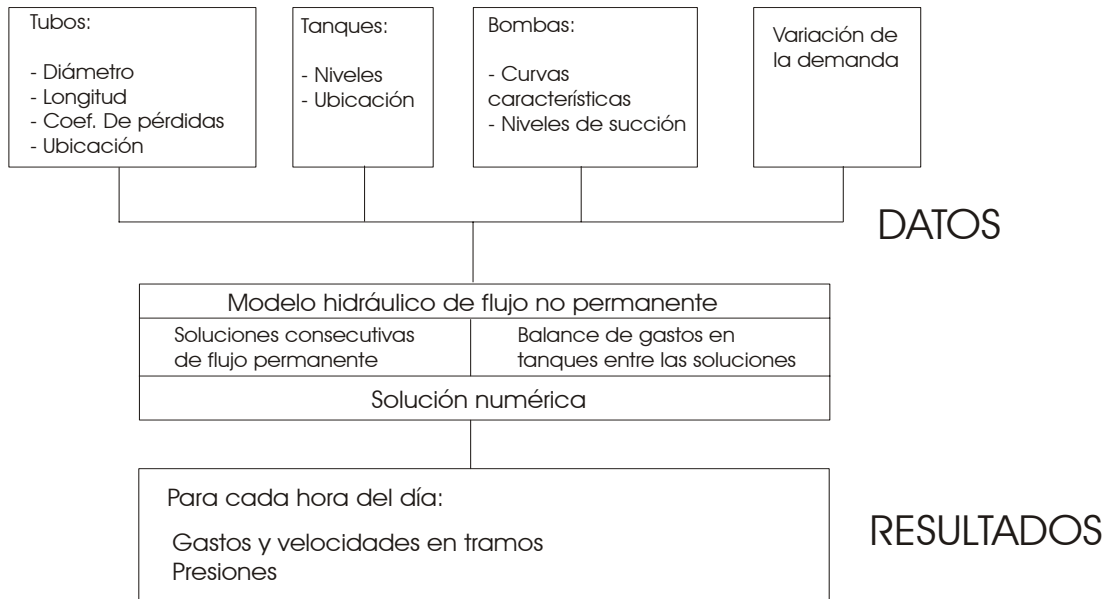


rapidez de estos “cambios” es muy grande, deberán considerarse los efectos elásticos en las tuberías y en el agua, como los modelos elásticos o golpe de ariete, sin embargo si los “cambios” son no tan rápidos, será suficiente incluir y considerar la inercia del fluido que se traduce en tubería indeformable y el agua incompresible como lo es un modelo rígido.

#### 2.3.4 Modelos no inerciales

Simulan una serie de estados permanentes sucesivos, bajo ciertas condiciones de frontera variables en el tiempo, de hecho éstas le dan el carácter dinámico al modelo. Este modelo es conocido como cuasi-dinámico, y uso es ampliamente referenciado como simulación en período extendido, (EPS, por sus siglas en inglés, Extended Period Simulation). Se emplean cuando las variaciones de la velocidad del fluido en el interior de las tuberías son muy lentas, y se desprecia la energía que el fluido invierte o recupera al acelerar o desacelerar. Básicamente se aplica para simular la evolución temporal de una red de abastecimiento en condiciones normales de funcionamiento, donde los cambios, por ejemplo en la variación de los consumos en los nodos se presentan de manera gradual. De forma general, el modelo EPS se basa en soluciones consecutivas de flujo permanente para cada hora del día u otro intervalo con la demanda correspondiente y el balance del volumen de agua en los tanques. Además de los datos iniciales que solicita el modelo de flujo permanente, un programa o software comercial de modelación de flujo cuasi-dinámico, requiere de los siguientes datos [Ilustración 2-3]:

- . Dimensiones de los tanques
- . Variación de la demanda dentro de las 24 horas del día.



**Ilustración 2-3 Diagrama de un modelo hidráulico de flujo no permanente**

El programa da una serie de resultados de los cuales el modelo de calidad del agua, empleará: los gastos en los tramos y su sentido así como la velocidad. Estos resultados cambian con el tiempo y se presentan para cada intervalo considerado en el análisis. Normalmente los análisis se efectúan para cada hora del día.

## 2.4 Variables del sistema

De acuerdo con el objetivo y las variables de interés se clasifican en: **hidráulicos** y **calidad del agua**.

### 2.4.1 Hidráulicos

Estos determinan los caudales y presiones dentro de la red de distribución de agua, bajo condiciones iniciales y de frontera establecidas.

#### 2.4.2 De calidad del agua

Los modelos de calidad del agua determinan la variación temporal y espacial de un determinado parámetro físico-químico de calidad del agua, como la concentración de sustancias contaminantes o bien desinfectantes. Aún cuando se conocen como “modelos de calidad del agua”, la aplicación se ha reducido en gran parte a la modelación del cloro residual y flúor.

Es importante mencionar que esta clase de modelos requiere de variables hidráulicas como la velocidad, calculadas previamente con la ayuda de un modelo hidráulico.

### **2.5 Conclusiones**

Actualmente los modelos de simulación ofrecen grandes ventajas computacionales sin embargo, presentan dos limitantes: 1) Ningún modelo comercial incluye un enfoque realista de la demanda (estocástico), 2) Todos simulan la calidad del agua omitiendo el término dispersivo incluido en la ecuación transporte.

Por lo anterior, en la presente tesis se aborda de forma detallada uno de las dos limitantes que presentan los modelos de simulación actualmente: demanda estocástica y sus implicaciones. Para ello se aborda el problema a través de dos tipos de técnicas: Técnicas estocásticas (Neyman-Scott) y Análisis Espectral (Transformada Rápida de Fourier y Transformada Discreta de Fourier).

### **3. MODELACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA EN REDES DE AGUA DE DISTRIBUCIÓN**

### **3.1 Antecedentes**

La labor de garantizar un nivel de desinfección adecuado en cada punto del sistema de distribución de agua potable puede facilitarse con el uso de un modelo de simulación de la calidad del agua. Como se mencionó, el modelo se alimenta con los datos físicos y operacionales (hidráulicos) del sistema de distribución, y proporciona la concentración del desinfectante en cada punto, lo que favorece la identificación de las partes potencialmente problemáticas de la red, y permite definir estrategias para garantizar una desinfección eficiente en todo el sistema.

### **3.2 Beneficios de la implementación del modelo**

Algunos beneficios de la implementación del modelo en una ciudad son [Alcocer, V., *et al*, 2004]:

- Permite analizar el comportamiento del desinfectante en la red;
- Hace posible definir diferentes estrategias para garantizar la calidad del agua en la red;
- Provee las herramientas para determinar la dosificación óptima de cloro en las fuentes y plantas, y en su caso la necesidad de unidades auxiliares de inyección secundaria;
- Identifica las partes potencialmente problemáticas de la red y las medidas a tomar para solucionar el problema;
- Permite conocer la calidad del agua resultante de la mezcla de aguas de diversas fuentes de abastecimiento dentro de la red;

- Puede usarse para investigar las causas en una baja de calidad del agua;
- Analiza el comportamiento de sustancias químicas en la red, y en caso de un posible accidente de contaminación, determinar quienes serían los usuarios afectados y el tiempo de transporte del contaminante. Lo anterior ayudará a los operadores a conocer el tiempo disponible para reaccionar e iniciar acciones correctivas;
- Permite optimizar la ubicación de los puntos de muestreo de la calidad del agua en la red;
- El modelo hidráulico que se implementa como parte del modelo de calidad del agua, puede ser usado en otros proyectos como sectorización de la red, establecimiento de distritos hidrométricos para control de pérdidas de agua potable, mejoras en la distribución, y otros;
- En general, proporciona un conocimiento detallado del funcionamiento hidráulico y de la calidad del agua en la red de distribución, que a su vez repercute en otros beneficios provenientes de un mejor control y una operación más consciente.

Los modelos de calidad del agua pueden ser también utilizados para realizar otra serie de estudios como son [Grayman, *et al*, 2000]:

- Calibración y ensayo de modelos hidráulicos del sistema, a través de trazadores químicos;
- Localización y dimensionamiento de instalaciones de almacenamiento y regulación, y modificación del funcionamiento del sistema para reducir el tiempo de residencia del agua dentro de la red;
- Evaluar la vulnerabilidad del sistema a incidentes de contaminación externa.

### 3.3 Mecanismos de Transporte

El transporte de un fluido puede ocurrir por cuatro mecanismos:

- Advección
- Difusión
- Dispersión

#### 3.3.1 Advección

Representa el transporte del contaminante originado por la velocidad del flujo.

#### 3.3.2 Difusión

Las sustancias contenidas en el agua se encuentran en constante movimiento molecular, aún cuando el agua está en reposo. Como resultado de este movimiento se genera un flujo del material contenido en el agua, desde los puntos de alta hacia los de baja concentración, lo que tiende a igualar la concentración dentro del volumen de agua.

La difusión se rige por la primera Ley de Fick que establece que el flujo de masa causado por difusión, de una sustancia en un líquido, es proporcional al gradiente de la sustancia; en el caso unidimensional se tiene que:

$$\text{Flujo de masa} = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3-1)$$

donde:

$C$ , concentración de la sustancia, (mg/L);

$D$ , coeficiente de proporcionalidad o de difusión, ( $\text{m}^2\text{s}^{-1}$ );

El signo negativo considera que la sustancia fluye de las áreas de alta hacia las de baja concentración.

El coeficiente de difusión molecular  $D$  es proporcional a la temperatura absoluta e inversamente proporcional al peso molecular de la fase difusiva y de la viscosidad del líquido. Por ejemplo, para cloro cloro en el agua con una temperatura de 25°C el valor del coeficiente  $D$  es de  $1.25 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ .

### 3.3.3 Dispersión

Es el efecto conjunto de la difusión y de la no uniformidad de la velocidad en la sección transversal del tubo provocando un proceso de mezcla más intenso;

El flujo en las tuberías de agua potable normalmente es turbulento. La velocidad en un punto varía arbitrariamente de sentido y magnitud. En la teoría de flujo turbulento es común representar el flujo en una tubería mediante remolinos de diferente tamaño que interactúan entre sí en la sección transversal y se mueven en el sentido general del flujo. Las partículas del fluido son movidas por los remolinos de una manera similar al movimiento molecular, mezclando continuamente las sustancias contenidas en el agua y transportándolas desde las zonas de mayor a menor concentración.

El flujo de masa debido a la dispersión se expresa a través de una ecuación del mismo tipo como la ecuación (3-1), con coeficiente que depende de las condiciones de flujo, en particular de la velocidad media, y puede ser representado por las fórmulas de G. Taylor [Taylor, 1953; Taylor, 1954]. Para flujo turbulento Taylor obtuvo:

$$D_{turb} = 10.06 V \frac{d}{2} \sqrt{\frac{f}{8}} \quad (3-2)$$

donde:

$V$ , velocidad media del flujo, (m/s);

$d$ , diámetro del tubo, (m);



$f$ , factor de fricción (factor de Moody).

Para el caso de flujo laminar, G. Taylor obtuvo la siguiente expresión:

$$D_{lam} = \frac{Pe^2}{48} D \quad (3-3)$$

donde:

$D$ , Coeficiente de difusión de la sustancia en el agua;

$Pe$ , número de Peclet.

El número de Peclet,  $Pe$ , se define como:

$$Pe = \frac{rV}{D} \quad (3-4)$$

donde:

$r$ , radio del tubo.

El coeficiente de dispersión  $D_{lam}$  según la ecuación 3-3 tiende a cero cuando la velocidad  $V$  tiende a cero también, esta situación no es realista, dado que aún con velocidad igual a cero (agua en reposo), siempre existirá difusión molecular, expresada precisamente por el coeficiente de dispersión  $D$ .

[Aris, 1956] demostró que la difusión molecular es aditiva a la debida al flujo laminar y obtuvo la siguiente ecuación para  $D_{lam}$ , conocida como ecuación de Taylor-Aris:

$$D_{lam} = \left(1 + \frac{Pe^2}{48}\right) D \quad (3-5)$$

La ecuación anterior proporciona una transición continua para el valor de  $D_{lam}$  en el límite entre flujo laminar y agua en reposo en una tubería. Como se mostró en 3.3.2, el coeficiente de difusividad tiene valores muy pequeños, debido a esto, el valor del coeficiente de dispersión  $D_{lam}$  calculado en las ecuaciones 3-3 y 3-5 puede ser muy alto, mucho mayor que el del mismo coeficiente para flujo turbulento. Por lo que Taylor (1954<sup>b</sup>) estableció los siguientes límites de validez para la ecuación 3-3:

$$7 \ll Pe \ll \frac{4L}{a} \quad (3-6)$$

donde:

$L$ , longitud del tubo dentro de la cual ocurren cambios significativos en la concentración, es importante mencionar que esta longitud se determina de forma experimental.

Los trabajos de **G. Taylor** consistían en introducir simultáneamente cierta cantidad de una sustancia en un flujo lento de agua y luego medir la concentración resultante aguas abajo para diferentes instantes. Para este caso, la concentración resultante se aproxima a una curva de Gauss (distribución normal) que se mueve con la velocidad del flujo [Clark, M., 1996], por lo que éste último autor propone tomar:

$$L = 4\sigma \quad (3-7)$$

donde:

$\sigma$ , desviación estándar de la mancha en movimiento que forma la sustancia en el flujo.

Desde la publicación en los años 50 de esos ahora clásicos resultados, existe poco progreso en el estudio de la dispersión en flujos a presión. A primera vista, una solución al problema sería la de calcular el coeficiente de dispersión por las ecuaciones (3-2) o (3-3) según el régimen del flujo. La ecuación diferencial de transporte con advección, dispersión y reacción, sería solucionada después por métodos numéricos para simular el proceso del

transporte. Desafortunadamente, una solución de este tipo sería bastante imprecisa para los fines de la modelación de la calidad del agua en las redes de distribución de agua potable, debido a las razones siguientes:

- a) Los experimentos de Taylor se llevaron a cabo en condiciones de laboratorio bien controladas, logrando flujos permanente laminar y turbulento estables en tubitos (capilares) de diámetro muy pequeño (0.50 mm de diámetro). Las condiciones del flujo en las redes de agua potable son muy diferentes. Aparte de ser los diámetros mucho más grandes, el flujo es no permanente todo el tiempo (debido a la variación horaria de la demanda) y el régimen del flujo varía desde agua en reposo, flujo laminar, flujo en transición entre laminar y turbulento, y flujo turbulento (Tzatchkov, *et al*, 2002).
- b) La teoría expuesta por Taylor es válida solamente después de transcurrir el periodo inicial  $T_i$  cuya duración se calcula de la forma siguiente, [Chatwin, 1970]:

$$T_i = \frac{r^2}{D} \quad (3-8)$$

donde  $r$  = radio de la tubería. Dado el valor extremadamente pequeño de  $D$ , el período inicial será muy largo dentro de las redes de agua potable, del orden de varias semanas.

Posteriormente se obtuvo la siguiente ecuación para la variación del coeficiente de dispersión  $D_{lam}$ , durante el período inicial [Gil, W., Sankarasubramanian, R., 1970]:

$$D_{lam}(t) = DPe^2 \left( \frac{1}{Pe^2} + \frac{1}{48} - 16 \sum_{n=1}^{\infty} B_n e^{-\frac{\lambda_n^2 D}{r^2} t} \right) \quad (3-9)$$

$$B_n = \frac{J_3(\lambda_n)J_2(\lambda_n)}{\lambda_n^5 [J_0(\lambda_n)]^2} \quad (3-10)$$

donde  $Pe$  es el número de Peclet  $\left( Pe = \frac{r u}{D} \right)$ , y  $\lambda_n$ , son las raíces de la ecuación.

$$J_1(\lambda_n) = 0 \quad (3-11)$$

Y,  $J_0, J_1, J_2$  y  $J_3$  son las funciones de Bessel de orden cero, uno, dos y tres respectivamente.

- c) La velocidad media del flujo  $u(x, t)$  dentro de las tuberías de la red está determinada por la solución obtenida a partir de un modelo hidráulico. Los modelos hidráulicos conocidos promedian la demanda espacialmente y temporalmente para obtener esa velocidad. El promedio espacial se realiza a través de la concentración de los múltiples usuarios asignando su demanda en un nodo específico. El promedio temporal se realiza por suavizado de las variaciones instantáneas de las demandas en cada nodo, [Buchberguer, *et al*, 1995]. Cuando se juntan ambos promedios con un modelo de calidad del agua se obtienen buenos resultados en las tuberías principales del sistema de distribución de agua potable, donde el flujo es continuo y turbulento. Sin embargo, en tuberías secundarias donde se conectan los usuarios, debido a la presencia de flujo intermitente, puede presentarse flujo laminar o cercano a éste, por tanto, la dispersión bajo estas condiciones puede ser mucho más importante que otros procesos, teniendo como resultando predicciones erróneas obtenidas a través de un modelo de calidad del agua.

Recientemente se realizaron estudios tanto analíticos como experimentales del fenómeno de la dispersión en líneas de abastecimiento o tuberías con extremos cerrados dentro del sistema de abastecimiento de agua potable y se propuso una expresión para el coeficiente de dispersión en flujo laminar intermitente [Buchberger, S., *et al*, 1999; Buchberger y Lee, 1999]. Según el estudio realizado en líneas de abastecimiento o tuberías con extremos cerrados, donde éstas frecuentemente comprenden el 25% o más del total de la infraestructura del sistema de distribución de agua potable, presentándose en consumidores residenciales el porcentaje más alto, que el flujo que se presenta en este tipo de tuberías es

frecuentemente laminar y por tanto la dispersión es el proceso de transporte más importante en estos casos.

Sin embargo, esos desarrollos resultan poco aplicables para el problema de la modelación de la dispersión no permanente en las condiciones reales de las redes de distribución de agua potable, donde la demanda de agua potable se presenta en pulsos estocásticos de frecuencia e intensidad variables [Buchberger, S., y Wu, L., 1995], y con esto el régimen del flujo en las tuberías cambia de laminar a turbulento.

Hasta el momento no se conocen expresiones teóricas para calcular el valor del coeficiente de dispersión en la zona de transición entre flujo laminar y turbulento, sin embargo, si existen resultados experimentales obtenidos recientemente por [Cutter, 2004]. Evidentemente se requiere profundizar en el análisis de la dispersión bajo esas condiciones.

### 3.4 Ecuaciones que gobiernan el transporte y mezcla en redes de agua potable

En términos generales la modelación de la calidad del agua está basada en tres principios:

- Conservación de la masa dentro de las tuberías y en los nodos;
- Mezcla completa e instantánea del agua que entra en los nodos (uniones de tuberías);
- Reacciones cinéticas apropiadas para el decaimiento de la sustancia a medida que se traslada a través de las tuberías y depósitos.

#### 3.4.1 Transporte advectivo y dispersivo en tuberías

El transporte advectivo dentro de una tubería puede ser representado mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = -u_i \frac{\partial C_i}{\partial x} + k(C_i) \quad (3-12)$$

donde:

$C_i$ , concentración en la tubería  $i$ , en función de una distancia  $x$  y del tiempo  $t$ , (mg/L);

$u_i$ , velocidad en la tubería  $i$ , (m/s);

$k(C_i)$ , Función de decaimiento (velocidad de reacción), ( $\text{h}^{-1}$ )

La ecuación muestra que la velocidad a la cual la concentración de la sustancia cambia dentro de una sección de tubería, se iguala a la diferencia de masa del caudal que entra y sale de la sección, más la tasa de reacción dentro de la sección.

Es importante mencionar que al aplicar esta ecuación dentro del modelo de calidad del agua en la red, se asume que las velocidades en los tramos son conocidas a partir de los resultados obtenidos en las simulaciones del modelo hidráulico de la misma red de distribución.

En caso de incorporar el fenómeno de la dispersión, la ecuación 3-12 se reescribe de la forma siguiente:

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = -u_i \frac{\partial C_i}{\partial x} + k(C_i) + D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3-13)$$

donde:

$D$ , coeficiente de dispersión.

### 3.4.2 Mezcla en los nodos de unión entre tuberías

En algunos nodos se concentra el caudal de dos o más tuberías, se asume que la mezcla del fluido es completa e instantánea. Por lo anterior, la concentración de la sustancia (cloro residual) que abandona el nodo de mezcla, será la media ponderada de las concentraciones de las tuberías que lleguen. Por ejemplo, para un nodo  $k$  dado, se tiene:

$$C_{i|x=0} = \frac{\sum_{j \in I_k} Q_j C_{j|x=L_j} + Q_{k,ext} C_{k,ext}}{\sum_{j \in I_k} Q_j + Q_{k,ext}} \quad (3-14)$$

donde:

$i$ , tramo con caudal que abandona el nodo  $k$ ;

$I_k$ , conjunto de tramos con caudal que llega al nodo  $k$ ;

$L_j$ , longitud del tramo  $j$ , (m);

$Q_j$ , caudal en el tramo  $j$ , ( $m^3/s$ );

$Q_{k,ext}$ , caudal externo que entra a la red en el nodo  $k$ , ( $m^3/s$ );

$C_{k,ext}$ , concentración del caudal externo que entra en el nodo  $k$ , ( $m^3/s$ ).

En caso de modelar (el tiempo de residencia del agua) en la red, ésta estaría representada por la variable  $C_i$ , en el tramo  $i$ , y  $C_{k,ext}$  de cualquier fuente que inyecte agua a la red sería cero.

Todos los programas comerciales de simulación de calidad del agua emplean la condición de mezcla completa e instantánea en nodos.

En recientes investigaciones en laboratorio manifiestan que no en todos los casos se presenta este tipo de condición [Cruickshank y Chávez, 2004]. Ellos 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.

### 3.4.3 Mezcla en depósitos de almacenamiento y regulación

Normalmente los modelos consideran que el agua en las instalaciones de almacenamiento (tanques y depósitos) se mezcla completamente. La concentración en el interior del depósito varia también en consecuencia de la reacción, esto se expresa de la forma siguiente:

$$\frac{\partial(V_s C_s)}{\partial t} = \sum_{i \in I_s} Q_i C_{i|x=L} - \sum_{j \in O_s} Q_j C_s - r(C_s) \quad (3-15)$$

donde:

$V_s$ , volumen de agua almacenada en el instante  $t$ , ( $m^3$ );

$C_s$ , concentración dentro de la instalación de almacenamiento, ( $mg/L$ );

$Q_i$ , caudal en una tubería que entra, ( $m^3/s$ );

$Q_j$ , caudal en una tubería saliente, ( $m^3/s$ );

$I_s$ , conjunto de tuberías que suministran caudal al depósito;

$O_s$ , conjunto de tuberías que extraen agua del depósito.

### 3.4.4 Sistema de ecuaciones



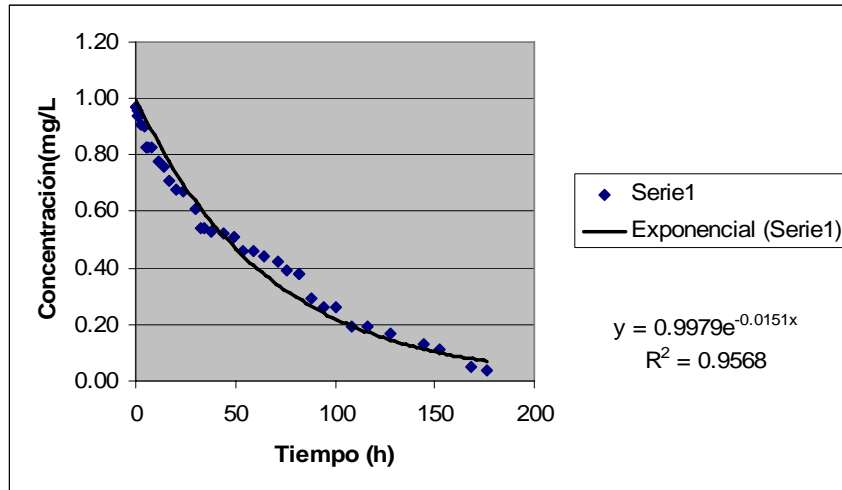
Las ecuaciones 3-12, 3-14 y 3-15 son un conjunto de ecuaciones diferenciales y algebraicas con coeficientes dependientes del tiempo, y deben resolverse para  $C_i$  en cada tubería  $i$ , y  $C_s$  en cada instalación de almacenamiento  $s$ .

Vale la pena recordar que una solución analítica resulta en general difícil de obtener, excepto en redes muy simples, por lo que se emplean métodos numéricos. La solución está sujeta a las siguientes condiciones:

- Condiciones iniciales  $C_i$  para todo  $x$  en cada tubería  $i$ , y  $C_s$  en cada depósito  $s$ , en el instante cero.
- Condiciones de frontera que especifican los valores para  $C_{k,ext}$  y  $Q_{k,ext}$  para cada instante  $t$  en cada nodo  $k$  que tiene entradas de masa
- Condiciones hidráulicas que especifican el volumen  $V_s$  en cada depósito  $s$  y el caudal  $Q_i$  en cada tramo  $i$  en cualquier instante  $t$ .

### 3.5 Reacciones cinéticas

Las reacciones cinéticas dependen directamente del tipo de sustancia por analizar. Por ejemplo, las sustancias conservativas, como el flúor, no son reactivas. Otras como el cloro, reacciona con otras sustancias dentro del agua, ocasionando que decrezca dentro del sistema. Normalmente la tasa de reacción del cloro con el volumen del agua decrece en forma exponencial a través del tiempo, ésta relación se conoce como una **reacción de primer orden** [Ilustración 3-1]. Caso contrario se presenta con otras sustancias que pueden incrementar su concentración durante su recorrido a través de las tuberías, p.e. trihalometanos.



**Ilustración 3-1** Curva de decaimiento de cloro en reacción con el agua, [Alcocer, *et al*, 2003]

### 3.5.1 Tipos de reacción

Las sustancias reactivas como el cloro son afectadas por dos fenómenos químicos:

- Reacción de la sustancia con el volumen del agua,  $k_b$ ;
- Reacción con las paredes de las tuberías,  $k_w$ .

En la reacción de la sustancia con el volumen del agua influyen principalmente los siguientes factores: temperatura, pH, contenido de materia orgánica, cloraminas y compuestos organoclorados, presencia de metales como, hierro ferroso ( $Fe^{++}$ ), manganeso manganoso ( $Mn^{++}$ ), ácido sulfhídrico ( $H_2S$ ), entre otras sustancias; además no se deberá olvidar que el tiempo de residencia del agua dentro de las tuberías (edad del agua) será un factor fundamental durante los procesos de reacción.

Las sustancias como el cloro pueden reaccionar tanto en estado estático como dinámico con otros elementos contenidos en el volumen del agua,  $k_b$ . Esta reacción está descrita como:

$$k \pm k_r \cdot C^{n_c} \tag{3-16}$$

donde:

$k_r$ , constante de reacción, ( $s^{-1}$ );

$C$ , concentración de la sustancia, (mg/L);

$n_c$ , orden de la reacción

El signo de la constante de reacción  $k$ , ubicado en la ecuación anterior, significa que ocurre una reacción de formación (positivo) o una reacción de disminución (negativo).

Por su parte la reacción con la pared ocurre con las tuberías por donde se conduce el fluido, y en los tanques, necesita ciertos recursos para cuantificarla que se deben emplear tanto humanos, como de infraestructura y equipos y por último disposición y apoyo por parte de las autoridades locales [Rossman, *et al*, 1994], [Vasconcelos, *et al* 1997] y [Alcocer *et al*, 2004]. De forma posterior se describirá la metodología para obtener dichos coeficientes en el lugar de aplicación del estudio, así como de una serie de recomendaciones importantes que se deberán tomar en consideración.

Para describir los tipos de reacción será necesario partir de la ecuación diferencial de transporte, teniendo:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u_i \frac{\partial C}{\partial x} = k(C) \quad (3-17)$$

donde:

$u_i$ , velocidad de flujo y,

$\frac{\partial C}{\partial x}$ , tasa de cambio de las concentraciones entre las secciones del flujo de entrada y de salida.

En la ecuación anterior, el término reactivo  $k(C)$ , tiene un claro significado físico. La forma general para  $k(C)$ , en los procesos de decaimiento e incremento es:

$$k(C) = k_r (C - C^*) C^{n_c - 1} \quad (3-18)$$

y,

$$k(C) = k_r (C^* - C) C^{n_c - 1} \quad (3-19)$$

respectivamente, donde  $C^*$  es el límite de la concentración,  $k_r$  es la constante de reacción y  $n_c$  es el orden de la reacción, por ejemplo, para  $n_c = 1$  esto será una reacción de orden uno. A continuación se enlistan los tipos de reacciones y sus respectivas formas matemáticas.

**Tabla 3-1 Tipos de reacción y formas matemáticas**

Tipo de reacción	$n_c$	$C^*$	$k_r$	$k(C)$	Sustancia de Ejemplo
Conservativa	-	-	0	0	Flúor
Decaimiento de primer orden	1	0	< 0	$kC$	Cloro
Crecimiento de orden cero	0	0	1	1	Edad del agua
Crecimiento de primer orden	1	$C^*$	> 0	$k(C^* - C)$	Trihalometanos (THM)

La ecuación 3-23 puede ser resuelta de forma analítica para algunos casos de  $k(C)$ . Vale la pena mencionar que el término  $\frac{\partial C}{\partial t}$  describe la tasa de cambio de la concentración de la sustancia a través del tiempo.

### 3.5.1.1 Sustancias conservativas

Como se observa en la Tabla 3-1,  $k(C)$ , para sustancias conservativas es igual a cero, esto es  $k = 0$ , por lo que ecuación de transporte se reduce a:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad (3-20)$$

Esto es que la reacción no ocurre. Bajo condiciones estáticas,  $\left(\frac{\partial C}{\partial t} = 0\right)$ , se tiene:

$$u \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad (3-21)$$

Se considera un segmento de tubería [Ilustración 3-2], posteriormente se realiza una separación de variables y se integra, además se hace que el término del lado izquierdo sea cero, se obtiene:

$$\int_{C_1}^{C_2} dC = 0 \Rightarrow \left. C = 0 \right|_{C_1}^{C_2} \Rightarrow C_2 - C_1 = 0 \Rightarrow C_2 = C_1 \quad (3-22)$$

donde:

$C_1, C_2$ , son las concentraciones de los flujos de entrada y salida.



**Ilustración 3-2 Sección de tubería con las concentraciones de los flujos de entrada y salida**

### 3.5.1.2 Reacción con decaimiento de orden cero

Para un decaimiento de orden cero,  $k(C)$  es igual a uno. Bajo condiciones estáticas, la ecuación de transporte se reduce:

$$u \frac{\partial C}{\partial x} = 1 \quad (3-23)$$

Integrando la expresión anterior se tiene:

$$C_2 - C_1 = \frac{x_2 - x_1}{u} \quad (3-24)$$

### 3.5.1.3 Reacción con decaimiento de primer orden

Como se mencionó, frecuentemente el decaimiento de las sustancias sigue un decaimiento de primer orden, esto es,  $n_c = 1$ , y  $C^*$  igual a cero. Sustituyendo estos valores para  $k(C)$  en la ecuación 3-24 se obtiene:

$$k(C) = k_r (C - C^*) C^{n_c - 1} = k(C - 0) C^{(1-1)} = k_r C \quad (3-25)$$

Para condiciones estáticas,

$$u \frac{\partial C}{\partial x} = k_r C \quad (3-26)$$

donde:

$k_r$  es menor que cero expresando el decaimiento de la sustancia. Para una tubería, la ecuación anterior puede ser resuelta de igual forma que otros casos separando variables e integrando a lo largo de la longitud de la tubería.

$$\frac{dC}{k_r C} = \frac{1}{u} dx \Rightarrow \int_{C_1}^{C_2} \frac{dC}{k_r C} = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{u} dx \Rightarrow \left|_{C_1}^{C_2} \ln(k_r C) = \right|_{x_1}^{x_2} \frac{x}{u} \quad (3-27)$$

Sustituyendo,

$$\ln(k_r C_2) - \ln(k_r C_1) = \frac{(x_2 - x_1)}{u} = \tau \quad (3-28)$$

Es notorio que el tramo de longitud de la tubería  $(x_2 - x_1)$  dividido entre la velocidad del flujo, es igual al tiempo de viaje dentro del segmento de tubería,  $\tau$ .

Simplificando la ecuación anterior se tiene:

$$C_2 = C_1 e^{k_r \tau} \quad (3-29)$$

Cuando  $k < 0$ , la concentración de la sustancia decrece de forma exponencial a través de la longitud de la tubería.

#### 3.5.1.4 Reacción con decaimiento de segundo orden

Para una reacción de segundo orden,  $n_c = 2$ . Con  $C^*$  igual a cero, la expresión general de la reacción, ecuación 3-24, se reduce a:

$$k(C) = k_r C^2 \quad (3-30)$$

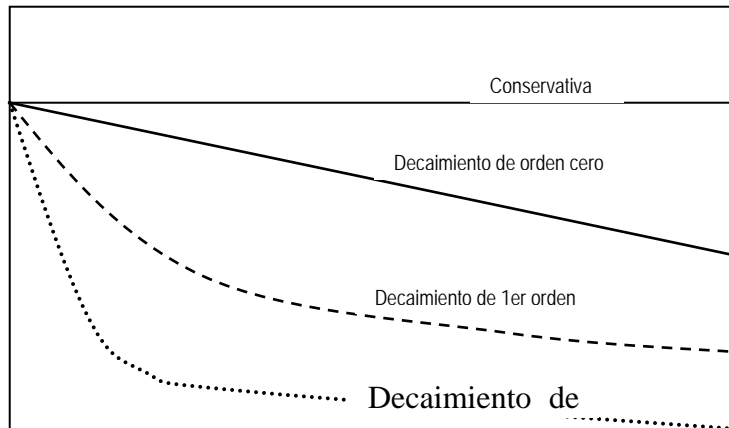
Sustituyendo  $k(C)$  en la ecuación 3-23, se obtiene:

$$u \frac{\partial C}{\partial x} = k_r C^2 \quad (3-31)$$

La ecuación anterior, puede ser resuelta como en casos anteriores a través de una separación de variables e integrando a lo largo de la tubería:

$$\frac{dC}{k_r C^2} = \frac{1}{u} dx \Rightarrow \int_{C_1}^{C_2} \frac{dC}{k_r C^2} = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{u} dx \Rightarrow \frac{C_2 - C_1}{k_r C_1 C_2} = \frac{x_2 - x_1}{u} \quad (3-32)$$

La siguiente figura muestra la forma para cuatro diferentes funciones de decaimiento.



**Ilustración 3-3 Funciones de decaimiento para diferentes órdenes de reacción.**

### 3.5.1.5 Reacción con crecimiento de orden cero. Cálculo del tiempo de residencia del agua

Normalmente en los análisis de calidad del agua, sustancias específicas son modeladas para determinar los niveles de concentración dentro de la red a través del tiempo. Estas concentraciones dependen directamente del tiempo de residencia dentro de la red, por lo que un indicador fundamental en los problemas asociados a la calidad del agua es el tiempo de residencia o la **edad del agua**. Matemáticamente la edad del agua puede ser modelada como una reacción con crecimiento de orden cero, esto,  $k(C) = I$ . Para condiciones estáticas se tiene:

$$u \frac{\partial C}{\partial x} = I \quad (3-33)$$

La ecuación anterior puede ser resuelta a través del método de separación de variables e integrando, se tiene:

$$C_2 - C_1 = \frac{x_2 - x_1}{u} = \tau \quad (3-34)$$



Esta ecuación expresa que el cambio en la concentración (edad del agua) a través del segmento de tubería es igual al tiempo de viaje dentro de la misma.

### 3.5.1.6 Reacción con crecimiento de primer orden

Este tipo de reacción es similar al decaimiento de primer orden excepto que el signo de  $k$  es positivo en vez de negativo y se asume que hay un límite para la cantidad de sustancia que puede ser producida. La concentración está limitada a un máximo de  $C^*$  porque el sistema no podrá mantener un crecimiento ilimitado o los precursores que forman la sustancia tienen una concentración limitada.

Para condiciones estáticas en un segmento de tubería, sustituyendo la relación de crecimiento de la Tabla 3-1 se tiene:

$$u \frac{\partial C}{\partial x} = k_r (C^* - C) \quad (3-35)$$

donde:

$k_r$ , coeficiente de crecimiento positivo. La ecuación anterior tiene la misma forma que la expresión 3-31, y puede ser resuelta de forma similar:

$$C_2 = C^* - (C^* - C_1)e^{-k\tau} \quad (3-36)$$

### 3.5.2 Ecuación cinética de la reacción del cloro residual libre con el volumen de agua

La mayoría de los modelos de calidad del agua aplicados a redes de distribución utilizan una ecuación cinética de primer orden, donde el coeficiente  $k$  se obtiene por medio de un ajuste exponencial a los datos medidos.

Varias instituciones integrantes de la *American Water Works Association* (AWWA), y la *Lyonnaise des Eaux* de Francia, llevaron a cabo estudios de la cinética del decaimiento del cloro en varias ciudades de los Estados Unidos de América y en Francia. Los siguientes modelos cinéticos fueron probados para caracterizar la reacción del cloro con el agua:

ecuación de primer orden, ecuación de orden  $n$ , ecuación de primer orden con concentración limitada, y en proceso paralelo de primer orden.

Las conclusiones relevantes de esos estudios, reportados en la *American Water Works Research Foundation* [AWWRF, 1996] fueron las siguientes:

- La cinética de la reacción del cloro con el agua se describe satisfactoriamente por una ecuación de primer orden
- En ocasiones se obtiene un mejor ajuste de los datos medidos con una ecuación cinética de orden  $n$ , donde  $n$  puede ser un número no entero; pero la diferencia en los resultados es mínima, comparado con la ecuación de primer orden.

Los resultados de los estudios recomendaron seguir empleando una ecuación cinética de primer orden, sin embargo, trabajos recientes [Tzatchkov, *et al*, 2004] y [Koechling, 1998] muestran que se obtiene un mejor ajuste de los datos de concentración medidos con una ecuación cinética de orden mixto con dos parámetros.

En ambos estudios se demuestra que la ecuación cinética de primer orden no describe adecuadamente el decaimiento real, y en su lugar se propone una ecuación cinética de orden mixto, caracterizada por dos parámetros  $k_1$  y  $k_2$ , cuyos valores dependen de la concentración en el inicio de la reacción.

Por lo anterior y empleando las mediciones de cloro reportadas por un estudio realizado por la Comisión Nacional del Agua y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua en la ciudad de Culiacán, [Alcocer, *et al*, 2002], resultó más adecuada una ecuación cinética de orden mixto, caracterizada por dos parámetros:  $k_1$  y  $k_2$ , [Ilustraciones 3-4 y 3-5] cuyos valores dependen de la concentración de cloro residual libre en el inicio de la reacción [Tzatchkov, *et al*, 2004].

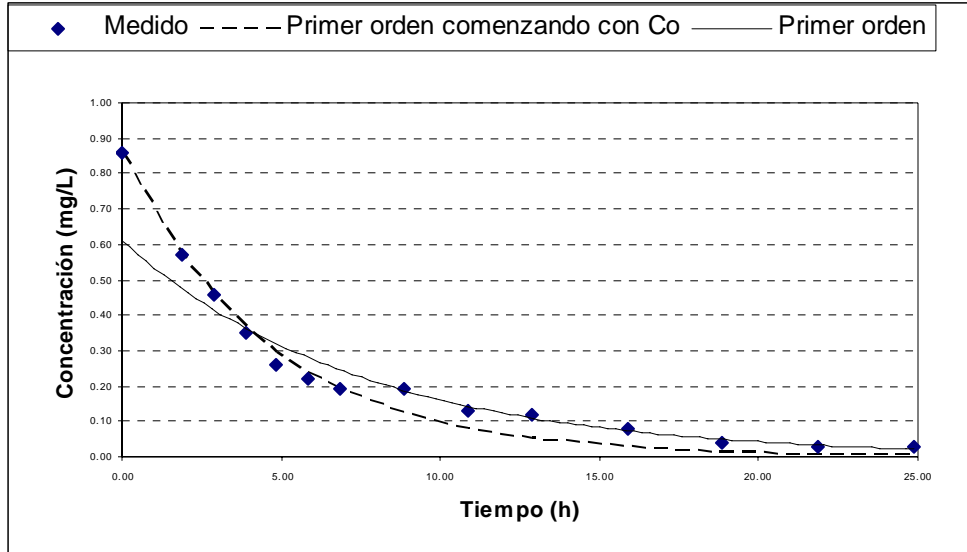


Ilustración 3-4 Concentración medida y ajuste de primer orden [Tzatchkov, *et al*, 2004]

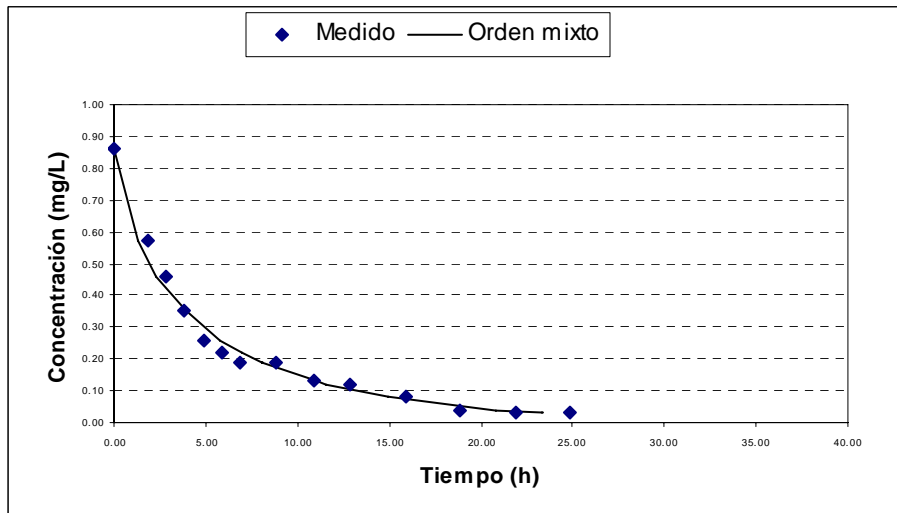


Ilustración 3-5 Evolución de la concentración obtenida por la ecuación cinética de orden mixto [Tzatchkov, *et al*, 2004]

### 3.5.3 Coeficiente de reacción total

La reacción con el volumen del agua, y la reacción con la pared son típicamente representadas por un decaimiento de primer u orden cero. Ambos tipos de reacción se mezclan en una sola,  $k$ , [Biswas y Clark, 1993; Clark, *et al*, 1994; Beatty, *et al*, 1996; Hua, *et al*, 1999] teniendo:

$$k = k_b + k_{pared} \quad (3-37)$$

donde:

$k_b$ , coeficiente de reacción con el volumen de agua;

$k_{pared}$ , coeficiente de reacción con la pared de la tubería.

### 3.5.4 Estimación del coeficiente de reacción del cloro con el volumen de agua, $k_b$

En general, los coeficientes de reacción con el volumen del agua dependen principalmente de estos factores:

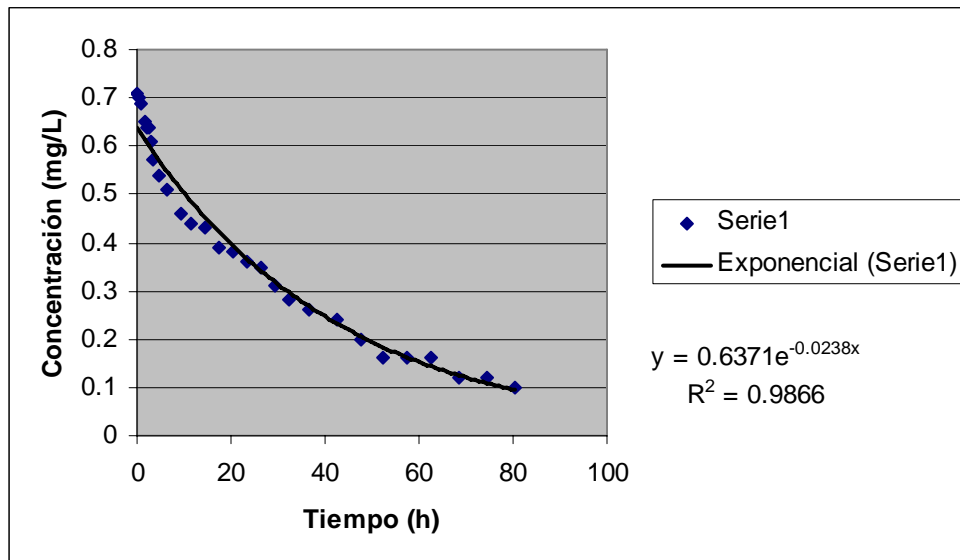
- Cantidad y tipo de materia orgánica e inorgánica dentro del agua;
- Temperatura de la misma, [Hua, *et al*, 1999; Beatty *et al*, 1996]
- Procesos de corrosión [Trusell, 1992]

Para obtener la constante de reacción con el volumen de agua, se emplea el siguiente procedimiento, [Alcocer V., *et al*, 2002]:

- Tomar las muestras de agua almacenándolas en frascos limpios de un litro, este volumen obedece al elevado número de toma muestras por frasco a través del tiempo.
- Posteriormente a intervalos de tiempo se toma la concentración del cloro del agua de las muestras.

- Con lo anterior, se el decaimiento del cloro con relación a la sola reacción con el agua (se excluye la reacción de la pared con el tubo).
- Por último se procesan los datos de las mediciones a través de un programa de ajuste de curvas, p.e. Excel<sup>®</sup>, esto con el objetivo de construir una curva de decaimiento, ver Ilustración 3-6. El ajuste se deberá realizar del tipo exponencial.

El coeficiente de reacción con el agua,  $k_b$ , será el exponente antes de  $t$ . Para el caso de la Ilustración 3-6, el valor de la reacción del cloro con el volumen de agua será de 0.0151 m/día.



**Ilustración 3-6** Curva de decaimiento de cloro en reacción con el agua, Culiacán, México, [Alcocer *et al* 2002].

Es importante mencionar que el número de muestras dentro del sitio de estudio para obtener la constante de reacción del cloro con el volumen del agua,  $k_b$ , es variable y no existe una norma establecida. Sin embargo se deberá considerar fundamentalmente la toma de muestras a la salida de las fuentes de abastecimiento (después de la desinfección), válvulas reductoras/ sostenedoras de presión, tanques y depósitos de almacenamiento o regulación, y zonas con antecedentes de insuficiencia de cloro, tuberías secundarias y en tomas domiciliarias.

### 3.5.5 Decaimiento del cloro por reacción con el volumen del agua

El agua subterránea normalmente es menos reactiva que el agua superficial. Asimismo, este tipo de coeficientes se incrementan de forma proporcional a temperaturas elevadas.

Existen diferentes tipos modelos de reacción del cloro con el volumen del agua, y son:

- Primer orden
- Segundo orden (con relación al cloro únicamente)
- Segundo orden (con relación al cloro y a otras sustancias)
- Orden  $n$
- Primer orden limitado
- Primer orden paralelo

A principios de los años noventa, se encontró que la ecuación de primer orden tiene un ajuste adecuado en relación al decaimiento por reacción del cloro con el volumen del agua,  $k_b$ , [Wable, *et al*, 1991].

De forma posterior, se ha comprobado a través de otros estudios [Zhang, *et al*, 1992], [Powell *et al*, 2000], que esta ecuación de primer orden es válida y presenta mejores ajustes con respecto a los otros tipos de modelos; actualmente esta ecuación está incluida dentro de los modelos de simulación de la calidad del agua en redes.

En la Tabla 3-2 se muestra un resumen de los diferentes trabajos realizados sobre la determinación del coeficiente de reacción del cloro con el agua,  $k_b$ .

### 3.5.6 Reacción del cloro con la pared de la tubería, $k_w$

Las sustancias contenidas en el agua en una tubería pueden ser transportadas a la pared de la misma y reaccionar con los materiales que se encuentran sobre la pared, como la biopelícula.

La reacción con la pared de las tuberías normalmente se mide en términos de tasa de reacción y depende de la cantidad de superficie disponible por reaccionar y la tasa de transferencia de masa entre el fluido y la pared de la tubería.

La superficie por unidad de volumen, que para una tubería es igual a dos dividido por el radio determina el primer factor. Por otro lado, el segundo factor puede ser representado por un coeficiente de transferencia de masa, cuyo valor depende del coeficiente de difusión molecular de la sustancia reactiva y del número de Reynolds. Por ejemplo, para una cinética de primer orden, la velocidad de reacción con la pared de la tubería puede ser expresada como:

$$k_{pared} = \frac{2k_w k_f C}{r(k_w + k_f)} \quad (3-38)$$

donde:

$k_w$ , constante de la velocidad de reacción en la pared (L/T);

$k_f$ , coeficiente de transferencia de masa (L/T);

$r$ , radio de la tubería (L).

De forma simultánea en caso de presentarse una reacción de primer orden con el seno del fluido,  $k_b$ , se podrá obtener una constante global de decaimiento,  $k$  (T<sup>-1</sup>), ésta incorporará las reacciones en la pared de tubería y en el seno del fluido, teniendo:

$$k = k_b + \frac{2k_w k_f}{R(k_w + k_f)} \quad (3-39)$$

$k_w$ , constante de la velocidad de reacción en la pared (L/T);

$k_b$ , constante de reacción del cloro con el volumen de agua

$k$ , constante global de decaimiento

A través de la expresión se puede observar que incluso si  $k_w$  y  $k_b$  son iguales, el coeficiente global de decaimiento  $k$ , podrá variar de una tubería a otra, porque mantiene una relación con el agua y con el diámetro de la tubería.

Sin embargo, para poder aplicar las ecuaciones 3-38 y 3-39 se tendrá primeramente que obtener el coeficiente de transferencia de masa, éste es usado para determinar la tasa a la que el desinfectante es consumido por la pared.

Usando el número adimensional de Sherwood, el coeficiente de difusión molecular y el diámetro de la tubería, se tiene la siguiente expresión para calcular la transferencia de masa,  $k_f$ :

$$k_f = \frac{Sh D}{d} \quad (3-40)$$

donde:

$Sh$ , número de Sherwood;

$D$ , difusividad molecular de la sustancia en el seno del fluido ( $L^2/T$ ).

$d$ , diámetro de la tubería ( $L$ ).

Para condiciones de fluido en reposo ( $Re < 1$ ), el número de Sherwood,  $Sh$ , será igual a 2.0. Para el caso de flujo turbulento ( $Re > 2300$ ), el número de Sherwood se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Sh = 0.023 Re^{0.83} \left( \frac{v}{D} \right)^{0.333} \quad (3-41)$$

en unidades inglesas

$$Sh = 0.0149 Re^{0.88} \left( \frac{v}{D} \right) \quad (3-42)$$



donde:

$Re$ , número de Reynolds (adimensional);

$\nu$ , viscosidad cinemática del fluido, ( $L^2/T$ ).

En caso de flujo laminar ( $1 < Re \leq 2300$ ), el número de Sherwood se obtiene mediante la siguiente expresión:

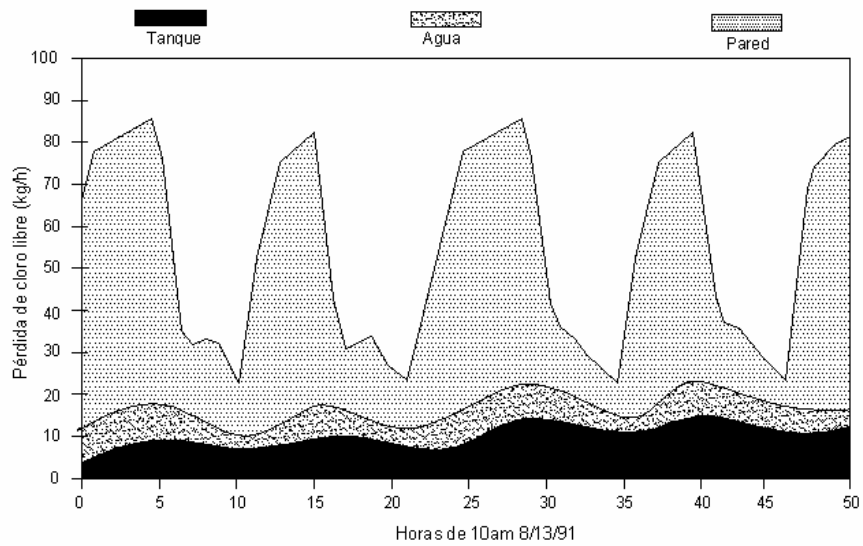
$$S_h = 3.65 + \frac{0.0668 \left( \frac{d}{L} \right) \text{Re} \left( \frac{\nu}{D} \right)}{1 + 0.04 \left[ \left( \frac{d}{L} \right) \text{Re} \left( \frac{\nu}{D} \right)^{\frac{2}{3}} \right]} \quad (3-43)$$

donde:

$L$ , longitud de la tubería.

El impacto que tiene la reacción del cloro con las paredes de la tubería, ha sido comprobado a través de estudios en campo por diferentes investigadores como [Rossman, *et al*, 1994] [Hua, *et al*, 1999], [Alcocer, *et al*, 2002] y [Alcocer, *et al*, 2003].

El primero de ellos obtuvo que el coeficiente de reacción en la pared con la tubería,  $k_w$ , tenía un rango de valores entre 0.15 y 0.45 m/día. Es importante mencionar que en este caso en particular este tipo de reacción dominaba con respecto a la reacción con el agua y en los tanques de la zona en estudio, [Ilustración 3-7].



**Ilustración 3-7 Tipos de pérdidas de cloro residual libre por reacción, [Rossman, 1994]**

Caso contrario se presenta el segundo (Hua, *et al*, 1999) estudio que expone a través de mediciones realizadas que el coeficiente de reacción del cloro con la pared,  $k_w$ , representó solo el 10% del coeficiente de reacción con el volumen del agua,  $k_b$ . El tercer estudio (Alcocer, *et al*, 2002) se realizó en una ciudad mexicana, del cual se obtuvo la magnitud de  $k_w$  en dos tuberías de 10 y 16 pulgadas de diámetro, siendo 0.1509 y 0.4140 m/día los valores de los coeficientes respectivamente para cada diámetro analizado. En el último estudio (Alcocer, *et al*, 2002), también realizado en una ciudad mexicana, se tienen valores entre 0.3076 y 2.0725 m/día [Tabla 3-3]

**Tabla 3-2 Valores reportados del coeficiente de reacción del cloro con el volumen del agua,  $k_b$**

Lugar de realización	Coefficiente de decaimiento (1/d)	pH	Temperatura °C	COT mg/L
1. Planta de tratamiento de agua, "Watcom Water", Bellingham, Washington, EUA <sup>(1)</sup>	0.833	8.05	17.40	0.84
2. Planta de tratamiento Fairfield, California, EUA <sup>(1)</sup>	1.160	8.15	17.90	1.87
3. Estación de bombeo Harrisburg Oberlin, Pennsylvania, EUA <sup>(1)</sup>	0.232	7.52	16.40	1.73
4. Acueducto del norte de Marin Russian R., North Penn "Water Authority", Lansdale, Pennsylvania, EUA <sup>(1)</sup>	1.320	7.42	22.20	0.56
5. Planta de tratamiento de N. Marin	17.700	8.85	21.90	3.55

Stafford L., Landsdale, Pennsylvania, EUA <sup>(1)</sup>				
6. N. Marín 50/50 mezcla de planta de agua de acueducto/tratamiento <sup>(1)</sup> , “Water District”, Novato, California, EUA.	10.800	7.92	22.10	--
7. Conexión Keystone de N. Penn “Water Authority”, Lansdale, Pennsylvania, EUA <sup>(1)</sup>	0.082	--	16.20	0.79
8. Planta de tratamiento. Parque del bosque N. Penn, “Water Authority”, Lansdale, Pennsylvania, EUA <sup>(1)</sup>	0.767	--	13.20	1.64
9. N. Penn 50/50 mezcla en la conexión/planta de tratamiento “Water Authority”, Lansdale, Pennsylvania, EUA <sup>(1)</sup>	0.264	--	14.70	1.23
10. Planta <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Pozo W17 en N. Penn. “Water Authority”, Lansdale, Pennsylvania, EUA<sup>(1)</sup></li> <li>▪ Pozo W12 en N. Penn. “Water Authority”, Lansdale, Pennsylvania, EUA<sup>(1)</sup></li> </ul>	0.355 0.102	-- --	14.80 18.30	1.06
11. Rossman <i>et al</i> (1994)/Cherry Hills& Brushy plains <sup>(1)</sup>	0.55	--	--	0.52
12. Boulos <i>et al</i> (1996)/Azusa, CA <sup>(1)</sup>	0.301 (prueba terminada) 0.820 (4 horas después de la cloración)	-- --	-- --	--
13. Kennedy <i>et al</i> (1993)/Akron, OH <sup>(1)</sup>	0.260-0.390	--	--	--
14. El-Shorbagy (2000)/Abu-Dhabi, Emiratos Árabes Unidos <sup>(2)</sup>	1.680	8.55	29.00	1.23
15. Powell <i>et al</i> (2000)/32 puntos en la región de Severn Trent den Inglaterra <sup>(1)</sup>	0.240-7.700 con 90 % menor que 3.600 y 50% menor a 1	--	--	--
16. Zhang <i>et al</i> (1992)/Macao <sup>(3)</sup>	1.150-2.300	7.40-7.90	23.00-30.00	1.10
17. Hua <i>et al</i> (1999)/tratamiento final y tap en Inglaterra <sup>(1)</sup>	0.480-5.400	--	--	--
18. Alcocer, <i>et al</i> , (2002). Sector “Zona Norte”, Culiacán, Sinaloa, México <sup>(4)</sup>	<b>0.040 – 0.693</b>	<b>6.00 – 7.00</b>	<b>29.00-33.00</b>	--
19. Alcocer, <i>et al</i> , (2003). Sector “Humaya”, Culiacán, Sinaloa, México <sup>(5)</sup>	<b>0.012 – 0.194</b>	<b>6.00 – 7.00</b>	<b>29.00 – 35.00</b>	<b>1.54 – 1.85<sup>(*)</sup></b>

\* Se empleó un analizador de carbón orgánico total con automuestreador 5000<sup>a</sup>, marca SHIMADZU.

<sup>(1)</sup>[Vasconcelos, J., *et al*, 1997].

<sup>(2)</sup>[El-Sharbagy, W., 2000].

<sup>(3)</sup>[Zhang, G., *et al*, 1992]

**Tabla 3-3**Valores del coeficiente de reacción del cloro con la pared de tuberías de diferente diámetro, [Alcocer, *et al*, 2003]

<b>Diámetro</b>	<b>Velocidad</b>	<b><math>k_w</math></b>
<b>pulgadas</b>	<b>m/s</b>	<b>m/día</b>
3	0.340	0.473
6	0.695	2.072
10	0.485	0.320
12	1.155	1.338
18	0.550	0.729

### **3.6 Modelación en estado permanente (estática) de la calidad del agua**

#### 3.6.1 Antecedentes

Este tipo de modelos calcula la distribución espacial de la calidad del agua a través de la red, bajo condiciones hidráulicas y de calidad del agua que no cambian en el tiempo, suponiendo también el almacenamiento no afectan a la calidad del agua.

Estos modelos se basan a partir de las ecuaciones generales de conservación de masa, haciendo todas las derivadas respecto al tiempo igual a cero y asumiendo que los coeficientes se mantienen estáticos en el tiempo.

El conjunto de ecuaciones resultante puede ser resuelto como un sistema de ecuaciones simultáneas, [Males, *et al*, 1985], por algoritmos iterativos (Tzatchkov y Arreguín 1996<sup>a</sup>) o bien empleando un método denominado “*marching out*”, [Boulos, *et al*, 1995], en el que las líneas y los nodos se ordenan hidráulicamente, comenzando por las fuentes, y progresando a través de la red, hasta llegar cubrir todos los puntos en la red.

Es importante mencionar que los modelos estáticos son más fáciles de utilizar, sin embargo las hipótesis sobre las que se fundamentan, limitan su aplicabilidad.

### 3.6.2 Modelo de mezcla de sustancias conservativas en redes

Las sustancias conservativas no reaccionan con el agua ni con los tubos de la red. El flúor, que en ciertas situaciones se introduce al agua potable por cuestiones de salud dental, pertenece a este grupo. Si la red se abastece por una sola fuente, en todos los nodos se tendrá la misma concentración, una vez establecido el flujo. El problema de cálculo de la concentración en los nodos sin embargo es no trivial en el caso de una red abastecida por más de una fuente y con diferentes concentraciones en cada fuente.

#### 3.6.2.1 Cálculo de las concentraciones en nodos para sustancias conservativas

El modelo considera una mezcla completa del agua en los nodos de la red, lo anterior se presenta cuando un nodo de la red es un punto donde se unen varias tuberías que, por una parte, introducen agua al nodo (ingresan) y, por otra, la distribuyen (egresan).

En cada nodo se debe de cumplir la ecuación general de balance de masa de la sustancia modelada:

$$\sum (Q C)_{entrada} = \sum (Q C)_{salida} \quad (3-44)$$

donde:

$Q$ , gasto

$C$ , concentración en una tubería

Los subíndices entrada y salida señalan que las sumatorias se aplican solamente a las tuberías que entran o salen del nodo según el sentido del gasto.

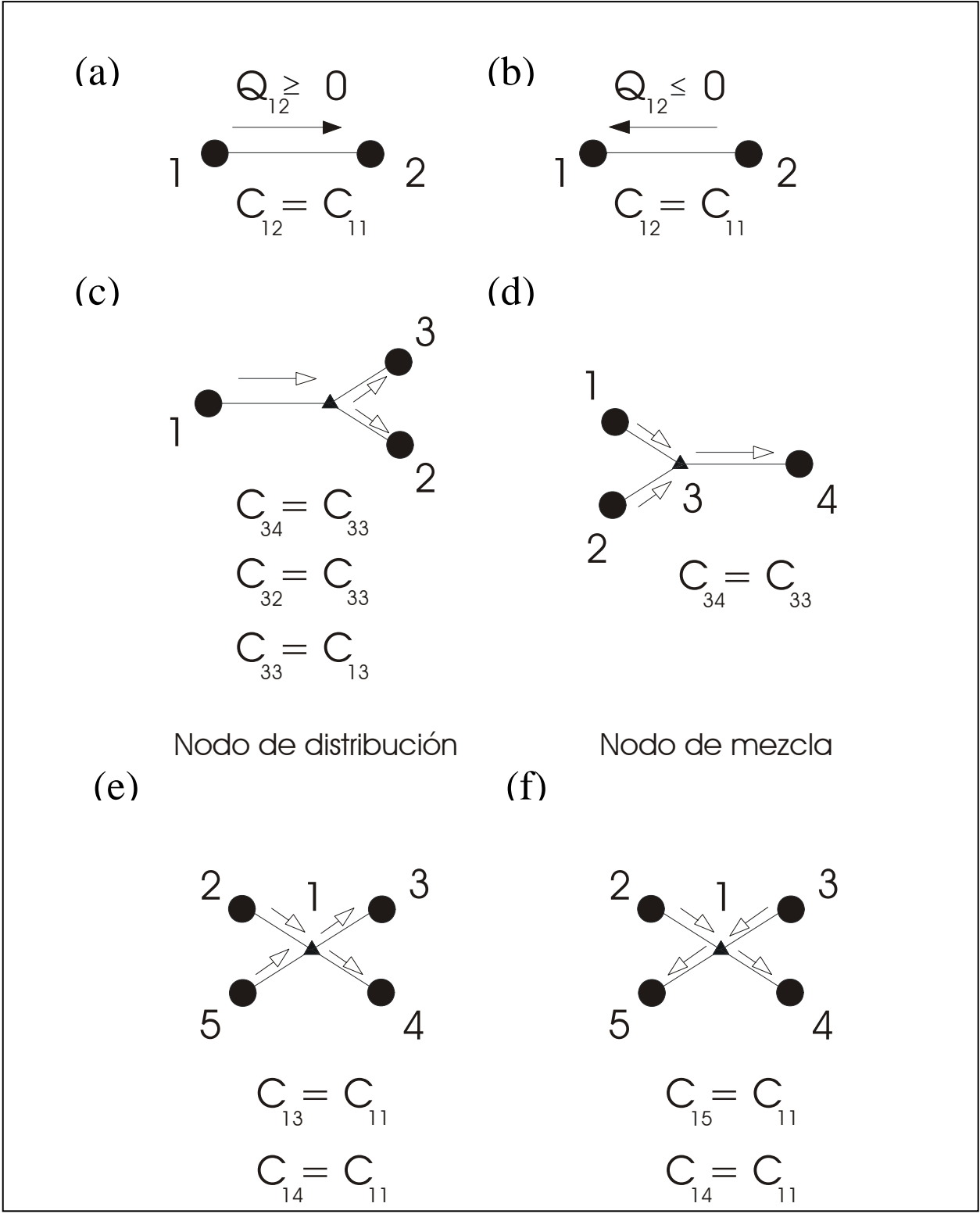


Ilustración 3-8 Cálculo de la concentración en diferentes tipos de nodo, [Tzatchkov V., 1996]

De acuerdo con la Ilustración 3-8 las ecuaciones de dilución son las siguientes:

$$C_{ij} = C_{ii}, \text{ para } Q_{ij} > 0$$

$$C_{ij} = C_{jj}, \text{ para } Q_{ij} < 0 \quad (3-45)$$

$$C_{ij} = C_{ji}, \text{ para todos los tramos } (i,j), \text{ donde } Q_{ij} > 0 \text{ [gasto desde el nodo } i \text{ hasta el nodo } j]$$

y,

$Q_{ij} < 0$  [gasto desde el nodo  $j$  hasta el nodo  $i$ ], ver Ilustración 3-8.

Para una sustancia conservativa al inicio y al final de la tubería se tiene la misma concentración (Ilustración 3.8a y 3.8b). Si en un nodo el agua ingresa por una sola tubería (nodo de distribución, (Ilustración 3.8c), en todas las tuberías que salen se tendrá la misma concentración en la tubería que entra.

Si ingresa agua por varias tuberías se tiene un nodo de mezcla y la concentración se calcula por la siguiente expresión, derivada de la ecuación 3-45:

$$C_i = \frac{(\sum Q C)_{entrada}}{(\sum Q)_{salida}} \quad (3-46)$$

donde:

$Q$  y  $C$ , gasto y concentración para las tuberías que confluyen en el nodo.

### 3.6.2.2 Algoritmo de cálculo de las concentraciones

1. Se asignan las concentraciones dadas en los nodos que representan las fuentes.
2. Se revisan en un ciclo los tramos de la red para buscar tramos que presenten concentración asignada en uno de los dos nodos. Sea el nodo que tenga concentración asignada  $i_1$  y el otro nodo del tramo  $i_2$ . Si el sentido del gasto es de  $i_1$  a  $i_2$ , se realiza lo siguiente:

3. Se asigna al tramo la concentración del nodo  $i_1$
4. Se revisa cuantos tramos introducen agua al nodo  $i_2$ . Si es uno solo se asigna al nodo  $i_2$ , la concentración de  $i_1$ , en caso contrario se pasa al punto (c).
5. Se aplica la ecuación 3-46, si se tienen las concentraciones en todos los tramos que introducen agua a  $i_2$ .
6. El ciclo 2. se repite mientras haya nodos sin concentración asignada.

### 3.6.2.3 Cálculo de la contribución de las fuentes sobre cada nodo

El algoritmo presentado en 3.6.2.2 podrá ser usado para obtener el porcentaje de contribución de cada frente sobre cada nodo. Para lograrlo, fuente por fuente, basta con asignar una contribución ficticia = 100 % en una fuente y concentración = 0% en las demás fuentes, y luego aplicar el algoritmo.

### 3.6.3. Tiempos de residencia o traslado

Frecuentemente la edad del agua está relacionada con el deterioro de la calidad del agua. La pérdida del desinfectante residual, la formación de subproductos de desinfección y el crecimiento bacteriano pueden provenir del envejecimiento del agua. Por lo anterior, un objetivo implícito en el diseño y la operación de los sistemas de distribución de agua potable es la minimización de los tiempos de residencia del agua dentro de las tuberías.

El tiempo de residencia óptimo será aquel que conjugue las variables dependientes de la calidad del agua como, reacción, el tipo de desinfectante empleado, y el tiempo de viaje del agua desde la fuente de suministro hasta los nodos.

El cálculo del tiempo de residencia proporciona un método simple e indirecto de medir la calidad del agua suministrada, sin la necesidad de conocer a detalle otros parámetros complicados de medir como la reacción del cloro.



El tiempo de residencia en cualquier nodo de la red puede ser interpretado como el **tiempo de viaje** hasta ese nodo, siempre y cuando el sistema de distribución trabaje en condiciones hidráulicas permanentes.

Sin embargo “los tiempos de viaje” pueden ser muy variables debido al número de posibles rutas o caminos que puede seguir el agua desde el punto de alimentación hasta un nodo determinado. Para considerar la mezcla de flujos con distintos tiempos se determina el *tiempo de residencia medio A*.

#### 3.6.3.1 Cálculo del tiempo de residencia

Para obtener el tiempo de residencia se realizan las siguientes hipótesis:

1. El tiempo que permanece el agua en una red antes de ser consumida es igual al tiempo de traslado desde la fuente hasta el punto donde se consume.
2. El tiempo de traslado en un tramo de la red es igual a la longitud de éste dividida por la velocidad del flujo
3. El tiempo de traslado de una fuente hasta el nodo será la suma de todos los tiempos de traslado de los tramos a lo largo de la trayectoria que parte de la fuente y termina en el nodo.
4. En una red cerrada se consideran tres tiempos para conocer el tiempo de residencia del agua: mínimo, máximo y promedio.

#### 3.6.3.2 Tiempo mínimo de traslado

Se define como el tiempo de traslado más corto. En teoría de redes (teoría de grafos) se utiliza el algoritmo de Dijkstra, [Lipskii, 1988], para encontrar los caminos más cortos de un nodo fuente hasta los restantes de la red. Este algoritmo se puede emplear de la forma siguiente (Tzatchkov y Arreguín, 1996):

1. Se asigna un tiempo de traslado cero al nodo fuente y tiempos al infinito en los nodos restantes de la red
2. Se calculan los tiempos de traslado desde las fuentes hasta los puntos vecinos
3. El nodo fuente se excluye de la lista de nodos
4. El nodo con valor más bajo del tiempo de traslado se asume como un nuevo nodo fuente
5. Se repiten los puntos 2 a 4. Si en un nodo se tiene un tiempo de traslado asignado anteriormente, se asigna el nuevo valor calculado solamente cuando es menor. El cálculo termina cuando se excluya todos los nodos de la lista.

### 3.6.3.3 Tiempo máximo de traslado

Es el mayor de los tiempos de traslado por todos los caminos de la fuente hasta un nodo de la red. El algoritmo de Dijkstra puede aplicarse para el cálculo del tiempo máximo solamente en algunos casos, porque no funciona en redes cíclicas. Una red orientada cíclica se presenta por lo menos por un par de nodos, por ejemplo  $u$  y  $v$ , tales que existe un camino de  $u$  a  $v$  y, otro de  $v$  a  $u$ . Por lo anterior se utiliza el algoritmo de Ford-Bellman que se describe de la forma siguiente (Tzatchkov y Arreguín, 1996):

1. Se asigna el valor cero al tiempo de traslado para el nodo fuente
2. Se recorren en un ciclo los nodos de la red. En cada nodo se ejecuta lo siguiente:
3. Se identifican los tramos que salen del nodo
4. Para cada uno de estos tramos se calcula la suma del tiempo de traslado para el nodo inicial y el tiempo de recorrido del tramo  $L/V$ , que representa una nueva estimación del tiempo máximo en los nodos vecinos.
5. Si el valor de la nueva estimación resulta mayor que el tiempo de traslado obtenido anteriormente, se asigna este valor para el tiempo máximo del nodo.
6. El proceso se repite hasta el momento cuando en un ciclo completo no se obtenga una estimación mejor del tiempo máximo en ningún modo.

Está probado [Lipskii, 1988] que se necesitan no más de  $n - 2$  iteraciones, donde  $n$  es la cantidad de nodos en la red.

### 3.6.3.4 Tiempo promedio de traslado

El tiempo promedio de traslado de una fuente a un nodo es igual al valor promedio de los tiempos de traslado tomados por los diferentes caminos de la fuente al nodo, ponderados con el gasto y la contribución de la fuente, y se define de la forma siguiente:

$$T_{ij} = \frac{\sum_k \left\{ T_{ij} + \left( \frac{L}{V} \right)_{ki} \cdot F_{kj} \cdot Q_{ki} \right\}}{\sum_k (F_{kj} \cdot Q_{ki})} \quad (3-47)$$

donde:

$T_{ij}$ , señala el tiempo promedio de recorrido desde el nodo fuente  $j$  hasta el nodo  $i$ ; la sumatoria se toma sobre los nodos  $k$  vecinos y ubicados aguas arriba del nodo  $i$ ;

$(L/V)_{ki}$ , expresa el tiempo de recorrido en el tramo desde el nodo  $k$  hasta el nodo  $i$ ;

$T_{kj}$ , tiempo promedio para los nodos  $k$

$F_{kj}$ , fracción de flujo en el nodo  $k$  proveniente del nodo fuente  $j$

$Q_{ki}$ , gasto en el tramo desde el nodo  $k$  hacia el nodo  $i$

Si se considera el tiempo de residencia del agua procedente de una fuente  $i$  en el nodo  $j$ , debe hacerse un análisis previo para determinar el factor de contribución de dicha fuente en cada nodo adyacente  $k$ ,  $C_k$ :

Esta ecuación se puede solucionarse con el método “*marching out*” o “*water tracing model*”, que traza el movimiento del flujo desde el punto de inyección a los nodos del sistema. Para realizar el análisis, el modelo ordena los nodos y líneas, de forma que para calcular el tiempo de residencia en un nodo, previamente se hayan calculado los tiempos de residencia de todos los nodos situados aguas arriba.

Otra solución de tipo iterativo se presenta en Tzatchkov y Arreguín (1996).

### **3.7 Modelación dinámica de la calidad del agua**

Actualmente los modelos dinámicos que simulan la calidad del agua dentro de las tuberías de agua potable explican los cambios que ocurren durante un período extendido determinado, por lo que proporcionan una mejor visión del comportamiento del sistema.

Estos modelos de acuerdo a su clasificación espacial se dividen en eulerianos y lagrangianos, y temporalmente, como orientados al tiempo y orientados al suceso.

Los **modelos eulerianos** dividen la red en una serie de volúmenes fijos de control, interconectados entre sí, y registran los cambios en las fronteras o dentro de esos volúmenes, a medida que el agua pasa a través de ellos.

Los **modelos lagrangianos** siguen los cambios en una serie de tramos discretos de agua a medida que viajan a través de la red.

Las simulaciones orientadas al tiempo actualizan el estado de la red a intervalos de tiempos fijos, mientras que las simulaciones orientadas al suceso actualizan el estado del sistema sólo en los instantes en que ocurre un cambio.

Cada uno de estos métodos asume que un modelo hidráulico ha determinado la dirección y la velocidad del caudal en cada tubería en intervalos específicos, normalmente de una hora, durante un período extendido. En cada intervalo de tiempo hidráulico, se admite que la velocidad del agua permanece constante. El transporte y la reacción de sustancias como el cloro, tienen lugar a intervalos de tiempo más pequeños. Al inicio de cada nuevo intervalo de tiempo hidráulico se realizan ajustes para tener en cuenta posibles cambios en la velocidad y dirección del caudal.

Varios investigadores realizaron una comparación entre métodos de solución que se emplean dentro de la simulación dinámica [Rossman y Boulos, 1996], estos últimos concluyen que la precisión numérica es similar. Sin embargo también aportaron con lo siguiente:

- Los métodos lagrangianos resultan más eficientes para modelar el transporte en relación a los eulerianos.
- Los métodos eulerianos son más eficientes en relación al tiempo de CPU y al uso de la memoria de la computadora.

### 3.7.1 Método de diferencias finitas (FDM)

El FDM es un método euleriano que aproxima las derivadas de la ecuación de transporte (ecuación 3-12) con sus equivalentes diferencias finitas, a lo largo de una malla fija de puntos en el tiempo y en el espacio. Para resolver éste tipo de ecuaciones diferenciales del tipo hiperbólicas, se pueden emplear varios métodos, por ejemplo el método de Lax-Wendroff, según el cual la forma en diferencias finitas de la ecuación de transporte resulta de la forma siguiente:

$$C_{i,s}^{t+\Delta t} = 0.5\alpha(1+\alpha)C_{i,s-1}^t + (1-\alpha^2)C_{i,s}^t - 0.5\alpha(1-\alpha)C_{i,s+1}^t + r(C_{i,s}^t) \quad (3-48)$$

$$\alpha = \frac{u \Delta t}{\Delta x} \quad (3-49)$$

donde:

$\Delta x$ , distancia entre cada punto de la malla espacial;

$\Delta t$ , intervalo de tiempo de calidad del agua;

$C_{i,s}^t$ , concentración en el punto de la malla  $s$  del tramo  $i$  en el instante  $t$ ;

### 3.7.2 Método de los elementos discretos de volumen (DVEM)

Es un método euleriano que divide la tubería en una serie de segmentos completamente mezclados de igual volumen,  $V_i$ , siendo  $m_i^k$ , la masa de la sustancia dentro de cada elemento de volumen. En cada intervalo de cálculo de calidad del agua,  $\tau$ , la concentración dentro de cada segmento de volumen es afectada primero por la reacción, y después transferida al segmento adyacente situado aguas abajo.

Este método es el incluido dentro de programas comerciales como el EPANET1<sup>®</sup>, [Rossman, 1994], desarrollado por *Environmental Protection Agency*, el cual se explicará con mayor detalle en el capítulo siguiente. Para asegurar que no se traslade más allá del nodo aguas abajo, el elemento de volumen debe ser menor o igual a  $Q_i \cdot \tau$ , siendo  $Q$  el caudal de la línea  $i$  y además  $\tau$  no puede ser mayor que el tiempo de residencia en una línea:

$$\tau = \min_i \left( \frac{V_i}{Q_i} \right) \quad (3-50)$$

$$\eta_i = \frac{V_i}{Q_i \cdot \tau} \quad (3-51)$$

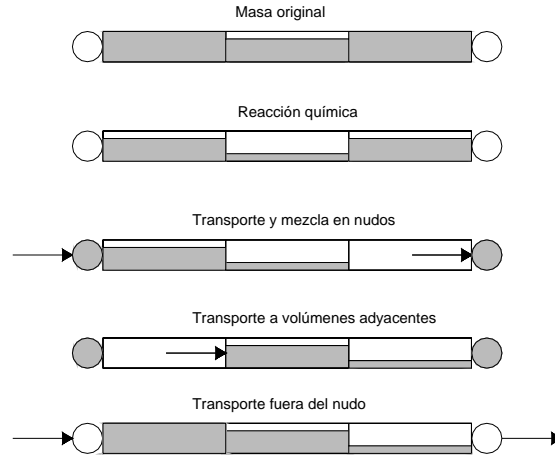
$$v_i = \frac{V_i}{\eta_i} \quad (3-52)$$

Después de dividir todas las líneas de la red en elementos de volumen y se calcula la distribución inicial de masa, la propagación de ésta a través de la red se realiza en cuatro etapas [Ilustración 3-9]:

#### 1. Etapa: reacción química

La masa de cada elemento de volumen reacciona en el intervalo  $\tau$ . Si la reacción es de primer orden, se tendrá:

$$m_i^k = m_i^k \cdot \exp(\alpha\tau) \quad (3-53)$$



**Ilustración 3-9 Etapas de transporte de masa en la línea o tubería.**

## 2. Etapa: mezcla en los nodos

Se realiza el transporte de masa y caudal desde el último elemento de cada línea hasta el nodo aguas abajo, y se calcula una nueva concentración:

$$M_j = \sum_i m_i^{\eta_i} \quad (3-54)$$

$$V_j = \sum_i Q_i \cdot \tau \quad (3-55)$$

$$C_j = \frac{M_j}{V_j} \quad (3-56)$$

donde:

$M_j$ , masa que entra al nodo  $j$ ;

$m_i^{\eta_i}$ , masa del último elemento de la línea  $j$ ;

$V_j$ , volumen total que entra al nodo  $j$ ;

$C_j$ , concentración en el nodo  $j$ .

### 3. Etapa: transporte a volúmenes adyacentes

La masa cambia desde el elemento de volumen  $k$  al  $k+1$  de cada línea, sin llegar al último elemento:

$$m_i^{k+1} = m_i^k \quad k = 1, 2, \dots, \eta_i - 1 \quad (3-57)$$

### 4. Etapa: transporte fuera del nodo

Sale de la masa de cada nodo al primer elemento de volumen de todas las líneas salientes del nodo:

$$m_i^1 = C_j \cdot Q_j \cdot \tau \quad (3-58)$$

Esta secuencia se repite para cada intervalo  $\tau$ , hasta que ocurre el siguiente intervalo hidráulico. Entonces se realiza una nueva segmentación de la red para reflejar los cambios en los tiempos de viaje, la masa es redistribuida desde la anterior a la nueva segmentación y se continúan los cálculos. El cálculo termina cuando se han cubierto todos los intervalos de cálculo hidráulico.

En este modelo existen dos puntos importantes por considerar:

- Para el caso de tuberías muy cortas y con altas velocidades, esto es  $\tau \ll$ , y en consecuencia tiempos de simulación prolongados, se fija un intervalo de tiempo de cálculo mínimo,  $\tau_{min}$ .
- Para las bombas y válvulas involucradas dentro del cálculo se considera que el transporte es instantáneo.



- Caso contrario, para los casos de tuberías muy largas y con velocidades bajas, que podrían dar un elevado número de segmentos, se fija un número máximo de segmentos,  $\eta_{\max}$ .

Al comienzo de la simulación y de cada intervalo de cálculo hidráulico, si hay cambios en la velocidad o en el sentido del caudal, se deben especificar las concentraciones en cada elemento. Las concentraciones de los nodos se determinan a partir de las condiciones iniciales, con esto se determinan las masas de los elementos de volumen mediante interpolación lineal entre los nodos extremos:

$$m_i^k = C_i^0 \cdot v_i + \frac{(k-1) \cdot (C_i^{\eta_i} - C_i^0) \cdot V_i}{\eta_i - 1} \quad k=1,2,\dots,\eta_i \quad (3-59)$$

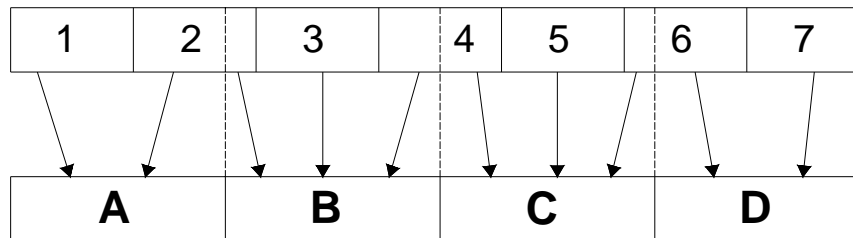
donde:

$C_i^0$ , concentración del nodo aguas arriba de la línea  $i$ ;

$C_i^{\eta_i}$ , concentración del nodo aguas abajo de la línea  $i$ .

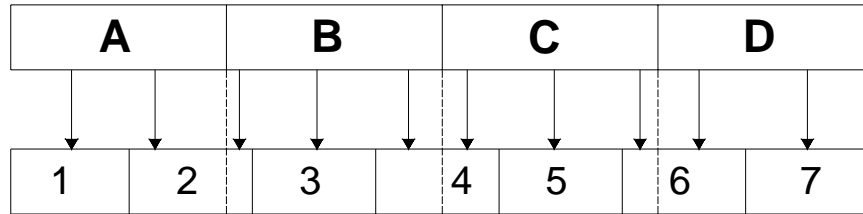
Vale la pena mencionar que cuando varían las dimensiones de los elementos de volumen, se debe traspasar la distribución de masa de la antigua segmentación a la nueva [Ilustraciones 3-10 y 3-11]

#### De más a menos segmentos



**Ilustración 3-10 Redistribución de masa en una línea (tubería) al cambiar la segmentación**

#### De menos a más segmentos



**Ilustración 3-11 Redistribución de masa en una línea (tubería) al cambiar la segmentación**

La precisión del método DVEM depende del tamaño del intervalo de tiempo de la calidad del agua utilizada. Este método evita la dispersión numérica dentro de cada intervalo de tiempo hidráulico porque los contenidos de los segmentos adyacentes no se mezclan nunca.

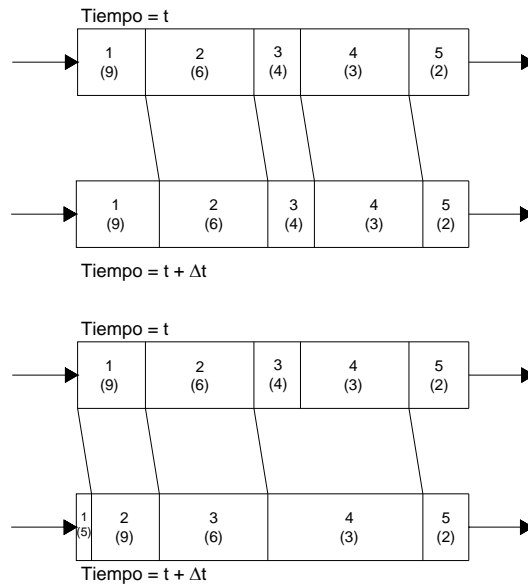
### 3.7.3 Método orientado al tiempo (Time Driven Method, TDM)

Este método lagrangiano sigue la concentración y tamaño de una serie de segmentos de agua no superpuestos que lleva cada tramo de la red [Liou y Kroon, 1987].

A medida que el tiempo avanza, el tamaño del segmento situado aguas arriba en un tramo se incrementa al entrar el agua en el tramo, mientras se produce una disminución de igual tamaño en el segmento situado aguas abajo, al salir el agua del tramo [Ilustración 3-12]. El tamaño de los segmentos situados entre dichos segmentos extremos permanece sin cambio.

Para cada intervalo de tiempo de calidad del agua, los contenidos de cada segmento están sujetos al fenómeno de la reacción, y se mantiene un cómputo acumulado de la masa total y del volumen que entra en cada nodo, y las posiciones de los segmentos son actualizadas.

Se calculan entonces nuevas concentraciones nodales y se producen nuevos segmentos en el inicio de los tramos con el caudal que abandona cada nodo. La generación de un número excesivo de segmentos es controlada, creando nuevos segmentos sólo cuando el segmento existente aguas debajo de un nodo difiere en concentración con una determinada tolerancia. El proceso se repite para el siguiente intervalo de tiempo de calidad.



**Ilustración 3-12 Método de Liou y Kroon.**

Al comienzo del siguiente intervalo de tiempo hidráulico, el orden de los segmentos en cualquier tubería que experimenta una inversión de caudal, es modificado. En caso contrario, no es necesario ningún ajuste. La naturaleza lagrangiana del TDM evita cualquier dispersión numérica en el interior de los tramos. Sin embargo, se puede introducir alguna mezcla artificial entre segmentos en los nodos situados aguas abajo, cuando se consume más del primer segmento en un tramo durante un intervalo de tiempo. La precisión de este método depende de la elección del intervalo de tiempo, y de la tolerancia de concentración utilizada para limitar la generación de nuevos segmentos.

### 3.7.4 Método orientado al suceso (Event Driven Method, EDM)

Este es un método lagrangiano que es similar al TDM, excepto que en lugar de actualizar la red entera a intervalos de tiempos fijos, las condiciones de los tramos o nodos, se actualizan sólo en los instantes en los que el primer segmento de un tramo desaparece completamente a través de su nodo aguas abajo [Boulos, *et al*, 1995].

El EDM requiere que se mantenga una lista ordenada de la existencia del primer segmento de cada tramo. El siguiente suceso ocurre para el segmento situado al inicio de esta lista, el

que tiene prevista la vida más corta. En el instante de este siguiente suceso tienen lugar las siguientes acciones:

1. El segmento “suceso” es destruido y el tiempo de la simulación es actualizado;
2. Se registra una nueva concentración en el nodo que consume el segmento “suceso” cuando el siguiente segmento en la línea lo reemplaza, y se mezcla con el agua de los primeros segmentos de otros tramos conexos;
3. Si el cambio de concentración en el nodo “suceso” está por encima de una tolerancia especificada, se generan nuevos segmentos en el inicio de todos los tramos con caudal saliente del nodo, con una concentración igual a la del nodo;
4. Se ajustan las vidas proyectadas de todos los segmentos iniciales, y el suceso es reordenado.

Este proceso continúa hasta el final del intervalo de tiempo hidráulico actual. En ese instante, todas las posiciones de los segmentos y las concentraciones son actualizadas. Al inicio del siguiente suceso hidráulico, se cambia el orden de los segmentos en los tramos que experimentan una inversión de caudal. Entonces se genera una nueva lista ordenada de sucesos y la secuencia continúa.

Este método también evita la dispersión numérica y errores de cambio de fase. Su precisión no depende de alguna limitación en el intervalo de tiempo, sino únicamente de la tolerancia de la concentración utilizada para limitar la generación de segmentos.

Vale la pena mencionar que puede introducirse algún error adicional cuando suceden inversiones de caudal para sustancias reactivas, dependiendo de cómo se trate la inversión del perfil de concentración que existe dentro de cada segmento [Boulos, *et al*, 1995].

### **3.8 Resumen**

En México no existe referencia de validación de modelos de simulación de la calidad del agua aplicada a redes de distribución “reales” o en servicio; incluso a nivel internacional pocos investigadores han realizado este tipo de estudios debido a la complejidad del tema y la enorme cantidad de recursos económicos, humanos y de infraestructura que se requiere para realizar trabajos de modelación hidráulica y de calidad del agua.

A partir de este precedente en la presente tesis se seleccionaron varias redes de distribución reales con el objetivo de validar la teoría que soporta la modelación matemática y el alcance técnico (ventajas y desventajas) que presenta la misma.

## **4. IMPLEMENTACIÓN Y CALIBRACIÓN DE MODELOS DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA Y DE CALIDAD DEL AGUA EN REDES DE DISTRIBUCIÓN EN SERVICIO**

**Publicado en la Revista Ingeniería Hidráulica en México,  
volumen XIX, número 2, abril-junio 2004**

**Premio Nacional de Ingeniería Civil “Miguel A. Urquijo” 2003-2004**  
**Colegio de Ingenieros Civiles de México**

## 4.1 Introducción

Existen referencias que muestran que la calidad del agua dentro de un sistema de distribución cambia en su trayectoria desde las fuentes de abastecimiento hasta la toma domiciliaria. El cloro utilizado como desinfectante decae una vez introducido en la red y existe el peligro de que ciertas partes de ella queden desprotegidas, con el correspondiente riesgo para la salud de la población. Actualmente la mayoría de los organismos operadores de agua potable en México determinan la dosis del desinfectante en las conexiones de la red con las fuentes, en las estaciones de re-inyección y en algunos otros puntos a través de monitoreos continuos que realice el organismo operador. Sin embargo resulta imposible realizar muestreos en toda la red, generando incertidumbre en la concentración del desinfectante en muchos tramos (incluso en aquellos con tubería principal) del sistema. Para garantizar la calidad del agua en las redes de distribución de agua potable, es necesario tener concentraciones específicas de los parámetros establecidos dentro de la NOM-127-SSA1-1994, que establece los límites máximos permisibles del agua para consumo humano. Por ejemplo el cloro residual, utilizado como desinfectante tiene límites permisibles de 0.20 a 1.50 mg/L. Vale la pena mencionar que no siempre la menor concentración se presenta en las zonas más alejadas a las fuentes de abastecimiento, pues el decaimiento es proporcional al tiempo de residencia del agua dentro de la red, esto es, pueden presentarse concentraciones reducidas de cloro en zonas con velocidad baja, o bien, en tanques de almacenamiento. Por otro lado, el control de la concentración del desinfectante puede ser complicado cuando la red es abastecida por varias fuentes a la vez.

Existen modelos matemáticos que simulan el comportamiento de la calidad del agua en las redes de distribución, que implementados en computadoras hacen posible predecir la concentración del cloro (u otro parámetro físico-químico del agua) bajo diferentes escenarios de operación en todos los puntos de la red, y con esto garantizar una adecuada calidad del agua en todo el sistema. Varios modelos de este tipo han sido propuestos (AWWARF y EPA 1991, AWWARF 1996, Tzatchkov *et al.* 1994, Tzatchkov y Arreguín 1996, Tzatchkov 1996, Tzatchkov *et al.* 2000, Tzatchkov *et al.* 2002, Chávez *et al.* 1998 y Chávez *et al.* 2000), pero la mayoría de ellos se han probado en redes pequeñas, o en

sistemas grandes muy simplificados, esto es, considerando solamente las tuberías principales. Cabe señalar que un modelo de calidad del agua es útil precisamente en redes grandes y considerando todas las tuberías.

En redes pequeñas los tiempos de residencia hidráulica son cortos, y no se produce un decaimiento apreciable del desinfectante (Tzatchkov *et al.* 1994)). Una situación similar se presenta en modelos de redes grandes, cuando se incluyen solamente las líneas principales donde las velocidades del flujo son altas y por lo tanto el tiempo de residencia es corto. También es común la existencia de redes donde la velocidad del flujo es baja, y los recorridos del agua son largos en las tuberías de diámetro pequeño (llamadas *tuberías secundarias* o *tuberías de distribución*), que es donde conectados los usuarios y es ahí donde importa saber si la concentración del desinfectante es suficiente. En este capítulo presenta algunos resultados de dos estudios, enfocado a la implementación y calibración de un modelo de calidad del agua en una ciudad grande (Culiacán, Sin.), incluyendo todas las tuberías en la red (3 pulgadas y mayores). Los estudios fueron implementados en los sectores “Zona Norte” el primero de ellos y el segundo en el sector “Humaya”, ambos en la ciudad de Culiacán, Sinaloa, México. La terminación exitosa de estos estudios dan la pauta para la futura aplicación del modelo a nivel nacional e internacional con los beneficios que de eso provienen para los organismos operadores del país (Alcocer *et al.* 2002).

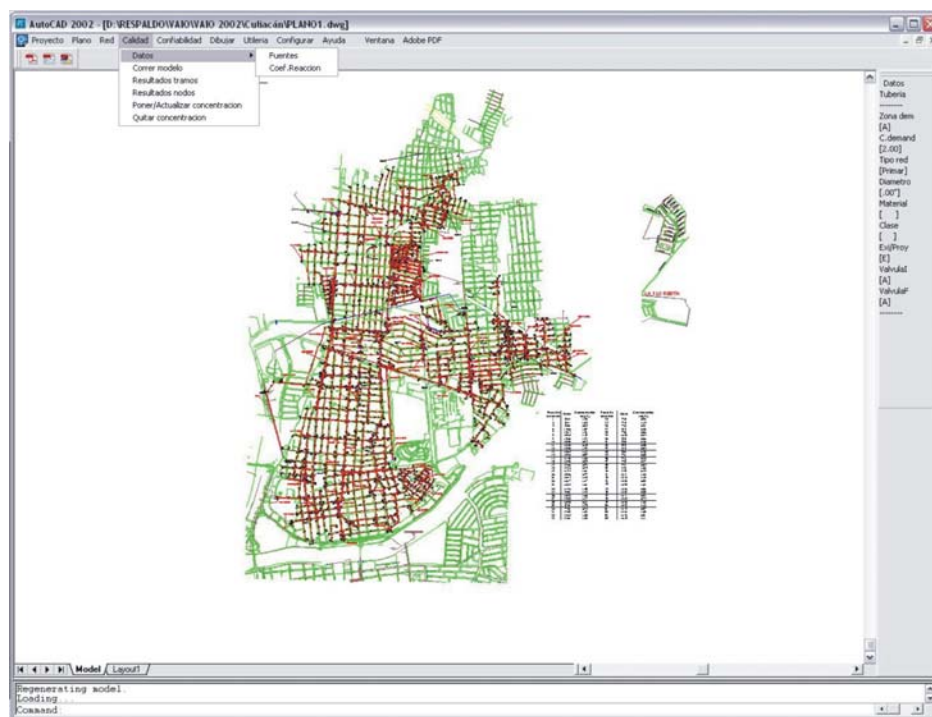
#### **4.2 Primer caso de aplicación. Sector “Zona Norte”, Culiacán, Sinaloa**

Como se ha mencionado previamente, el modelo matemático de la calidad del agua en redes de agua potable se compone de dos submodelos, uno hidráulico que calcula los gastos y las velocidades del flujo en los tramos en la red y otro físicoquímico (submodelo de calidad del agua propiamente) que calcula la concentración de la sustancia modelada en los puntos de la red usando los resultados del modelo hidráulico.



#### 4.2.1 Modelo de simulación

Como submodelo hidráulico se utilizó el Sistema de Cómputo para el Análisis y Diseño de Redes (SCADRED<sup>®</sup>) del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (Tzatchkov e Izurieta 1996). El SCADRED<sup>®</sup> permite graficar la red de agua potable en el ambiente de AutoCAD<sup>®</sup>, introduciendo a la vez los datos de diámetros de tuberías, coeficientes de rugosidad, elevaciones de los nodos, dimensiones de tanques, bombes, dotación de agua potable (en l/hab-día), y otros. Usando estos datos el SCADRED<sup>®</sup> obtiene el gasto, la velocidad, la pérdida de carga en cada tubería de la red y la elevación piezométrica y la presión en cada nodo, para los casos de flujo permanente y no permanente. En esta etapa el análisis se limitó a flujo permanente, correspondiente a la hora de máxima demanda en la red. Como submodelo de calidad del agua se implementó un nuevo módulo dentro del SCADRED<sup>®</sup>, basado en los métodos descritos en Tzatchkov y Arreguín (1996) de cálculo de la calidad del agua con flujo permanente (Ilustración 4-1).



**Ilustración 4-1 Red de distribución de la zona Norte digitalizada e incorporación del menú de calidad del agua dentro del sistema SCADRED<sup>®</sup>**

Este módulo consiste en lo siguiente:

1. Introducción de datos. Introducen por medio de dos archivos: fuentes de concentración conocida (Ilustración 4-2) y coeficientes de reacción (Ilustración 4-3).
2. Simulación ó corrida.
3. Visualización de resultados en archivos con tablas por tramos y por nodos (Ilustración 4-4).

En la Ilustración 4-4 se aprecia la concentración calculada con el modelo para cada nodo, la influencia que tiene la fuente ubicada en el nodo 8000, sobre el consumo en los nodos y los tiempos máximos, medios y mínimos de la trayectoria del agua dentro de las tuberías, desde la fuente hasta cada nodo. El modelo obtiene una tabla para cada nodo con concentración conocida en la red.

Crucero	Concentracion
	(mg/L)
8000	1.67
3004	1.65
8011	1.42

**Ilustración 4-2** Contenido del archivo de concentración dada en las fuentes del nuevo módulo del SCADRED®

Material	Diámetro (mm)	Diámetro (pulg.)	Clase	Coefficiente de decaimiento (1/hora)
"A.C. "	200	8	"A-7"	0.0638
"A.C. "	250	10	"A-7"	0.0638
"Acero"	500	20	"A-7"	0.0638
"Acero"	450	18	"A-7"	0.0638
"Acero"	350	14	"A-7"	0.0638
"P.V.C"	50	2	"RD26"	0.0638
"P.V.C"	100	4	"RD26"	0.0638
"P.V.C"	150	6	"RD26"	0.0638
"Valv. "	250	10	"RedPr"	0.0638

**Ilustración 4-3** Contenido del archivo de coeficiente de reacción en las tuberías del nuevo módulo del SCADRED®

#### 4.2.2 Sitio de aplicación del modelo

La zona seleccionada se ubica al norte, que corresponde al Sector II de la ciudad de Culiacán, Sin. (Ilustración 4-5). Por su cercanía al mar, la topografía del terreno presenta elevaciones entre los 40 y 80 m.s.n.m. La población de la zona actual es de 61500 habitantes aproximadamente, determinada con base en el número de tomas en la zona y al índice de hacinamiento por toma de 4.20 hab/toma, JAPAC, 2002.

Resultados para la fuente: Nodo 8000					
Nodo	Concentración (mg/L)	Influencia (%)	Tiempos de viaje		
			Máximo (hr)	Mínimo (hr)	Medio (hr)
88	1.2	0.02	21.30		5.34
89	1.3	0.02	20.16		4.20
90	1.3	0.02	20.10		4.15
93	1.3	0.03	19.80		3.84
94	1.3	0.96	18.53		2.57

#### Ilustración 4-4 Contenido del archivo de resultados para los nodos del nuevo módulo del SCADRED®

Las principales fuentes de abastecimiento de la zona son: las plantas potabilizadoras Isleta I y II, que aportan 284 L/s (en promedio), y una batería compuesta por ocho pozos, que contribuyen con 263 L/s. La estructura de regulación es el Tanque Zona Norte, ubicado sobre la cota 80.09 m.s.n.m, tiene capacidad de 2000 m<sup>3</sup> y una altura máxima de 6.30 m. La red de agua potable de la Zona Norte está seccionada en dos regiones: uno y dos, siendo el límite entre éstas la calle Universitarios. La región uno de la zona se abastece por la batería de ocho pozos y la dos por dos plantas potabilizadoras. La Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culiacán (JAPAC) maneja puntos de monitoreo constante (ó ruta fija) de la concentración del cloro en la zona Norte, ver Tabla 4-1 e Ilustración 4-6.

#### 4.2.3 Modelación hidráulica

Para la construcción del modelo hidráulico se requirió de una gran cantidad de información. Parte de ésta fue proporcionada por la JAPAC.

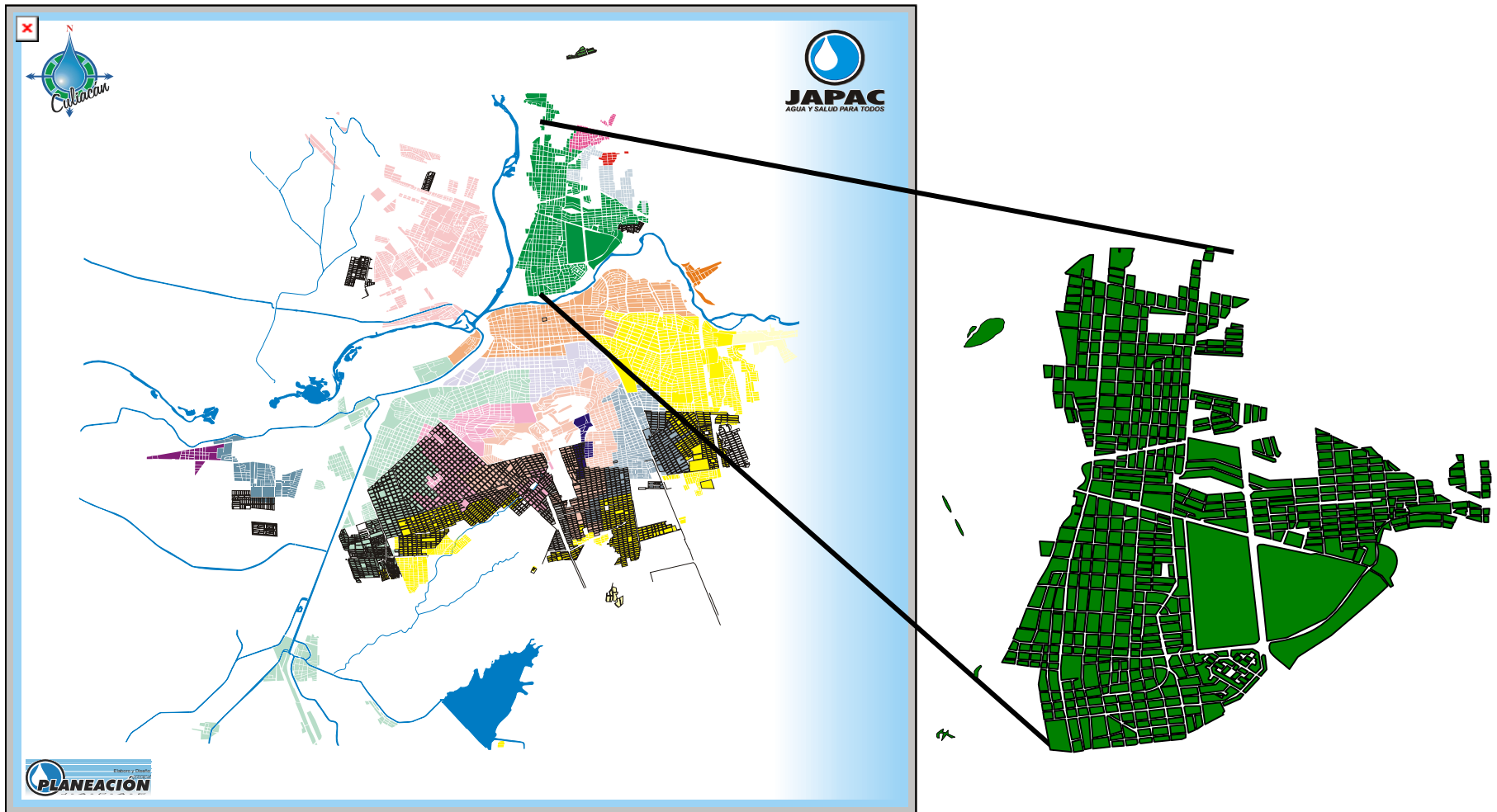
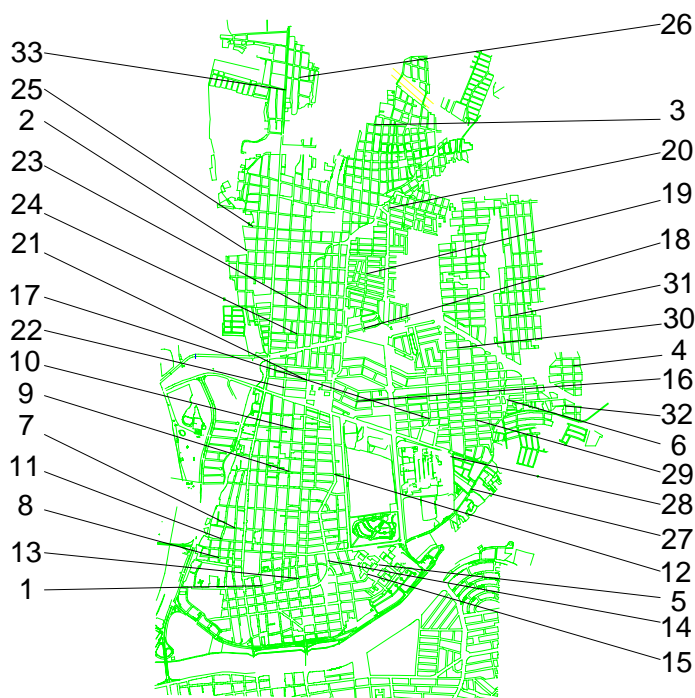


Ilustración 4-5 Ubicación de la zona Norte de Culiacán, Sinaloa, sitio de aplicación del modelo de calidad del agua

La JAPAC contribuyó con la siguiente información:

- Información general de la zona (población, consumo, ubicación de las fuentes de abastecimiento, etc).
- Planos digitales en AutoCAD® de la zona de estudio con el trazo de la red.
- Medición de gasto en fuentes de abastecimiento
- Medición de cloro en puntos fijos



**Ilustración 4-6 Ubicación de los puntos de muestreo permanente realizado por la Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culiacán, Sin.**

La zona Norte se compone de 21 colonias, la Universidad Autónoma de Sinaloa y el Jardín Botánico, con un total de 10,914 tomas, ver Tabla 4- 1. Dentro de la zona no existe influencia industrial y la dotación que impera en el sitio se estima a 290 L/hab/día.

**Tabla 4- 1 Monitoreo de cloro residual en puntos fijos, JAPAC, 2002.**

Punto de muestreo	Colonia	Cloro residual	Punto de muestreo	Colonia	Cloro residual
1	Col. Chapultepec	1.15	18	Lomas del Pedregal	0.53
2	Col. Cucas	1.05	19	Lomas del Sol	0.58
3	Tanque Mirador	0.91	20	Juan de Dios Batiz	0.83
4	Col. Buena Vista	0.86	21 22	Ignacio Allende	0.85 0.96
5	Burócrata	0.25	23 24	6 de Enero	0.74 0.77
6	Ruben Jaramillo	0.83	25	Las Cucas	1.54
7	Gabriel Leyva	1.01	26	Los Mezcales	1.47
8		0.98			
9	Tierra Blanca	0.95	27	La Lima	1.29
10		0.92			
11	Agricultores	0.93	28	Santa Margarita	1.05
12	Burócrata	0.65	29	Obrero Campesina	1.36
13	Chapultepec	1.01	30	Ruben Jaramillo	1.25
14		0.75			
15	Fovissste Chapultepec	0.45	31 32	Rosario Uzarra	1.02 1.07
16	Villa Universidad	0.67	33	Los Mezcales	0.67
17	Universitarios	0.71			

El trazo de la red de abastecimiento de agua potable y demás datos (elevación, población, demanda, coeficiente de rugosidad y otros), se introdujeron en el programa de cómputo SCADRED® (Ilustración 4-1). La red resultó con 1503 nodos y 1735 tramos, un tanque de regulación -Zona Norte-y tres fuentes de abastecimiento: batería de pozos y plantas potabilizadoras Isleta I y II.

#### 4.2.4 Calibración hidráulica

La calibración del modelo consiste en ajustar los valores de los parámetros, lo anterior con el objetivo de obtener una coincidencia satisfactoria entre los valores de las variables producto de las simulaciones del modelo con los medidos en el sistema real. Para efectuar esta actividad se realizó lo siguiente:

1. Se propusieron valores iniciales de los parámetros.
2. Se realizó una simulación con el modelo, considerando los parámetros del punto uno.
3. Se hicieron mediciones en la red de distribución.
4. Se compararon los valores obtenidos en campo y gabinete, y en los casos en que las diferencias fueron importantes se modifican los parámetros de entrada del modelo, ver inciso uno.
5. Los incisos 2 al 4 se repiten hasta obtener una tolerancia aceptable.

Los parámetros que se calibran son: demanda, coeficiente de cortante (fricción), y diámetros entre otros. Y los que se miden son: gasto, presión, nivel del agua y topografía. Como parte del proceso de calibración, se realizó una campaña de mediciones con personal de la JAPAC con el objetivo de realizar la calibración del modelo hidráulico.

Las actividades llevadas a cabo fueron las siguientes:

1. Recorridos en campo del sitio de aplicación del modelo (Zona Norte de la ciudad) para identificar los puntos de medición
2. Medición de caudal en fuentes de abastecimiento y estructuras de regulación:
  - Tanque Zona Norte
  - Tanque Rubén Jaramillo
  - Tanque Bolita
  - Complejo Isleta: Batería de Pozos y Plantas Potabilizadoras Isleta I y II.
  - Líneas de alimentación directa a la red de la Zona Norte

3. Medición continua de presión en 18 diferentes puntos de la red de distribución con una duración promedio de 12 horas (Ilustraciones 4-7, 4-8 y 4-9).

Los resultados obtenidos indican que las plantas potabilizadoras -fuentes de abastecimiento de la zona- Isleta I y II, tienen una producción de 102 y 108 L/s respectivamente, por su parte la batería de pozos (6 en total) mantiene un caudal total de 197 litros por segundo.

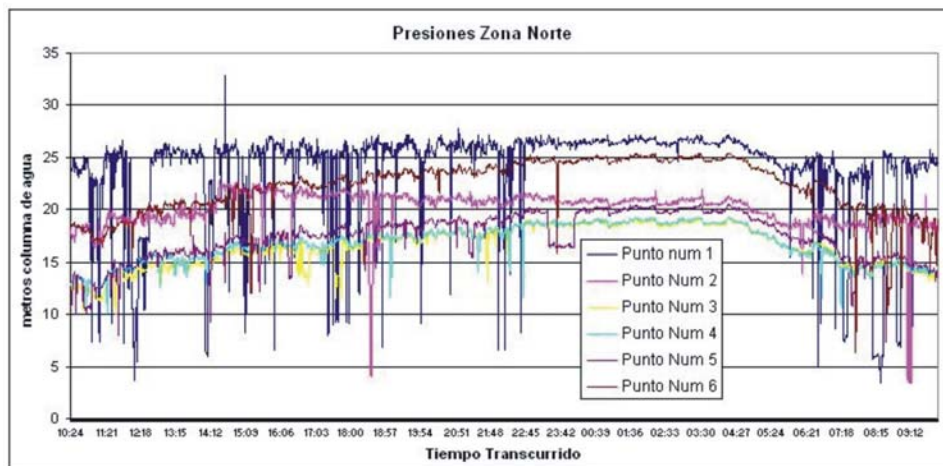


Ilustración 4-7 Presiones en Puntos 1 a 6 de la zona Norte.

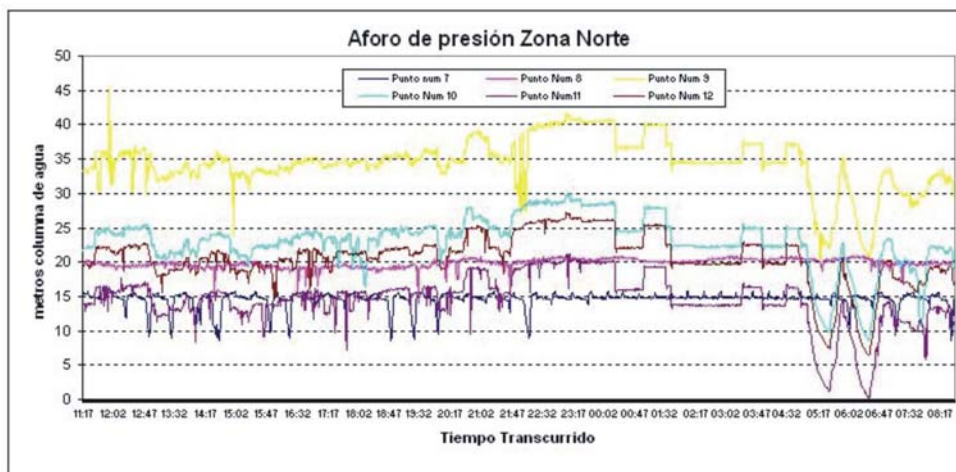


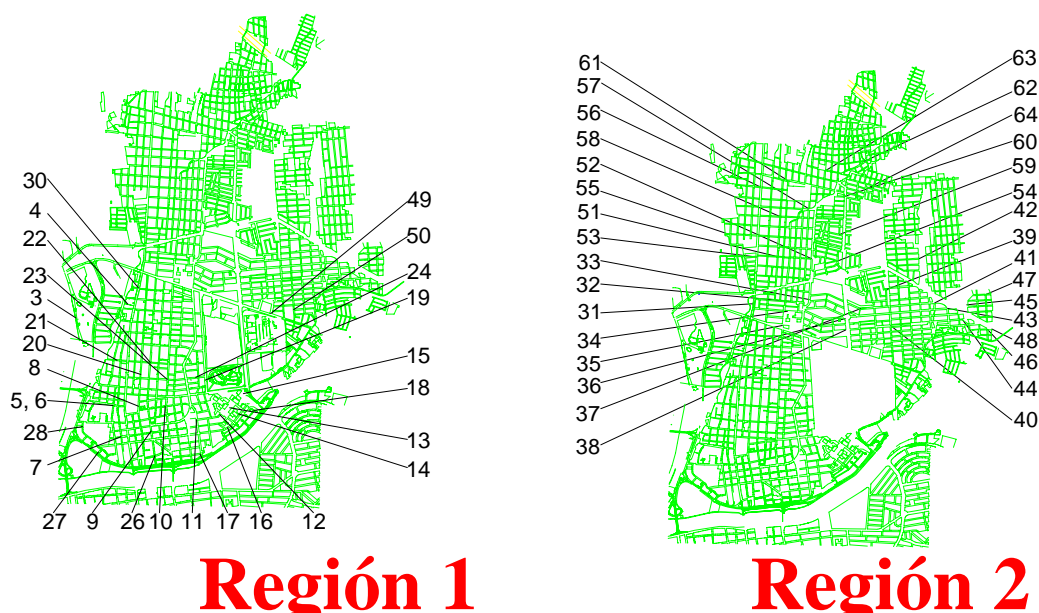
Ilustración 4-8 Presiones en Puntos 7 a 12 de la zona Norte.



## 4.2.5 Medición de la concentración del cloro en campo

### 4.2.5.1 Puntos de medición

Los puntos de medición de cloro, se ubicaron en las fuentes de abastecimiento: Plantas Potabilizadoras Isleta I y II, batería de pozos y Tanque Zona Norte; en algunos tramos representativos con distintos diámetros y longitudes, así como en extremos y algunos puntos dentro de los circuitos, con un total de sesenta y cuatro.



**Ilustración 4- 9**Ubicación de puntos de muestreo de cloro correspondientes a las regiones 1 y 2

Vale la pena mencionar que las muestras de cloro se tomaron dentro de las casas, en cocinas, y baños, en las áreas exteriores y en las llaves de entrada, así como en válvulas en las fuentes de abastecimiento.

### 4.2.5.2 Equipo de medición

La determinación en campo del cloro residual se realizó con el apoyo de la JAPAC, con equipos portátiles de medición digital para cloro libre basados en la determinación colorimétrica (*Pocket Colorimeter*) con DPD.

#### 4.2.6 Medición de la reacción del cloro con el volumen de agua, coeficiente $k_b$

Para obtener la constante de reacción se utilizaron las 64 muestras. La metodología empleada consistió en tomar las muestras de agua almacenándolas en frascos limpios, para posteriormente medir a diferentes intervalos de tiempo la concentración del cloro. Con el proceso anterior se obtienen las mediciones necesarias para obtener la reacción del cloro con el agua (se excluye la reacción de la pared del tubo). De forma posterior, se procesan los datos de las mediciones a través de un programa de ajuste, con el objetivo de obtener una curva que represente el decaimiento de la sustancia (Ilustración 4-10). El ajuste se realiza a través de la siguiente ecuación exponencial:

$$C = C_o \cdot e^{-k_b t} \quad (4-1)$$

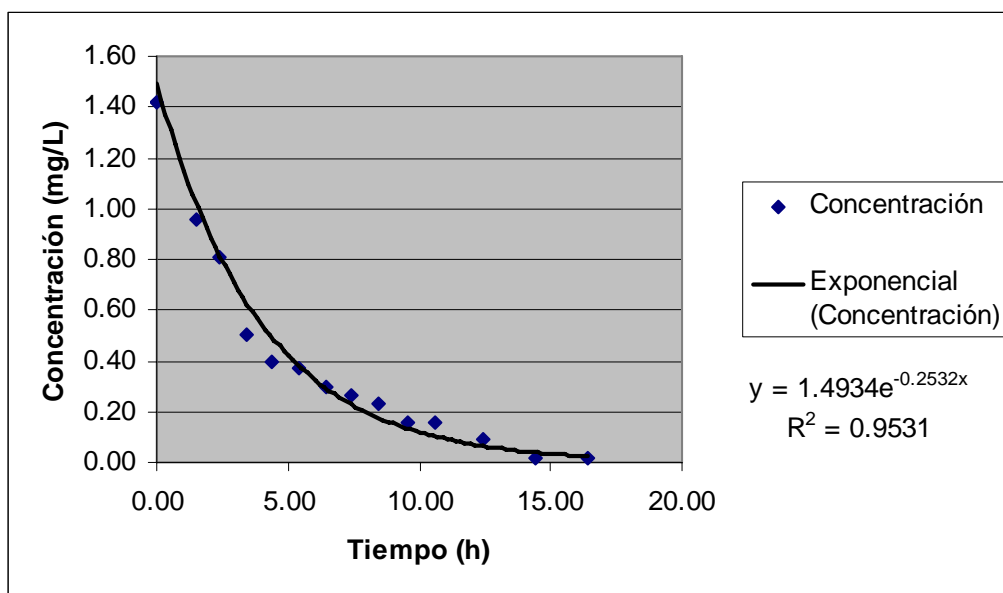
donde  $k_b$  es el coeficiente de reacción del cloro con el agua.

El coeficiente  $k_b$  se obtiene a partir de las curvas de cada uno de los 64 puntos de monitoreo. Los valores del coeficiente obtenidos varían de 0.6931 a 0.0519 horas<sup>-1</sup>. Asimismo, la concentración del cloro decae hasta valores cercanos a cero en un promedio de 23.66 horas. Lo anterior es considerando todas las muestras, incluso aquellas en las cuales la concentración inicial es baja ( $> 0.20$  mg/L), donde ya se produjo la parte importante del decaimiento. En la Tabla 4- 2 se presentan los resultados obtenidos para el punto de muestreo Planta potabilizadora Isleta I, para diferentes tiempos de medición, los intervalos de lectura (diferencia), el tiempo acumulado de dichos intervalos y la concentración medida y la ajustada a través del programa.

**Tabla 4- 2 Mediciones de concentración de cloro en el punto 1, Planta Potabilizadora “Isleta I”**

Hora	Intervalo (h)	Tiempo desde el inicio (h)	Concentración (mg/L)	Concentración ajustada (mg/L)
08:05	00:00	0.00	1.42	1.02
09:35	01:30	1.50	0.96	0.85
10:30	00:55	2.42	0.81	0.76
11:30	01:00	3.42	0.50	0.67
12:30	01:00	4.42	0.40	0.59
13:30	01:00	5.42	0.37	0.52
14:30	03:00	8.42	0.30	0.36
15:30	03:00	11.42	0.26	0.25
16:30	03:00	14.42	0.23	0.17
17:40	03:00	17.42	0.16	0.12
18:40	03:00	20.42	0.16	0.08
20:30	03:00	23.42	0.09	0.06
22:30	03:00	26.42	0.02	0.04
00:30	03:00	29.42	0.02	0.03

$$C_o = 1.021, \quad k_a = 0.1229$$



**Ilustración 4-10** Curva de decaimiento de cloro en reacción con el agua para el Punto 1

Para obtener una constante media representativa de reacción del cloro con el agua correspondiente a la zona de estudio, se consideraron aquellos puntos de monitoreo que presentan una concentración inicial alta, debido a que en este caso el cloro alcanza un desarrollo total representativo para el ajuste de la curva exponencial (Alcocer *et al.* 2002). Con lo anterior se obtiene la constante  $k_b = 0.09881 \text{ horas}^{-1}$  para la zona de estudio. Este último valor es superior a los reportados por Rossman (1994) [ $k_b = 0.0229 \text{ horas}^{-1}$ ] en Cherry Hill/Brushy Plains, USA. Esto se debe a que la reacción es una variable que está en función de las condiciones particulares de cada zona, como la temperatura, contenido de materia orgánica, edad de las tuberías, operación del sistema y compuestos orgánicos entre otros Tzatchkov *et al.* 2004, presentan una manera alternativa para caracterizar el decaimiento del cloro por reacción con el agua, con el uso de dos constantes de decaimiento  $k_1$  y  $k_2$ .

#### 4.2.7 Medición en tramos para determinar el coeficiente total de decaimiento $k$

El cloro decae también por reacción con la pared de las tuberías, y para modelar el efecto conjunto de la reacción del cloro con el agua y la pared, se utiliza un coeficiente total de decaimiento  $k$ . Para obtenerlo, se seleccionaron tres tramos de red primaria (sin tomas) de diámetro constante y se midió la concentración en los extremos de cada uno de ellos junto con el caudal. Las mediciones se realizaron en las tuberías que salen de las Plantas Potabilizadoras “Isleta I y II” hacia dos rebombeos, los tanques “Cucas” y Zona Norte. Los resultados obtenidos a partir de las mediciones son los descritos en la Tabla 4- 3.

**Tabla 4- 3 Medición de concentración de cloro para obtener el coeficiente  $k$**

Diámetro Pulgadas	Caudal L/s	Velocidad m/s	C inicial mg/L	C final mg/L	Longitud m
16	199	1.5341	1.09	0.94	3000
12	82	1.1238	1.70	1.30	3300
10	47	0.9276	2.00	1.89	1000

Aplicando la ecuación  $C = C_o e^{-k \frac{L}{V}}$  que describe el decaimiento total, donde  $L$  es la longitud del tramo y  $V$  la velocidad del flujo, se obtienen los valores mostrados en la Tabla 4- 4.

**Tabla 4- 4 Valores del coeficiente de decaimiento del cloro  $k$**

Diámetro pulgadas	$k$	
	horas <sup>-1</sup>	día <sup>-1</sup>
<b>16</b>	<b>0.273</b>	<b>6.541</b>
<b>12</b>	<b>0.329</b>	<b>7.893</b>
<b>10</b>	<b>0.189</b>	<b>4.534</b>

Comparado con la literatura, se obtienen valores del mismo orden de magnitud, que los presentados por Clark (1992) para cuatro localidades francesas.

#### 4.2.8 Cálculo de la reacción con la pared de la tubería

El cálculo del coeficiente de transferencia de masa entre el flujo de agua y la pared,  $k_w$ , se obtiene a través del siguiente procedimiento (Tzatchkov 1996):

Se calcula el coeficiente de transferencia de masa  $k_{tr}$ , Edwards et al. (1976).

$$k_{tr} = Sh \frac{D}{d} \quad (4-2)$$

donde:

$k_{tr}$ , coeficiente de transferencia de masa

$Sh$ , número de Sherwood

$D$ , difusión molecular del cloro en el agua

$d$ , diámetro de la tubería

El número de Sherwood se calcula de la forma siguiente:

$$Sh = 0.023R^{0.83} Sc^{0.333} \quad \text{para } R > 2300 \quad (4-3)$$

$$Sh = 3.65 + \frac{0.0668(d/L)(R Sc)}{1 + 0.04[(d/L)(R Sc)]^{2/3}} \quad \text{para } R < 2300 \quad (4-4)$$

siendo  $R$  el número de Reynolds y

$$Sc = \frac{\nu}{D}, \quad (4-5)$$

el número de Schmidt  $\therefore Sc = 805.60$

Los cálculos anteriores se resumen en la Tabla 4-5.

Tabla 4-5 Valores del coeficiente de transferencia de masa  $k_{tr}$ .

<b>Diámetro</b>	<b>Número de Reynolds</b>	<b>D</b>	<b>Número de Sherwood</b>	<b><math>k_{tr}</math></b>
<b>pulgadas</b>		<b>m<sup>2</sup>/s</b>		<b>segundos</b>
16	619126	0.003844	13697.53	0.00004213
10	233961	0.001452	6107.38	0.00003006
12	340000	0.002110	8330.00	0.00003420

Posteriormente se despeja el coeficiente de transferencia de masa entre el flujo de agua y la pared,  $k_w$ , de la ecuación siguiente:

$$k = k_b + \frac{k_w k_r}{r_{hi}(k_p + k_r)} \quad (4-6)$$

donde:

$k$ , coeficiente global de decaimiento. Éste considera los efectos producidos en el agua y la pared de la tubería.

$r_{hi}$ , radio hidráulico de la tubería.

Cabe recordar que el valor del coeficiente de reacción con el agua, en este caso es,  $k_b = 0.09881 \text{ horas}^{-1}$ . Por lo anterior y apoyándose en los valores obtenidos de  $k$ , ver Tabla 4- 4, se obtiene el coeficiente de reacción con las paredes de la tubería, ver Tabla 4- 6.

**Tabla 4- 6 Valores del coeficiente de reacción con las paredes de la tubería,  $k_w$**

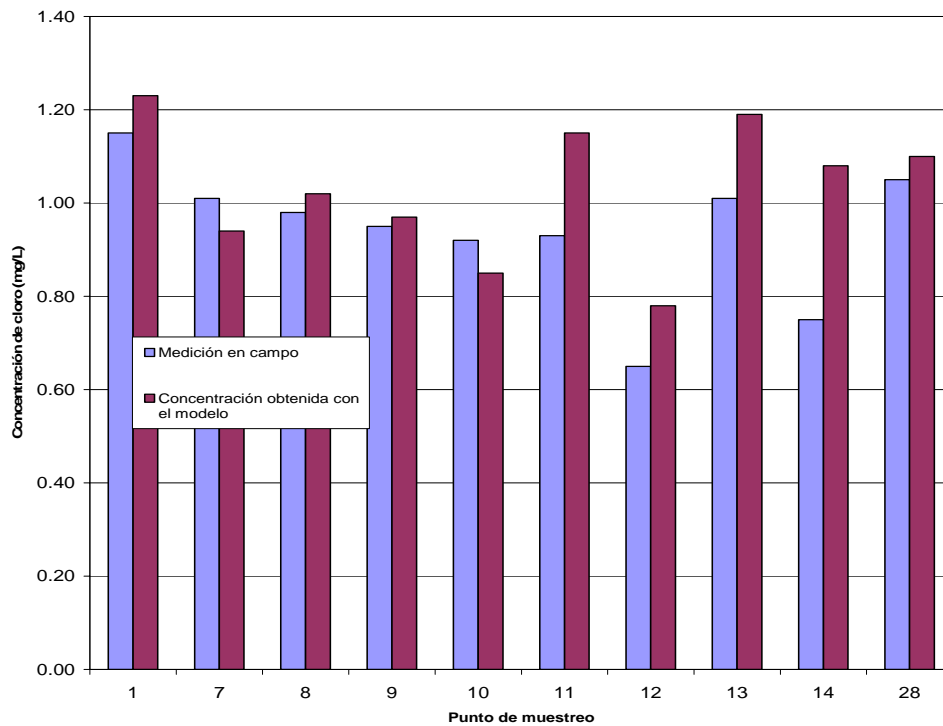
<b>Diámetro</b>	<b>Radio hidráulico</b>	$k_r$	$k_{total}$	$k_b$	$k_w$
<b>pulgadas</b>	<b>m</b>	<b>m/h</b>	<b>horas</b>	<b>m/día</b>	<b>m/día</b>
16	0.1016	0.1517	0.2478	2.3715	0.4140
10	0.0635	0.1082	0.1889	2.3715	0.1509
12	0.0762	0.1230	0.3289	2.3715	0.0878

Los valores anteriores obtenidos de  $k_w$  comparados con 0.15 y 0.45 m/día provenientes de la literatura clásica de Rossman (1994), resultan ser del mismo orden de magnitud.

### 1.2.9 Comparación de resultados de concentración de cloro

Comparando los resultados obtenidos por el modelo matemático y las mediciones en campo anteriormente mencionadas, se observa que en el 70.83% del total de los puntos, se tienen diferencias en porcentaje menores al 25%. Vale la pena mencionar que en la región uno de la región de estudio se presenta mayor precisión, pues el 90% de los nodos presentan diferencias menores al 20% [Ilustración 4- 11]. Lo anterior corrobora que la calibración

hidráulica es adecuada en esa zona de aplicación. En la siguiente ilustración se presenta la comparación de los resultados entre las mediciones realizadas en campo y los valores obtenidos a partir del modelo SCADRED®.



**Ilustración 4- 11 Comparación de mediciones y el modelo matemático de calidad del agua en la “Zona Norte” de la ciudad de Culiacán.**

#### 4.2.10 Conclusiones

El modelo de calidad del agua propuesto es capaz de determinar la concentración de cloro aún en redes de distribución de gran tamaño, como el aplicado en la Zona Norte de Culiacán, Sinaloa.

Dentro del submodelo hidráulico se alcanzó una calibración de 77% aproximadamente. La región uno presentó diferencias de presión menores de 1 mca en la mayoría de los puntos.

Por su parte, en el submodelo de calidad del agua, la constante de reacción del cloro con el agua fue de  $k_b = 0.09881 \text{ horas}^{-1}$ , este valor es superior al reportado por Rossman

$[k_b = 0.0229 \text{ horas}^{-1}]$  en 1994, lo anterior se debe a condiciones particulares de cada zona, como la temperatura, edad de las tuberías, operación del sistema, contenido de compuestos orgánicos y otros. Con el monitoreo realizado se comprobó que existe un decaimiento notable en la zona de estudio. La concentración de cloro en las fuentes resulta 4 ó 5 veces mayor en comparación con los puntos más alejados.

La constante de reacción del cloro con la pared ( $k_w$ ) resultó de 0.4140 m/día y 0.1509 m/día en diámetros de tubería de 16 y 10 pulgadas respectivamente. Estos valores resultan ser del mismo orden de magnitud con los reportados por Rossman et al (1994).

Para el caso de la ciudad de Culiacán, los valores del coeficiente total de decaimiento  $k$  varían de 0.273 a 0.189 horas<sup>-1</sup>, que comparados con la literatura, son similares a los presentados por Clark (1992) en cuatro localidades francesas. Es decir, en este caso los coeficientes de reacción del agua y la pared son del mismo orden de magnitud. La precisión del modelo se afecta por un sin número de factores, destacando dos de ellos: la confiabilidad del catastro de la red, la calibración hidráulica y de calidad del agua de la red de distribución. Vale la pena mencionar que la simulación se realizó en estado permanente, razón por la cual se tengan imprecisiones cercanas al 25 por ciento en el total de los nodos. Sin embargo, confirma que la modelación en estado permanente, tiene un porcentaje de confiabilidad alto y muestra una idea general de cantidad y calidad del agua dentro de la red de distribución. En la región uno del sitio de aplicación la precisión en la concentración de cloro medida en campo comparada con la obtenida a partir del modelo de calidad del agua resultó del 84%, lo anterior se debe a la mejor calibración hidráulica realizada en el lugar. La dosis de cloro aplicada en las fuentes de abastecimiento alcanza a cubrir la zona de estudio, sólo en dos colonias se presentan concentraciones similares al límite mínimo establecido en la normatividad mexicana, por lo que en caso de existir nuevos asentamientos cercanos a las zonas mencionadas será necesario plantear y ubicar un punto alternativo de dosificación de cloro o buscar otra solución.



### **4.3 Segundo caso de aplicación. Sector “Humaya”, Culiacán, Sinaloa**

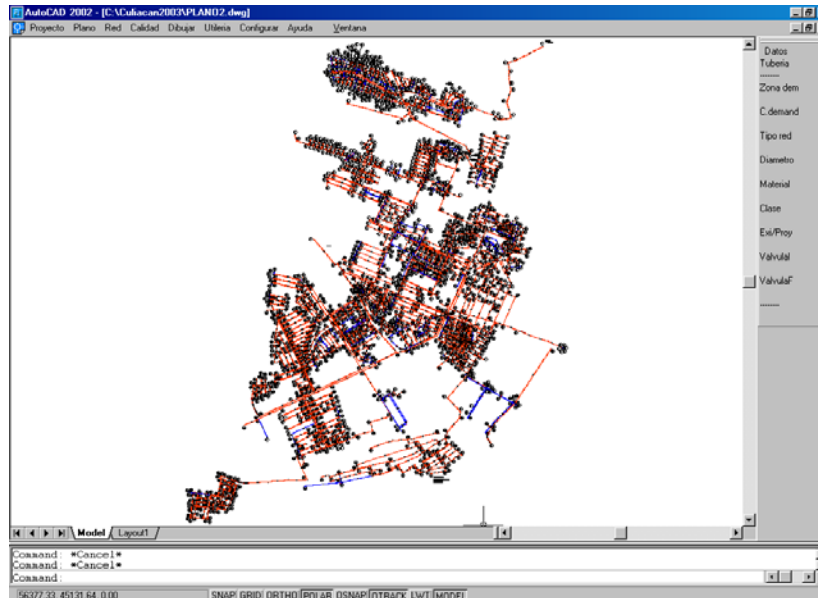
A diferencia del estudio anterior, en este trabajo se realizaron campañas de medición más extensas con el objetivo de obtener niveles de calibración hidráulica y de calidad del agua con mayor grado de confiabilidad.

#### **4.3.1 Sitio de aplicación**

El modelo se aplicó en la zona “Humaya”, llamada así debido a su proximidad con el río del mismo nombre, y localizada al norte de la ciudad de Culiacán, Sinaloa, México. Tiene dos fuentes de abastecimiento: “La Guasima” y “Humaya”. 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. En la zona existen dos tanques: “Humaya” y “Santa Fé”. El primero tiene una capacidad de 3,000 m<sup>3</sup> y una cota de plantilla de 82.37 m.s.n.m. Vale la pena mencionar que este tanque se compone de dos depósitos interconectados entre sí, con capacidad de 1,000 y 2,000 m<sup>3</sup> respectivamente. El tanque “Santa Fé” tiene capacidad de 2,000 m<sup>3</sup>, y cota de plantilla de 80.00 m.s.n.m. La población actual de la zona es de 85,483 habitantes. Según resultados obtenidos a partir de estudios realizados durante los años 2000 y 2001, la zona Humaya tiene un porcentaje de pérdidas físicas de agua del 30 por ciento, la mayoría ubicadas en las tomas domiciliarias.

#### **4.3.2 Implementación del modelo de simulación hidráulica**

El trazo de la red de abastecimiento de agua potable y demás datos necesarios para la modelación hidráulica (elevación, población, demanda, coeficiente de rugosidad y otros), se introdujeron en el programa de cómputo SCADRED<sup>®</sup> desarrollado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, IMTA, (Tzatchkov e Izurieta, 1996), [Ilustración 4-12]. La red, resultó con 2,088 nodos y 3,014 tramos.



**Ilustración 4-12 Red de distribución de la zona Humaya digitalizada dentro del sistema SCADRED®**

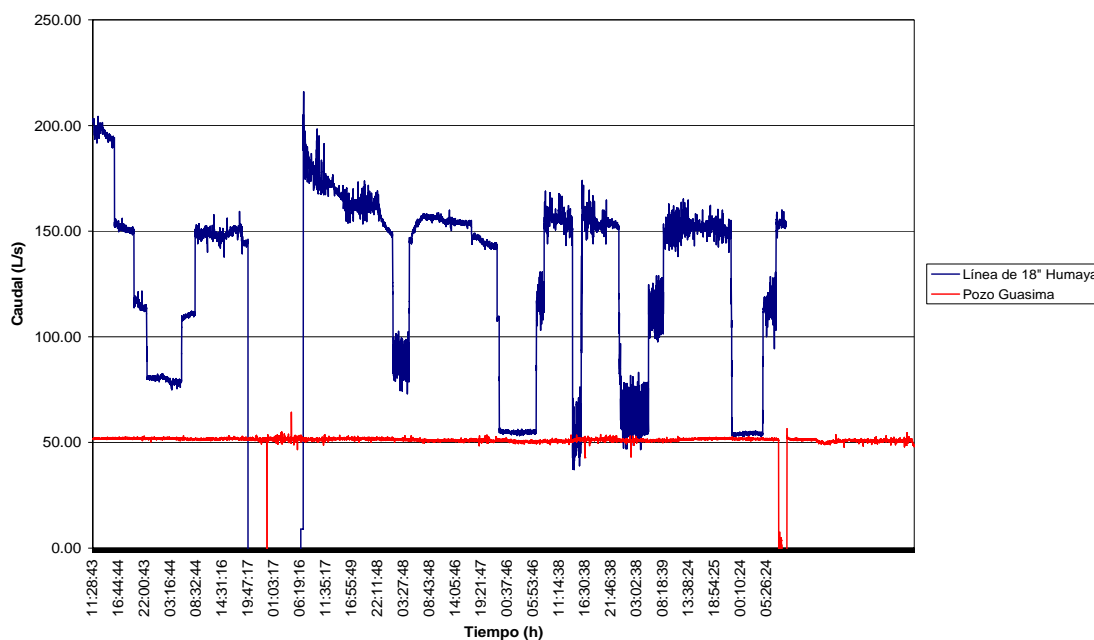
### 4.3.3 Medición en campo

#### 4.3.3.1 Niveles en tanques

En el Tanque “Santa Fé” 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 Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culiacán, JAPAC, 2003, quien cuenta con equipo de telemetría (SCADA) que recibe los registros provenientes del tanque con un intervalo de diez minutos. Así, se obtuvo la evolución diaria de los niveles de este tanque de abril a septiembre. Esta información se utiliza en el proceso de calibración del modelo de simulación hidráulico en su fase no permanente.

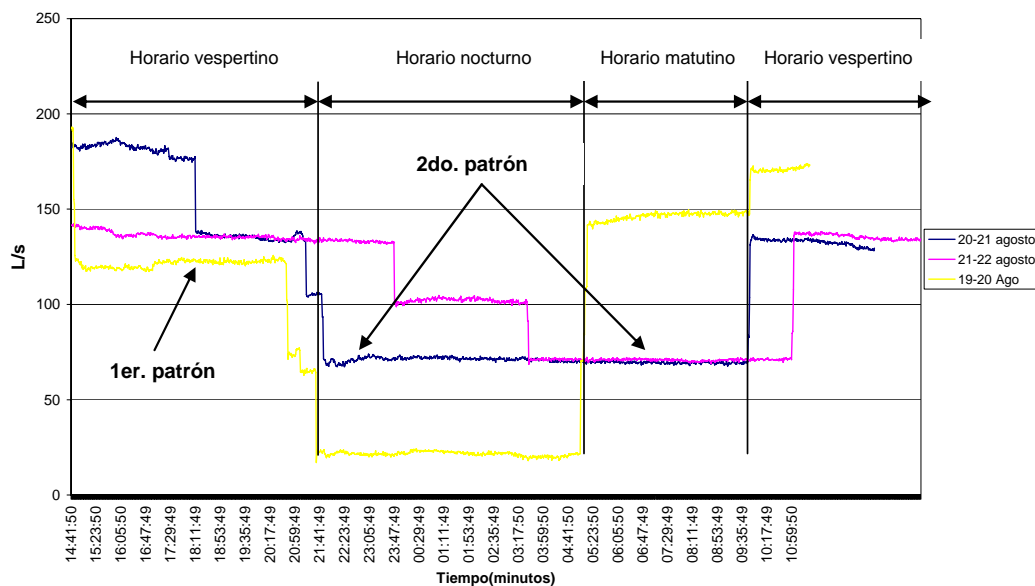
### 4.3.3.2 Medición de caudal

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, ver Ilustración 4- 13. 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 [5 días aproximadamente] de forma continua con intervalo de registro de un minuto. Estas mediciones se coordinaron de forma simultánea con los equipos instalados (medidores de flujo) en las fuentes de abastecimiento. Los resultados servirán para calibrar hidráulicamente la red. Reafirmando lo anterior, los trabajos de medición de caudal al igual que las demás mediciones, se realizaron de forma simultánea, [presión y nivel en tanques]. Vale la pena mencionar que las mediciones de caudal se complementaron con mediciones realizadas por el organismo operador de agua de la localidad, antes y durante la realización del proyecto, lo anterior con el objetivo de obtener una adecuada calibración hidráulica de acuerdo a los estándares internacionales descritos posteriormente en este artículo.



**Ilustración 4- 13 Evolución de caudal medido con equipo ultrasónico y datalogger en las dos fuentes de abastecimiento de la zona Humaya**

Es importante mencionar que existen dos patrones de comportamiento en la línea (18") de conducción Humaya. El primero de ellos con caudales mínimo y máximo de 180 y 21 litros por segundo [Ilustración 4- 14] se presenta en fines de semana (viernes, sábado y domingo). El otro patrón manifiesta un caudal máximo similar al primero, sin embargo el caudal mínimo nocturno es de 71 litros por segundo [Ilustración 4- 14] y ocurre en días entre semana.



**Ilustración 4- 14 Evolución de caudal sobre la línea de conducción de 18 pulgadas durante los días del 19 al 22 de agosto de 2003**

#### 4.3.3.3 Medición de presión

En la primera etapa se realizaron mediciones de presión en siete puntos, ubicados de forma aleatoria dentro de la zona Humaya. En la medición se consideró un intervalo de registro de un minuto y se emplearon medidores marca RADCOM® Technologies [Lo-Log]. 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.

#### 4.3.4 Calibración del modelo hidráulico

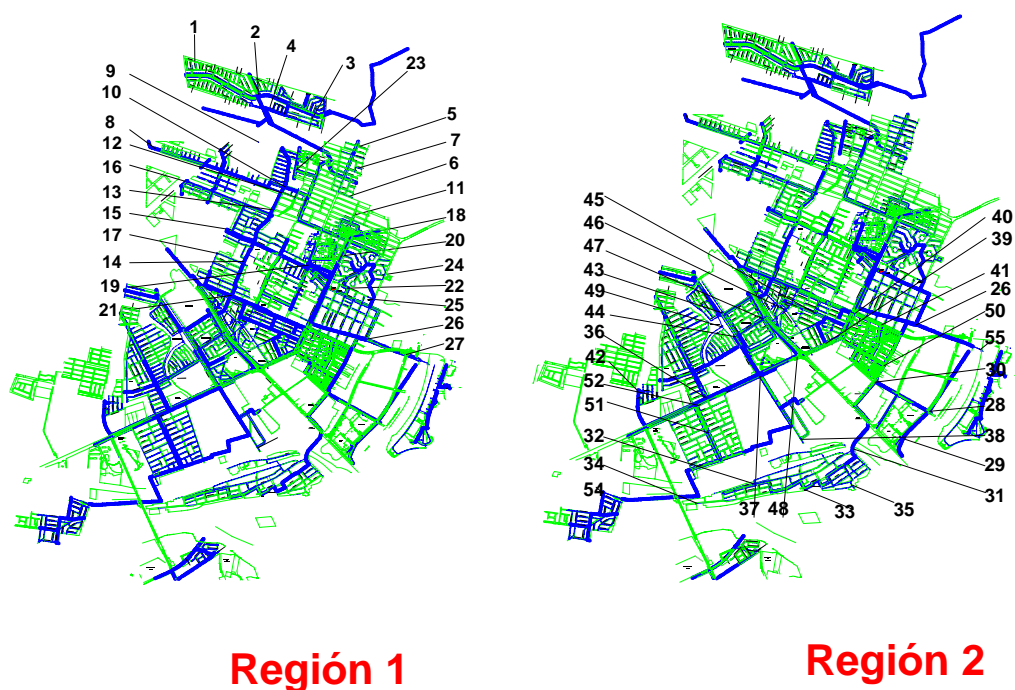
La calibración del modelo hidráulico consiste en realizar ajustes en los valores de parámetros como los coeficientes de rugosidad y la demanda. Lo anterior con el objetivo de obtener una coincidencia satisfactoria entre los valores de las variables producto de las simulaciones del modelo con los medidos en el sistema real. En este caso, la tolerancia que se acepta es cuando coinciden las presiones medidas con las simuladas en los nodos con un margen menor a  $\pm 1.50$  metros de columna de agua en al menos el 70% de las lecturas. Este criterio tiene mayor precisión comparado con  $\pm 3$  psi (2 metros de columna de agua) en el 70% de las lecturas, establecido por la American Water Works Association, (Haestad Press Publication, 1999). Los estándares establecidos por la AWWA, consideran realizar mediciones de presión en al menos el 2% del total de nodos; en este caso se tienen en total 2088, por lo que se obtuvieron registros en más de 42 puntos. En el caso de las mediciones de caudal se considera medir en al menos 5% de las tuberías que componen la red, y una diferencia entre lo medido y lo calculado menor al dos por ciento.

#### 4.3.5 Medición de parámetros de calidad del agua

##### *Equipo de medición*

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 medidores empleados son de dos marcas distintas: HANNA® y HACH®. El primero de ellos corresponde al modelo HI 93701 y el segundo al Cat. HACH® 21055-49. En el caso de la zona Humaya, 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 con el objetivo de agilizar las labores en campo a través de dos brigadas de monitoreo [Ilustración 4-15]. En los 54 puntos de monitoreo tomaron muestras en las tomas domiciliarias de las casas habitación. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4-7, los puntos 14, 27, 28 y 29 se eliminaron debido a que se presentaron problemas en la toma de la muestra en campo.



**Ilustración 4-15 Ubicación de puntos de muestreo de cloro correspondientes a las regiones 1 y 2.**

#### 4.3.6 Determinación de la reacción del cloro con el volumen de agua, $k_b$

Para obtener la constante de reacción del cloro con el volumen de agua se tomaron muestras de agua almacenándolas en frascos color ámbar de un litro. Posteriormente, se realizaron mediciones de la concentración de cloro en cada uno de los frascos. La frecuencia de la medición depende de la variación del cloro con respecto al tiempo, siendo mayor ésta durante las primeras horas [Ilustración 4-5]. 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 procesan los datos de las mediciones realizadas, a través de un programa de ajuste de curvas.

**Tabla 4-7 Concentración inicial de cloro en puntos de la zona Humaya**

Punto de muestreo	Hora	Concentración (mg/L)	Punto de muestreo	Hora	Concentración (mg/L)
1	07:50	0.97	27		
2	08:00	1.23	28		
3	08:20	0.86	29		
4	08:10	1.03	30	14:25	0.87
5	08:30	0.80	31	08:33	0.14
6	09:15	0.92	32	10:45	0.39
7	08:50	0.99	33	07:55	0.35
8	10:40	0.81	34	08:53	0.18
9	10:15	0.57	35	07:55	0.13
10	10:00	1.00	36	07:07	0.28
11	09:35	0.40	37	06:55	0.11
12	09:45	0.96	38	07:00	0.30
13	11:05	0.57	39	07:19	0.23
14			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
17	08:25	0.70	43	07:37	0.14
18	09:31	0.71	44	07:30	0.19
19	08:41	0.42	45	07:55	0.89
20	08:55	0.41	46	07:48	0.32
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	49	07:25	0.15
24	10:33	0.52	50	08:02	1.09
25	10:45	0.52	51	08:31	0.56
26	10:45	1.36	52	08:24	0.46
			54	08:46	0.07

El ajuste de los puntos se realiza a través una curva exponencial, esto es:

donde:

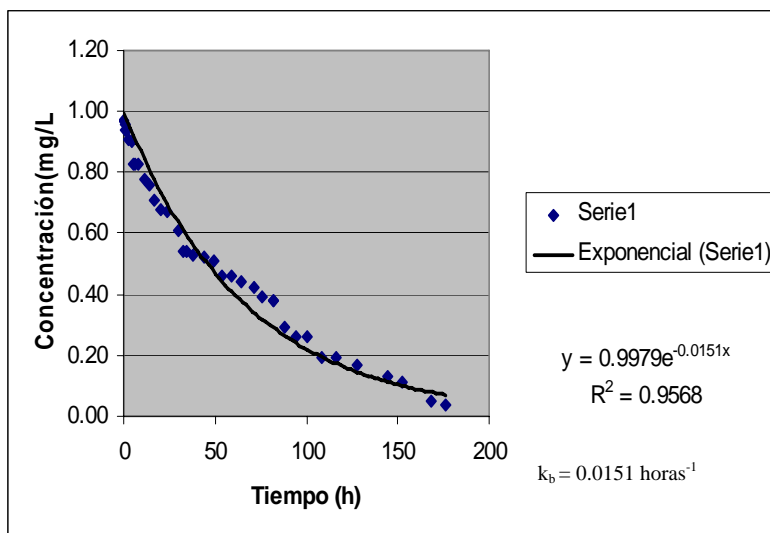
$$C = C_o \cdot e^{-k_b t} \Rightarrow \ln C = \ln C_o + k_b t \quad (4-7)$$

$k_b$ , 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<sup>-1</sup>. A continuación se presentan algunos de los resultados obtenidos para un punto de muestreo [Ilustración 4-5]. Se describe la hora de medición, los intervalos de medición (diferencia), el tiempo acumulado de dichos intervalos y la concentración medida y la ajustada a través del programa. 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  $k_b = 0.0334 \text{ horas}^{-1}$ . Este valor es inferior al obtenido en un estudio similar realizado (Alcocer, V *et al*, 2004) en un lugar próximo al sitio de estudio actual (Zona Norte de Culiacán), el cual fue de  $k_b = 0.09881 \text{ horas}^{-1}$ . Esto confirma que de una zona a otra, aún cuando exista cercanía, la constante de reacción  $k_b$ , puede presentar notables diferencias, debido al tipo de fuente de abastecimiento (en este caso diferentes), temperatura, contenido de materia orgánica, edad en las tuberías, entre otros.



**Ilustración 4-16** Curva de decaimiento de cloro por reacción con el volumen de agua,  $k_b$

#### 4.3.7 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 continúan 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  $k_w$ . Para la obtención de la constante de decaimiento  $k$ , se utiliza el procedimiento descrito por (Alcocer, *et al*, 2002).



**Tabla 4- 8 Registro de la evolución del cloro en una muestra en el tiempo y su ajuste a una curva**

Hora	Diferencia	Tiempo	Concentración	Concentración ajustada	error(%)
08:30	00:00	0	0.80	0.74	8.04
09:00	00:30	0.5	0.75	0.73	2.60
09:30	00:30	1	0.61	0.73	18.92
10:30	01:00	2	0.64	0.72	11.76
11:30	01:00	3	0.68	0.71	3.71
12:30	01:00	4	0.68	0.70	2.26
13:30	01:00	5	0.67	0.69	2.33
14:30	01:00	6	0.66	0.68	2.43
16:30	02:00	8	0.65	0.66	1.11
19:00	02:30	10.5	0.60	0.63	5.74
22:00	03:00	13.5	0.57	0.61	6.70
01:00	03:00	16.5	0.57	0.58	2.28
04:00	03:00	19.5	0.50	0.56	11.77
08:00	04:00	23.5	0.50	0.53	5.64
14:00	06:00	29.5	0.47	0.49	3.27
16:00	02:00	31.5	0.47	0.47	0.39
18:00	02:00	33.5	0.45	0.46	1.94
22:00	04:00	37.5	0.45	0.43	3.65
04:00	06:00	43.5	0.43	0.40	7.35
09:00	05:00	48.5	0.38	0.37	2.29
14:00	05:00	53.5	0.33	0.35	4.85
19:00	05:00	58.5	0.33	0.32	2.29
00:00	05:00	63.5	0.33	0.30	8.94
07:00	07:00	70.5	0.30	0.27	9.25
12:00	05:00	75.5	0.26	0.25	2.41
18:00	06:00	81.5	0.25	0.23	6.74
18:00	00:00	81.5	0.25	0.23	6.74
00:00	06:00	87.5	0.25	0.21	14.31
06:00	06:00	93.5	0.22	0.20	10.52
12:00	06:00	99.5	0.22	0.18	17.78
20:00	08:00	107.5	0.18	0.16	10.23
04:00	08:00	115.5	0.16	0.14	9.78
16:00	12:00	127.5	0.14	0.12	12.94
08:00	16:00	143.5	0.09	0.10	8.08
16:00	08:00	151.5	0.08	0.09	8.62
08:00	16:00	167.5	0.04	0.07	73.36

Este consiste en realizar mediciones de cloro y caudal en los dos extremos de tramos de tubería sin derivaciones. La diferencia de la concentración entre los puntos (inicio y final) definirá la medida del decaimiento de cloro total en la tubería. Se seleccionaron seis tramos de red primaria y secundaria (sin tomas) de diámetro constante. Con base en los resultados obtenidos a partir de las mediciones, se aplica la ecuación siguiente,  $C = C_o e^{-k \frac{L}{V}}$ , y se despejó  $k$  [Tabla 4-9].

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)

Únicamente el tubo con diámetro de tres pulgadas era de PVC . Los demás son de asbestocemento de diferentes clases. Los valores de  $k$  resultan del mismo orden de magnitud con los reportados por (Clark, R. M., *et al* 1992, Boulos *et al*, 2004 y Alcocer V., *et al*, 2004). Estos datos resultan fundamentales para calibración del modelo de calidad el agua, debido a que a través de estos se definirá la tasa de decaimiento del cloro en las tuberías de la red de distribución de agua potable.

**Tabla 4-9 Valores del coeficiente total de decaimiento  $k$**

Diámetro	Caudal	Velocidad	C C inicial	Co C final	Longitud	$k$ $\kappa$
pulgadas	L/s	m/s	mg/L	mg/L	m	total ( $h^{-1}$ )
3	1.80	0.34	0.85	0.69	317.40	0.8042
6	13.77	0.68	0.50	0.44	370.86	0.8438
6	14.70	0.70	0.61	0.51	370.86	1.2079
10	24.88	0.49	0.58	0.50	1251.01	0.2071
10	24.09	0.47	0.58	0.50	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	0.5404
18	84.55	0.55	1.85	1.70	782.32	0.2140

#### 4.3.8 Calibración del modelo de calidad del agua

El cálculo del coeficiente de reacción entre el cloro en el flujo de agua y la pared,  $k_w$ , se obtiene a través del procedimiento propuesto por (Rossman *et al*, 1993). Por lo anterior, y con base en las mediciones realizadas para obtener la constante de decaimiento total  $k$ , se obtiene la Tabla 4-10.

Tabla 4-10 Valores del coeficiente  $k_{tr}$

Diámetro	Número de Reynolds	Difusión turbulenta	Número de Sherwood	$k_{tr}$
pulgadas				m/h
3	2.57E+04	1.60E-04	9.77E+02	0.05772
6	1.03E+05	6.39E-04	3.09E+03	0.09121
6	1.05E+05	6.53E-04	3.15E+03	0.09288
10	1.22E+05	7.59E-04	3.57E+03	0.06317
10	1.19E+05	7.36E-04	3.47E+03	0.06154
12	3.45E+05	2.14E-03	8.43E+03	0.12448
12	3.50E+05	2.17E-03	8.52E+03	0.12584
18	2.50E+05	1.55E-03	6.45E+03	0.06345

Posteriormente se despeja el coeficiente de transferencia de masa entre el flujo de agua y la pared,  $k_w$ , de la ecuación siguiente:

$$k = k_b + \frac{k_w k_f}{r_{hi}(k_w + k_f)} \quad (4-8)$$

donde:

$k$ , coeficiente total de decaimiento

$r_{hi}$ , radio hidráulico de la tubería.

Éste considera los efectos producidos por el agua y la tubería. Cabe recordar que el valor del coeficiente de reacción con el agua, en este caso es,  $k_b = 0.0334 \text{ horas}^{-1}$ . Por lo anterior y apoyándose en los valores obtenidos de  $k$ , ver Tabla 4-9, se obtiene el coeficiente de reacción con las paredes de la tubería [Tabla 4-5]. Estos valores de  $k_w$ , muestran un orden de magnitud similar a  $k_b$  sólo en algunas tuberías.

Aún cuando no existe una relación directa entre el coeficiente de reacción con la pared  $k_w$  con el tamaño de la tubería, si lo hay con la velocidad que transita dentro de la misma durante el proceso de decaimiento del soluto, ver Tabla 4- 11. En los tubos de 3 y 10 pulgadas donde la velocidad es baja, la reacción de cloro con el agua,  $k_b$ , tiene efectos dominantes sobre la reacción con la pared de la tubería,  $k_w$ , similar a lo presentado por (Rossmann, *et al*, 1993). Caso contrario ocurre con las demás tuberías, donde  $k_w$  resulta de mayor orden de magnitud en comparación con la reacción con el agua,  $k_b$ , similar a lo publicado por (Clark *et al* 1993). Esta situación resulta de gran interés en el ámbito de la modelación de la calidad del agua en redes de distribución, debido a la dificultad de hacer mediciones en campo, para la obtención de estos coeficientes.

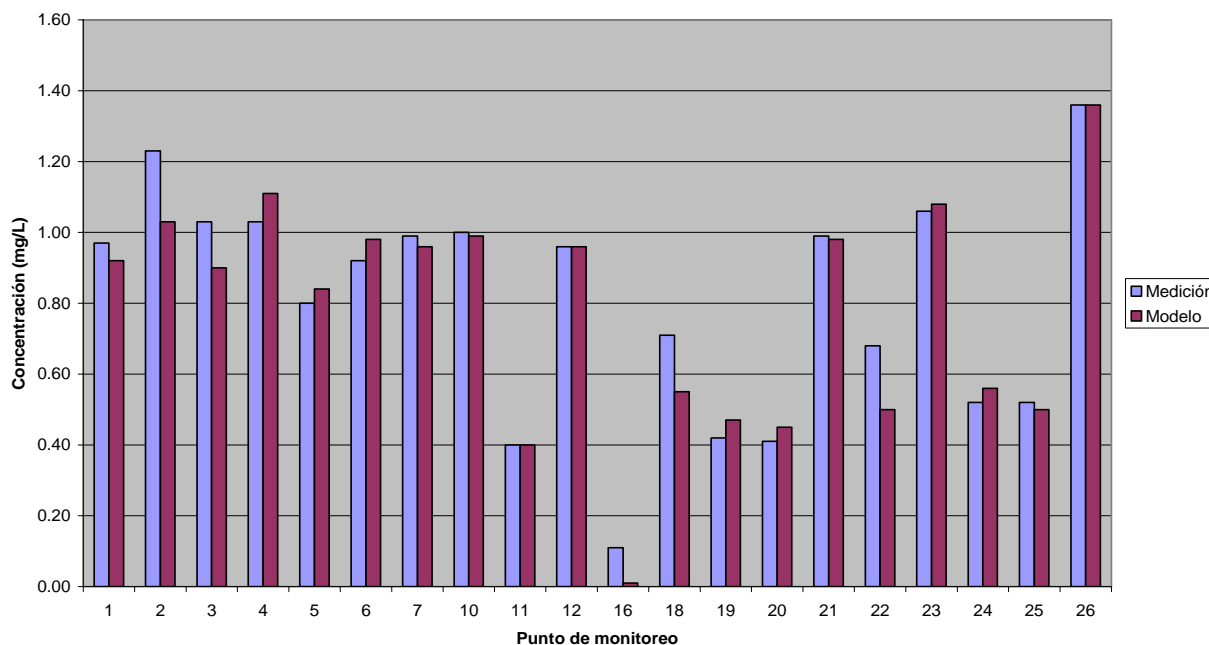
**Tabla 4- 11 Obtención de valores del coeficiente de reacción con las paredes de la tubería,  $k_w$ .**

<b>Diámetro</b>	<b>Velocidad</b>	<b>K total</b>	<b>kb</b>	<b>kw</b>
<b>pulgadas</b>	<b>m/s</b>	<b>h<sup>-1</sup></b>	<b>h<sup>-1</sup></b>	<b>m/h</b>
3	0.34	0.804217947	0.0334	0.0197
6	0.68	0.843811933	0.0334	0.0467
6	0.70	1.207945519	0.0334	0.0864
10	0.49	0.207145689	0.0334	0.0133
10	0.47	0.200739122	0.0334	0.0128
12	1.14	0.410144415	0.0334	0.0372
12	1.16	0.540387514	0.0334	0.0558
18	0.55	0.214009137	0.0334	0.0304

De igual forma que en el modelo de simulación hidráulica, para la modelación de la calidad del agua se empleó el programa desarrollado por el IMTA, SCADRED® (Tzatchkov, 1996). Se eligió el momento de mayor demanda en la zona, esto es al mediodía. Efectuando una comparación de los resultados obtenidos con el modelo de simulación de cloro y las mediciones realizadas dentro de la zona Humaya se encontró una diferencia promedio global de  $\pm 0.06$  mg/L. Esto valida que los resultados obtenidos a partir del modelo son confiables. Las regiones uno y dos descritas con anterioridad, mantuvieron un nivel de precisión similar, con diferencias de 0.07 y 0.06 mg/L, respectivamente [Ilustración 4-17].

#### 4.3.9 Conclusiones y recomendaciones

Actualmente el modelo de simulación desarrollado por el IMTA es capaz de determinar la concentración de cloro aún en redes de distribución mayores a 2000 nodos, como la aplicada en el sector Humaya de Culiacán, Sinaloa. Se obtuvo una modelación capaz de representar el comportamiento hidráulico de la zona de estudio.



**Ilustración 4-17 Comparativa de resultados (Modelo vs medición) ubicados en la región uno del sector Humaya.**

Si bien es cierto que el proceso de la calibración de una red de distribución es conocido ampliamente, es difícil obtener resultados aceptables, debido a dos factores fundamentales: información insuficiente (planimetría, población, fuentes de abastecimiento, entre otros) y falta de recursos económicos para realizar un trabajo a detalle. Por su parte, en el submodelo de calidad del agua, primeramente se obtuvieron las constantes de reacción del cloro con el agua  $k_b$  y con la pared de las diferentes tuberías,  $k_w$ . La constante de reacción con el agua para el sector Humaya, es  $k_b = 0.0334 \text{ horas}^{-1}$ . Este valor es inferior al obtenido en un estudio similar reportado por (Alcocer, V *et al*, 2004) en la zona Norte de Culiacán, el cual fue de  $k_b = 0.09881 \text{ horas}^{-1}$ . Lo anterior confirma, que la constante de reacción con

el volumen de agua,  $k_b$ , presenta diferencias aún en zonas contiguas. Esto se debe en buena medida al diferente tipo de fuente de abastecimiento de las zonas, siendo la zona Norte abastecida por dos plantas potabilizadoras (agua superficial) y el área de Humaya por pozos profundos (agua subterránea).

## **5. MEDICIÓN Y CARACTERIZACIÓN ESTOCÁSTICA DEL CONSUMO DE AGUA DOMÉSTICO**

**Publicaciones derivadas:**

**Revista Ingeniería Hidráulica en México  
vol. XX, núm. 1, enero-marzo de 2005**

**World Water & Environmental Resources Congress-  
6th. Annual Symposium on Water Distribution System Analysis,  
June 2004, Salt Lake City, Utah, USA**

## 5.1 Introducción

En este capítulo se reportan resultados sobre la variación estocástica del consumo doméstico de agua potable, Alcocer et al. (2003; 2004, 2005). Se instalaron micromedidores con registro electrónico del consumo en tres hogares de diferente nivel socioeconómico como primera etapa dentro del sector “Humaya” de la ciudad de Culiacán, México. Se registró el consumo de agua potable de los tres hogares con resolución temporal de 1 segundo durante más de tres meses. Lo anterior representa aproximadamente 26’000,000 de registros, teniendo de esta forma el banco de datos más grande de registro de datos de consumo instantáneo de agua potable en América Latina, y el segundo más grande a nivel mundial, después del trabajo pioneril de Buchberger et al. (2003b) en los Estados Unidos de Norteamérica. Los registros se procesaron para obtener la intensidad, duración y frecuencia (esta última expresada por medio del factor de utilización) de los pulsos de consumo. Aparte de poder ser usados en el modelo PRPsym (Li y Buchberger, 2006) para generar series de consumo estocástico para la modelación dinámica de las redes de agua potable, los resultados obtenidos ayudarán a entender mejor la variación de la demanda de agua potable en el día, y el comportamiento de las fugas dentro del domicilio.

En una segunda etapa, con el objetivo de generalizar la metodología empleada en la primera fase, se realizaron mediciones en un número estadísticamente representativo de casas dentro de una zona de una ciudad mexicana. El número de casas monitoreadas teniendo un intervalo de confianza del 85%, fue un total de cien. A diferencia de la primer campaña de monitoreo, el intervalo de medición empleado fue de 1 minuto, esto con el objetivo de profundizar en el problema de escalas temporales que incluye la desagregación y agregación.



Cabe señalar que uno de los objetivos del presente capítulo es demostrar, con base en un estudio de campo, la factibilidad de obtener propiamente los parámetros requeridos para la modelación estocástica del consumo de agua potable. El estudio anterior de este tipo en los Estados Unidos de Norteamérica, reportado por Buchberger et al. (2003), duró tres años y requirió de presupuesto considerable, poniendo en duda lo práctico de la modelación estocástica que posteriormente se abordará en el capítulo seis.

El presente estudio demuestra que los parámetros necesarios pueden ser obtenidos con equipamiento de medición relativamente económico, y personal propio de un organismo operador.

El capítulo no está dirigido a obtener la variación típica de la demanda de agua potable en México, ni de estimar las dotaciones, dado que esos estudios pueden ser realizados con equipos mucho más sencillos (no es necesario registro del consumo cada segundo), y requieren de una muestra representativa de domicilios con diferentes características y en diferentes localidades del país. Por otro lado, estudios de dotaciones de ese tipo ya se tienen en el país (CNA, 1993). El objetivo es obtener un mejor conocimiento del patrón estocástico del consumo proveniente de los usuarios en diferentes horas y días. Esta base permitirá reproducir series sintéticas en los domicilios donde se midió, a través de parámetros estadísticos obtenidos a partir de las series medidas en campo.

## **5.2 Primera etapa del estudio**

El registro continuo del consumo instantáneo en las tres viviendas mencionadas, se llevó a cabo durante 101 días (del 20 de agosto 2003 al 29 de noviembre 2003), generándose más de 8'700,000 registros por vivienda. Cada registro contiene fecha, hora con minutos y segundos, y número de unidades registrado en ese instante. La mayor parte de los registros (más de 95 %) contiene cero unidades, dado el carácter esporádico de la demanda.

### 5.2.1 Metodología

Para esta primera etapa se realizaron medición de consumo en tres domicilios con intervalo de registro de un segundo. Las casas fueron seleccionadas con diferente nivel socioeconómico con el objetivo de conocer y analizar la influencia de este factor en el consumo doméstico.

### 5.2.2 Equipo empleado

Con el objeto de medir y registrar en forma digital el consumo instantáneo, en cada punto de medición se empleó tres dispositivos:

- 1.- Micromedidor de tipo disco nutante termoplástico 5/8”, marca BadgerMeter.
- 2.- Sensor magnético de los impulsos generados por el micromedidor modelo MS200, marca RADCOM Technologies®. Este dispositivo de medición tiene como objetivos captar la(s) señal(es) proveniente del micromedidor volumétrico y la enviar ésta al registrador (data logger) de impulsos.
- 3.- Registrador de los impulsos magnéticos, marca RADCOM Technologies®. Comúnmente conocido como “data logger”, almacenará los registros de los impulsos enviados por el sensor magnético.

La Ilustración 5-1 muestra el arreglo de estos tres dispositivos en uno de los domicilios.



**Ilustración 5-1 Arreglo de medición usado, compuesto de micromedidor, sensor magnético de impulsos y registrador.**

El micromedidor utilizado tiene las especificaciones siguientes:

Rango de operación típico:	0.5 - 25 GPM (1.90 a 95 l/min) (100% $\pm$ 1.5%)
Gasto mínimo:	0.25 GPM (1.0 l/min)
Gasto máximo:	15GPM (57 l/min)
Pérdida de presión:	3.5 PSI a 15 GPM (0.24 bar a 57 l/min)

Cada lectura de micromedidor consiste en cierto número de impulsos o unidades, y las lecturas se obtienen y contabilizan cada segundo. Un solo impulso corresponde aproximadamente a 1 l/min. Si el gasto medido no es múltiplo a 1 l/min, la lectura oscila entre los dos números consecutivos correspondientes, por ejemplo, si el gasto fuera de 3.40 l/min, la lectura oscilaría entre tres y cuatro unidades con una mayor frecuencia de tres. Para gastos menores de 1 l/min (el gasto mínimo) el medidor genera una señal intermitente, es decir, varias lecturas de cero seguidas por una lectura instantánea de una unidad (1 l/min) y nuevamente lecturas de cero.

El registrador tiene la capacidad de almacenar más de 250,000 datos (casi tres días con un intervalo de un segundo), consistentes en fecha, hora y número de impulsos. Los datos almacenados pueden ser vaciados en una computadora, empleando el software Radlog<sup>®</sup> versión 3.25 de RADCOM Technologies Ltd., o incluso pueden ser enviados automáticamente por medio de otro aparato adicional a un satélite y de ahí descargarlos dentro de una página de Internet para ser disponibles en cualquier parte del mundo. Esa última opción resulta muy cara para el presente estudio, dado el alto costo de pagar por el uso de un espacio en un satélite y al número de datos contenidos en la base de datos resultante, por lo que se recurrió a un vaciado manual de los datos almacenados a una computadora portátil.

Con una cierta periodicidad establecida, personal de la Junta de Agua Potable de la ciudad, llegaba a los puntos de medición para vaciar los datos almacenados a una computadora portátil, y configurar un nuevo ciclo de registro.

### 5.2.3 Puntos de medición

Los puntos de medición se ubicaron en tres viviendas de diferentes colonias de la zona Humaya de la ciudad de Culiacán, Sin. La Tabla 5-1 muestra los datos principales de esos domicilios. En cada uno de ellos se cambió el micromedidor existente por un micromedidor nuevo y se instaló el resto del equipamiento mostrado en la Ilustración 5-1.

El servicio de agua potable en la zona Humaya es continuo, igual que en toda la ciudad de Culiacán, Sin. Ninguna de las tres viviendas tiene almacenamiento intradomiciliario (cisterna o tinaco). Esto garantiza que las lecturas del micromedidor representen directamente el consumo instantáneo de agua potable, de acuerdo con los objetivos de este estudio. La presencia de cisterna o tinaco en el domicilio alteraría la situación, dado que la lectura del medidor se vería afectada por el llenado del tinaco o cisterna. El modelo PRP se originó en los Estados Unidos de Norteamérica, donde el servicio de agua potable es continuo y las condiciones climáticas no favorecen el uso de cisternas y tinacos. El modelo puede ser adaptado para considerar cisternas y tinacos

**Tabla 5-1 Datos de los domicilios donde se realizó la medición de consumo**

<b>Punto</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Nivel socioeconómico</b>	<b>Habitantes</b>
P <sub>1</sub>	Nevado de Toluca, Colonia Pradera Dorada	Alto	2 adultos
P <sub>2</sub>	De la VirtudV entre VoluntadV y Temple, Fracc. Horizontes	Medio	5 (2 adultos + 3 menores)
P <sub>3</sub>	Avenida Internacional entre Chile y Brasil, Colonia Humaya	Bajo	3 (2 adultos + 1 menor)

#### 5.2.4 Calibración de los equipos de medición y registro

Dado que el equipo registra solamente unidades (impulsos), expresadas en números enteros, para obtener el gasto medido fue necesario obtener a qué gasto corresponde una unidad, en otras palabras calibrar el equipo. En principio, el procedimiento de verificación de micromedidores descrito por Ochoa y Bourguett (2001), puede ser usado para este fin. Pero, dado que el objetivo aquí no es propiamente de verificar el macromedidor, se puede usar el siguiente procedimiento simplificado:

a.- Se utiliza un recipiente de volumen conocido (de preferencia de 20 litros, como en Ochoa y Bourguett, 2001) con graduación.

b.- Con la ayuda de un cronómetro se mide el tiempo de llenado del recipiente. Vale la pena señalar que el tiempo de las pruebas se relaciona con el horario que señala el propio registrador (data logger).

c.- Durante el llenado del recipiente de forma simultánea se revisa que el medidor señale el volumen empleado durante la actividad.

d.- Finalmente se exportan los datos desde el registrador a la computadora, empleando el software Radlog versión 3.25 de RADCOM Technologies Ltd, y se aplica la expresión siguiente:

$$F = \frac{V_c}{V_{data}} \quad (5-1)$$

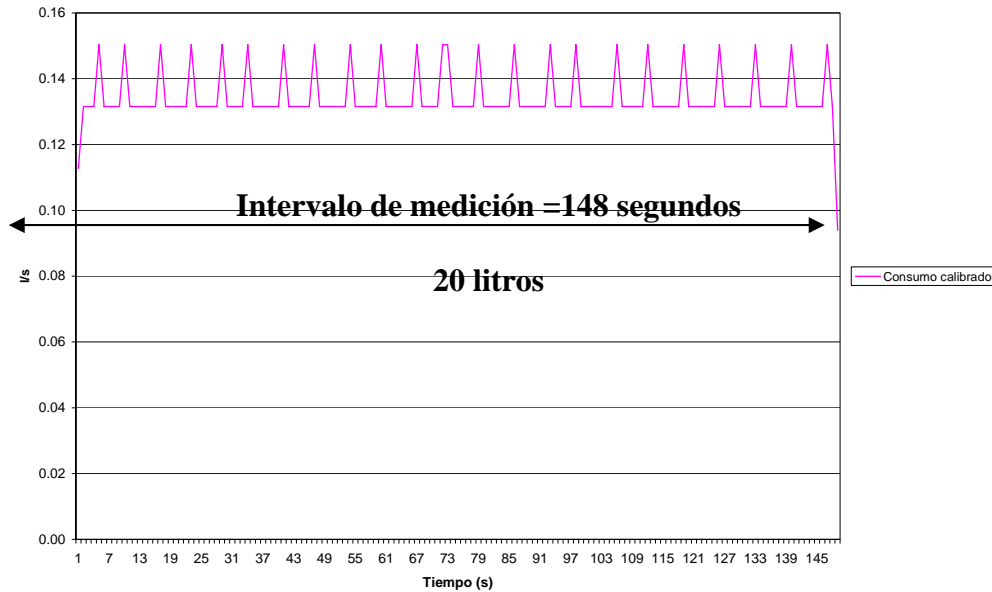
donde:

$F$  = factor de conversión de un impulso a gasto medido

$V_c$  = volumen del recipiente

$V_{data}$  = total de unidades registradas

La Ilustración 5-2 muestra un ejemplo de la variación de las lecturas del equipo en una calibración. En este ejemplo el tiempo de llenado del recipiente de 20 litros fue de 148 segundos y el total de impulsos registrados fue de 1064, por lo que el factor de corrección es igual a  $20/1064= 0.01879$  l/s por cada impulso marcado por el equipo. El gasto que fluyó a través del medidor fue de  $20/148=0.1351$  l/s, correspondiente a 7.19 impulsos. Dado que el equipo solo registra números enteros, las lecturas oscilaron entre siete y ocho impulsos con una predominancia de siete.

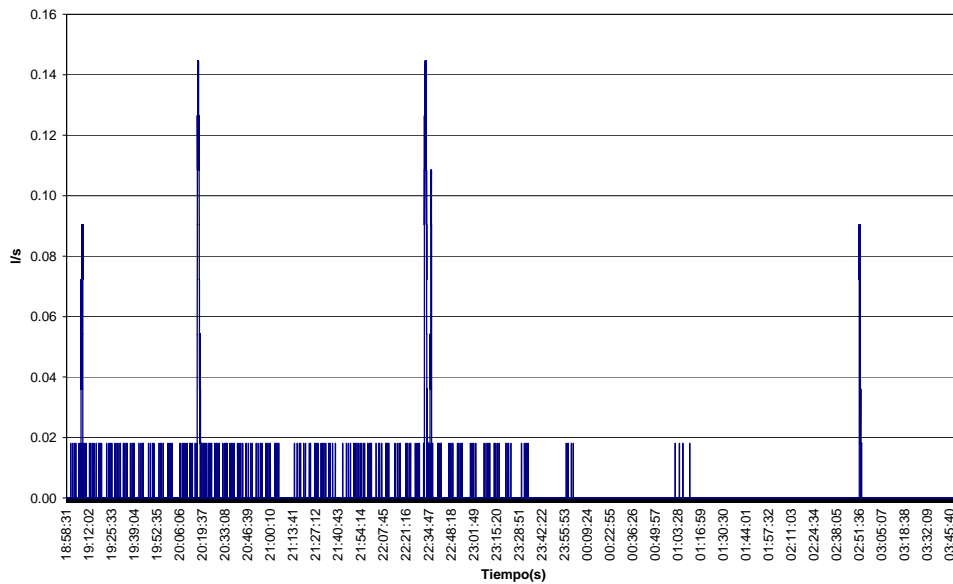


### Ilustración 5-2 Lecturas en la calibración del equipo

Para el domicilio P<sub>1</sub> se obtuvo un factor  $F = 0.019588639$ , para el domicilio P<sub>2</sub> se obtuvo  $F = 0.018165304$ , y para el domicilio P<sub>2</sub>,  $F = 0.01879699$ . Como es lógico suponer (dado que los equipos son iguales en los tres puntos), el factor de calibración es prácticamente el mismo en los cuatro domicilios.

#### 5.2.5. Medición del consumo

El registro continuo de la demanda instantánea en las tres viviendas mencionadas, se llevó a cabo durante 101 días (del 20 de agosto 2003 al 29 de noviembre 2003), generándose más de 8'700,00 registros por vivienda. Cada registro contiene fecha, hora con minutos y segundos, y número de unidades registrado en ese instante. La mayor parte de los registros (más de 95 %) contiene cero unidades, dado el carácter esporádico de la demanda. La Ilustración 5-3 muestra el comportamiento típico de los registros para un periodo de ocho horas y 47 minutos aproximadamente.



### Ilustración 5-3 Variación del consumo en la casa habitación número dos

Se observaron los siguientes patrones en los registros:

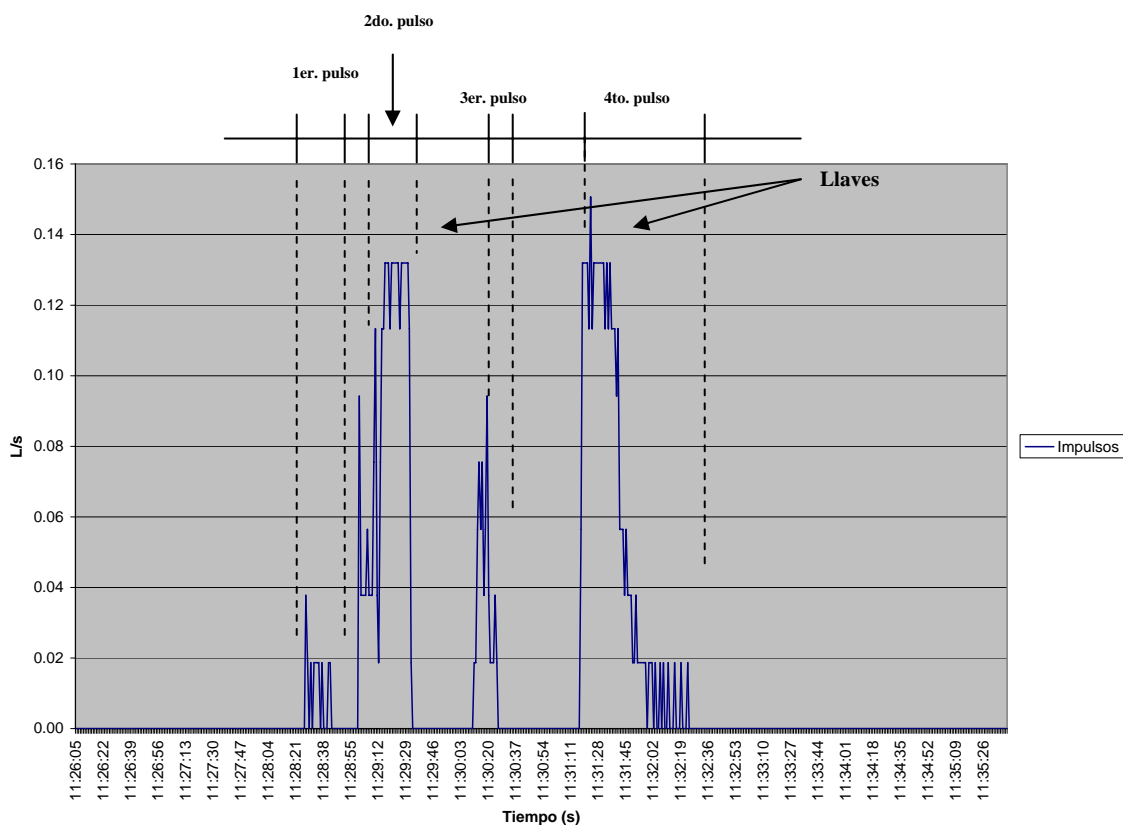
- a) Periodos largos con lecturas de cero, interrumpidos por pulsos de consumo de diferente intensidad.
- b) Este patrón corresponde a una vivienda donde no hay fugas. La Ilustración 5-4 muestra el comportamiento del consumo en un periodo tres minutos y 56 segundos, dentro del cual se presentaron cuatro pulsos. El primero de ellos presentó 0.206 litros de volumen y una duración de 15 segundos. En el siguiente pulso mostró 32 segundos de duración y un volumen de 3.036 litros. El tercer pulso tuvo una duración de 14 segundos y un volumen total de 0.640 litros, y el último pulso, con volumen de 3.670 litros y duración de 1:06 minutos, fue el mayor de todos. En el principio de cada pulso la lectura es más alta (debida a la aceleración inicial del flujo al iniciar el uso del agua), luego baja y oscila por un tiempo (correspondiente a un gasto constante), y termina con un salto brusco.
- c) Lecturas aisladas de una unidad, seguidas por varias lecturas de cero.

En la Ilustración 5-3, por ejemplo, se observa ese comportamiento en el intervalo de 01:03:28 a 01:16:59 horas. Este patrón de demanda se explica por la presencia de fugas



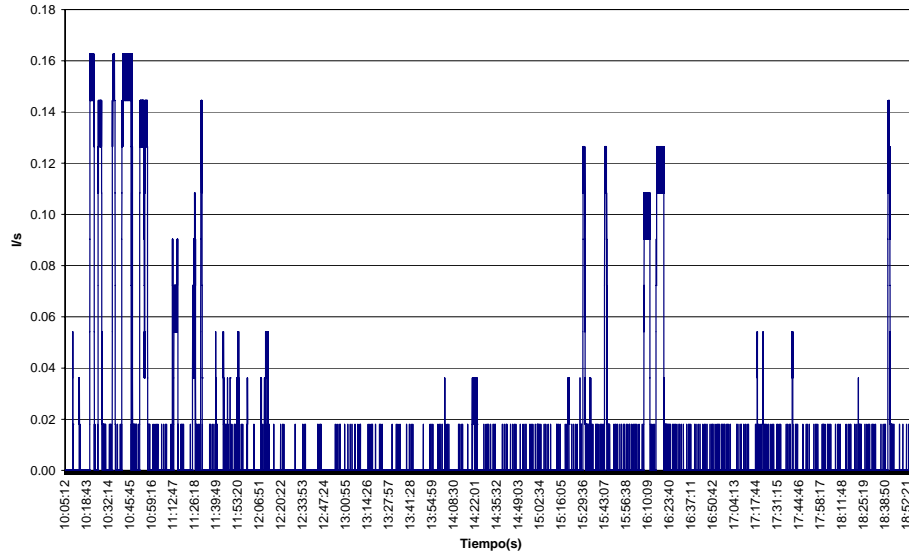
muy bajas en la vivienda, como las causadas por goteras. Dado que el gasto que generan esas fugas es muy pequeño, comparado con el gasto correspondiente de una unidad de lectura (que es de 1 l/min aproximadamente), el medidor registra una lectura de una unidad cada vez que se acumule la cantidad de agua correspondiente en su depósito de medición.

- d) Lecturas mantenidas de una unidad, continuas o interrumpidas por intervalos cortos, con eventuales pulsos esporádicos de mayor intensidad.



**Ilustración 5-4 Comportamiento del consumo en cuatro pulsos de demanda**

Este patrón de demanda corresponde a una fuga permanente en la vivienda, debida a una llave o válvula que no quedó bien cerrada, o un desperfecto en las tuberías o sus juntas. En la Ilustración 5-5, por ejemplo, se observa este comportamiento registrado en una de las viviendas.



**Ilustración 5-5 Variación de consumo en una vivienda con fuga. Fecha 20 agosto de 2003**

### 5.2.6 Procesamiento de los datos de la medición

Dada la enorme cantidad de datos generados (más de 8'700,000 registros por vivienda), su procesamiento resultó bastante laborioso, y en parte problemático. Los datos se introdujeron en una base de datos de MSAccess, y se programaron varias rutinas en Visual Basic para revisarlos y procesarlos. La cantidad de datos se reduce sustancialmente (alrededor de 20 veces) después de eliminar los registros de lectura cero, pero éstos no podían eliminarse antes de revisar la continuidad de los registros en el tiempo, es decir, antes de asegurarse de que no faltaban registros por errores o porque el personal encargado de vaciar periódicamente los datos del registrador no saltó algún grupo de registros. Cada vez en el momento de configurar el registrador para un nuevo ciclo de registro, también era posible perder las lecturas por varios minutos. Se utilizó entonces el siguiente procedimiento:

- a) El registrador genera archivos de texto con los registros de fecha, hora y lectura, en un renglón por cada registro. Estos archivos se importan a una base de datos de MSAccess y se ordenan por fecha y hora. Se programan rutinas que revisan si la hora de los registros va en forma consecutiva de segundo a segundo. De esta manera

se detectan una serie de errores que, independientemente de su origen, se manifiestan en registros faltantes, registros repetidos y registros insertados fuera de su lugar. En algunos casos faltan días completos en los registros. Los datos se ordenan, y los faltantes se completan con datos de otras fechas del mismo día de la semana.

- b) Una vez que se asegura que no faltan datos (y que no haya datos repetidos), posteriormente se ejecuta una rutina que calcula el intervalo de tiempo entre los pulsos de demanda consecutivos registrados.
- c) Se eliminan los registros de lectura cero.
- d) La información obtenida en el punto (b) anterior se utiliza para separar los pulsos que representan fugas pequeñas (como goteras) de los verdaderos pulsos de demanda o fugas importantes, con base en el criterio descrito anteriormente, es decir, si el pulso estaba aislado (con duración de un segundo y ciertos intervalos de tiempo después del pulso anterior y antes del pulso siguiente) y tiene una intensidad de una unidad, se considera que reflejaba una fuga muy pequeña que se acumula en el intervalo entre cada pulsos consecutivos de este tipo. En la casa habitación número uno, por ejemplo, para todo el intervalo de medición de 8'690,347 segundos se presentaron 43,113 pulsos de este tipo.
- e) Las lecturas restantes corresponden a pulsos de demanda (o fugas pronunciadas si se mantienen por largo tiempo). Cada grupo de lecturas consecutivas diferentes de cero corresponde a un **pulso de demanda** con cierta duración, o a un grupo de pulsos de demanda.

De acuerdo con el comportamiento hidráulico mostrado en la Ilustración 5-4, se definieron los pulsos de demanda y su intensidad de la manera siguiente:

- Al iniciar cada grupo de lecturas consecutivas diferentes de cero, las primeras dos lecturas no se toman en cuenta (dado que el flujo se establece en esos primeros dos segundos). A partir de la tercera lectura se monitorea la magnitud de la lectura. Si las siguientes oscilan entre dos valores consecutivos, como en la Ilustración 5-4, esto significa que se mantiene un pulso de demanda de

intensidad constante. En el momento en que la magnitud de la lectura se reduce en más de una unidad comienza la parte final del pulso, que se asume puede durar hasta tres segundos, después de lo cual puede comenzar un nuevo pulso con otra intensidad. De igual forma, un incremento brusco en la lectura significa el fin del pulso y comienzo de un nuevo pulso. Una vez definidos los instantes de inicio y fin del pulso de demanda, y con esto su duración, se calcula su intensidad media.

- Se calcula la suma de la duración de todos los pulsos de demanda. Esta suma, dividida entre la duración de periodo total de medición, proporciona el *factor de utilización*.
- Se calculan los parámetros estadísticos de las series de pulsos de demanda y de fugas, como valor mínimo y máximo, promedio, desviación estándar y coeficiente de variación.

#### 5.2.7. Resultados

La Tabla 5-2 muestra los parámetros de consumo de la serie de pulsos de demanda calculados. Las Tablas 5-3 a 5-5 muestran los parámetros estadísticos del volumen, duración e intensidad de los pulsos de demanda, y la Tabla 5-6 los parámetros estadísticos de las microfugas.

**Tabla 5-2 Resultados de consumo obtenidos en los tres domicilios para el periodo de medición de 101 días**

Domicilio	Volumen total de consumo	Volumen total de microfugas	Microfugas con relación al volumen total de consumo	Volumen total de consumo con microfugas	Consumo medio diario	Consumo medio diario con microfugas
	(l)	(l)	%	(l)	(l/día)	(l/ día)
P <sub>1</sub>	42241	776	1.83	43017	427.67	422.00
P <sub>2</sub>	29359	2651	9.02	32009	287.80	313.80
P <sub>3</sub>	42035	543	1.29	42578	412.10	417.40

Domicilio	Consumo medio por habitante	Consumo medio por habitante con microfugas	Factor de utilización promedio	Total de pulsos de consumo
	(l/hab/día)	(l/hab/día)	(%)	
P <sub>1</sub>	207.00	210.86	5.32	21780
P <sub>2</sub>	57.60	62.80	3.43	24639
P <sub>3</sub>	137.40	139.10	4.45	31524

**Tabla 5-3 Parámetros estadísticos del volumen de los pulsos de consumo obtenidos en los tres domicilios para el periodo de medición de 101 días**

Domicilio	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación estándar	Varianza
	(l)	(l)	(l)	(l)	(l <sup>2</sup> )l
P <sub>1</sub>	1.94	0.018	213.6	7.05	49.78
P <sub>2</sub>	1.19	0.018	80.86	4.33	18.72
P <sub>3</sub>	1.33	0.018	123.9	4.42	19.55

**Tabla 5-4 Parámetros estadísticos de la intensidad de los pulsos de consumo obtenidos en los tres domicilios para el periodo de medición de 101 días**

Domicilio	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación estándar	varianza
	(l/min)	(l/min)	(l/min)	(l/min)	(l/min) <sup>2</sup>
P <sub>1</sub>	4.40	1.08	18.36	2.56	6.54
P <sub>2</sub>	4.04	1.08	37.44	3.29	10.80
P <sub>3</sub>	5.57	1.08	17.43	3.56	12.67

**Tabla 5-5 Parámetros estadísticos de la duración de los pulsos de consumo obtenidos en los tres domicilios para el periodo de medición de 101 días**

Domicilio	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación estándar	varianza
	(s)	(s)	(s)	(s)	(s <sup>2</sup> )
P <sub>1</sub>	21.22	1	3,086	74.16	5500
P <sub>2</sub>	12.23	1	1.148	36.27	1316
P <sub>3</sub>	12.38	1	993	33.97	1154

**Tabla 5-6 Parámetros estadísticos de la intensidad de las microfugas, obtenidos en los tres domicilios para el periodo de medición de 101 días**

Domicilio	Promedio (l/hora)	Mínimo (l/hora)	Máximo (l/hora)	Desviación estándar (l/hora)	varianza (l/hora) <sup>2</sup>
P <sub>1</sub>	7.48	0.002	32.40	10.59	112.09
P <sub>2</sub>	3.95	0.0009	32.40	6.46	41.74
P <sub>3</sub>	10.8	0.001	32.4	11.25	126.67

El conocimiento detallado de forma espacial y temporal de los consumos es una aportación realizada en el estudio. Con un intervalo de un solo segundo durante 101 días aproximadamente, se almacenaron registros de consumo, lo anterior representa más 26'000,000 de datos teniendo el banco de información más grande registrado en México y América Latina y uno de los más grandes a nivel internacional.

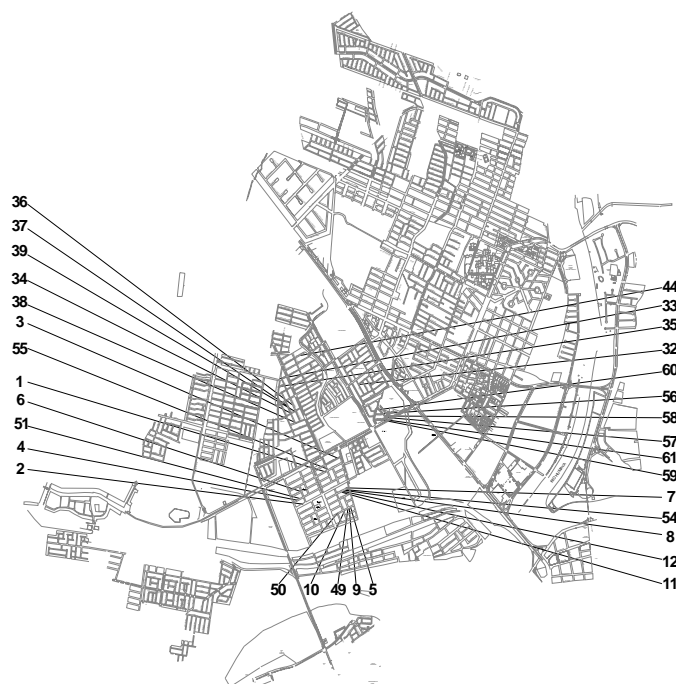
A partir de estos de estudios se concluye que únicamente del tres al cinco por ciento del total del día se destinan a actividades de consumo de agua. También contribuye en la proposición de nuevos estudios sobre la curva de la variación de la demanda, la cual presenta la principal desventaja de incluir el concepto de las fugas, situación irreal al intentar representar la demanda de los usuarios.

Las fugas dentro de la casa habitación presentan en relación al consumo total, porcentajes menores al dos por ciento, salvo en la casa habitación número dos, con un 9.02 por ciento. También es importante señalar que la magnitud del consumo contrasta considerablemente con los estándares manejados a nivel nacional, para este caso en particular de la ciudad de Culiacán, donde predomina el clima cálido, Ochoa, 1994.

El análisis anterior marca un parte aguas sobre estudios de consumo y su inclusión a la modelación de las redes de agua potable será de relevancia nacional e internacional. En este último apartado presenta nuevos horizontes en el campo de la modelación en sistemas de distribución en los próximos años.

### 5.3 Segunda etapa

En este periodo se realizan mediciones en un número estadísticamente representativo de casas. El sector “Humaya”, cuenta actualmente con 20353 tomas [JAPAC, 2003], por lo que el número de casas teniendo un intervalo de confianza del 85%, sería de 100 aproximadamente [Ilustración 5-6].



**Ilustración 5-6 Ubicación de micromedidores dentro de la zona “Humaya”**

Con la ayuda del personal de la JAPAC se realizó la instalación de los micromedidores distribuidos en la zona de estudio. Una vez instalados los micromedidores se realizaron pruebas de calibración de acuerdo a la metodología propuesta [Alcocer, *et al*, 2003], con el objetivo de obtener los factores de conversión necesarios para obtener el caudal registrado. Vale la pena mencionar que los valores del factor de conversión resultaron del mismo orden de magnitud que los obtenidos anteriormente [Alcocer, *et al*, 2003], esto es de 0.0180 a 0.0195, válidos para todas las viviendas por monitorear la variación del consumo.



**Ilustración 5-7 Instalación de micromedidores volumétricos nuevos dentro de la zona Humaya**



### 5.3.1 Intervalo de registro de medición

Otro de los puntos importantes para dar seguimiento en esta parte de la investigación realizada es el intervalo de registro de medición. Debido a los resultados obtenidos en el factor de utilización y la duración de los pulsos, y con ello la frecuencia con la cual se presentan los pulsos de consumo, el intervalo de medición se incrementó de un segundo a un minuto.

Se realizaron pruebas de medición para establecer el comportamiento y el almacenamiento de los datos que realiza el equipo de medición empleado [Radcom Technologies®] ha diferentes intervalos de registro de forma simultánea [Ilustración 5-8 e Ilustración 5-9].

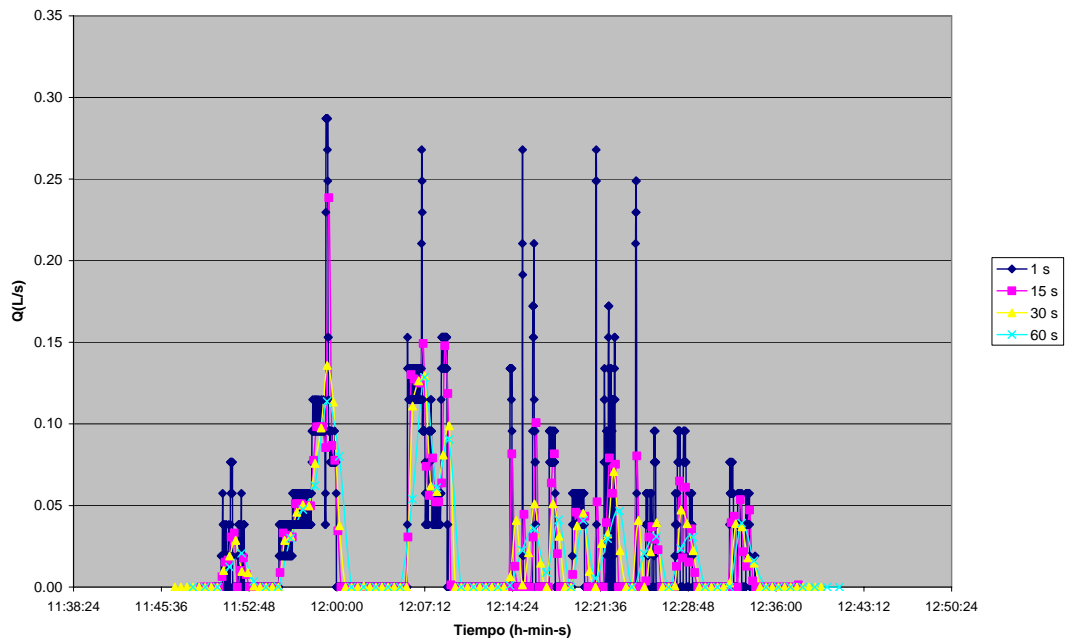


**Ilustración 5-8 Medición de pulsos intradomiciliaria simultánea a través de la instalación de diferentes equipos magnéticos.**



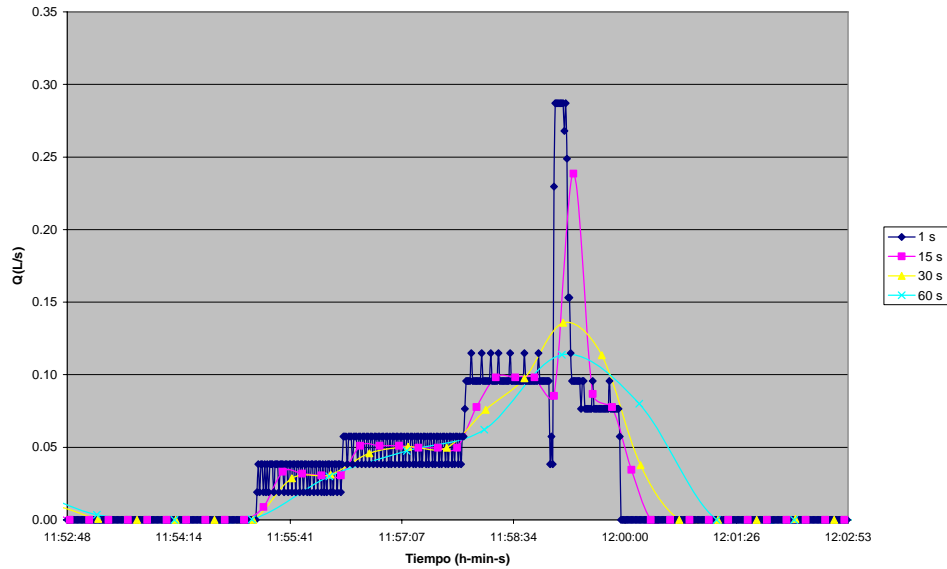
**Ilustración 5-9 Programación de los registradores (dataloggers)**

Los resultados demuestran que el equipo de medición registra los promedios de los pulsos en el intervalo de medición elegido [Ilustración 5-10].



**Ilustración 5-10 Evolución simultánea del consumo ha diferentes intervalos de medición.**

Realizando un acercamiento de la ilustración anterior tenemos lo siguiente.



**Ilustración 5-11 Evolución simultánea del consumo ha diferentes intervalos de medición.**

Por lo anterior, para el caso de tener un mayor conocimiento sobre la elección del intervalo de registro más adecuado, se deberá recurrir a la estimación de parámetros y al análisis espectral para obtener la respuesta de ello. Ambos temas son abordados de forma posterior en la presente tesis, específicamente en los capítulos seis y siete.

### 5.3.2 Generación de series de consumo a través del PRP

Uno de los objetivos inmediatos por realizar en la fase siguiente es generar series de consumo (tiempo) los cuales podremos obtener a partir de los parámetros conseguidos como son la intensidad, duración, frecuencia y su correspondiente media y varianza.

Para generar estas series será necesario emplear el modelo PRP (Pulse Rectangular Poisson) desarrollado en la Universidad de Cincinnati [Li y Buchberger, 2003].

A través de lo anterior se podrá estimar la evolución espacial y temporal del consumo, aún en aquellos lugares donde no fue posible realizar un monitoreo continuo.

Con el número estadísticamente representativo de viviendas monitoreadas, se podrán alcanzar los siguientes objetivos:

1. Estimación de las fugas dentro de la zona de estudio
2. Conocer con mayor precisión la evolución del consumo en los domicilios
3. Establecer patrones de consumo
4. Generación de la variación estocástica del consumo en aquellos domicilios donde no fue posible realizar la medición
5. Contrastar los resultados con la tradicional curva de la variación del consumo aplicado en los modelos de simulación hidráulica y de calidad del agua

## **5.4 Aplicaciones de modelos estocásticos de consumo**

### 5.4.1 Introducción

Este tipo de enfoque desarrolla nuevas líneas de investigación en el campo de la modelación hidráulica aplicadas a redes de distribución. Por lo tanto existen numerosas aplicaciones potenciales para tratar de entender diferentes fenómenos. Uno de los factores con mayor atención en los últimos años es la estimación correcta de las fugas físicas que se presentan en las redes de distribución de agua. Las fugas son elemento difícil de estimar sobre todo cuando se carecen con los suficientes datos como la producción de agua, catastro confiable, edad de las tuberías ó la estimación correcta del consumo.

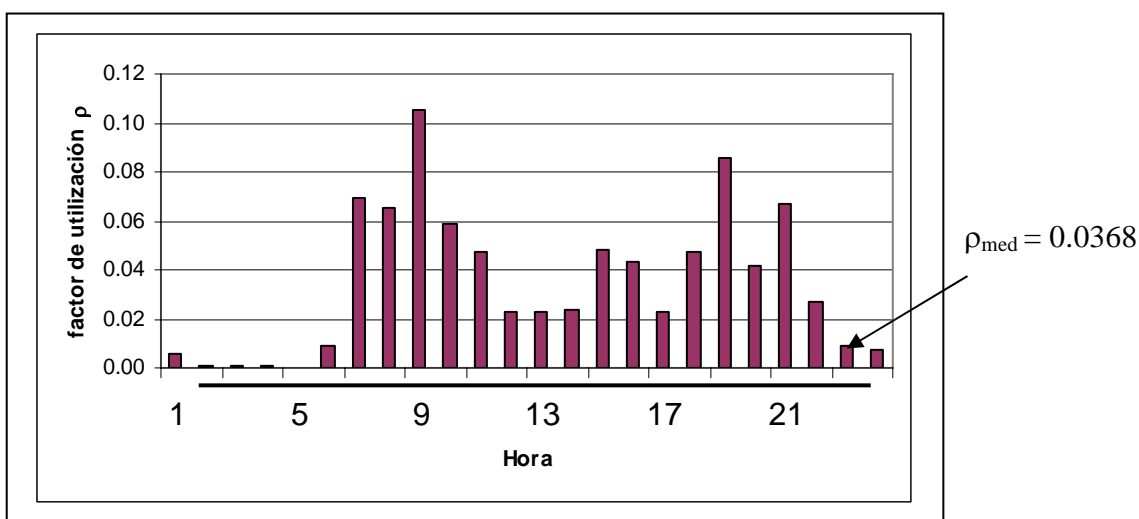
La estimación de la demanda actualmente se realiza de forma semiempírica a través de una curva horaria que representa los cambios del consumo con relación a la producción de la zona, aunque esto resulta muy diferente a la realidad.

Por lo anterior, y empleando la base de datos generada [Alcocer, *et al*, 2003] se propone una metodología para establecer una estimación de las fugas dentro de la zona Humaya de la ciudad de Culiacán.

Los datos fueron procesados siguiendo la metodología descrita por Buchberger y Wells (1996) y Buchberger *et al* (2003), necesaria para obtener los parámetros estadísticos requeridos por el modelo PRP.

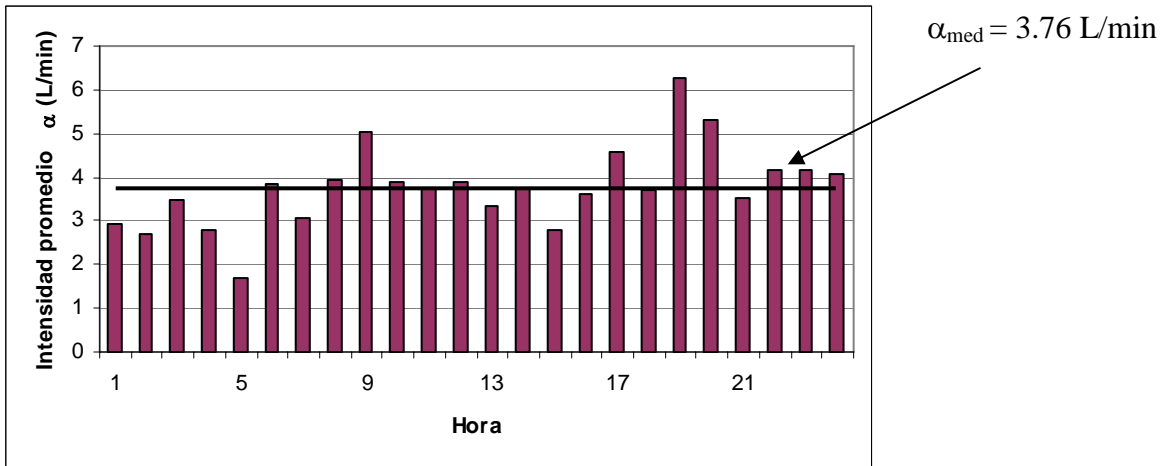
#### 5.4.2 Análisis horario de los pulsos de consumo

Como se ha descrito en el capítulo anterior, los parámetros con mayor relevancia son: factor de utilización promedio,  $\rho$ , intensidad promedio de los pulsos  $\alpha$ , duración media de los pulsos  $\tau$ , así como la varianza y coeficiente de variación de cada uno de los mencionados con anterioridad. A diferencia de lo calculado con anterioridad (variación de los parámetros de forma diaria), en esta ocasión cada uno de los parámetros fueron obtenidos con un intervalo de una hora, [Ilustración 5-12, Ilustración 5-13, Ilustración 5-14].



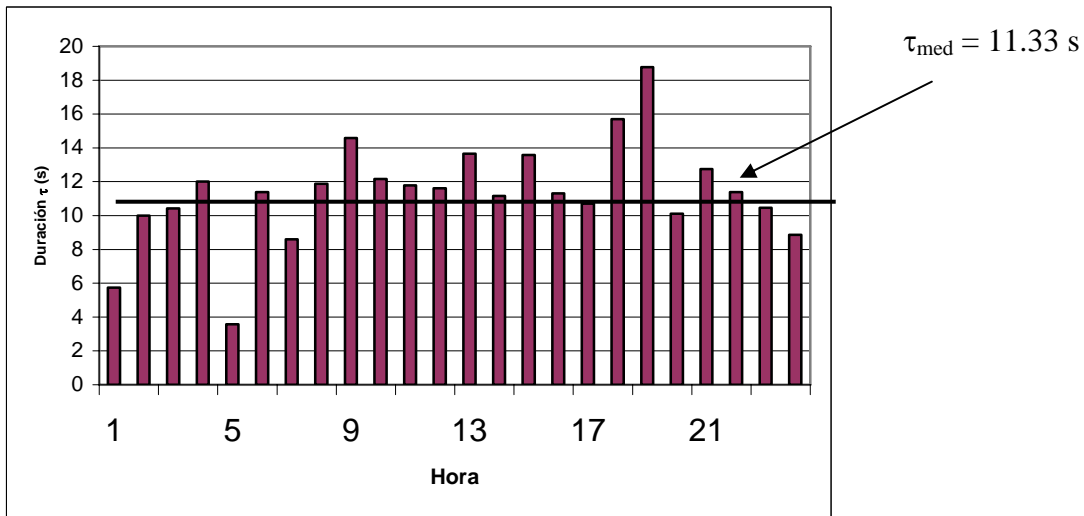
**Ilustración 5-12 Valores horario promedio del factor de utilización,  $\rho$  en uno de los hogares, [Alcocer, V. et al, 2004]**

En la ilustración se aprecia un comportamiento “típico” de una casa habitación, reportando valores con mayor orden de magnitud entre las 8 y 9 horas del día, coincidentemente relacionada con actividades como: aseo personal, inicio de labores, asistencia a las escuelas, elaboración de alimentos matutinos, entre otros. Caso contrario se presenta con las primeras del día, donde los valores son menores 0,01.



**Ilustración 5-13** Valores horario promedio de la intensidad,  $\alpha$ , en uno de los hogares, [Alcocer, V. et al, 2004]

Es notable que la intensidad es directamente proporcional a la presión de suministro con lo cual los valores de la intensidad promedio horaria son el mismo orden de magnitud.



**Ilustración 5-14** Valores horario promedio de la duración,  $\tau$  en uno de los hogares, [Alcocer, V. et al, 2004]

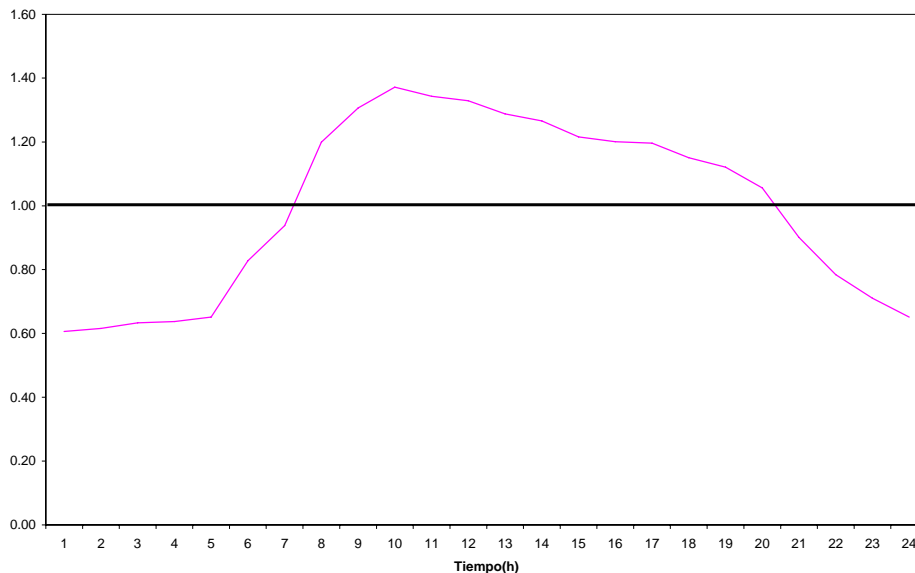
La duración horaria promedio refleja los usos y costumbres en el uso de los dispositivos de agua. El valor máximo reportado supera los 18 segundos y se presenta a las 19:00 horas. Esta situación es predecible debido a las actividades laborales y escolares que se presentan en la zona de estudio.

Con estos parámetros es suficiente para generar las series de tiempo en una casa o en un grupo de estas empleando el PRP, [Buchberger *et al*, 2003]. Como se muestra en Buchberger *et al*, 2003, cuando el número de casas  $N$  es suficientemente grande, esto es,  $\rho N > 5$ , las series obtenidas serán continuas [Ilustración 5-15] y con ello gasto estará relacionado:

$$E(Q_N) = \sum_j \rho_j \alpha_j \quad (5-2)$$

donde:

$j$ , representación de las casas de manera individual;



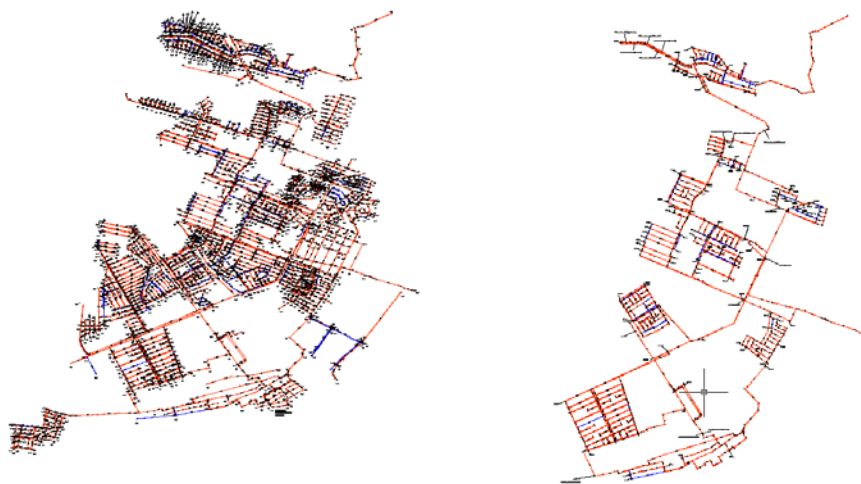
**Ilustración 5-15** Curva ilustrativa cuando  $\rho N > 5$

Para intervalos de tiempos cortos y un número elevado de  $N$ , la variación de  $Q$  será irrelevante y el caudal tenderá a ser un valor constante. De forma similar que los estudios anteriores [Buchberger y Wells, 1996; Buchberger *et al*, 2003], sólo se considera el estudio de la variación estocástica del consumo dentro del domicilio, omitiendo actividades como el riego de jardines o lavado de autos, de hecho para el caso de la ciudad de Culiacán estas actividades están prohibidas empleando mangueras como herramienta.

#### 5.4.3 Análisis de la red de distribución empleando el modelo de generación de consumo PRP

Los siguientes tres niveles de detalle en la red de distribución fueron analizados:

- Modelo incluyendo todas las tuberías. La configuración completa incluidas tuberías mayores a 2.5" fueron introducidas al programa comercial SCADRED desarrollado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua [Tzatchkov e Izurieta, 1996]. La red obtenida tal como se muestra en la Ilustración 5-16, tiene 2088 nodos y 3014 tramos de tubería. Las series de consumo para cada uno de los nodos sería necesario emplear el modelo PRP, por lo que el proceso resultaría laborioso para implementarlo.



**Ilustración 5-16 Niveles de detalle en la red de distribución.**



- Modelo excluyendo tapones ó extremos de tubería. Los tapones incluyen extremos de tubería y circuitos cerrados, éstos últimos se encuentran conectados con el resto de la red de distribución a través de un solo punto de entrada [Buchberger, *et al*, 2003]. El flujo en este tipo de configuración está considerado en una sola dirección, esto permitirá al modelo PRP calcular y acumular los consumos de las casas habitación en esa sección de la red de distribución. La red obtenida considerando lo anterior será 672 nodos y 874 tramos de tubería [Ilustración 5-16]. Este efecto (eliminación de tramos) es representado con su correspondiente variación del consumo generada por el modelo PRP a través de por un grupo de casas.
  
- Modelo de consumo global (propuesto). En esta opción serán necesarios los siguientes datos:
  - Registros de medición en los puntos de inyección de flujo a la red (entrada),  $I(t)$ ;
  - Generación de la variación del consumo a través del modelo PRP,  $Q(t)$ ;
  - Registros con la variación de los niveles en tanques (si existen) ubicados dentro de la red,  $\Delta W(t)$ .

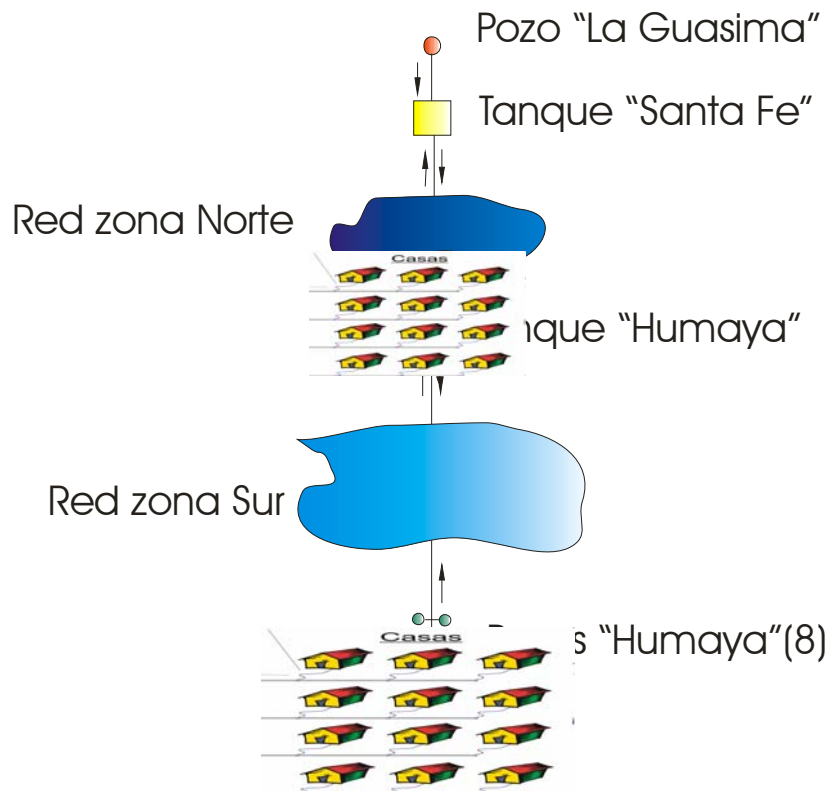
A través de este enfoque se realiza un cálculo general de las fugas:

$$L(t) = I(t) \pm \Delta W(t) - Q(t) \quad (5-3)$$

donde:

$L(t)$ , fugas dentro de la red de distribución.

En términos generales la operación de la red de distribución de la zona Humaya, Culiacán, se conforma por una batería con ocho pozos ubicada al sur y uno más llamado “La Guasima” localizado al norte [Ilustración 5-17]. La zona Sur tiene 18,276 tomas domiciliarias y la norte 2077. Ambas partes se encuentran interconectadas entre sí, a través de dos tanques: “Humaya” y “Santa Fé”.



**Ilustración 5-17 Plano esquemático de la configuración de la red de distribución de agua potable de la zona Humaya, Culiacán.**

Inicialmente se calcularán las curvas globales de consumo de ambas zonas (Sur y Norte). Inicialmente se obtuvieron los parámetros horarios de la duración, intensidad y factor de utilización empleando el PRP, de forma posterior se requerirá de la distribución de casas de acuerdo a su categoría socioeconómica [Tabla 5-7 y Tabla 5-8].

**Tabla 5-7 Distribución socioeconómica de casas en la parte Norte de la zona Humaya.**

Categoría de la casa	Nivel socioeconómico	Porcentaje	Número de casas habitación
1	Alto	10%	208
2	Medio	30%	623
3	Medio-bajo	45%	935
4	Bajo	15%	312
		100%	<b>2078</b>

**Tabla 5-8 Distribución socioeconómica de casas en la parte Sur de la zona Humaya.**

Categoría de la casa	Nivel socioeconómico	Porcentaje	Número de casas habitación
1	Alto	10%	1828
2	Medio	20%	3655
3	Medio-bajo	55%	10052
4	Bajo	15%	2741
		100%	<b>18276</b>

Considerando los datos anteriores se aplica el siguiente procedimiento:

$$C_i = \sum_1^m \rho_i \times \alpha_i \times N \quad (5.4)$$

donde:

$C_i$ , consumo horario real obtenida a partir del número y usos y costumbres de los usuarios de la zona;

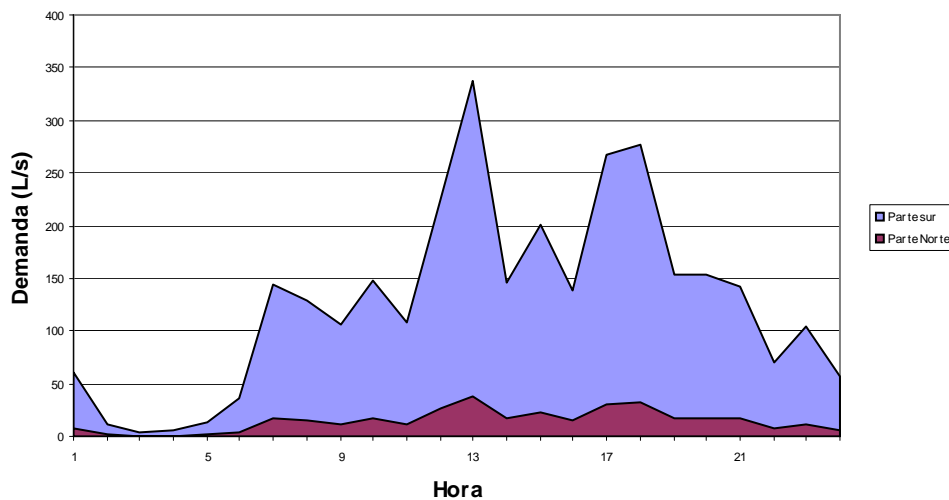
$\rho_i$ , factor horario de utilización;

$\alpha_i$ , intensidad horaria de los pulsos;

$N$ , número de casas habitación con cierto nivel económico.

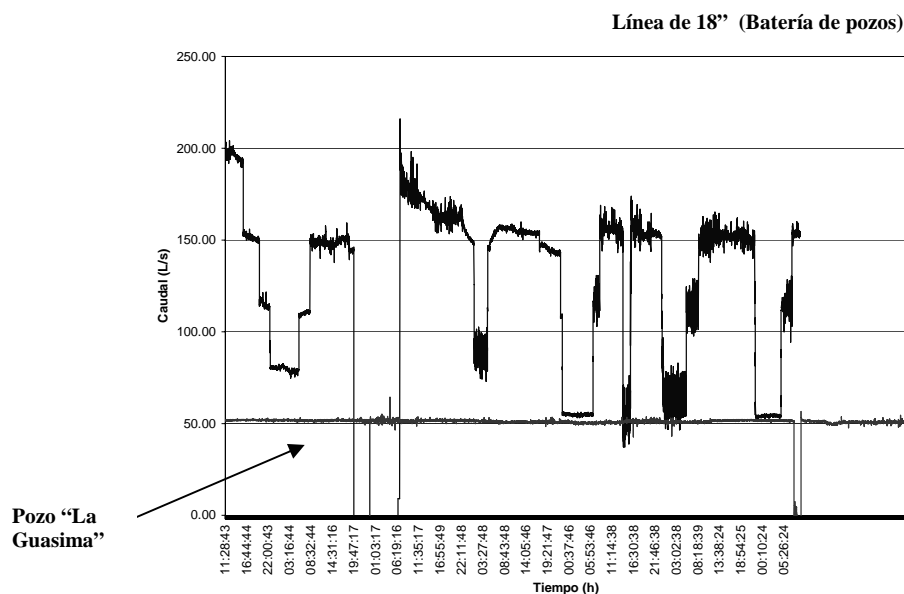
$m$ , número de niveles económicos de la zona

Para el cálculo del consumo horario real, será necesario obtener el factor de utilización y la intensidad horaria de los pulsos por nivel socioeconómico [Ilustración 5-18].



**Ilustración 5-18 Curvas globales con la variación del consumo en la zona Humaya**

Como segundo paso se deberán obtener los registros de caudal a partir de mediciones en campo, con la finalidad de conocer el caudal suministrado a la red de distribución [Ilustración 5-19].



**Ilustración 5-19 Evolución de caudal medido con equipo ultrasónico y registrador (datalogger) en las dos fuentes de abastecimiento de la zona Humaya**

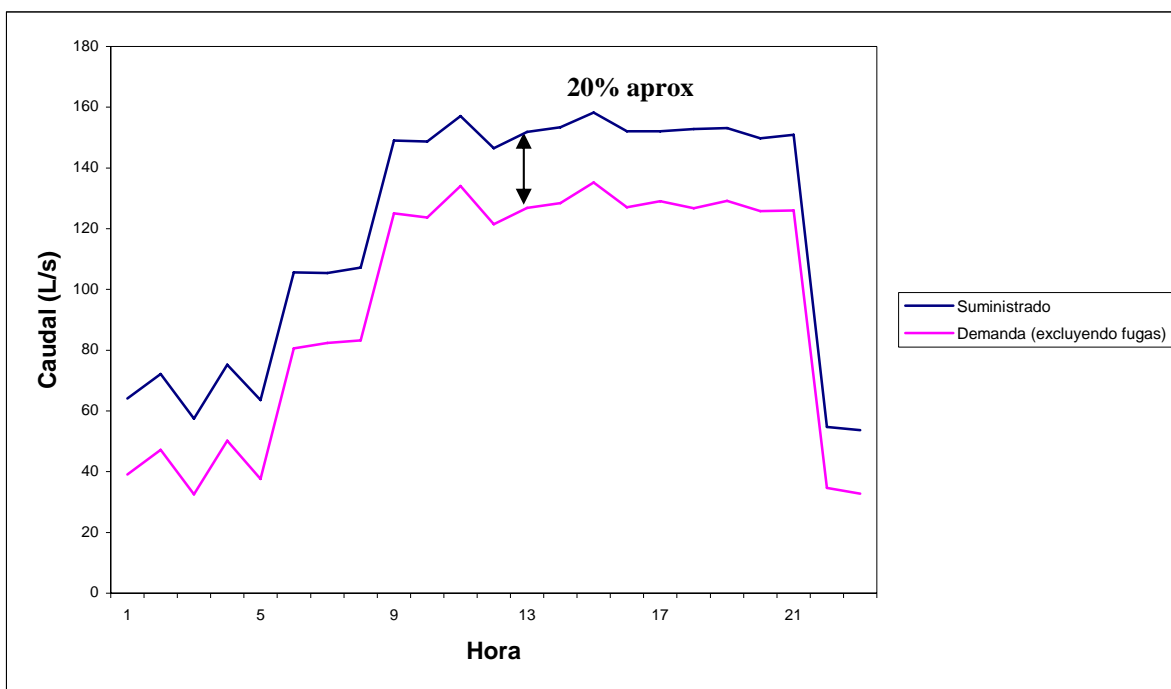
Resulta indicado aclarar dos aspectos dentro del sistema de agua:

- La batería de pozos ubicada al sur de la zona Humaya confluye en una sola línea de 18" que abastece de forma directa a la red y con excedencias al tanque Humaya.
- El pozo "La Guasima" por parte, mantiene un bombeo directo al tanque "Santa Fé". El caudal que reporta el pozo es constante con 51 litros por segundo durante prácticamente todo el día.

Las mediciones de caudal en la línea de 18" se realizaron durante todo el año, en forma conjunta se tienen registros por nueve semanas medidas en diferentes meses del año. Para el caso del pozo "La Guasima" se desechan las mediciones de este y se considerará la evolución de los niveles al tanque "Santa Fé" para el balance

Por último la variación de niveles de ambos tanques fue obtenida de dos formas: 1) Medición dentro del tanque “Santa Fé”, 2) Equipo de telemetría instalado en el tanque “Humaya”.

Realizando el balance aplicando la expresión (5.3) a través de los datos obtenidos anteriormente resulta la curva del caudal suministrado [Ilustración 5-20].



**Ilustración 5-20 Suministro o Inyección a la red proveniente de las fuentes de abastecimiento (pozos “Humaya” y “La Guasima”) y consumo global obtenido con PRP + Variación en los niveles de los tanques**

La diferencia entre ambas curvas resultan ser del 20%, situación que coincide con un trabajo realizado en 2000 y 2001 [JBS, 2001] sobre control y detección de fugas en la zona de estudio.

## **6. MODELACIÓN ESTOCÁSTICA DEL CONSUMO**

**Publicado en la Revista Ingeniería Hidráulica en México  
Volumen XXIII, número 3, julio-septiembre 2008**

## 6.1 Trabajos previos

El reconocimiento de que los consumos se producen aleatoriamente, ha motivado a pocos investigadores (Kiya y Murakawa, 1989; Buchberger y Wu, 1995) a formular que la ocurrencia de consumos a lo largo del tiempo sigue un proceso de Poisson, habiendo sido verificada esta hipótesis posteriormente (Buchberger *et al*, 2003). Dicho proceso resulta no homogéneo, debido a que la ocurrencia de consumos a lo largo del día varía considerablemente de unas horas a otras. Cada consumo individual de agua se representa como un pulso rectangular con una altura (intensidad)  $x$  y un ancho (duración) aleatorios.

Recientemente se han desarrollado modelos de simulación de consumo como el PRP, *Poisson Rectangular Pulses* (Buchberger *et al*, 2003), que permiten generar series de consumos bajo ciertos criterios estocásticos. Éstos se basan en los siguientes parámetros básicos: tasa de llegada o frecuencia en la ocurrencia de los pulsos individuales ( $\lambda$ ), intensidad promedio de los pulsos ( $\mu_x$ ), varianza de esa intensidad  $Var(\mu_x)$ , duración promedio de los pulsos ( $\eta$ ) y la varianza de esa duración  $Var(\eta)$ . La obtención de estos parámetros se ha realizado generalmente con base en mediciones de consumo con intervalo de registro de un segundo, lo que requiere de equipos de medición especiales y almacenamiento de datos, y de un elevado esfuerzo computacional en el análisis de los datos generados (Buchberger *et al*, 2003).

Realizar mediciones con intervalo de un segundo tiene la ventaja de obtener la evolución del consumo doméstico. Sin embargo esto conlleva a tener bastante personal en campo

que realice labores como instalación de los equipos, recolección de datos de forma periódica, y adquisición de equipo que permita medir con intervalos ultrafinos; además de requerir de equipo y software especializado necesario para procesar la gran cantidad de datos. Estas razones limitan métodos como el PRP y dificultan su aplicabilidad en proyectos de investigación, así como en el futuro, en proyectos de ingeniería que involucren el diseño y análisis de la redes de distribución.

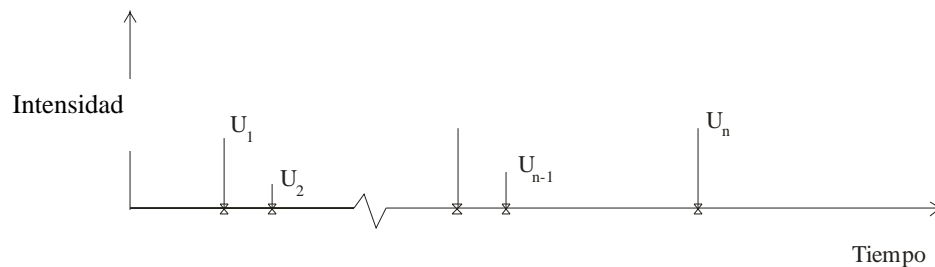
Por ello, paralelamente algunos investigadores han desarrollado en los últimos años técnicas orientadas a la estimación indirecta de los parámetros básicos,  $\lambda$ ,  $\mu_x$ ,  $Var(\mu_x)$ ,  $\eta$  y  $Var(\eta)$  de registros de la demanda con intervalos más largos, destacando la desagregación espacial y temporal (Alcocer *et al*, 2006; Guercio *et al*, 2001; Rodríguez-Iturbe *et al*, 1984). En esas técnicas, la estimación de los parámetros se basa generalmente en el planteamiento de una función objetivo que expresa la relación entre los momentos estadísticos de la serie observada y los momentos teóricos del modelo de consumo, que se minimiza a través de técnicas de programación no lineal, obteniéndose a partir de ello los parámetros deseados. Nadimpalli y Buchberger (2003) realizaron una comparación entre esas técnicas, aplicadas al problema de estimación de los parámetros con base en ejemplos. En todas ellas se supone conocida la variación de la demanda en una tubería que abastece a cierto número de casas. Las técnicas se diferencian entre sí por el tipo de distribución de probabilidad que se asume para gobernar el comportamiento de algunos parámetros, por ejemplo la duración e intensidad promedio de los pulsos; y por el proceso estocástico que se emplea como base para formular los momentos teóricos involucrados (Rodríguez-Iturbe *et al*, 1984). Los procesos empleados son: Ruido Blanco



de Poisson (*Poisson White Noise*), Pulsos Rectangulares Markovianos (*Rectangular Pulses Markovian*) y Ruido Blanco de Neyman-Scott (*Neyman-Scott White Noise*), este último se detallará posteriormente, siendo parte de la formulación del método propuesto.

## 6.2 Proceso de Ruido Blanco de Poisson

Este proceso asume que el proceso es una secuencia de eventos instantáneos (Ilustración 6-1). El momento de ocurrencia de estos eventos está gobernado por un proceso de Poisson  $N(t)$  representado por la tasa de llegada  $\lambda$ . Cada evento tiene una intensidad aleatoria (altura)  $U_i$ , donde  $U_0, U_1, U_2, \dots, U_n$ , son estadísticamente independientes entre sí e independientes del proceso  $N(t)$ .



### Ilustración 6-1 Proceso de Ruido Blanco de Poisson

La estimación de los parámetros se realiza a partir de ecuaciones hasta de segundo orden que representan a los momentos teóricos (media, varianza y covarianza), que en este caso serán:

$$E[Y^{(h)}] = E[U] \lambda h \quad (6-1)$$

$$\text{Var}[Y^{(h)}] = E[U^2] \lambda h \quad (6-2)$$

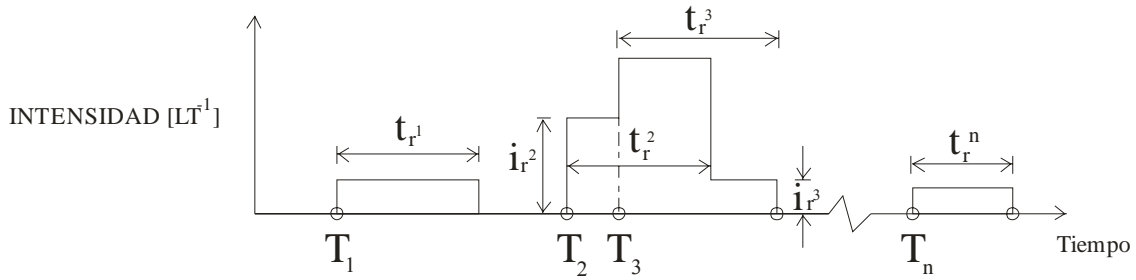
$$\text{Cov}[Y_i^{(h)}, Y_j^{(h)}] = 0 \quad i \neq j \quad (6-3)$$

donde,  $Y$  es la intensidad acumulada de cierta acción (por ejemplo, lluvia).

Sin embargo existen ciertas limitantes que definen a este proceso como “inconveniente” al intentar representar alguna actividad estocástica como la lluvia o demanda instantánea de agua potable. La primera resulta evidente al limitar el valor de la covarianza igual a cero; esta situación resulta poco realista si se considera que el valor de este parámetro será comúnmente diferente de cero al procesar cualquier serie de datos observada. Otra restricción del proceso se encuentra en la escala de tiempo. Esta técnica no permite trabajar con diferentes escalas de tiempo para representar una misma acción. Esta característica definida como inflexibilidad, limita la confiabilidad en los resultados, producto de la estimación de los parámetros calculados a través de los momentos.

### 6.3 Proceso Markoviano de Pulsos Rectangulares

Este proceso representado por una intensidad acumulada  $\xi(t)$ , describe una técnica basada en pulsos rectangulares (Cordova y Bras, 1979). De igual forma que el proceso de *Ruido Blanco de Poisson*, la ocurrencia de los eventos está gobernado por un proceso de Poisson  $N(t)$  representada por la tasa de llegada  $\lambda$ ; sin embargo a diferencia del proceso descrito con anterioridad, los eventos están caracterizados a través de pulsos rectangulares con altura (intensidad)  $i_r$  y duración  $t_r$  (Ilustración 6- 2).



### Ilustración 6- 2 Proceso Markoviano de Pulsos Rectangulares

El proceso asume que la intensidad  $i_r$  y la duración  $t_r$  de cada evento, son independientes entre sí y siguen una distribución de probabilidad exponencial, por lo que se tiene:

$$f(i_r) = \mu_x e^{-\mu_x i_r} \quad \mu_x > 0 \quad (6-4)$$

$$f(t_r) = \eta e^{-\eta t_r} \quad \eta > 0 \quad (6-5)$$

Recordar que,

$\mu_x$ , intensidad promedio de los pulsos,

$\eta$ , duración promedio de los pulsos.

Los momentos hasta de segundo orden que describen al proceso instantáneo  $N(t)$  son (Rodríguez-Iturbe *et al*, 1984):

$$E[\xi(t)] = \frac{\lambda}{\mu_x \eta} \quad (6-6)$$

$$Var[\xi(t)] = \frac{2\lambda}{\eta \mu_x^2} \quad (6-7)$$

$$\text{Corr}[\xi(t_1), \xi(t_2)] = R(\tau) = e^{-\eta\tau} \quad \tau = t_2 - t_1 \geq 0 \quad (6-8)$$

donde:

$R(\tau)$ , la función de autocorrelación.

Es importante destacar que la función de autocorrelación,  $R(\tau)$ , expresada en la ecuación (6-8), depende únicamente de la duración promedio de los eventos  $\eta^{-1}$ , por lo que cumple con la condición de un proceso estacionario en sentido amplio de Markov, *Wide Sense Stationary (WSS) process*, es decir que su media es constante y su autocorrelación sólo depende de la diferencia de tiempo entre muestras (Doob, J, 1953).

Por su parte, en el caso de la agregación (proceso acumulado) se tiene:

$$Y_i = \int_{(i-1)h}^{ih} \xi(s) ds \quad (6-9)$$

Por lo que los momentos que describen al proceso bajo estas condiciones son:

$$E[Y^{(h)}] = \frac{h\lambda}{\mu\eta} \quad (6-10)$$

$$\text{Var}[Y^{(h)}] = \frac{4\lambda}{\eta^3 \mu^2} (\eta h - 1 + e^{-\eta h}) \quad (6-11)$$

$$\text{Cov}[Y_1^{(h)}, Y_k^{(h)}] = \frac{2\lambda}{\eta^3 \mu^2} (1 - e^{-\eta h})^2 e^{\eta(k-2)h} \quad k \geq 2 \quad (6-12)$$

De forma similar al proceso de *Ruido Blanco de Poisson*, la principal restricción que impide a este proceso Markoviano obtener resultados favorables, se localiza en la escala

de tiempo. Esto ha sido demostrado al comparar con diferentes intervalos  $h$  los valores resultantes de los parámetros  $\lambda$ ,  $\mu_x$  y  $\eta$  producto de la estimación (Rodríguez-Iturbe, 1986).

Considerando como base este proceso Markoviano, Guercio *et al* (2001), asume que la intensidad  $i_r$  de cada evento, sigue una densidad de probabilidades normal:

$$f(i_r) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{i_r - \mu_x}{\sigma}\right)^2} \quad (6-13)$$

donde,  $\sigma$  la desviación estándar de la intensidad y  $\sigma^2$  la varianza de la misma.

Los momentos de segundo orden que describen al proceso considerando una densidad normal en el parámetro de la intensidad  $\mu_x$  son:

$$E[Y^{(h)}] = \frac{h\lambda\mu_x}{\eta} \quad (6-14)$$

$$Var[Y^{(h)}] = \frac{2\lambda}{\eta^3} (\mu_x^2 + \sigma^2) (h\eta - 1 + e^{-h\eta}) \quad (6-15)$$

$$Cov[Y_1^{(h)}, Y_k^{(h)}] = \frac{\lambda}{\eta^3} (\mu_x^2 + \sigma^2) (1 - e^{-h\eta})^2 e^{h\eta(k-2)} \quad (6-16)$$

Con base en lo anterior, Nadimpalli y Buchberger (2003) realizaron un análisis para definir la certeza en los valores estimados con cuatro diferentes variantes de los

procesos descritos. Los resultados demuestran que el proceso de Guercio *et al* (2001) involucrando una distribución de probabilidades normal, obtiene un grado de confiabilidad mayor con respecto a los procesos de Poisson y Markoviano propuestos por Rodríguez-Iturbe *et al* (1986), sin embargo ninguno de los procesos descritos cumple con la condición de trabajar con diferentes escalas de tiempo  $h$  y simultáneamente obtener resultados favorables en cuanto a la estimación de parámetros se refiere. Por lo que se requiere de métodos que permitan realizar funciones de agregación y desagregación temporal con mayor flexibilidad sin importar el intervalo de registro  $h$  empleado.

Por otra parte, los métodos descritos generalmente han sido validados con registros de lluvia, lo que permitirá explorar un nuevo campo de aplicación al validarlo con registros de consumo doméstico.

Además ninguno de los métodos descritos toma en cuenta los posibles efectos de la agregación espacial del consumo al trabajar con series de consumo en un tubo que abastece a cierta cantidad de casas.

En este trabajo se propone un método para estimar los parámetros básicos necesarios para generar las series de consumo, esto a partir de la desagregación temporal de mediciones con intervalo de registro de mayores a un segundo. A diferencia de los métodos conocidos mencionados, la estimación se realiza con datos de series de consumo medidos en los propios domicilios, lo que elimina el error debido a la agregación espacial. Parte de la formulación matemática está basada en la técnica propuesta por Neyman y Scott

(1958). Finalmente, el método se validó con datos de consumo de agua potable de domicilios ubicados en la ciudad de Culiacán, México.

De forma resumida es posible mencionar que con el empleo de la técnicas de estimación propuesta en este trabajo será posible lograr lo siguiente: 1) Medir con intervalos de registro mayores a un segundo conservando la precisión en la estimación de los parámetros, 2) Ampliar la aplicabilidad de métodos de generación de consumo como el PRP, 3) Reducir considerablemente el costo asociado a la medición del consumo doméstico instantáneo , 4) Realizar cálculos hidráulicos y de calidad del agua con mayor precisión a través de la introducción de las series generadas de consumo en los modelos de redes.

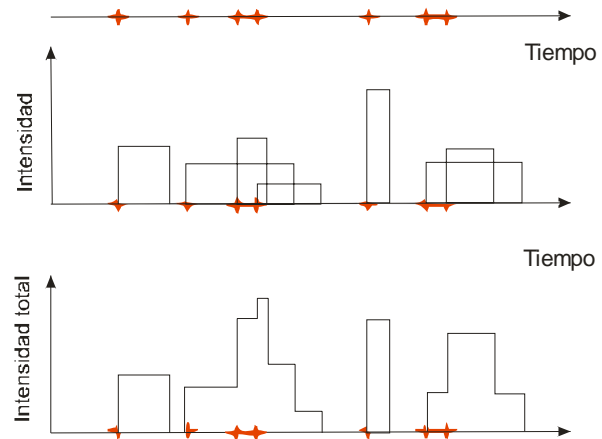
#### **6.4 Modelo de Pulsos Rectangulares de Poisson, PRP**

El método PRP está basado en cinco consideraciones. Primeramente asume que los consumos promedio en los nodos son conocidos y su escala temporal presenta una base generalmente horaria. La segunda consideración importante es que los consumos adoptan una secuencia de pulsos rectangulares. Enseguida, como se muestra en la Ilustración 6-3, la ocurrencia de los pulsos está gobernada por un proceso de Poisson, expresado por una tasa de llegada  $\lambda$  . A cada pulso se asigna una intensidad y duración aleatoria acorde con cierta distribución de probabilidades. Finalmente, la intensidad y la duración no son únicamente mutuamente independientes, también lo son del proceso de Poisson (Li, 2006).

Las demandas arriban de forma aleatoria siguiendo un proceso de Poisson

Un pulso rectangular con intensidad y duración aleatoria está asociado con cada arribo

El consumo total en cualquier instante de tiempo, será la suma de los pulsos rectangulares coincidentes en este instante



✦ Representa el inicio de pulso

### **Ilustración 6-3 Representación esquemática del método de pulsos rectangulares de Poisson, PRP**

Finalmente con el cálculo de los pulsos instantáneos y acumulados se tienen las series de consumo que podrán emplearse para diferentes objetivos como: 1) Integración con un modelo de simulación hidráulica, como EPANET, WATERCAD, entre otros, 2) Obtención de los patrones de consumo reales en la zona, 3) Análisis indirecto del porcentaje de fugas (Alcocer *et al*, 2004), 4) Comparación entre las series estocásticas y la curva tradicional de la demanda (CNA, 2004).

### **6.5 Formulación matemática del método propuesto**

El comportamiento estocástico de la lluvia ha sido un campo de aplicación de esquemas como N-S, sin embargo, en la modelación del consumo doméstico generalmente no se han realizado este de tipo trabajos, por lo que es ilustrativo establecer las analogías que existen entre ambas acciones dentro de la formulación.. En términos generales se



establece que los eventos incluidos dentro del esquema de N-S, podrán definirse como lluvia ó series de pulsos de consumo doméstico, según sea el caso.

**Tabla 6-1 Definición de variables del proceso de Neyman-Scott aplicado a lluvia y a consumo de agua potable**

<b>Variable</b>	<b>Tormenta</b>	<b>Consumo de agua potable</b>
$Y(t)$	Intensidad acumulada de la tormenta. Se define como la altura de lluvia total de la tormenta en un tiempo $t$ .	Volumen acumulado. Se define como la suma del volumen de todos los pulsos en un tiempo $t$ .
$X_u(\tau)$	Intensidad aleatoria de un pulso. Un pulso se define por la altura de precipitación y su duración. La altura de precipitación se mide en milímetros y la duración en horas.	Caudal o gasto asociado a un pulso. Se mide en volumen por unidad de tiempo.
$N(t)$	Número de ocurrencias dentro del proceso de Poisson referido al inicio condicional de un evento de tormenta.	Número de ocurrencias dentro del proceso de Poisson referido al inicio condicional del evento.
$\mu_c$	Número de pulsos que se presentan dentro un tiempo $t$	Número de pulsos que se presentan dentro un tiempo $t$

Básicamente se trata de un proceso de cierta tasa de llegada (frecuencia) de eventos donde el evento por tratar (registros de consumo doméstico ó lluvia) se presenta simulando un proceso de Poisson con parámetro  $\lambda$ , que representa el número de ocurrencias por unidad de tiempo y donde existe un número aleatorio de celdas (pulsos de demanda) asociadas a cada evento. La unidad dimensional de la tasa de llegada es  $\frac{1}{T}$ , siendo  $T$  el tiempo.

El tiempo entre el inicio del evento y el origen de cada celda o pulso se encuentra distribuido de forma exponencial, representado con un parámetro  $\beta$ . En otras palabras, este parámetro representa el tiempo promedio entre el origen del evento y cada una de las celdas. De igual forma que la tasa de llegada, el parámetro  $\beta$  se expresa dimensionalmente como  $\frac{1}{T}$ .

La función de densidad de la distribución exponencial de probabilidad, se expresa de la forma siguiente:

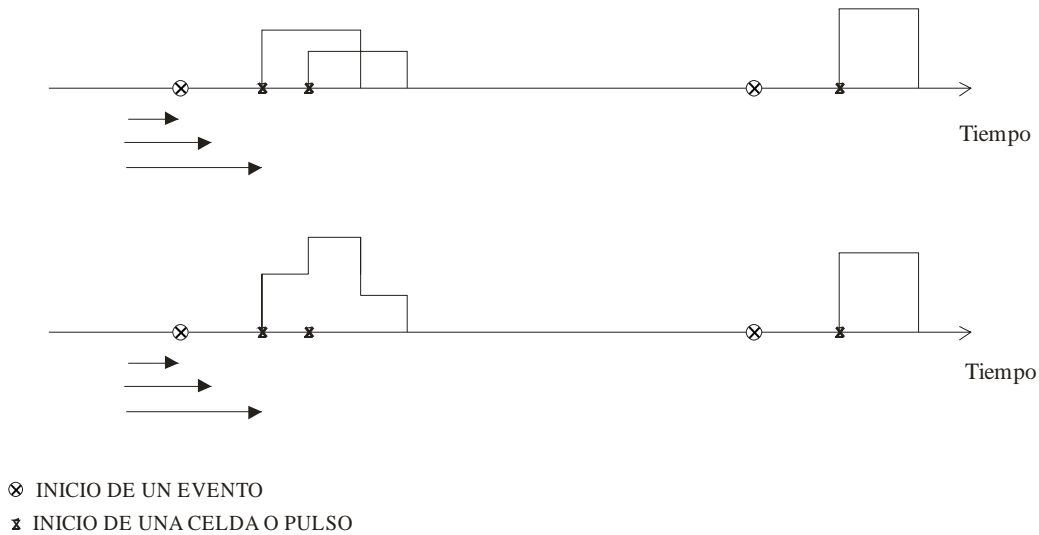
$$f(u; \beta) = \beta e^{-\beta u} \tag{6-17}$$

donde:

$u$ , representa una variable aleatoria (argumento de la función).

$\beta$ , parámetro, en este caso el tiempo promedio entre el inicio del evento y las celdas.

Por convención dentro del esquema de N-S, el inicio del primer pulso o celda, no obligatoriamente coincide con el origen del evento al que pertenece. Otra consideración del esquema es que el origen de cada celda ó pulso rectangular es independiente de la ocurrencia de otra celda dentro del evento, por lo que es posible que exista un traslape entre los pulsos (Ilustración 6- 4).



**Ilustración 6- 4 Representación del esquema de Neyman-Scott (1ª parte)**

Un argumento adicional del esquema es que la magnitud de la intensidad  $x$  y la duración  $\eta$  de los pulsos se gobiernan por una distribución exponencial. Dimensionalmente dentro del esquema de N-S, la duración  $\eta^{-1}$ , se expresa en unidades  $T$  y la intensidad  $x$  en  $\frac{V}{T}$ , siendo  $V$  el volumen acumulado de lluvia o de consumo.

### 6.5.1 Propiedades de segundo orden del esquema de N-S:

Las expresiones analíticas que describen el esquema, se expresan a través de momentos teóricos de segundo orden que involucran la media, varianza y covarianza de los pulsos (Rodríguez-Iturbe *et al*, 1984; Rodríguez-Iturbe *et al*, 1987; Rodríguez-Iturbe *et al*, 1988, Cowpertwait *et al*, 1996<sup>a</sup>; 1996<sup>b</sup>). La derivación de las propiedades de segundo orden del esquema para conocer la altura de precipitación o volumen acumulado parte de la siguiente definición de  $Y(t)$  (Rodríguez Iturbe *et al*, 1987):

$$Y(t) = \int_{u=0}^{\infty} X_{t-u}(u) dN(t-u) \quad (6-18)$$

De forma particular, la media de la intensidad del proceso puede estar representada como el producto de la tasa de llegada referida al origen de la celda  $\lambda$ , la duración promedio por celda y la intensidad promedio de cada celda, teniendo lo siguiente (Rodríguez-Iturbe *et al*, 1987):

$$E\{Y(t)\} = \lambda \mu_c \eta^{-1} \mu_x = \rho \mu_c \mu_x \quad (6-19)$$

Siendo,

$\rho = \frac{\lambda}{\eta}$ , parámetro adimensional, que representa el factor de utilización

$\mu_x = E(X)$ , intensidad promedio de cada pulso ( $L^3/T$ ).

La covarianza con desplazamiento  $\tau$  estará dada por:

$$c_Y(\tau) = \text{Cov}\{Y(t), Y(t + \tau)\}$$

$$= \int_0^\infty \int_0^\infty E\{X_{t-u}(u) X_{t+\tau-v}(v)\} \text{Cov}\{dN(t-u), dN(t+\tau-v)\} \quad (6-20)$$

donde,  $\text{Cov}\{dN(t_1), dN(t_2)\}$  podrá ser expresada (Cox e Isham, 1980) en términos de una función condicional de la intensidad  $h(\cdot)$  dentro del proceso de Neyman-Scott como:

$$c(u) = \text{Cov}\{dN(t), dN(t+u)\} = \lambda \mu_c \{\delta(u) + h(u) - \lambda \mu_c\} dt du \quad (6-21)$$

donde  $\delta$  denota la función de delta Dirac.

Por lo que para el proceso de Neyman-Scott, la función condicional de la intensidad,  $h(\cdot)$ , estará dada por (Rodríguez-Iturbe, *et al*, 1987):

$$h(u) = \lambda \mu_c + \mu_c^{-1} E\{C(C-1)\} \int_0^\infty \beta e^{-\beta x} e^{-\beta(x+u)} dx \quad (6-22)$$

$$= \lambda \mu_c + \frac{1}{2} \mu_c^{-1} E\{C(C-1)\} \beta e^{-\beta u}$$

De acuerdo con Cox e Isham, (1980):

$$c(u) = \lambda \mu_c \left[ \delta(u) + \frac{1}{2} \mu_c^{-1} E\{C(C-1)\} \beta e^{-\beta u} \right] \quad (6-23)$$

donde:

$\mu_c = E(C)$ , expresa el valor medio del número de celdas ó pulsos por evento.

También,

$$X_{t-u}(u) = \begin{cases} X & \text{con probabilidad } e^{-\eta u} \\ 0 & \text{con probabilidad } 1 - e^{-\eta u} \end{cases}$$

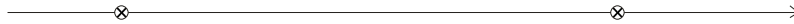
Donde,  $X$  es una variable aleatoria.

Por lo tanto, a partir de la ecuación 6-20, y señalando que  $\mu_x^2 = E^2(X)$ , se tiene,

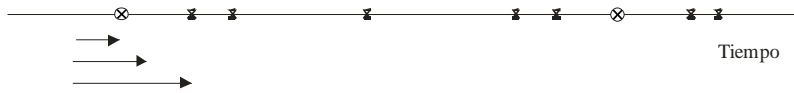
$$c_Y(\tau) = \rho \left\{ \mu_c E(X^2) + \frac{1}{2} \mu_x^2 E(C^2 - C) \beta^2 / (\beta^2 - \eta^2) \right\} e^{-\eta \tau} - \frac{1}{2} \rho \mu_x^2 E(C^2 - C) \times \beta \eta e^{-\beta \tau} / (\beta^2 - \eta^2)$$

(6-24)

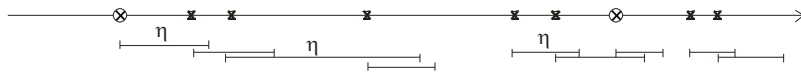
LOS ORIGENES DE LOS EVENTOS OCURREN EN EL TIEMPO  
SEGUN UN PROCESO DE POISSON



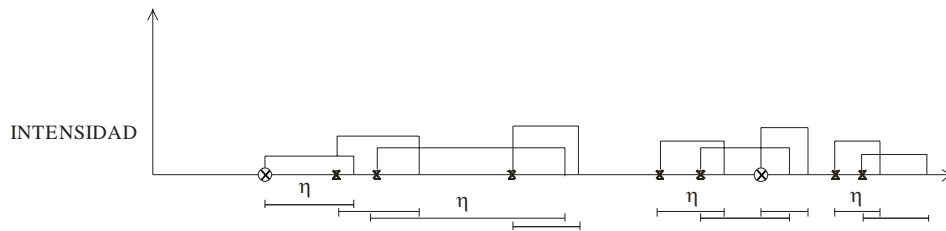
CADA EVENTO GENERA UN NUMERO ALEATORIO DE CELDAS O PULSOS



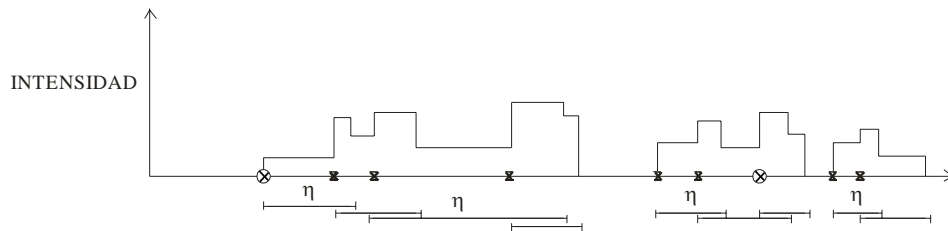
LAS CELDAS TIENEN UNA DURACION DISTRIBUIDA EXPONENCIALMENTE



LA INTENSIDAD DE CADA CELDA/PULSO SE DISTRIBUYE EXPONENCIALMENTE



LA INTENSIDAD DEL CONSUMO EN UN INSTANTE GENÉRICO RESULTA DE LA  
SUMA DE INTENSIDADES DEBIDAS A LOS PULSOS ACTIVOS EN EL MOMENTO



- ⊗ INICIO DE UN EVENTO
- z INICIO DE UNA CELDA O PULSO
- η DURACION TOTAL DE UN PULSO

**Ilustración 6-5 Esquematación del modelo Neyman-Scott, (2<sup>da</sup> parte) (Cowpertwait, 1991).**

Considerando  $\tau = 0$  en la ecuación (6-24), se obtendrá la varianza del volumen del proceso,

$$\text{Var}\{Y(t)\} = \rho\mu_c E(X^2) + \frac{1}{2}\rho\mu_x^2 E(C^2 - C)\beta / (\beta + \eta) \quad (6-25)$$

Expresado lo anterior, podremos ahora emplear la función de covarianza  $c_Y(\tau)$  expresada en la ecuación (6-24) para deducir las propiedades de segundo orden del proceso agregado  $Y_i^{(h)}$ , donde  $Y_i^{(h)}$  representará la intensidad acumulada a través de un intervalo de longitud  $h$ . Por lo tanto, el proceso  $Y_i^{(h)}$  se define de la forma siguiente (Rodríguez-Iturbe *et al*, 1987; Enthekabi *et al*, 1989):

$$E[Y_i^{(h)}] = \rho\mu_c\mu_x h \quad (6-26)$$

$$\text{Var}[Y_i^{(h)}] = \lambda\eta^{-3}(\eta h - 1 + e^{-\eta h}) \left\{ 2\mu_c E(X^2) + E(C^2 - C)\mu_x^2 \frac{\beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \quad (6-27)$$

$$\begin{aligned} \text{Cov}[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}] &= \lambda\eta^{-3}(1 - e^{-\eta h})^2 e^{-\eta(k-1)h} \cdot \left\{ \mu_c E(X^2) + \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C)\mu_x^2 \beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \\ &\quad - \lambda(1 - e^{-\beta h})^2 \cdot e^{-\beta(k-1)h} \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C)\mu_x^2}{\beta(\beta^2 - \eta^2)} \quad k \geq 1 \end{aligned} \quad (6-28)$$



Recordar que:

$\lambda^{-1}$  representa el tiempo promedio entre dos eventos;

$\beta^{-1}$  representa el tiempo promedio entre cada pulso individual y el origen del evento;

$\eta^{-1}$  representa la duración promedio de los pulsos;

$\mu_x$  intensidad promedio de los pulsos;

$h$  intervalo agregación/desagregación analizado.

Dado que se considero una distribución exponencial, se tiene que (Devore, 2000):

$$E(X^2) = 2\mu_x = 2E(X) \quad (6-29)$$

Para  $C \geq 1$ , la distribución podrá ser geométrica o de Poisson, según sea el caso (Velgue *et al*, 1994; Cowpertwait *et al*, 1996<sup>a</sup>):

Dado que,  $E(C) = \mu_c$ , se tiene que,

*Caso del tipo geométrica*

$$E(C^2 - C) = 2\mu_c^2 - 2\mu_c \quad (6-30)$$

*Caso del tipo Poisson*

$$E(C^2 - C) = \mu_c^2 - 1 \quad (6-31)$$

Esta expresión difiere a la expuesta por Rodríguez-Iturbe *et al*, (1987) y Entekhabi *et al*, (1989), donde se expresa que:

$$E(C^2 - C) = \mu_c^2 + 2\mu_c \quad (6-32)$$

En nuestro caso de validación se asume la expresión (6-31).

Definidas las expresiones del esquema de NSRPM, se formula la función objetivo:

$$Z = \left[ \left( \frac{F_1(\xi)}{F'_1} - 1 \right)^2 + \left( \frac{F_2(\xi)}{F'_2} - 1 \right)^2 + \dots + \left( \frac{F_n(\xi)}{F'_n} - 1 \right)^2 \right] \quad (6-33)$$

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,  $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ , son los momentos teóricos, (ecuaciones (6-26), (6-27) y (6-28)), 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 (6-33).

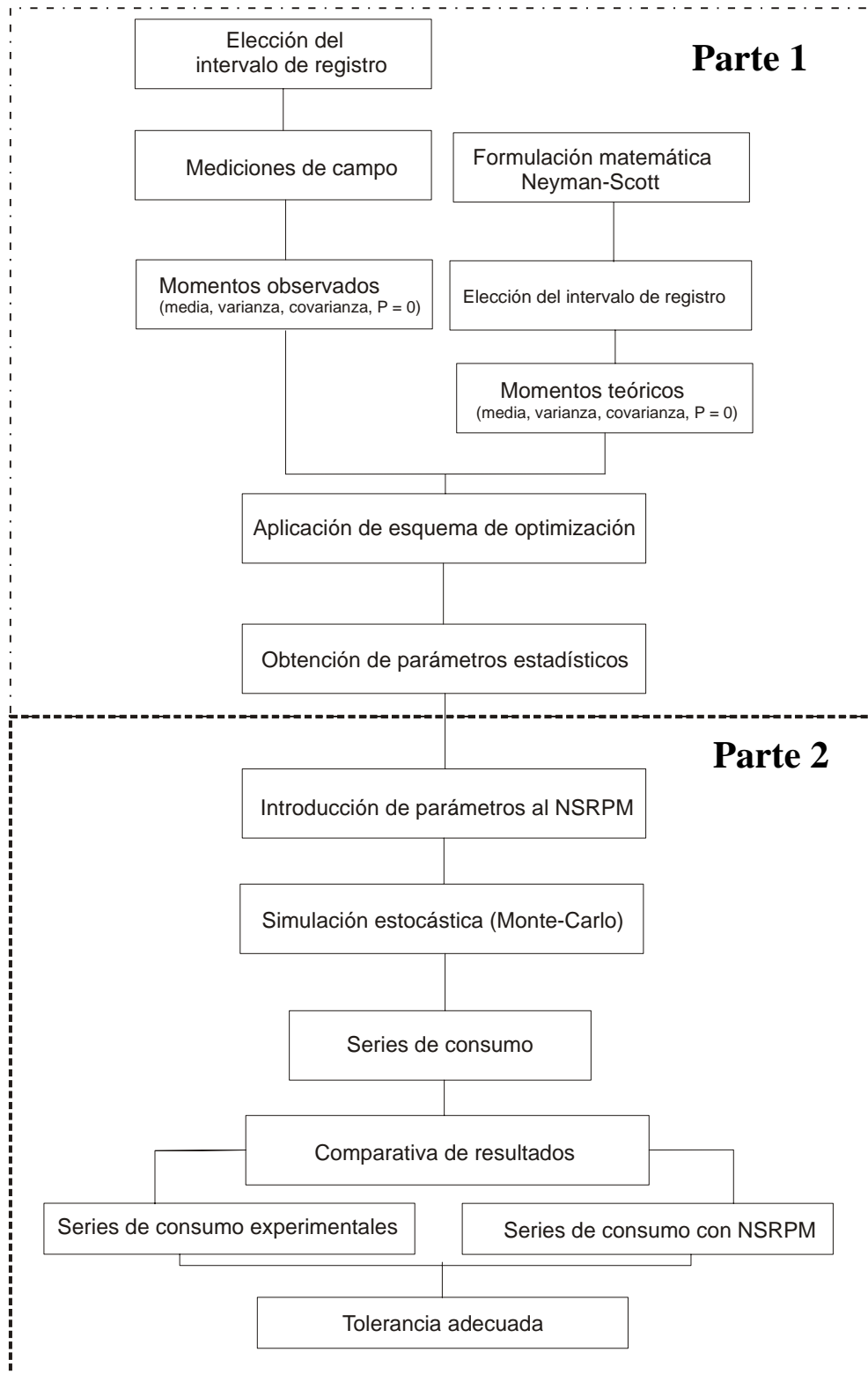
### 6.5.2 Metodología

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 6-6).

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 estos momentos se introducen dentro de la función objetivo formulada en el esquema de Neyman-Scott (ecuación 6-33).

En la formulación del esquema de Neyman-Scott, se deberá establecer el intervalo de análisis, que para este caso en particular será de un minuto, debido a que las mediciones en campo se realizaron con ese intervalo de registro. 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 6-6.



**Ilustración 6-6 Metodología utilizada en el desarrollo del trabajo**

A partir de la solución del esquema de optimización, se obtienen los parámetros estadísticos necesarios  $\{\lambda, \mu_x, \mu_c, \eta, \beta\}$  para su introducción en un modelo computacional de generación de series de consumo aleatorio, como lo es el modelo Neyman-Scott de Pulsos Rectangulares de Poisson (NSRPM). Dado que se trata de un evento estocástico, es importante señalar que se deberá realizar cierto número de simulaciones dentro del NSRPM, considerando una semilla de generación de números aleatorios diferente entre una simulación y otra. Finalmente con fines de comprobación se comparan las series sintéticas obtenidas a partir del NSRPM, con la serie original medida en campo. Es importante señalar que la generación de las series fue realizada con base en el modelo de dominio público contenido en el Rainfall Data Modelling Portal, RDMP ([Mellor, 2007](#)).

### 6.5.3 Validación

El esquema se validó con una base de datos generada producto de mediciones realizadas en nueve casas habitación de la zona Humaya en Culiacán, Sinaloa (Alcocer y Tzatchkov, 2004; Alcocer y Tzatchkov, 2005). El equipo de medición empleado se compone de tres partes: 1) sensor de pulsos magnético, 2) unidad de almacenamiento de registros y, 3) micromedidor nuevo calibrado (Ilustración 6-7).



### **Ilustración 6-7 Instalación, programación y almacenamiento de datos en campo**

Por su parte, las características del micromedidor domiciliario son (Tzatchkov *et al*, 2005):

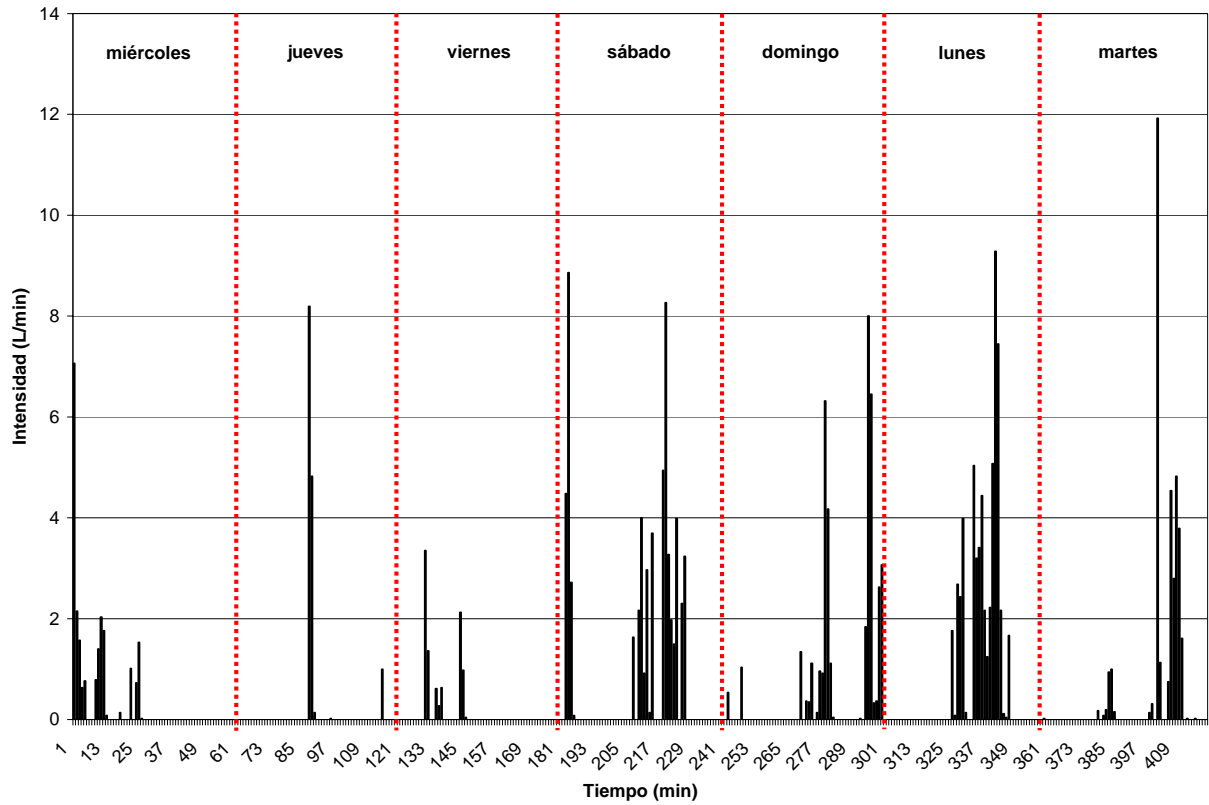
Rango de operación típico:	0.5 - 25 GPM (1.90 a 95 l/min) (100% $\pm$ 1.5%)
Gasto mínimo:	0.25 GPM (1.0 l/min)
Gasto máximo continuo:	15 GPM (57 l/min)
Pérdida de presión:	3.5 PSI a 15 GPM (0.24 bar a 57 l/min)

#### 6.5.4 Momentos observados

Con el objetivo de demostrar la metodología planteada de forma inicial, se tomaron los registros de cada minuto durante siete días en una casa habitación. Cabe aclarar que el esquema de Neyman-Scott es estadísticamente estacionario en el tiempo, lo que obliga por lo tanto a aplicar el modelo en lapsos de tiempo concretos y no a lo largo de todo el día. Lo anterior se debe a que el proceso diario de consumo de agua para una vivienda dada, sigue patrones temporales claramente no estacionarios, con probabilidades de eventos distintas entre unas horas y otras.

Por lo anterior, se seleccionó una casa habitación de la zona “Humaya” con domicilio particular calle Seres #2084, en el horario de 7 a 8 de la mañana debido a que presenta una actividad elevada en los consumos de las casas monitoreadas (Ilustración 6-8).

Esta misma metodología posteriormente se aplicó a las nueve casas habitación restantes, todas ellas con el fin de realizar un análisis comparativo considerando el mismo horario, esto es de 7 a 8 de la mañana.



**Ilustración 6-8 Variación semanal del consumo en una casa-habitación con domicilio particular calle Seres #2084, durante el periodo de 7 a 8 de la mañana**

Posteriormente se obtienen los momentos observados que se componen de la media, varianza y covarianza de los registros seleccionados en este horario. A continuación se presentan sus parámetros estadísticos (Tabla 6-2).

Tabla 6-2 Parámetros estadísticos de la serie observada

Horario	$E[Y_i^{(h)}]$ (L/min)	$Var[Y_i^{(h)}]$ (L/min) <sup>2</sup>	$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}]$ (L/min) <sup>2</sup>
7 a 8	0.572	2.455	1.230



### 6.5.5. Aplicación del esquema de Neyman-Scott (momentos teóricos)

Considerando las expresiones (6-26, 6-27, 6-28 y 6-33) para los parámetros teóricos y tomando los valores calculados en la Tabla 6-2 para los parámetros observados, se aplica programación matemática no lineal (NLP).

Los resultados derivados de la optimización son los siguientes (Tabla 6-3):

Tabla 6-3 Parámetros teóricos obtenidos a partir del esquema de Neyman-Scott. Horario de 7-8

$\lambda_1$ (min-1)	$\mu_{c_1}$ (número)	$\eta_1$ (min-1)	$\beta_1$ (min-1)	$\mu_{x_1}$ (L/min)
0.052	5.376	3.884	0.7804	7.935

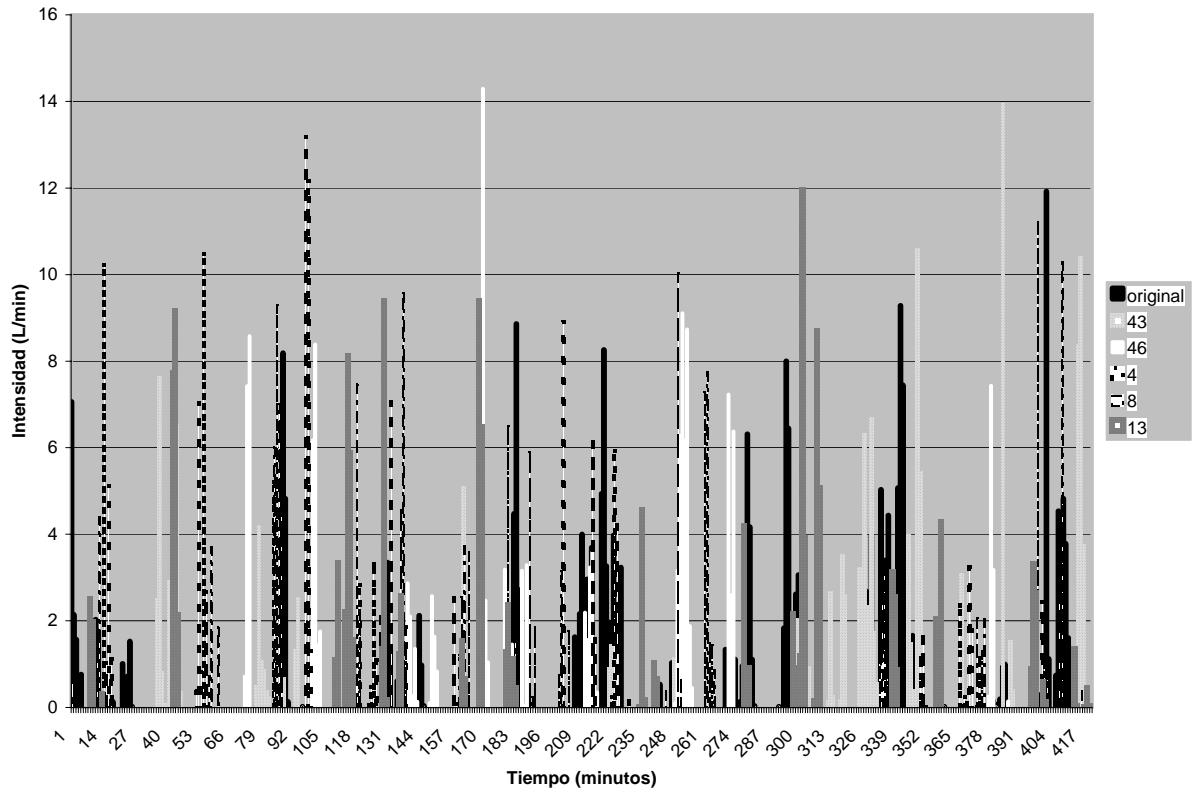
Los resultados reflejan que el tiempo promedio entre la ocurrencia de dos eventos durante las 7 y 8 de la mañana es de  $\lambda_1^{-1} = 19.20$  minutos. Asimismo es importante mencionar que a diferencia de Alvisi *et al* (2003) en la solución del problema de optimización no fue necesario introducir pesos a la función objetivo y tampoco establecer valores fijos a ciertos parámetros, para garantizar valores razonables de los parámetros en la solución óptima.

#### 6.5.6. Generación estocástica del consumo

Los valores de los parámetros obtenidos por el esquema de N-S, son introducidos dentro del modelo de generación de consumo, NSRPM. Dado que el esquema de N-S basa la ocurrencia de los eventos siguiendo una distribución de probabilidades de tipo exponencial (Ilustración 6- 4), por definición el valor de la varianza será igual al cuadrado del valor medio (Devore, 2000). Esta situación se aplicará en el cálculo de las varianzas de la duración e intensidad de los pulsos.

#### 6.5.7. Simulación de series de consumo empleando el modelo NSRPM

Una vez obtenidos los cinco parámetros necesarios,  $\lambda$ ,  $\mu_x$ ,  $\mu_c$ ,  $\eta$  y  $\beta$ , además del caudal promedio, se realizan las simulaciones para generar series de consumo empleando el modelo NSRPM. Recordar que el intervalo analizado es de siete horas (420 minutos), que es equivalente a la medición realizada de una hora, en cada uno de los siete días de la semana analizados (Ilustración 6-9). Se realizaron 50 simulaciones a través del NSRPM considerando diferente semilla de generación de números aleatorios en cada una de ellas (método de Monte-Carlo). En la Ilustración 6-9 se muestran las series generadas a partir del modelo NSRPM en el horario de 7 a 8 horas y se comparan con la serie original. La Tabla 6-4 por su parte muestra los parámetros estadísticos obtenidos a partir de las series generadas por el NSRPM.



**Ilustración 6-9 Comparación de series de consumo generadas con diferentes semillas (Horario de 7 a 8 horas) empleando el método NSRPM y la serie original medida en campo**

La comparación entre las tablas 6-2 y 6-4 demuestra que la media y covarianza de la serie original y de las 50 series generadas son similares en orden de magnitud.

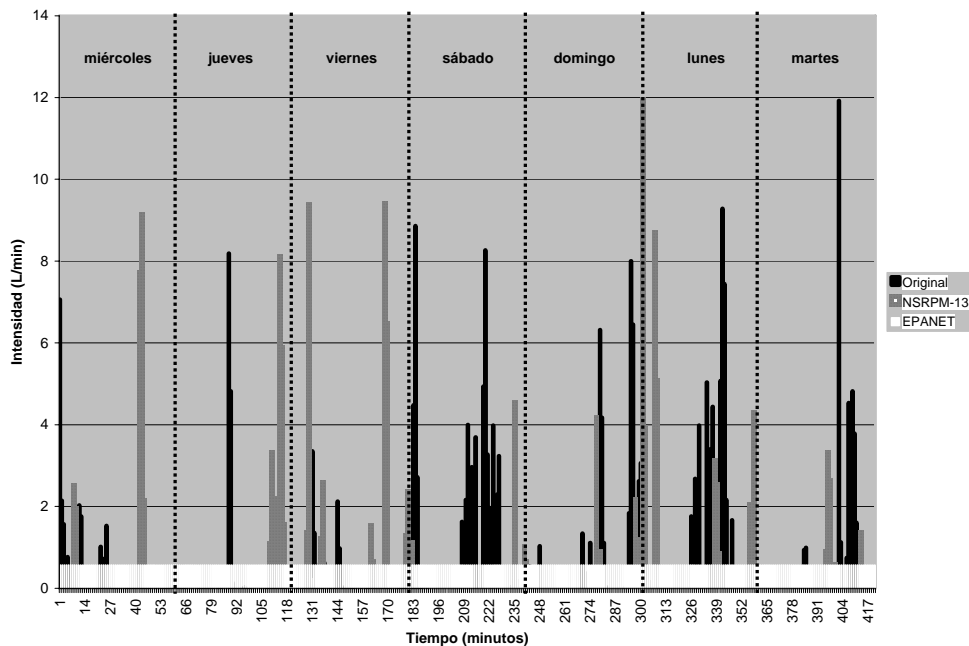
Tabla 6-4 Parámetros estadísticos de las series generadas

Horario	$E[Y_i^{(h)}]$ (L/min)	$Var[Y_i^{(h)}]$ (L/min) <sup>2</sup>	$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}]$ (L/min) <sup>2</sup>
7 a 8	0.516	3.95	1.20

### 6.5.8 Implicaciones en la modelación hidráulica de la red de distribución

Actualmente en los modelos de simulación de redes de distribución de agua comerciales (WATERCAD<sup>®</sup>, InfoWorks<sup>®</sup>, etc) o de dominio público (EPANET), las demandas se asignan por medio de valores constantes, ó por un patrón con la variación horaria durante el día para el caso de simulaciones con periodos extendidos.

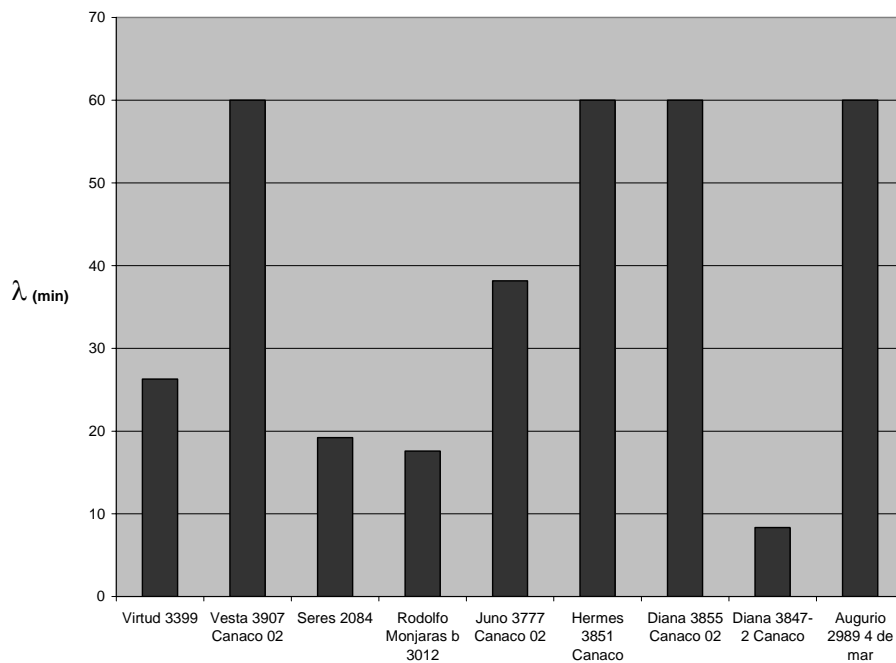
Esta situación es poco realista a nivel de toma domiciliaria, dado que el consumo se expresa mediante pulsos instantáneos de duración corta. En la Ilustración 6-10 se realiza una comparación entre el consumo promediado e introducido posteriormente al programa EPANET (0.572 L/min) la variación del consumo doméstico medida en campo, y la serie generada a partir de las simulaciones realizadas a través del modelo NSRPM.



**Ilustración 6-10 Comparación de resultados entre los consumos generados por el método NSRPM, la demanda promedio (EPANET) y la serie original medida en campo**

Este procedimiento que involucra estimación de parámetros y generación de series sintéticas, se repite en cada una de las horas de interés de la casa habitación analizada.

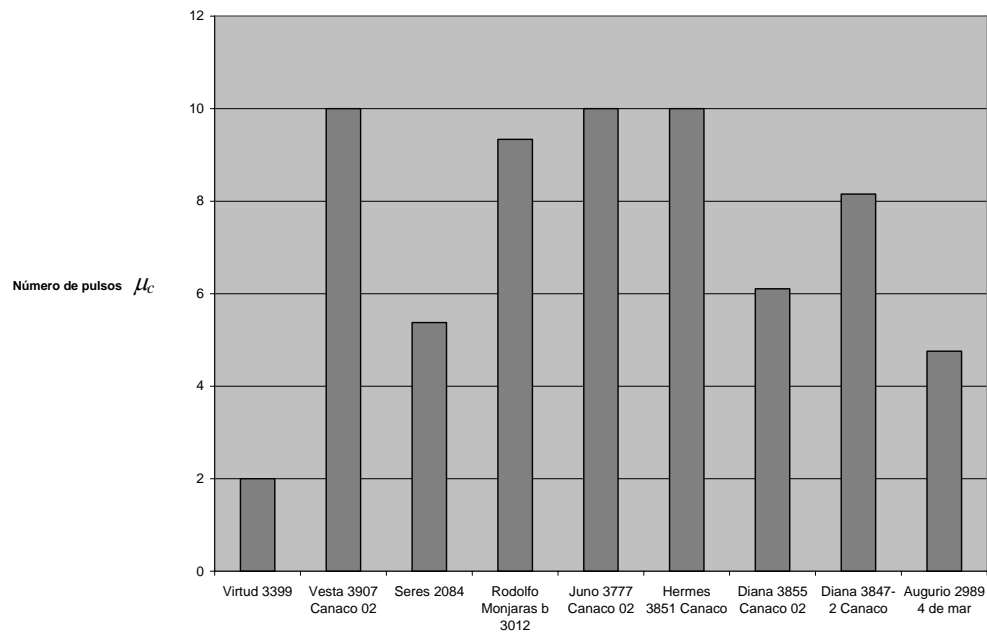
Por lo anterior, con el objetivo de ampliar la validación del método, se consideraron nueve casas habitación y un horario de interés de 7 a 8 horas. Una vez aplicado el método de NSRPM, en la ilustración siguiente se tiene que la periodicidad (inverso de la tasa de llegada) de cada evento en la muestra seleccionada, resultó de  $\lambda = 38.83$  minutos en promedio.



**Ilustración 6-11 Periodicidad por evento de consumo ( $\lambda$ ) expresado en minutos.**

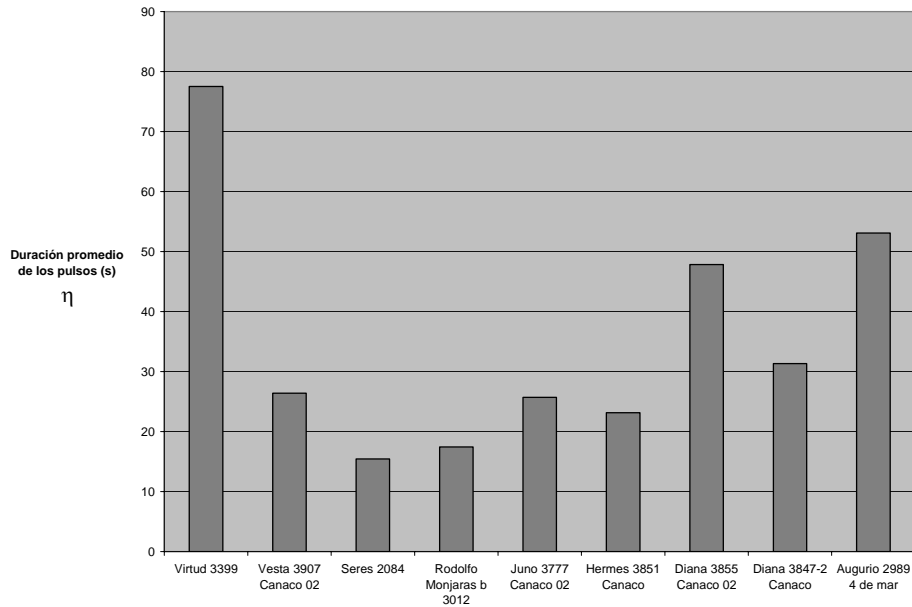
De forma posterior se obtiene el número de pulsos  $\mu_c$ . Para el caso específico de las nueve casas, se obtuvo un promedio en el número de pulsos en el horario de 7 a 8 horas de 7.30 pulsos por evento. Por estudios previos (Alcocer et al, 2004; Alcocer y

Tzatchkov, 2005) se tiene que el número de usos del agua durante el día en la zona de “Humaya” de la ciudad de Culiacán, es de aproximadamente 87 usos. Por tanto, considerando 18 horas de actividad se obtiene aproximadamente cinco usos por hora. Con ello el número de pulsos obtenido a través del esquema de NSRPM teniendo en cuenta que es una hora de una actividad elevada, resulta de un orden de magnitud similar.



**Ilustración 6-12 Número promedio de pulsos por evento,  $\mu_c$  en las nueve casas**

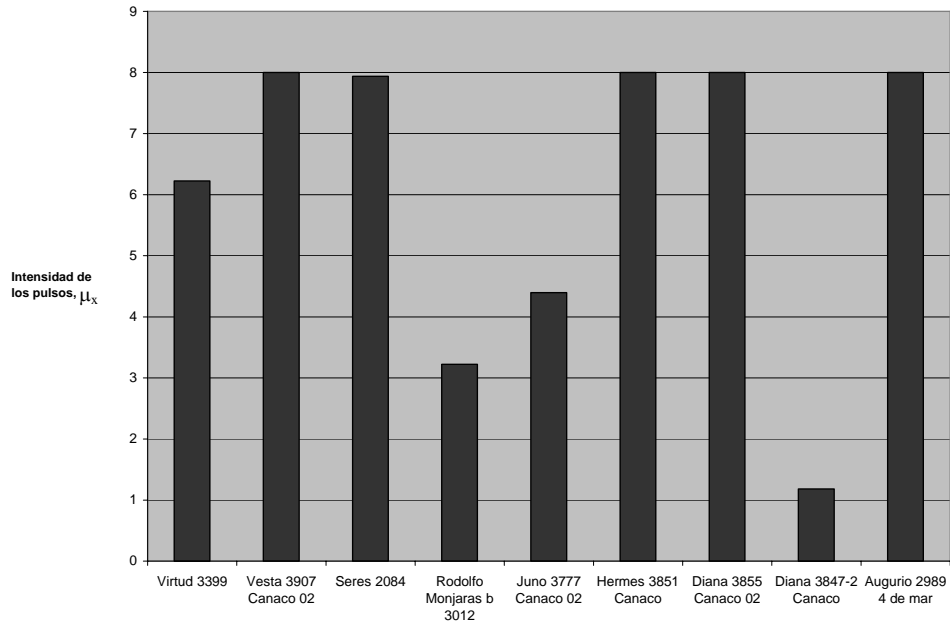
Finalmente se tiene la duración  $\eta$  e intensidad  $\mu_x$  de los pulsos de consumo. La duración promedio de los pulsos resultante en las nueve casas habitación es de 35.32 segundos.



**Ilustración 6-13 Duración promedio de los pulsos en las casas habitación seleccionadas.**

Ambos valores son del mismo orden de magnitud que los obtenidos por (Feliciano, 2005), que reporta una duración promedio de los pulsos de 44.61 segundos en una casa habitación con nivel socioeconómico medio y de 54.35 segundos en una vivienda con nivel clasificado como alto o residencial.

En el caso de la intensidad  $\mu_x$ , el valor promedio resultó de 6.10 L/s. Este resultado es del mismo orden de magnitud que el intervalo de valores comprendido entre 5.18 y 7.54 L/min, previamente obtenidos en estudios realizados en la zona “Humaya”, (Alcocer *et al*, 2004; Alcocer y Tzatchkov, 2005).



**Ilustración 6-14 Intensidad promedio de los pulsos,  $\mu_x$ , en las casas habitación seleccionadas.**

Los valores de los parámetros ( $\lambda$ ,  $\beta$ ,  $\mu_x$ ,  $\eta$ ,  $\mu_c$ ) en las nueve casas habitación, obtenidos a través del esquema de NSRPM, presentan similitudes con respecto a trabajos de caracterización de consumos domésticos previamente realizados. Esto genera confiabilidad al momento de aplicar el método.

Asimismo el esquema permite representar adecuadamente los consumos en intervalos de registros menores, comparados al originalmente medido.

Con el empleo de la técnicas de estimación propuesta en este trabajo será posible lograr lo siguiente: 1) Medir con intervalos de registro mayores a un segundo para obtener los parámetros del consumo instantáneo, 2) Ampliar la aplicabilidad de métodos de



generación de consumo, 3) Reducir considerablemente el esfuerzo asociado a la medición del consumo doméstico instantáneo, 4) Realizar cálculos hidráulicos y de calidad del agua con mayor exactitud a través de la introducción de las series generadas de consumo en los modelos de redes.

Finalmente, con la generación de los parámetros de los pulsos de consumo instantáneos y acumulados se pueden generar las series de consumo que podrán emplearse para diferentes objetivos como: 1) Integración con un modelo de simulación hidráulica, como EPANET, WATERCAD, entre otros, 2) Obtención de los patrones de consumo reales en la zona, 3) Análisis indirecto del porcentaje de fugas (Alcocer *et al*, 2004), 4) Comparación entre las series estocásticas y la curva tradicional de la demanda (CNA, 2004).

#### 6.5.9 Comentarios finales

Las técnicas descritas han sido desarrolladas y probadas para redes con servicio continuo. A pesar de que en principio la metodología que se propone es general, su aplicación tendría que validarse aparte en servicios con discontinuidad dado que los patrones de demanda o consumo serían muy diferentes a los que sí presentan continuidad en el servicio de agua. Sin embargo eso sería motivo de trabajo futuro y otro estudio.

Otro punto importante es la relación entre el consumo promedio total (mensual, por ejemplo) y el tipo de vivienda. Por estudios previos (SRH 1978) se sabe que el consumo

es muy diferente dependiendo si la vivienda es residencial (hasta 62 m<sup>3</sup>/vivienda.mes en promedio), media (hasta 40 m<sup>3</sup>/vivienda.mes) o popular (12 m<sup>3</sup>/vivienda.mes en promedio). En la metodología que se propone en este artículo, el consumo total en una vivienda se obtiene por medio de medición, por lo que es independiente del tipo de vivienda. No obstante, en el proceso subsiguiente de *agregación* de la demanda de un grupo de usuarios (que no se trata en este artículo) hay que considerar los tipos de vivienda con su distribución porcentual y demanda promedio.

## **6.6 Resultados**

El método propuesto basado en el esquema de NSRPM, tuvo resultados satisfactorios comparados con las mediciones realizadas en campo (Tabla 6-2 y 6-4). Esta situación manifiesta que con el método propuesto es posible obtener los parámetros del consumo estocástico a partir de mediciones con intervalo de registro mayor a segundo, sin perder exactitud en el cálculo de las series de consumo. Además se reduce de forma considerable el esfuerzo asociado a la medición, recolección y procesamiento de los datos.

A través de este tipo de métodos que involucren la desagregación temporal y el NSRPM, se tendrá la oportunidad de acoplarlos con programas de simulación comerciales o de dominio público, como EPANET, y así poder realizar cálculos hidráulicos y de calidad del agua dentro de las redes de distribución con mayor certeza.

Finalmente, la desagregación temporal podrá en un futuro acoplarse con esquemas de agregación espacial (Tzatchkov *et al*, 2006) y así generar guías que definan el intervalo de medición, así como el grado de esqueletización más adecuado, dependiendo del tipo de estudio, de vivienda y de la simulación que se aborde dentro de las redes de distribución, incluyendo modelos que requieren de mayor detalle hasta a nivel de tuberías con las tomas domiciliarias.

### **6.7 Definición del intervalo de registro óptimo**

Uno de los objetivos de mayor interés al aplicar esquemas de desagregación temporal como el propuesto (Neyman Scott Rectangular Pulse Model, NSRPM), es obtener el rango de aplicación de éstos con respecto al tiempo. Esto es, definir el intervalo de registro máximo a partir del cual será posible recuperar información en intervalos menores.

Para definir el rango de aplicación del esquema de desagregación de NSRPM, se emplean 10 series de consumo doméstico, con intervalo de registro de un segundo y duración total de siete horas, entre 5:00 a.m. y 12:00 p.m. (25200 registros). El proceso para encontrar el rango de aplicación del esquema en cada serie obtenida a través de medición es el siguiente:

1. Medición de consumo con intervalo de registro de un segundo (siete horas)
2. Agregación de registros en diferentes intervalos (2 s, 3 s, 5 s, 10 s, 30 s, 60 s, 120 s, 180 s, 240 s, 300 s, 360 s, 420 s, 480 s, 540 s, 600 s).

3. Aplicación del esquema de NSRPM en cada serie analizada y dentro de ellas, en cada intervalo de agregación/desagregación ( $h$ ). A partir de ello se obtienen los parámetros estadísticos  $\{\lambda, \beta, \eta, E(x), E(c)\}$ . Esto se realiza con la finalidad de apreciar la variabilidad que presentan los parámetros estadísticos con diferentes intervalos de agregación ( $h$ ) en cada serie analizada.
4. Una vez obtenidos los parámetros estadísticos en cada intervalo analizado (agregado) descritos en el punto anterior, se elige el intervalo de agregación ( $h_j$ ) mayor al de un segundo ( $h_i$ ) y con ello los parámetros estadísticos  $\{\lambda, \beta, \eta, E(x), E(c)\}$  obtenidos en el punto 3. Recordar que las expresiones teóricas que describen los momentos teóricos (media, varianza y covarianza) y la función objetivo definida como la relación entre los momentos teóricos y observados (medidos), incluidas dentro del esquema NSRPM son las siguientes:

$$E[Y_i^{(h)}] = \rho \mu_c \mu_x h \quad (6-26)$$

$$Var[Y_i^{(h)}] = \lambda \eta^{-3} (\eta h - 1 + e^{-\eta h}) \left\{ 2 \mu_c E(X^2) + E(C^2 - C) \mu_x^2 \frac{\beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \quad (6-27)$$

$$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}] = \lambda \eta^{-3} (1 - e^{-\eta h})^2 e^{-\eta(k-1)h} \cdot \left\{ \mu_c E(X^2) + \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C) \mu_x^2 \beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \\ - \lambda (1 - e^{-\beta h})^2 \cdot e^{-\beta(k-1)h} \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C) \mu_x^2}{\beta(\beta^2 - \eta^2)} \quad k \geq 1 \quad (6-28)$$

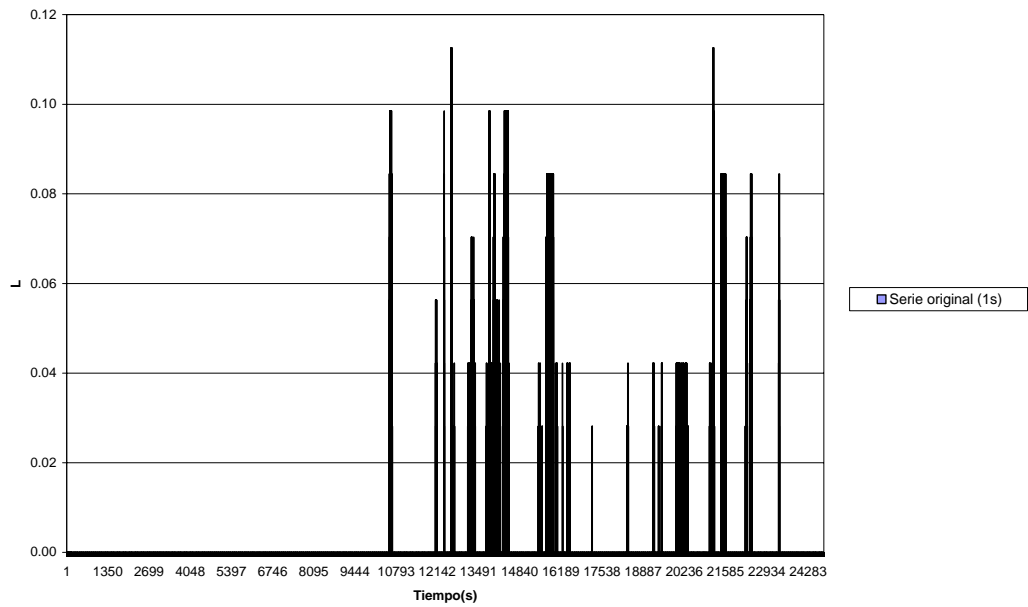
$$Z = \left[ \left( \frac{F_1(\xi)}{F'_1} - 1 \right)^2 + \left( \frac{F_2(\xi)}{F'_2} - 1 \right)^2 + \dots + \left( \frac{F_n(\xi)}{F'_n} - 1 \right)^2 \right]$$

(6-33)

5. Una vez seleccionado el intervalo de agregación ( $h_j$ ), sus parámetros estadísticos obtenidos en el paso 3, son introducidos en el cálculo de los momentos teóricos (ver ecuaciones 6-26, 6-27 y 6-28) del intervalo de agregación de un segundo ( $h_i$ ). Cuando el valor resultante de la función objetivo dentro del esquema NSRPM en el intervalo  $h_i$  (1 segundo) sea igual o muy cercano a cero, empleando los parámetros del intervalo  $h_j$  se concluye que será posible desagregar temporalmente los registros del intervalo  $h_j$  hasta el intervalo  $h_i$  de un segundo.

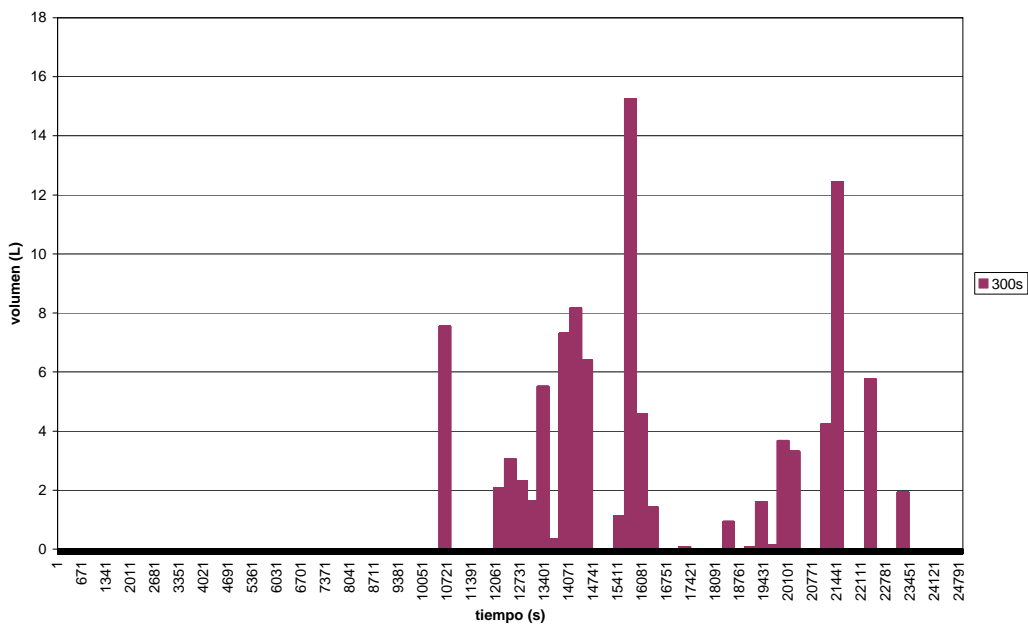
El proceso anterior (pasos 1 al 5) fue posible validarlo debido a que se contaban con los registros de consumo de un segundo en cada una de las series analizadas.

Para ilustrar el proceso descrito con anterioridad, se elige una serie de consumo con intervalo de registro de un segundo, ubicada en el domicilio La Virtud y MZ en la ciudad de Culiacán [Ilustración 6-15].

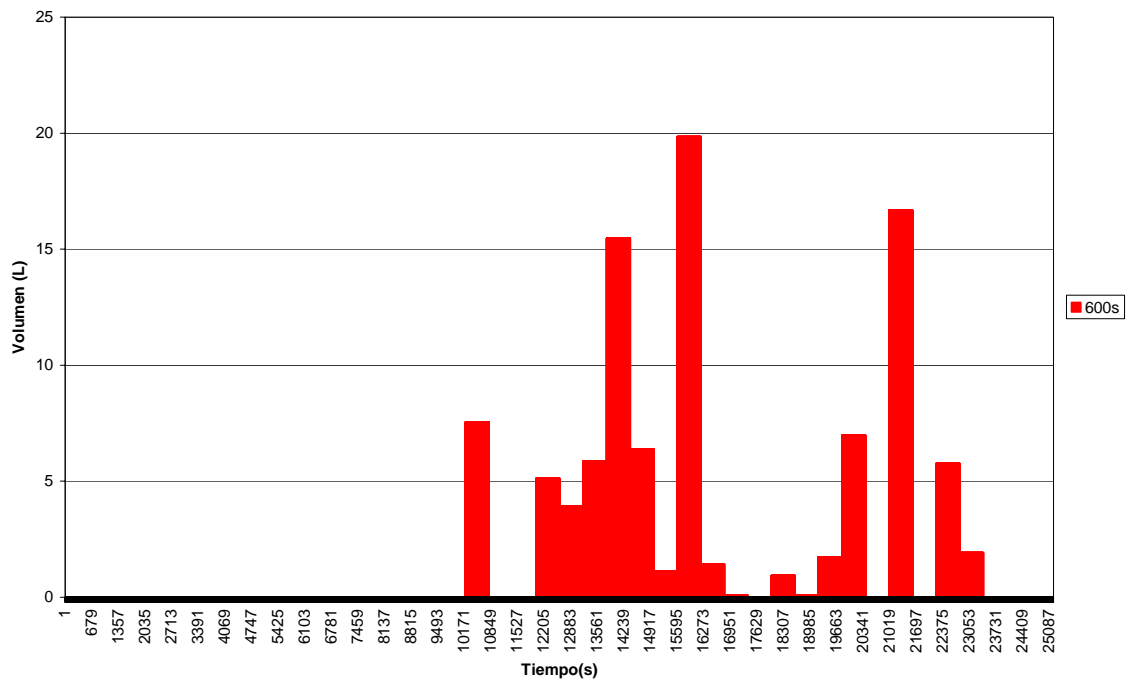


**Ilustración 6-15 Serie de consumo ubicada en la calle Virtud y MZ en la ciudad de Culiacán**

Posteriormente se agrega (suma) la serie original en diferentes intervalos de registro [Ilustración 6-16 e Ilustración 6-17].



**Ilustración 6-16 Serie agregada con intervalo de 300s**



**Ilustración 6-17 Serie agregada con intervalo de 600s**

Una vez agregadas las series con diferente intervalo ( $h$ ), se obtienen los momentos observados (media, varianza, covarianza). Estos serán parte fundamental en el cálculo de la obtención de los parámetros estadísticos del esquema de NSRPM [Tabla 6-5].

Posteriormente se aplica el paso 3 del proceso descrito con anterioridad, el cual consiste en aplica el esquema de NSRPM y obtener los parámetros estadísticos  $\{\lambda, \beta, \eta, E(x), E(c)\}$ , para cada intervalo de agregación ( $h$ ).

**Tabla 6-5 Determinación del rango de aplicación del esquema de NSRPM para la serie analizada**

	1	2	3	5	10	30	45	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600
media	0.00301025	0.00594978	0.00892503	0.01487622	0.02975835	0.089346	0.13409892	0.17847927	0.35695855	0.53543782	0.71391709	0.89239637	1.07087564	1.24935491	1.41436405	1.59492117	1.78479273
varianza	0.00020474	0.00079978	0.0017915	0.00493241	0.01932238	0.15846366	0.32722516	0.54732976	1.6857388	3.65521164	4.71390181	6.46064593	7.84599438	9.24902898	11.5535538	19.032628	15.4169325
covarianza	0.00019991	0.00078639	0.00174951	0.00472962	0.01751888	0.11128744	0.20422773	0.28799968	0.74002642	1.09637734	1.75601935	2.01753133	2.44526032	2.7017843	3.05417616	-0.06094562	2.90683034
lag-1	0.97641197	0.983261	0.97656347	0.95888671	0.90666261	0.70229002	0.62411987	0.52619043	0.43899234	0.29994907	0.37251929	0.31228013	0.31165716	0.29211545	0.2643495	-0.00320217	0.18854791
volumen	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949	74.9612949
$\lambda =$	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121	0.01472121
E (c) =	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439	5.99998439
$\eta =$	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075	3.40749075
$\beta =$	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446	0.32840446
E (x) =	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503	6.88518503
E(x)-1 =	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287	0.30839287
k =	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
t =	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Z =	0.01162676	0.01522062	0.01767706	0.02226283	0.03192591	0.03122593	0.02202475	0.00949516	0.00725062	0.0646974	2.4505E-09	0.00362527	0.01020195	0.02720492	0.02127046	1	0.01971706



Enseguida se elige el intervalo de agregación ( $h_j$ ) mayor al de un segundo ( $h_i$ ) y con ello los parámetros estadísticos  $\{\lambda, \beta, \eta, E(x), E(c)\}$ . Para nuestro caso se elige el intervalo de agregación igual a 240 segundos. Por lo anterior, los parámetros estadísticos encontrados a partir de la minimización de la función objetivo incluida dentro del esquema de NSRPM, así como los momentos observados o medidos (media, varianza y covarianza) son los siguientes:

**Tabla 6-6 Momentos observados y Parámetros estadísticos para el intervalo de agregación  $h = 240$  s (NSRPM)**

media	0.713917094
varianza	4.713901812
covarianza	1.756019346
lag-1	0.372519288
volumen	74.96129486
$\lambda =$	0.014721209
$E(c) =$	5.999984394
$\eta =$	3.407490746
$\beta =$	0.328404464
$E(x) =$	6.885185034
$E(x)-1 =$	0.308392869
$k =$	1
$t =$	1
<b>Z =</b>	<b>2.4505E-09</b>

El valor de los momentos teóricos para el intervalo  $h = 240$ s, se obtiene aplicando las ecuaciones 6-26, 6-27 y 6-28:

**Media** = 0.7138953

**Varianza** = 4.71384012

**Covarianza** = 1.756083803

Si comparamos la relación de los momentos observados con los momentos teóricos para este intervalo de agregación, se aprecia que los valores son muy similares, esto se comprueba con el valor final de la función objetivo (Z) [Ver Tabla 6-6] una vez aplicado el esquema de optimización no lineal (NLP) incluido en el NSRPM.

Estos parámetros estadísticos obtenidos para este intervalo de agregación  $h = 240s$   $\{\lambda, \beta, \eta, E(x), E(c)\}$ , son posteriormente incluidos en el proceso de cálculo de los momentos teóricos para intervalos menores como es un segundo ( $h = 1 s$ ). Es importante mencionar que al realizar este paso dentro de las ecuaciones que expresan los momentos teóricos, se deberá modificar el valor de la variable correspondiente al intervalo de agregación ( $h$ ).

Atendiendo el procedimiento anterior, se obtiene lo siguiente:

**Tabla 6-7 Momentos observados y Parámetros estadísticos para el intervalo de agregación  $h = 1 s$  (NSRPM)**

	<b>1</b>
media	0.003010252
varianza	0.000204744
covarianza	0.000199914
lag-1	0.976411973
volumen	74.96129486
$\lambda =$	0.014721209
$E(c) =$	5.999984394
$\eta =$	3.407490746
$\beta =$	0.328404464
$E(x) =$	6.885185034
$E(x)-1 =$	0.308392869
$k =$	1
$t =$	1
<b>Z =</b>	<b>0.01162676</b>

El valor de los momentos teóricos para el intervalo  $h = 1s$ , se obtiene aplicando las ecuaciones 6-26, 6-27 y 6-28:

$$\mathbf{Media} = 0.002974$$

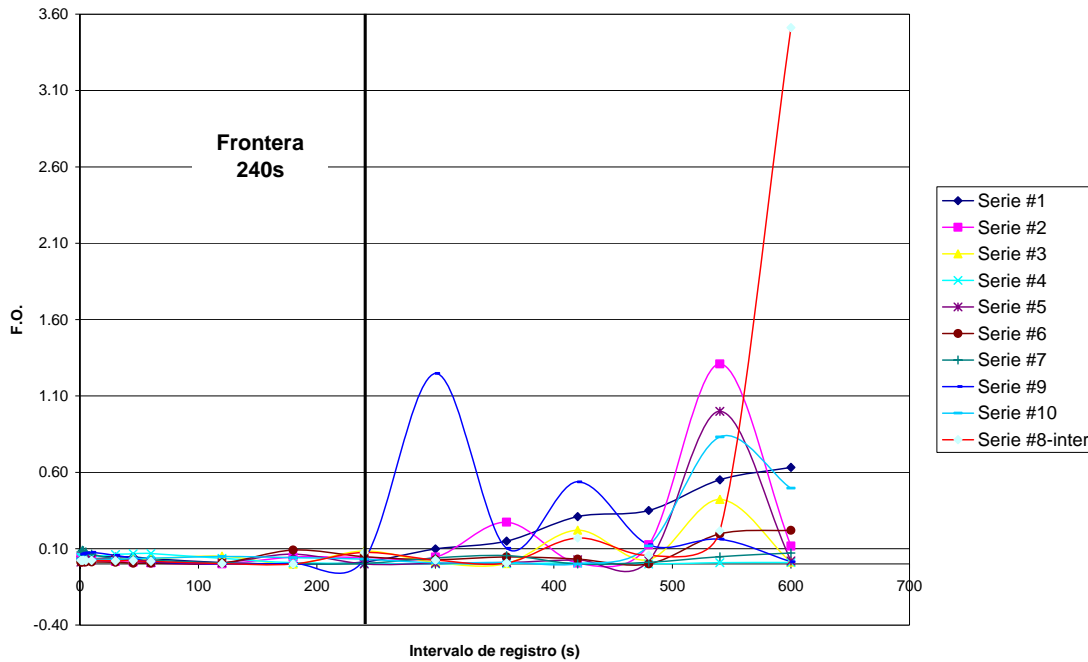
$$\mathbf{Varianza} = 0.000215435$$

$$\mathbf{Covarianza} = 0.000181204$$

Si comparamos nuevamente como el caso anterior, la relación de los momentos observados con los momentos teóricos para este intervalo de agregación, se aprecia que los valores son muy similares, esto se comprueba con el valor final de la función objetivo (Z) [Ver Tabla 6-7] una vez aplicado el esquema de optimización no lineal (NLP) incluido en el NSRPM.

Por lo anterior se concluye que es posible desagregar registros con un intervalo de 240s hasta un segundo.

El procedimiento anterior fue aplicado para 10 series con el objetivo de obtener una solución con mayor validez. El resultado establece que el rango de aplicación del esquema de desagregación temporal NSRPM, son 240 segundos, es decir, que es posible recuperar información con intervalos de registro hasta de un segundo a partir de registros con intervalos “gruesos” de 240 segundos [Ilustración 6-18].



**Ilustración 6-18 Determinación del rango de aplicación del esquema de desagregación temporal NSRPM.**

## 6.8 Conclusiones

El esquema de NSRPM es posible aplicarlo como herramienta de desagregación temporal, así como en la generación series sintéticas. A partir del procedimiento descrito, se obtuvo que el rango de aplicación del esquema de NSRPM esta entre los 240 y 1 segundos. En otras palabras, es posible medir con intervalo de registro hasta de 240 segundos y recuperar información con intervalo de registro de un segundo. Lo anterior facilitará las labores de medición y el esfuerzo computacional que implicaría el manejo de una base de datos de grandes dimensiones.

## **7. ANÁLISIS ESPECTRAL DE CONSUMO DOMÉSTICO DE AGUA POTABLE**

## 7.1 Introducción

Una de las variables con mayor incertidumbre en su comportamiento dentro del análisis hidráulico de las redes de agua potable es el consumo de agua proveniente de los usuarios. El consumo a nivel domiciliario recientemente se ha demostrado que tiene un carácter estocástico y con ello se han desarrollado diferentes metodologías que intentan representar esta variable.

Las metodologías se basan en dos premisas: 1) Los consumos se presentan a través de pulsos rectangulares, 2) La magnitud y ocurrencia de los pulsos se soportan en diferentes parámetros como son la intensidad, duración y frecuencia.

En la aplicación directa para representar la alta variabilidad de los consumos domésticos dentro de los sistemas de distribución de agua destacan dos métodos: Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP) y Pulsos Rectangulares de Neyman-Scott (NSRPM).

En la generación de las series sintéticas de consumo cada uno de los métodos ofrece ventajas y desventajas, el PRP soporta su teoría con base en mediciones con intervalo de registro de un segundo, por su parte el NSRPM, puede generar series de tiempo con diferentes intervalos de registros, lo que le permite realizar procesos de agregación y desagregación temporal. Los procesos de agregación y desagregación temporal permiten conocer el comportamiento del consumo en escalas de tiempo menores ó mayores al intervalo de registro medido en campo.

Sin embargo aún cuando el esquema NSRPM tiene la ventaja de abordar este problema de escalas en el tiempo, no es posible definir con exactitud dos situaciones: 1) el grado de información que se pierde al muestrear la señal con cierto intervalo de registro y la posible presencia de enmascaramiento o “aliasing” como es conocido en el ámbito internacional, 2) la frontera (rango) en el tiempo el cual pueden aplicarse estos procesos de agregación y desagregación temporal.

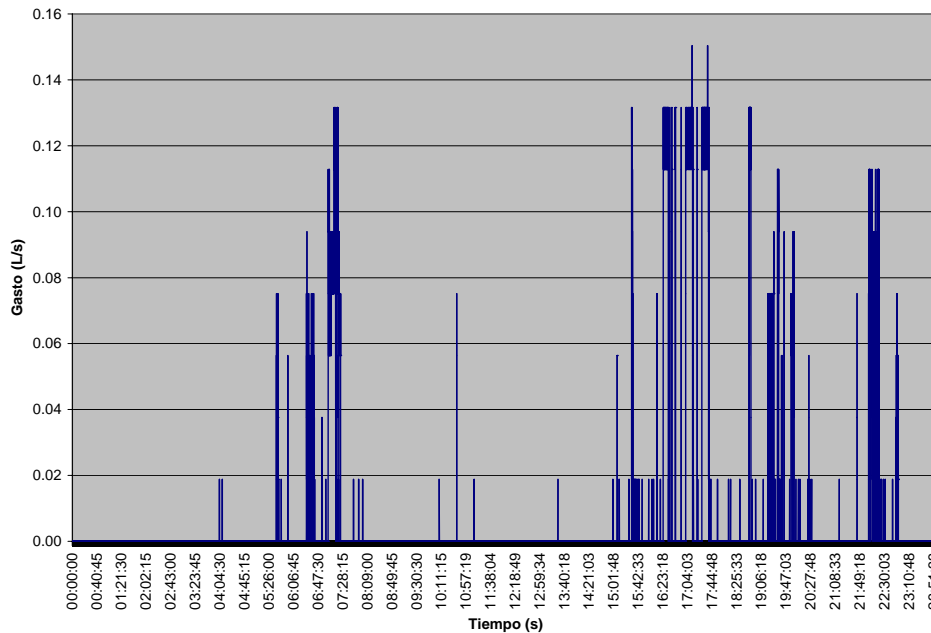
**El concepto de enmascamiento ó aliasing** se le conoce como el efecto que causa que señales continuas distintas se tornen indistinguibles cuando se les [muestrea digitalmente](#). Cuando esto sucede, la señal original no puede ser reconstruida de forma unívoca a partir de la señal digital.

Para superar tanto la posible presencia “aliasing” como de la determinación de la frontera para aplicar procesos de agregación y desagregación, se consideran técnicas de Fourier como su transformada discreta (DFT) y rápida (FFT) para realizar el análisis espectral de las señales originalmente medidas en campo. Con la obtención del espectro se identificará la frontera en el tiempo que permita conocer el intervalo de registro óptimo y con ello conocer el grado de información que se pierde al muestrear la señal original o por la posible presencia de “aliasing”. El método se validó con mediciones en campo de consumo doméstico realizadas en una ciudad mexicana.

## **7.2 Antecedentes**

Recientemente la modelación estocástica del consumo doméstico se ha convertido en tema de interés en el análisis de las redes de distribución de agua potable (Ilustración 7-1) destaca el modelo PRP propuesto por Buchberger *et al*, 1995 y el NSRP (*Neyman Scott Rectangular Pulse*) validado en registros de consumo doméstico por Alcocer *et al*, 2007.

El modelo de generación de consumos domésticos PRP (*Poisson Rectangular Pulse*) fue propuesto por vez primera por los investigadores Buchberger y Wu en 1995. El método PRP está basado en cinco consideraciones. Primeramente asume que los consumos promedio en los nodos son conocidos y su escala temporal presenta una base generalmente horaria.



**Ilustración 7-1 Variación típica del consumo de agua potable en un día, medida en un domicilio (Alcocer et al, 2007)**

La segunda consideración importante es que los consumos adoptan una secuencia de pulsos rectangulares. La ocurrencia de los pulsos está gobernada por un proceso de Poisson, expresado por una tasa de llegada  $\lambda$ . A cada pulso se asigna una intensidad y duración aleatoria acorde con cierta distribución de probabilidades. Finalmente, la intensidad y la duración no son únicamente mutuamente independientes, también lo son del proceso de Poisson (Li, 2006).

Existen variantes del esquema de Poisson básico, una de ellas es el método de Neyman-Scott (NSRP) el cual se basa en un proceso con cierta tasa de llegada (frecuencia) de eventos, donde el evento por tratar (registros de consumo doméstico ó lluvia) se presenta simulando un proceso de Poisson con parámetro  $\lambda$  (de forma análoga al PRP), que representa el número de ocurrencias por unidad de tiempo y donde existe un número aleatorio de celdas (pulsos de demanda) asociadas a cada evento. Sin embargo a diferencia del PRP, el tiempo entre el inicio del evento y el origen de cada celda o pulso se encuentra distribuido de forma exponencial y está representado por el parámetro  $\beta$ .



En otras palabras, este parámetro representa el tiempo promedio entre el origen del evento y cada una de las celdas (Alcocer *et al*, 2007). Otro punto diferente al PRP clásico es que basa su teoría en el intervalo de registro de un segundo; el NSRP permite trabajar directamente con diferentes intervalos de registro (Alcocer *et al*, 2007). Sin embargo, una oportunidad que no resulta evidente al aplicar este método, es el conocer hasta que intervalo de registro (por ejemplo 1min, 5 min, etc) es viable la aplicación de estas metodologías que involucran procesos de agregación y desagregación temporal de registros. En la actualidad no existe referencia que aborde una metodología que permita conocer el grado de información que se pierde al muestrear el consumo doméstico con diferentes intervalos de registro y con ello conocer el intervalo o rango de medición más adecuado. Es por ello que para resolver estas interrogantes, en el presente capítulo se emplearán técnicas como la transformada discreta de Fourier (DFT) y su transformada rápida (FFT) para calcular los espectros de las señales discretas y con ello a partir de la obtención y posterior interpretación, definir el intervalo o rango de medición más adecuado para medir el consumo en los domicilios.

### **7.3 Trabajos previos**

La aplicación e interpretación de espectros en procesos de agregación y desagregación temporal se limita a trabajos orientados al análisis de lluvia en la hidrología (Bo *et al*, 1994). Los espectros son una descomposición en términos de frecuencia de la variabilidad del proceso analizado, y reflejan a su vez la contribución de cada frecuencia en el mismo. Por ejemplo si el espectro no presenta alguna frecuencia preponderante, pero si a una tendencia a un rango amplio de frecuencias relativamente uniformes, se concluye que en ese rango de frecuencias se podrán desarrollar los procesos de agregación y desagregación temporal del proceso. Generalmente en los diferentes campos de la ingeniería, los procesos o fenómenos se representan a través de mediciones puntuales en el tiempo, esta situación no se presente en los consumos domésticos donde los registros obtenidos a partir de la medición son promedios o acumulados en el intervalo de tiempo seleccionado.

Enseguida se presenta el desarrollo y aplicación del análisis espectral en registros de consumo doméstico. Para ello se realizan dos etapas: 1) Se plantea la metodología por aplicar, sin embargo se elige una hora de consumo (por ejemplo 7 a 8 a.m.) de diferentes días, para posteriormente agrupar estas horas en una sola serie., 2) En la segunda etapa por su parte, a diferencia de la primera, se consideran series continuas, (por ejemplo, 5 a 11 a.m.) Además en esta etapa se realiza un tratamiento diferente en la obtención de la serie “abuela”, al realizar un promedio de ensamble.

En términos generales la metodología presentada en la primera etapa es de carácter general y sufre algunas modificaciones para lograr la aplicación en la segunda etapa.

#### 7.4. Primera etapa

De forma inicial la metodología necesaria para la obtención de los espectros de las señales, se deberá afectar por una función integradora, la cual convertirá al “espectro acumulado” en un “espectro instantáneo”. A continuación definiremos los pasos para la obtención de los espectros de las señales.

El espectro de una señal discreta se define como:

$$S_{dd}(\omega) = \mathcal{F} \left\{ \underbrace{\langle d(t)d(t+\tau) \rangle}_{R_{dd}(\tau)} \right\} \quad (7-1)$$

donde,

$$R_{dd} = \langle d(t)d(t+\tau) \rangle \equiv \underbrace{\lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N d^{(k)}(t)d^{(k)}(t+\tau)}_{\text{Promedio de ensamble}} \quad (7-2)$$

$k$ , número de realizaciones

Si consideramos al proceso como estacionario y ergódico tenemos que,

Hipótesis de ergodicidad

$$R_{dd}(\tau; t) = \frac{1}{T} \int_t^{t+\tau} d(\tilde{t} + \tau) d(\tilde{t}) d\tilde{t} \quad (7-3)$$

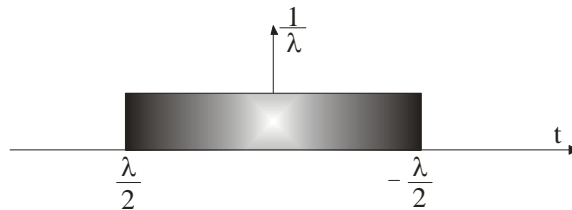
Promedio en el tiempo

$t = 0$ ,

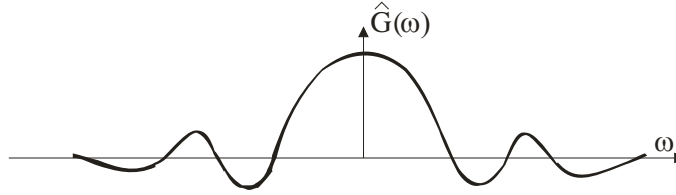
$$S_{dd}(\omega) = \frac{1}{T} \hat{d}(\omega) \hat{d}^*(\omega) = \frac{1}{T} \left| \hat{d}(\omega) \right|^2 \quad (7-4)$$

Si consideramos un filtro de caja (Aldama, 1990), tenemos Ilustración 7-2,

$$\bar{d}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} G(t-t') d(t') dt' \quad (7-5)$$



**Ilustración 7-2 Representación de filtro de caja en el espacio físico**



### Ilustración 7-3 Representación de filtro de caja (espacio de Fourier)

Dado que se trata de registros “acumulados” o promediados, se emplea el siguiente procedimiento:

$$\text{Siendo, } \hat{G}(\omega) = \frac{\text{sen}\left(\frac{\lambda\omega}{2}\right)}{\frac{\lambda\omega}{2}} \text{ la función integradora por emplear,} \quad (7-6)$$

$$\text{Por lo que, } \hat{d}(\omega) = \hat{G}(\omega)\hat{d}(\omega), \text{ por lo tanto tenemos,} \quad (7-7)$$

$$S_{dd}(\omega) = G(\omega)d(\omega)G^*(\omega)d^*(\omega) \quad (7-8)$$

Sustituyendo obtenemos el espectro acumulado,

$$S_{dd}(\omega) = \left| \hat{G}(\omega) \right|^2 \underbrace{\left| d(\omega) \right|^2}_{S_{dd}(\omega)} \quad (7-9)$$

Finalmente el espectro instantáneo se obtendrá de la forma siguiente:

$$S_{dd}(\omega) = \frac{1}{|\hat{G}(\omega)|^2} S_{dd}(\omega) \quad (7-10)$$

#### 7.4.1. Metodología

De forma inicial para obtener los espectros de las señales, es necesaria la base de datos con los registros de medición de consumo en los domicilios. Posteriormente de la señal original medida a la cual denominaremos “señal abuela”, se aplica la transformada rápida de Fourier (FFT) y se multiplica por su conjugado para obtener el espectro discreto de la señal. Dentro de esta metodología general existe una variante en el tratamiento de los datos, ésta se refiere al intervalo de registro de medición el cual fueron muestreados los datos en campo.

En la primera parte se abordarán los consumos con intervalo de registro de un segundo, para posteriormente considerar aquellos con un minuto. Es importante mencionar que el tratamiento de los datos es distinto, debido a que el primer caso se considera consumos instantáneos y en el otro, se toman en cuenta registros acumulados o promediados. Esta última característica deberá ser abordada de forma distinta al obtener los espectros de las señales.

#### 7.4.2. Validación del esquema propuesto

Las señales instantáneas fueron obtenidas de la base de datos generada por las mediciones realizadas en tres casas habitación para el escenario que incluye un intervalo de registro de un segundo (Alcocer y Tzatchkov, 2004). Para el caso de los registros con intervalo de un minuto, la presente metodología se validó con el apoyo de una base de datos que contiene registros de medición en 100 casas habitación, (Alcocer y Tzatchkov, 2005). El equipo de medición en ambos casos empleado, se compone de tres partes: 1) sensor de pulsos magnético, 2) unidad de almacenamiento de registros y, 3) micromedidor nuevo calibrado (Ilustración 7-4).



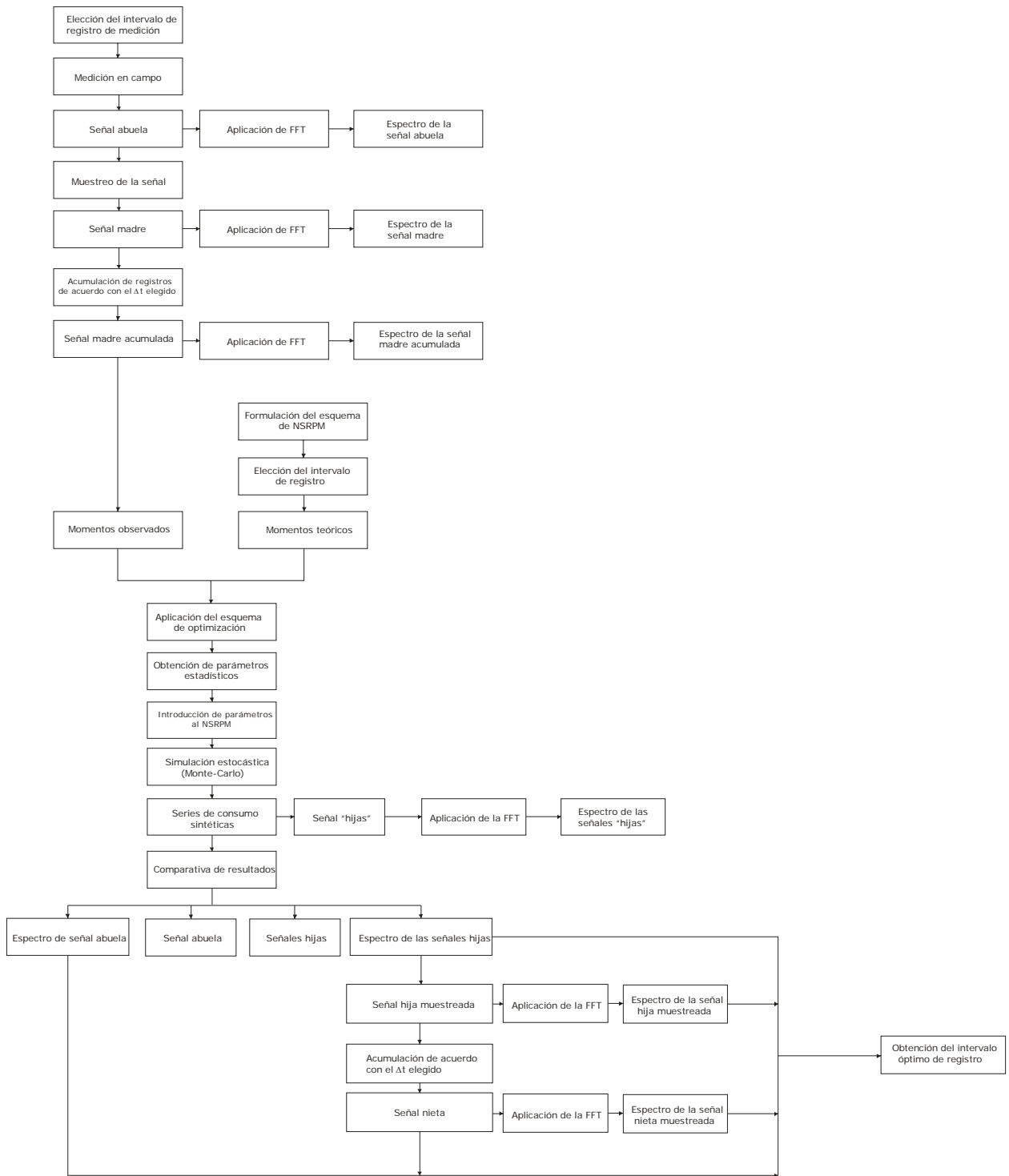
**Ilustración 7-4 Instalación, programación y almacenamiento de datos en campo**

Por su parte, las características del micromedidor domiciliario son (Tzatchkov *et al*, 2005):

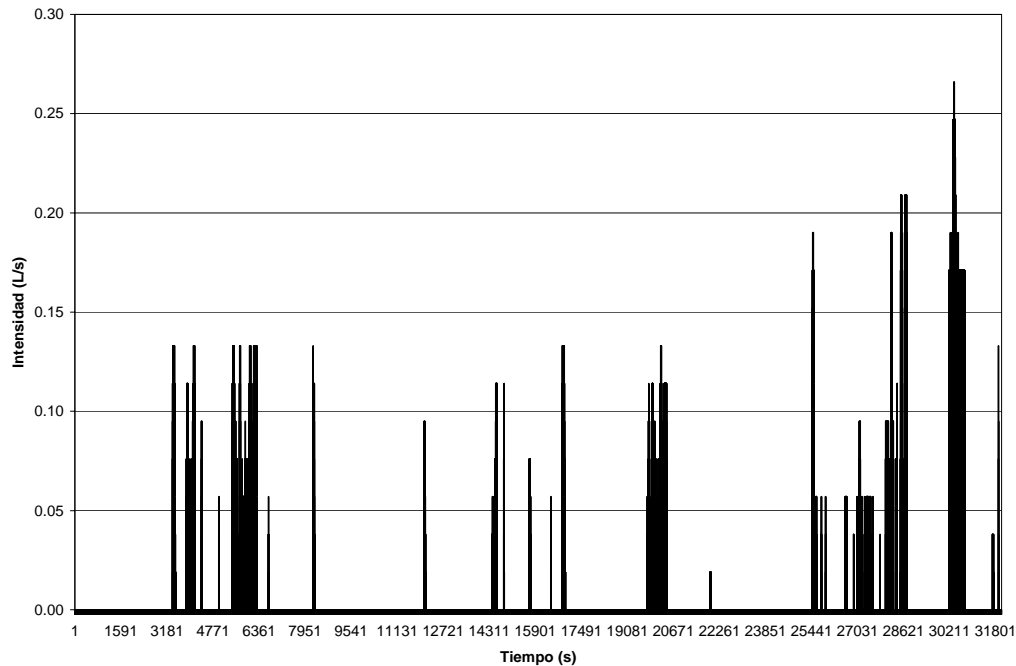
Rango de operación típico:	0.5 - 25 GPM (1.90 a 95 l/min) (100% $\pm$ 1.5%)
Gasto mínimo:	0.25 GPM (1.0 l/min)
Gasto máximo continuo:	15 GPM (57 l/min)
Pérdida de presión:	3.5 PSI a 15 GPM (0.24 bar a 57 l/min)

#### 7.4.3 Análisis espectral de consumo a partir de registros “acumulados”

Con el objetivo de demostrar y validar la metodología planteada, se consideraron los registros de cada segundo durante nueve días en una casa habitación, con domicilio particular calle Virtud, de 7 a 8 de la mañana debido a que presenta una actividad elevada en los consumos de las casas monitoreadas. A esta señal con intervalo de registro de un segundo la denominaremos “señal abuela”.



**Ilustración 7-5 Metodología propuesta para la obtención del intervalo óptimo de medición de registros de consumo doméstico**



**Ilustración 7-6 Variación del consumo en una casa-habitación con domicilio particular calle Virtud, durante el periodo de 7 a 8 de la mañana (señal abuela)**

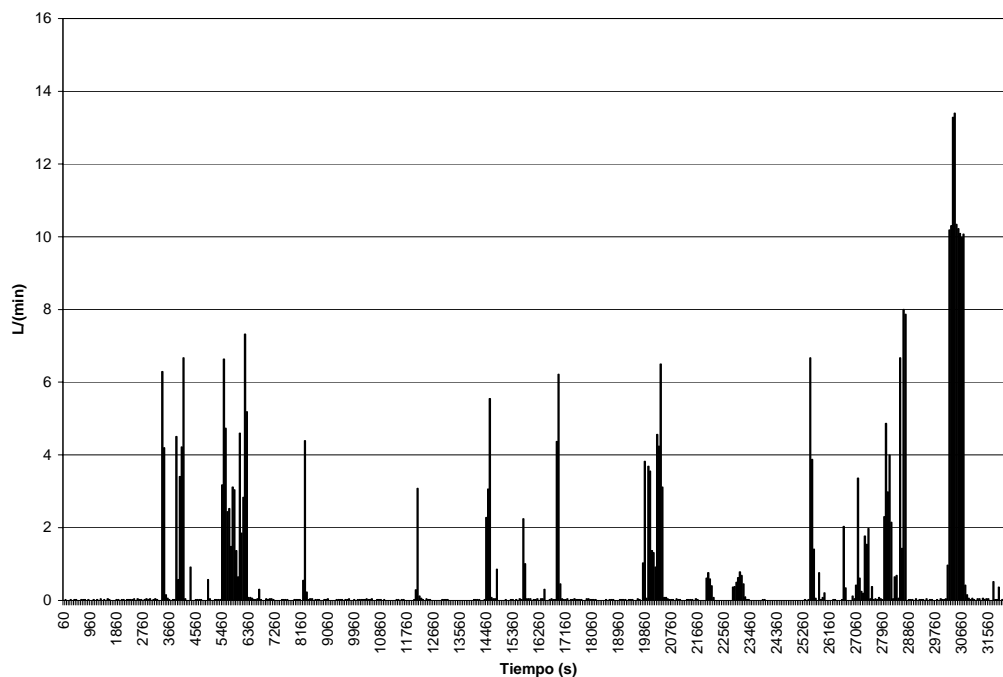
Posteriormente se obtienen los parámetros estadísticos de la señal abuela que son media, varianza y covarianza de los registros seleccionados en este horario. A continuación se presentan sus parámetros estadísticos (Tabla 7-1).

**Tabla 7-1 Parámetros estadísticos de la serie abuela (observada)**

Horario	$E[Y_i^{(h)}]$ (L/min)	$Var[Y_i^{(h)}]$ (L/min) <sup>2</sup>	$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}]$
7 a 8	0.0206	3.466	0.0011

Definida la señal abuela sus registros son agregados con el intervalo seleccionado, que para este caso particular se consideró 60 segundos. El proceso de agregación da origen a la “señal madre” [Ilustración 7-7].





**Ilustración 7-7 Señal acumulada con intervalo de registro de un minuto (señal madre)**

Un punto por considerar será que a partir de la señal abuela, se obtendrá la duración e intensidad de los pulsos que serán comparados con los obtenidos de las series sintéticas generadas (señales hija) aplicando el esquema NSRPM. Por lo tanto en caso de que los estadísticos promedio de los pulsos (duración e intensidad) entre señales abuela e hijas sean similares, el método estará validado.

**Tabla 7-2 Parámetros estadísticos de la serie madre (observada)**

Horario	$E[Y_i^{(h)}]$ (L/min)	$Var[Y_i^{(h)}]$ (L/min) <sup>2</sup>	$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}]$
7 a 8	1.844	8.125	6.666

#### 7.4.4 Aplicación del esquema de Neyman-Scott (momentos teóricos)

Se procede a emplear el esquema de desagregación temporal de Neyman-Scott (NSRPM) propuesto y validado en registros de consumo doméstico por Alcocer *et al*, 2007. Las expresiones que representan los momentos teóricos (media, varianza, covarianza) del esquema de NSRPM son las siguientes (Rodríguez-Iturbe *et al*, 1987; Enthekabi *et al*, 1989):

Media

$$E[Y_i^{(h)}] = \rho \mu_c \mu_x h \quad (7-11)$$

Varianza

$$Var[Y_i^{(h)}] = \lambda \eta^{-3} (\eta h - 1 + e^{-\eta h}) \left\{ 2 \mu_c E(X^2) + E(C^2 - C) \mu_x^2 \frac{\beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \quad (7-12)$$

Covarianza

$$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}] = \lambda \eta^{-3} (1 - e^{-\eta h})^2 e^{-\eta(k-1)h} \cdot \left\{ \mu_c E(X^2) + \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C) \mu_x^2 \beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} - \lambda (1 - e^{-\beta h})^2 \cdot e^{-\beta(k-1)h} \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C) \mu_x^2}{\beta(\beta^2 - \eta^2)} \quad k \geq 1 \quad (7-13)$$

Recordar que,

$\eta^{-1}$ , representa la duración promedio de los pulsos;

$\beta^{-1}$ , corresponde con el tiempo promedio entre cada pulso individual y el origen del evento;

$\lambda^{-1}$ , representa el tiempo promedio entre dos eventos;

$\mu_x = E(X)$ , intensidad promedio de los pulsos;

$\mu_c = E(c)$  valor medio del número de celdas ó pulsos por evento;

$\rho = \frac{\lambda}{\eta}$ , parámetro adimensional que representa el factor de utilización;

$h$ , intervalo agregación/desagregación analizado

Definidas las expresiones del esquema de NSRPM, se formula la función objetivo:

$$Z = \left[ \left( \frac{F_1(\xi)}{F'_1} - 1 \right)^2 + \left( \frac{F_2(\xi)}{F'_2} - 1 \right)^2 + \dots + \left( \frac{F_n(\xi)}{F'_n} - 1 \right)^2 \right] \quad (7-14)$$

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,  $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ , son los momentos teóricos, {ecuaciones (7-11), (7-12) y (7-13)}, 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 (7-14). Considerando las expresiones anteriores (7-11, 7-12, 7-13 y 7-14) que permitirán obtener los parámetros teóricos y tomando los valores calculados en la Tabla 7-1 para los parámetros observados, se aplica programación matemática no lineal (NLP). Los resultados derivados de la optimización son los siguientes (Tabla 7-3):

**Tabla 7-3 Parámetros teóricos obtenidos a partir del esquema de NSRPM. Horario de 7-8**

$\lambda_1$ (min <sup>-1</sup> )	$\mu_{c_1}$ (número)	$\eta_1$ (min <sup>-1</sup> )	$\beta_1$ (min <sup>-1</sup> )	$\mu_{x_1}$ (L/min)
0.0391	4.115	2.789	0.553	8

Los resultados reflejan que el tiempo promedio entre la ocurrencia de dos eventos durante las 7 y 8 de la mañana es de  $\lambda_1^{-1} = 55.86$  minutos. Asimismo es importante mencionar que a diferencia de Alvisi *et al* (2003) en la solución del problema de optimización no fue necesario introducir pesos a la función objetivo y tampoco establecer valores fijos a ciertos parámetros, para garantizar valores razonables de los parámetros en la solución óptima.

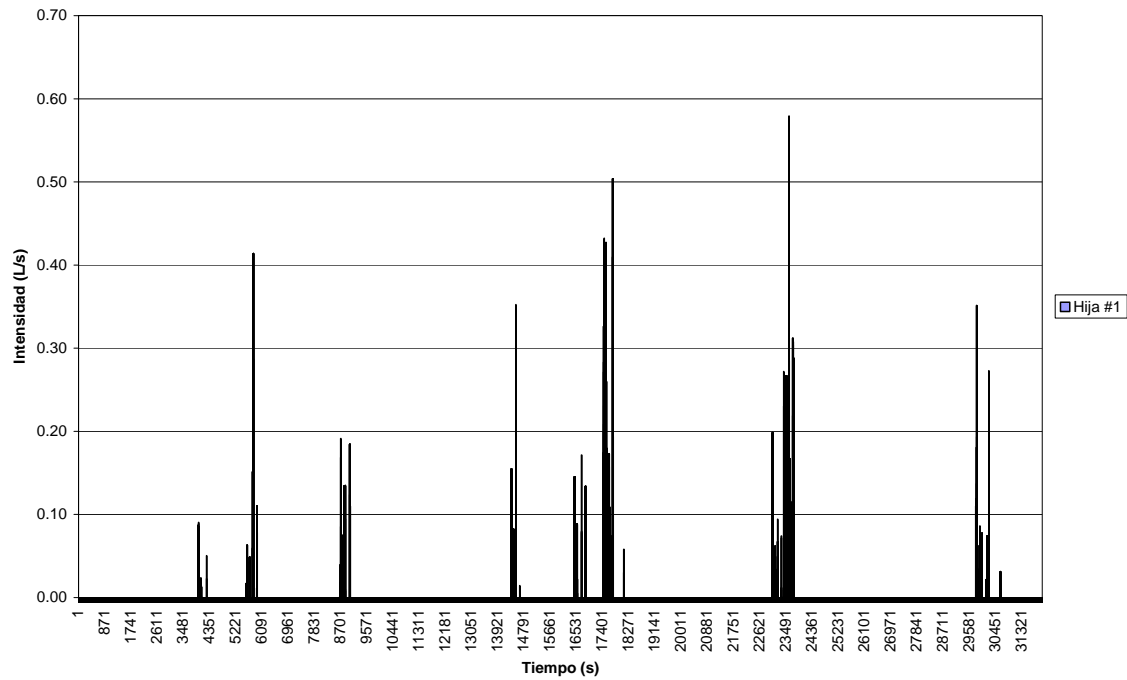
Al comparar los valores resultantes de la duración e intensidad de los pulsos en el proceso de NSRPM y la señal original medida con intervalo de registro de un segundo (señal abuela) tenemos lo siguiente:

**Tabla 7-4 Duración e intensidad de los pulsos (señal abuela y NSRPM)**

$\eta^{-I}_{abuela}$ (s)	$\eta^{-I}_{NSRPM}$ (s)	$\mu_{x_{abuela}}$ (L/min)	$\mu_{x_{NSRPM}}$ (L/min)
21.21	21.50	4.903	8

Si consideramos que la estimación de parámetros con el esquema de NSRPM se realizó considerando los parámetros estadísticos de la señal madre (señal agregada temporalmente), esto es con intervalo de registro de un minuto y en su momento en un posible caso, desconocer la señal abuela, se concluye que debido a la elevada similitud en la duración e intensidad de los pulsos entre la señal abuela y los obtenidos a partir del esquema de NSRPM, se concluye que el método es aplicable con cierta tolerancia a escalas de tiempo menores a las medidas originalmente.

Con la obtención de los parámetros teóricos del esquema de NSRPM ( $\lambda, \mu_c, \eta, \beta, \mu_x$ ), es posible generar las series sintéticas con el intervalo de agregación o desagregación deseado, a estas series las identificaremos como “señales hijas”, dado que se han obtenido a partir de los estadísticos de la señal madre. Las series fueron obtenidas con un generador propuesto por (Mellor, 2007)



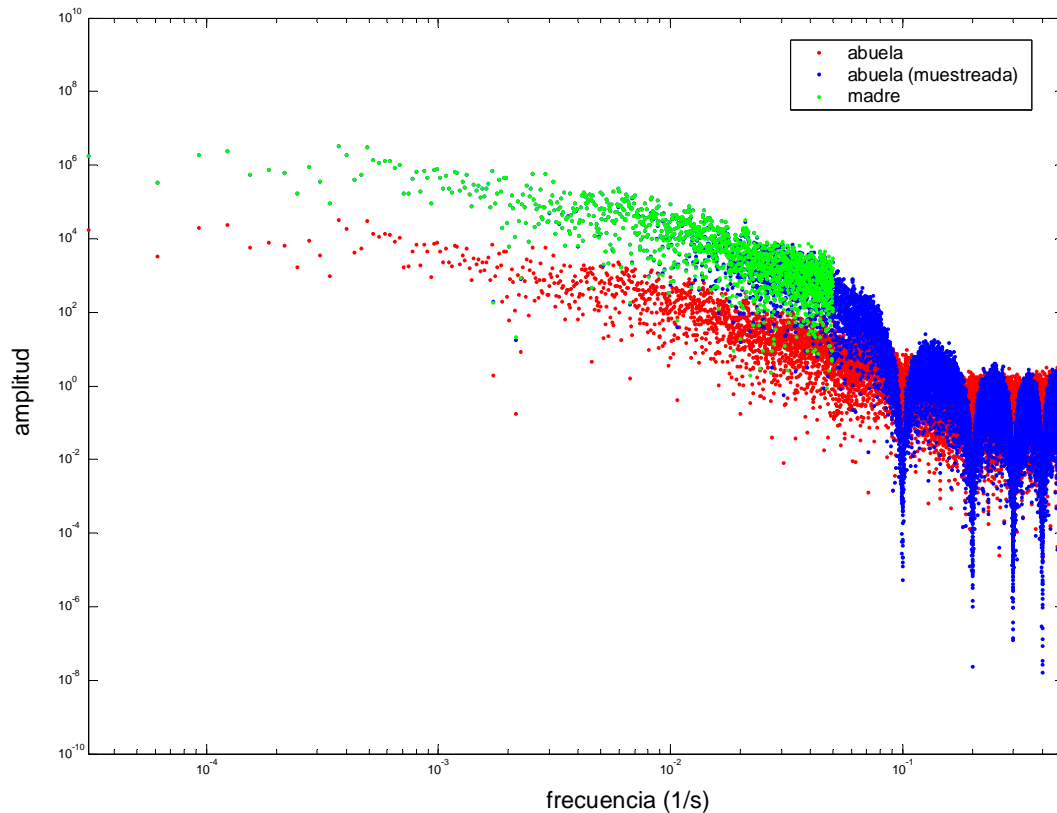
**Ilustración 7-8 Señales sintéticas generadas a partir del esquema de NSRPM (Señal hija #1)**

Podemos concluir que la aplicación del NSRPM es una herramienta poderosa en el proceso de agregación y desagregación temporal. Esta situación se valida al obtener parámetros estadísticos (media e intensidad) de los pulsos muy similares entre la señal abuela y los obtenidos en el proceso de optimización no lineal resultante del esquema de NSRPM.

#### 7.4.5 Análisis espectral

Una vez validado el esquema de NSRPM y teniendo las señales abuela, madre e hijas en el espacio físico, transformaremos las señales para construir el espectro en el espacio Fourier de cada una de ellas. Para ello se emplea la transformada discreta de Fourier (DFT) y los algoritmos eficientes compuestos por la transformada rápida de Fourier (FFT).

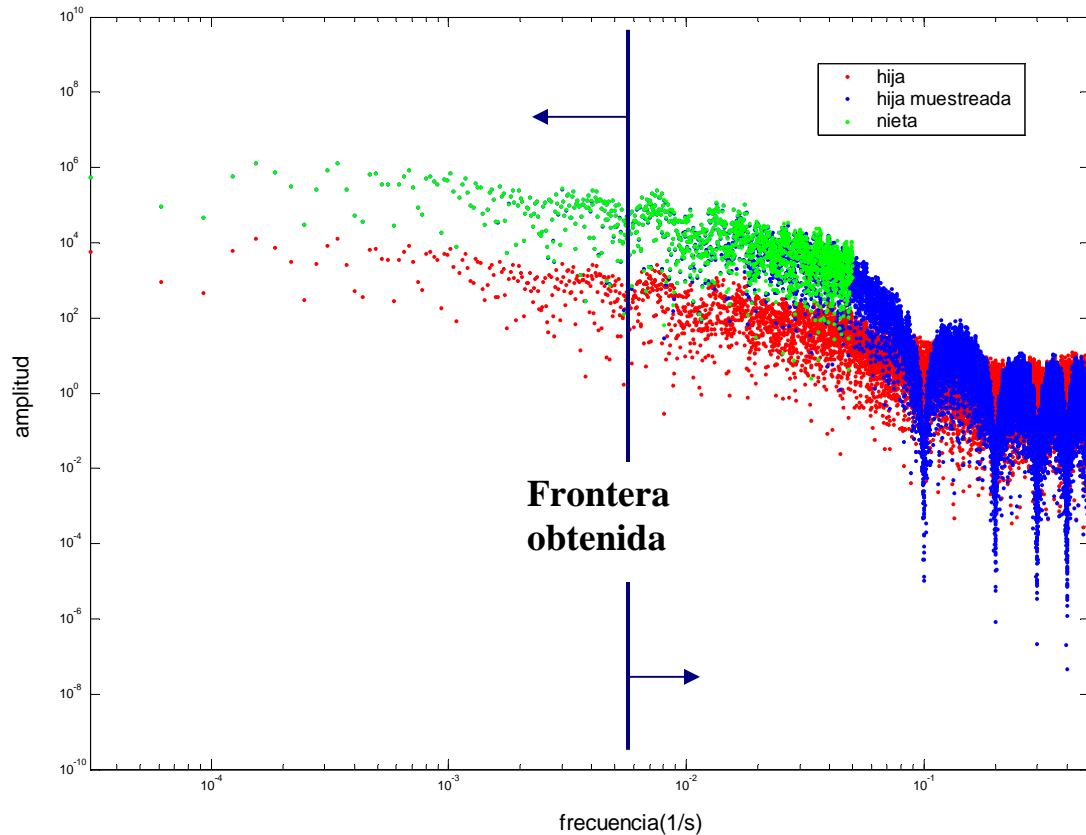
Aplicando la FFT y multiplicándola por su conjugado, obtenemos el espectro de la señal analizada [Ilustración 7-9].



**Ilustración 7-9 Espectros de las señales abuela y madre (registros acumulados)**

En la ilustración se observa que el espectro de la señal abuela presenta un elevado nivel de energía mientras mayor sea el valor de la frecuencia. Esto se debe fundamentalmente a la naturaleza de los pulsos de consumo doméstico: corta duración y elevada intensidad.

Con fines de validación y comparación con los espectros de las señales abuela y madre, se determinaron los espectros de algunas señales hijas [Ilustración 7-10]. Es importante mencionar que de igual forma que la señal madre es la acumulación de la señal abuela, la señal nieta lo será de la señal hija.



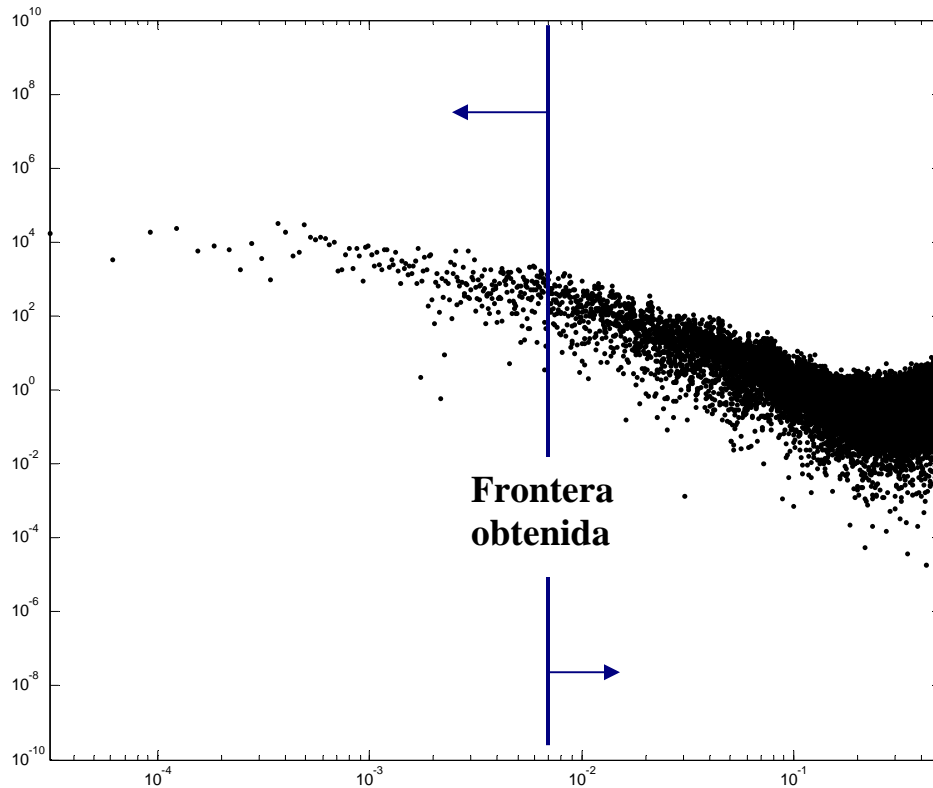
### Ilustración 7-10 Espectros obtenidos a partir de la “señal hija”

Realizando una comparativa entre los espectros preliminares obtenidos a partir de las señales abuela e hija podemos concluir que son muy similares, ambos presentan un fuerte cambio de pendiente en la frecuencia cercana a  $5^{-3} \text{ s}^{-1}$  ( $200\text{s} = 3.33 \text{ minutos}$ ). Este cambio abrupto en la pendiente permite identificar la frontera que define el intervalo de registro óptimo para realizar procesos de agregación y desagregación temporal.

Sin embargo los espectros obtenidos están relacionados a procesos basados en registros puntuales, esta situación no se apega completamente a la naturaleza del consumo doméstico, dado que los registros obtenidos por los equipos de medición, son lecturas

“acumuladas” o promediadas. Es por ello que los espectros finales deberán tener un tratamiento diferente.

Por lo anterior empleando los datos de la señal abuela y afectando su espectro por la función integradora definida en las ecuaciones 7-6 y 7-10 obtenemos el espectro final.



### **Ilustración 7- 11 Espectro afectado por la función propuesta**

Finalmente al obtener el espectro afectado por la función integradora, se localiza la frontera que define el rango apropiado para efectuar los procesos de agregación y desagregación temporal empleando esquemas como NSRPM.

La ubicación de la frontera no tuvo cambios con relación a la obtenida en las pruebas anteriores, se localiza también en los 3.33 minutos o 200 segundos ( $5 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$ ), por lo que



en caso de medir con un intervalo de registro mayor a ello, se comenzará a perder información dando origen al fenómeno de enmascaramiento o “aliasing”.

#### 7.4.6 Conclusiones de la primera etapa

Se encontró que el intervalo óptimo para realizar procesos agregación y desagregación temporal se encuentra de 1 a 200 segundos, esto es, la frontera se ubica en los 3.33 minutos. Este resultado se afectó debido a la naturaleza de los registros del consumo doméstico (acumulados) por una función integradora propuesta.

Finalmente dentro de la metodología propuesta en esta primera etapa se detectó que el truncamiento de la señal a un solo horario y con ello el agrupamiento de varias series de un mismo horario para conformar la señal abuela original, origina una discontinuidad en el tiempo, que dentro del espacio de Fourier genera espectros “alterados”. Por esta razón en la etapa que se describe a continuación, se involucran series continuas en el tiempo, además de incorporar promedios de ensamble entre las series.

### **7.5. Segunda etapa**

La principal diferencia de esta etapa con respecto a la primera, es realizar un tratamiento diferente de las series de consumo. Para este caso se consideraron series entre las 5:00 a.m. y 12:00 p.m. (series continuas en el tiempo), esto resulta diferente al proceso anterior, donde únicamente se consideraban grupos de series de 7:00 a 8:00 am, que eran extraídos de un día de la semana y posteriormente eran agrupados (pegados) con los demás días de la semana en ese mismo horario. Lo anterior originaba discontinuidad en el tiempo, sobretodo en el límite entre una serie y otra, esto es al final de la primera serie (8:00 a.m.) y el inicio de la segunda serie (7:00 a.m.).

### 7.5.1 Metodología

Los pasos a seguir en esta segunda etapa se componen de los siguientes:

1. Medición en campo del consumo doméstico (5:00 a.m a 12:00 p.m.) con intervalo de registro de un segundo. Estas series corresponden a las señales “abuelas”.
2. Agregación de los registros con base en un intervalo seleccionado (1s, 2 s, 5 s, 30 s, 60 s, 120 s, 180 s, 240 s, 300 s, 360 s, 420 s, 480 s, 540 s, 600 s)
3. Aplicación de la función de autocovarianza a cada serie de consumo agregada. En este punto se deberá seleccionar un desplazamiento determinado (lag).
4. Realización del promedio de ensamble en cada serie afectada por la función de autocovarianza. Considerar que la señal es periódica por lo que se deberán ajustar los resultados de la serie ensamblada. La señal obtenida es la denominada “madre”.
5. Obtención del espectro a partir de la serie ensamblada
6. Determinación del rango o frontera para la aplicación de los esquemas de desagregación temporal empleando técnicas soportadas en el análisis de Fourier

Por lo anterior en el procedimiento es necesario retomar la definición de espectro aplicado a una señal:

$$S_{vv}(\omega) = \mathcal{F} \{R_{vv}(\tau)\} \quad (7-11)$$

donde,

$R_{vv}$  es la función de autocovarianza

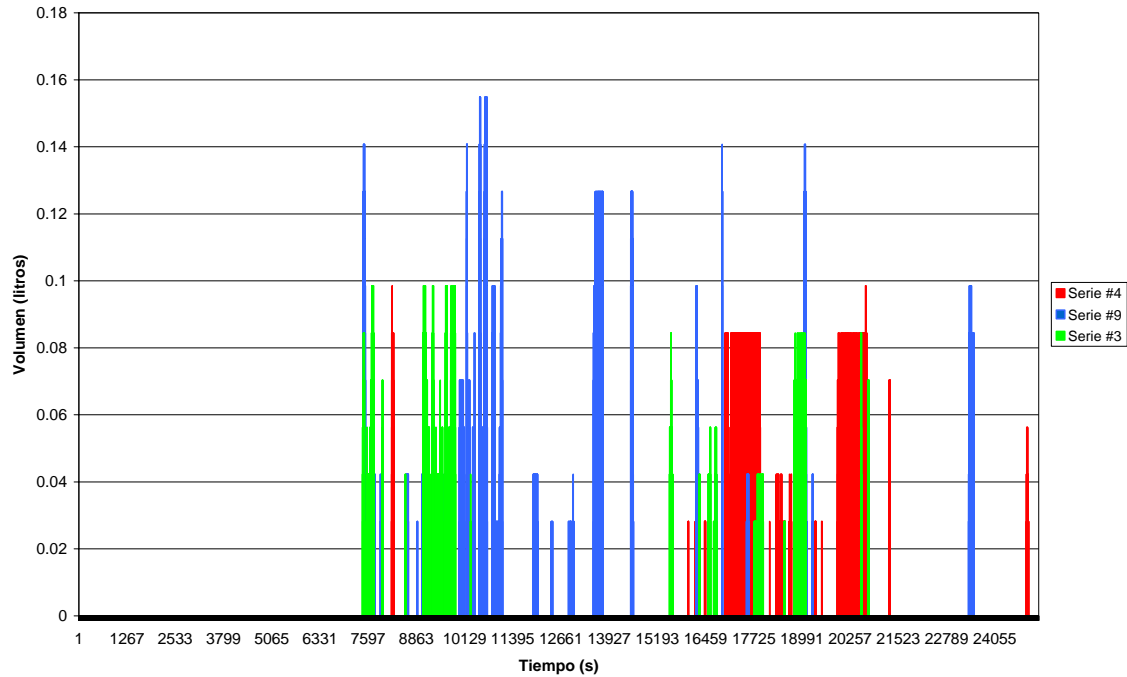
$\tau$ , desplazamiento (lag)

La función de autocovarianza se define como:

$$\begin{aligned} R_{vv}(\tau) &= \langle v(t)v(t+\tau) \rangle \\ &= \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N v^{(n)}(t)v^{(n)}(t+\tau) \end{aligned} \quad (7-12)$$

### 7.5.2 Validación del esquema propuesto

De igual forma que en la obtención del rango de aplicación de los procesos de desagregación temporal del esquema de NSRPM, se seleccionaron las mismas 10 series de consumo con intervalo de registro de un segundo medidas en una sola casa habitación [Ilustración 7-12]. Estas series fueron seleccionadas nuevamente a partir de la base de datos obtenida por Alcocer y Tzatchkov, 2004 y representan un horario de consumo entre 5:00 a.m. y 12:00 p.m.



**Ilustración 7-12 Series de consumo medidas con intervalo de registro de un segundo (5:00 a.m. – 12:00 p.m.)**

Una vez seleccionadas las series y el intervalo de agregación ( $h$ ), se aplica la función de autocovarianza (AutoCOVAR) en cada serie de consumo involucrada [Ilustración 7-13]. Durante el proceso de obtención de la serie ensamblada, el desplazamiento (lag) considerado en cada una de las 10 series, es el siguiente (Aldama, 1990):

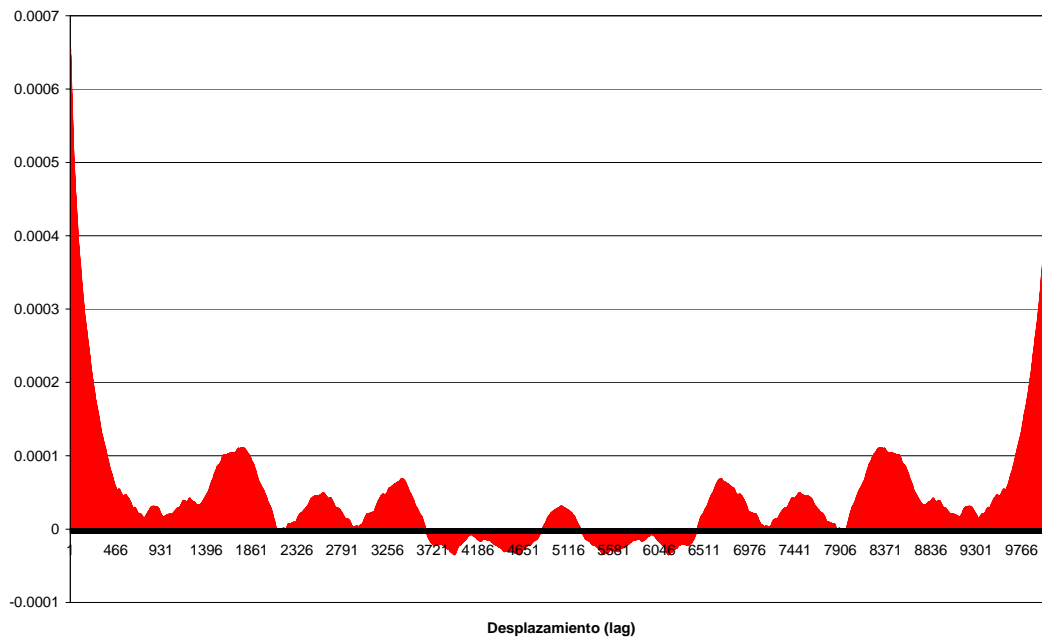
$$L_c = \frac{L}{5}, \tag{7-13}$$

donde:

$L_c$ , longitud de la serie ensamblada y afectada por la función (AutoCOVAR)

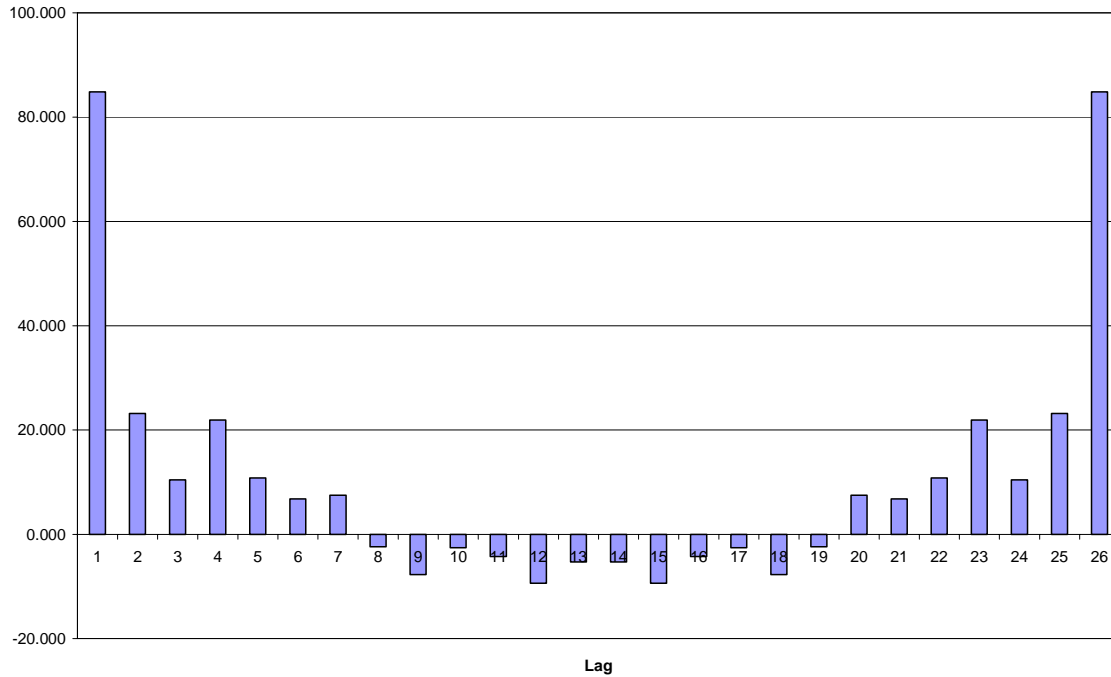
$L$ , longitud total de la serie medida en campo

A partir de ello se realiza el promedio de ensamble involucrando las 10 series seleccionadas y afectadas por la función de AutoCOVAR. Lo anterior con el objetivo de obtener una sola serie, al cual llamaremos señal “abuela”. Recordar que la serie es periódica, por lo que la serie ensamblada deberá ser afectada por ello.



**Ilustración 7-13 Señal “abuela” resultante y ensamblada en términos de la función de AutoCOVAR ( $h = 1s$ )**

El intervalo de agregación ( $h$ ) afectará directamente la longitud de la serie, por lo que entre mayor sea este intervalo, menor será la señal “abuela” resultante y ensamblada.

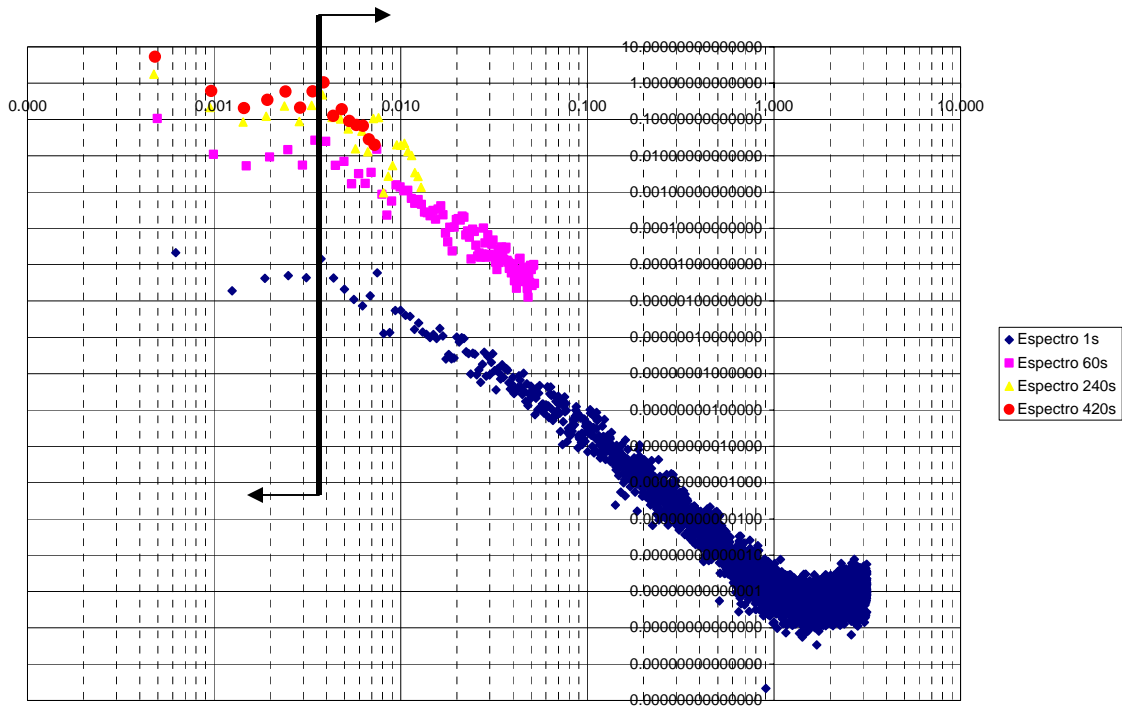


**Ilustración 7-14 Señal “abuela” resultante y ensamblada en términos de la función de AutoCOVAR ( $h = 540s$ )**

### 7.5.3. Análisis espectral de las series de consumo

Una vez obtenidas las señales ensambladas se procede al cálculo del espectro, empleando el análisis de Fourier. De igual forma que en la primera etapa del presente capítulo, se emplean directamente la transformada rápida de Fourier (FFT) y su transformada discreta (DFT).

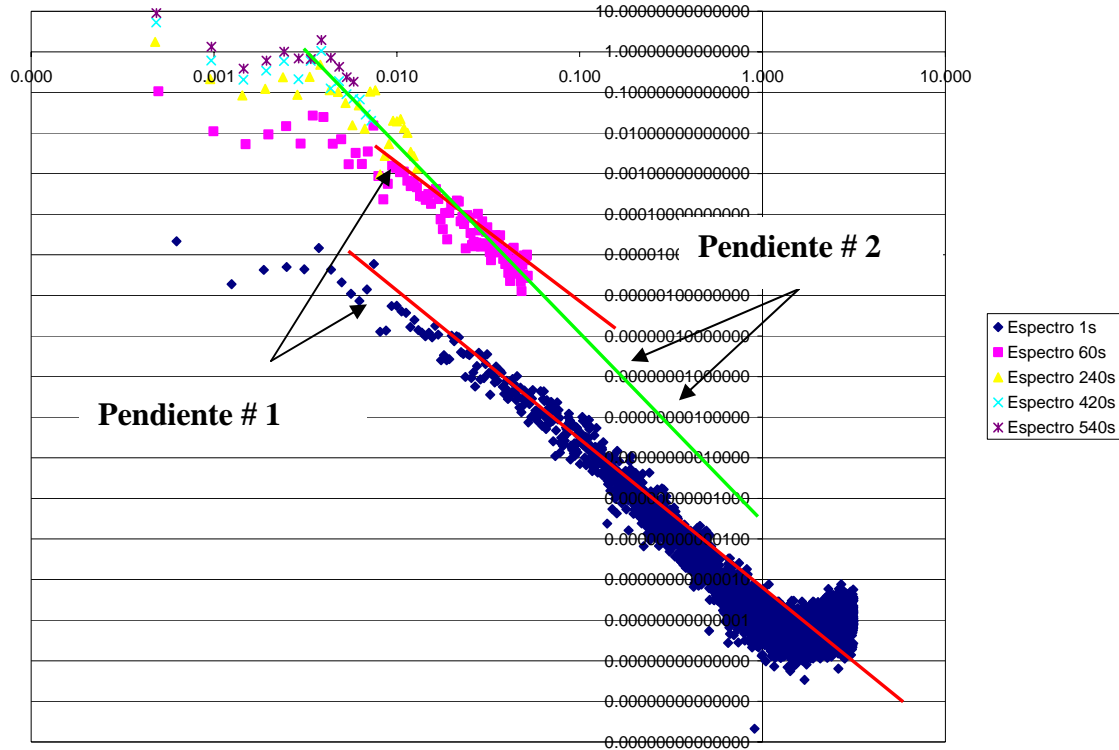
Directamente de las series ensambladas en el punto anterior, se obtienen los siguientes espectros [Ilustración 7-15].



**Ilustración 7-15 Espectro obtenidos a partir de las señales “abuelas” y “madres” ensambladas**

Empleando el primer criterio del cambio de pendiente en el espectro de un segundo, se aprecia que la frontera se localiza en 0.004, esto es, 250 segundos que corresponden a 4.166 minutos [Ilustración 7-15].

Sin embargo, existe otro criterio para definir la frontera o rango de aplicación de los procesos de desagregación temporal. Esto se realiza con la determinación de los diferentes espectros obtenidos a partir de los diferentes intervalos de agregación ( $h$ ) aplicados a la serie original (abuela) con intervalo de registro de un segundo [Ilustración 7-16].



**Ilustración 7-16 Comparación de pendientes de los espectros obtenidos a partir de las señales “abuelas” y “madres” ensambladas**

La ventaja de este procedimiento en nuestro experimento es que se cuenta con la serie de menor intervalo de registro (1s). Lo anterior permitirá validar la solución cuando se pretenda obtener el espectro de un segundo a partir de aquellos con intervalo de agregación mayor. El criterio fundamental es la pendiente que presenta el espectro mismo. Por ejemplo, si la pendiente del espectro con  $h = 60s$  es igual o muy similar a  $h = 1s$ , es posible concluir que a partir de registros con  $h = 60s$  será posible recuperar información con intervalo de registro de un segundo. Caso contrario cuando la pendiente resulta diferente con respecto a  $h = 1s$ , se concluye que no será posible desagregar temporal los registros desde ese intervalo de agregación hasta un segundo. Esto se puede apreciar con mayor claridad, en la ilustración anterior al presentarse dos pendientes diferentes (#1 y #2).



Las pendientes de los espectros con  $h= 420$  s y  $h= 540$  s, tiene una pendiente distinta a la obtenida con  $h =1$ s, por ello será difícil recuperar información a partir de esos intervalos “gruesos” de agregación.

Siguiendo el criterio anterior, se determinó que la serie “madre” con  $h= 240$ s presenta una pendiente similar a la obtenida con  $h=1$ s, por lo que se concluye que el rango de aplicación de los procesos de agregación y desagregación temporal empleando técnicas del análisis de Fourier es entre los 240 y un segundo. Esta frontera coincide con la determinada en el capítulo anterior de la presente tesis, donde se emplearon técnicas de optimización no lineal (NLP).

#### 7.5.4. Conclusiones

El proceso basado en el análisis de Fourier, es posible aplicarlo como herramienta de desagregación temporal y obtener el intervalo de registro óptimo de medición en campo. A partir del primer criterio descrito, se obtuvo que el rango de aplicación del esquema esta entre los 250 y 1 segundos. En otras palabras, es posible medir con intervalo de registro hasta de 250 segundos y recuperar información con intervalo de registro de un segundo. Lo anterior facilitará las labores de medición y el esfuerzo computacional que implicaría el manejo de una base de datos de grandes dimensiones. En un segundo criterio se determinó que la frontera del rango de aplicación para desagregar registros esta entre 240 y 1 segundos. Este segundo criterio tiene una mayor solidez teórica debido a la consideración de emplear series continuas en el tiempo y no “truncadas” o acotadas a un horario fijo como se presentó en el primer criterio.

Por otra parte, es importante señalar que los resultados obtenidos resultan muy similares a los obtenidos a partir técnicas estocásticas, como las presentadas en el capítulo 6, donde se emplea el esquema de NSRPM.

En resumen a través de ambas técnicas, muy diferentes entre ellas, se llegó a un mismo resultado, por lo tanto la determinación del rango de aplicación de los esquemas de desagregación temporal se encuentra entre 240 y un segundo.

## **8. CONCLUSIONES**

A través de la presente tesis, se obtuvieron resultados capaces de representar el comportamiento hidráulico de una red de distribución en servicio ubicada en el sector Humaya de la ciudad de Culiacán, Sinaloa. Además de los resultados hidráulicos, y tomándolos como base, se construyó un modelo de calidad del agua. Primeramente se obtuvieron las constantes de reacción del cloro con el agua  $k_b$  y con la pared de las diferentes tuberías,  $k_w$ . La constante de reacción con el agua para el sector Humaya, es  $k_b = 0.0334 \text{ horas}^{-1}$ . Este valor es inferior al obtenido en un estudio similar reportado por (Alcocer, V *et al*, 2004) en la zona Norte de Culiacán, el cual fue de  $k_b = 0.09881 \text{ horas}^{-1}$ . Lo anterior confirma, que la constante de reacción con el volumen de agua,  $k_b$ , presenta diferencias aún en zonas contiguas. Esto se debe en buena medida al diferente tipo de fuente de abastecimiento de las zonas, siendo la zona Norte abastecida por dos plantas potabilizadoras (agua superficial) y el área de Humaya por pozos profundos (agua subterránea).

Una vez obtenidos los resultados hidráulicos y de calidad del agua dentro de la red de distribución en servicio, se abordó la variable con mayor incertidumbre para establecer un conocimiento hidráulico detallado: el consumo.

El conocimiento detallado de forma temporal de los consumos es una aportación realizada en el estudio. Con un intervalo de un segundo durante 101 días aproximadamente, se almacenaron registros de consumo, lo anterior representa más 26'000,000 de datos conformando uno de los estudios con mayor número de registros de consumo en México y América Latina y uno de los más grandes a nivel internacional.

A partir de estos de estudios se concluye que únicamente del tres al cinco por ciento del total del día se destinan a actividades de consumo de agua. También contribuye en la proposición de nuevos estudios sobre la curva de la variación de la demanda, la cual presenta la principal desventaja de incluir las fugas, situación irreal al intentar representar la demanda de los usuarios.

El análisis abordado marca un parte aguas sobre estudios de consumo y su inclusión a la modelación de las redes de agua potable será de relevancia. En este último apartado presenta nuevos horizontes en el campo de la modelación en sistemas de distribución en los próximos años.

Con base en lo anterior, se propuso un método basado en el esquema de Neyman-Scott (NSRPM), el cual tuvo resultados satisfactorios comparados con las mediciones realizadas en campo. Esta situación manifiesta que con el método propuesto es posible obtener los parámetros del consumo estocástico instantáneo a partir de mediciones con intervalo de registro mayor a un segundo, sin perder precisión en el cálculo de las series de consumo. Además se reducirán de forma considerable los costos asociados a la medición, dado que no se requerirán sofisticados equipos de medición y demasiado personal para la recolección y procesamiento de los datos.

A través de este tipo de métodos que involucren la desagregación temporal, se tendrá la oportunidad de acoplarlos con programas de simulación comerciales o de dominio público, como EPANET, y así poder realizar cálculos hidráulicos y de calidad del agua dentro de las redes de distribución con mayor precisión.

Entre los resultados con mayor relevancia en este apartado, se obtuvo que el rango de aplicación del esquema propuesto de NSRPM, aplicado a registros de consumo doméstico, está entre los 240 y 1 segundos. En otras palabras, es posible medir con intervalo de registro hasta de 240 segundos y recuperar información con intervalo de registro de un segundo. Lo anterior facilitará las labores de medición y el esfuerzo computacional que implicaría el manejo de una base de datos de grandes dimensiones.

Por su parte, el procedimiento basado en el análisis de Fourier, a través de la determinación de los espectros de las señales, obtuvo en una primera etapa, que el rango de aplicación para desagregar registros de consumo doméstico está entre los 250 y 1 segundos. Por otro lado, en una segunda etapa, establecida con mayor rigor matemático, al considerar a las series continuas y periódicas, se determinó que la frontera del rango de aplicación para desagregar registros de consumo está entre 240 y 1 segundos.

En resumen a través de ambas técnicas, muy diferentes entre ellas, se llegó a un mismo resultado, por lo tanto la determinación del rango de aplicación de los esquemas de desagregación temporal aplicados a registros de consumo, se encuentra entre 240 y un segundo.

La desagregación temporal a través de las dos técnicas expuestas (estocásticas y Fourier), podrán en un futuro acoplarse con esquemas de agregación espacial (Tzatchkov *et al*, 2006) y así generar guías que definan el intervalo de medición dependiendo del tipo de estudio que se aborde, el grado de esqueletización más adecuado, y de la simulación que se aborde dentro de las redes de distribución,

incluyendo modelos que requieren de mayor detalle hasta a nivel de tuberías con las tomas domiciliarias o incluso los accesorios ubicados dentro de la casa habitación.

Las técnicas descritas han sido desarrolladas y probadas para redes con servicio continuo. A pesar de que en principio la metodología que se propone es general, su aplicación tendría que validarse aparte en servicios con discontinuidad dado que los patrones de demanda o consumo serían muy diferentes a los que sí presentan continuidad en el servicio de agua.

## BIBLIOGRAFÍA

Alcocer V., Tzatchkov, V., Feliciano D., Mejía E., Martínez E., (2002). *Implementación y calibración de un modelo de calidad del agua en sistemas de agua potable*. Informe final, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua-Comisión Nacional del Agua, Jiutepec, México, 219 páginas.

Alcocer-Yamanaka, V., Tzatchkov, V., Feliciano, D., Maravilla, E., Martínez, E. (2003). *Modelo de transporte de sustancias en flujo no permanente en redes de agua potable*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua-Comisión Nacional del Agua. Informe final, 119 págs.

Alcocer-Yamanaka, V., Tzatchkov, V., Buchberger, S., Arreguín, C. F. y Feliciano, G. (2004). “Stochastic Residential Water Demand Characterization”. World Water & Environmental Resources Congress - 6th. Annual Symposium on Water Distribution System Analysis, June 2004, Salt Lake City, Utah, USA.

Alcocer-Yamanaka, V. y Tzatchkov, V. (2004). “Estudio de la variación espacial y temporal de la demanda en redes de agua potable”. *Informe técnico*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 272 p.

Alcocer-Yamanaka, V. y Tzatchkov, V. (2005). “Estudio de la variación espacial y temporal del consumo intradomiciliario”. *Informe técnico*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 99 p.



Alcocer-Yamanaka, V., Tzatchkov, V. y Buchberger, S. (2006). “*Instantaneous water demand parameter estimation from coarse meter readings*”. 8<sup>th</sup> Annual Water Distribution System Analysis, Symposium. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, OH, USA.

Alcocer-Yamanaka, V., Tzatchkov, V., García, R., Buchberger, S., Arreguín, F., León, T. (2007). “Estimación de parámetros del consumo instantáneo de agua potable de lecturas acumuladas”, *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, (aceptado - en proceso de divulgación)

Aldama, A. A. (1990). “Filtering Techniques for Turbulent Flow Simulation”, *Lectures Notes in Engineering*, No. 56, Springer-Verlang, Edited by C.A. Brebbia and S. A. Orszag.

Alvisi, S., Franchini, M. y Marinelli, A. (2003). “A Stochastic Model for Representing Drinking Water Demand at residencial Level”, *Water Resources Management*, Vol. 17, No. 3, p. 197-222.

Aris, R. (1956). “On the dispersion of a solute in a fluid flowing through a tube”. *Proceedings Royal Society (London)*, A235, pp. 67-77.

American Water Works Research Foundation, AWWARF – Environmental Protection Agency, EPA, (1991). *Water quality modeling in distribution systems. Conference proceedings*. Cincinnati, Ohio, 1991.

American Water Works Research Foundation, AWWARF, (1996). *Characterization and Modeling of Chlorine Decay in Distribution Systems*. Denver, CO. ISBN 0-89867-870-6.

Beatty, R., Bliss, P., Vintaje, D. (1996). "Analysis of factors influencing chlorine decay in piped distribution systems". *Journal American Water Works Association*, 16, pp.159-165.

Biswas, P., Clark, R. (1993). "A model for chlorine concentration decay in pipes". *Water Research*, 27, pp.1715-1724.

Bo, Z., Islam, S., Eltahir, E. (1994). "Aggregation-disaggregation properties of a stochastic rainfall model". *Water Resources Research*, Vol. 30, No. 12, pp. 3423-3435, December 1994.

Boulos, P., Altman, T., Jarrige, P., Collevati, F. (1995). "Discrete simulation approach for network water quality models". *Journal of Water Resources Planning and Management*, 121, pp. 49-60

Boulos, P., F., Grayman, W., Bowcock, R., Clapp, J., Rossman, L., Clark, R., Deininger, R., Dhingra, A. (1996). "Hydraulic mixing and free chlorine residual in reservoirs". *Journal of the American Water Works Association*, 88(7), pp. 48-59.

Boulos, P., Lansey, K., Karney, B. (2004). *Comprehensive Water Distribution Systems Analysis Handbook for Engineers and Planners*. First Edition, MWH Soft, Inc., Pasadena, California.

Buchberger, S. y Wu, L. (1995). "A model for instantaneous residential water demands", *Journal of Hydraulics Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 3, p. 232-246.

Buchberger, S. y Wells, G. (1996). "Intensity, duration and frequency of residential water demands", *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 122, No. 1, p. 11-19.

Buchberger, S.G. and Lee, Y. (1999). *Evidence supporting the Poisson pulse hypothesis for residential water demands. In: Water Industry Systems: modeling and optimization applications, Volume 1*, D. Savic and G. Walters, Eds., Research Studies Press Ltd., Baldock, U.K., 215-227

Buchberger, S.G. Carter, J.T., Y. Lee y Schade. T.G. (2003). *Random Demands, Travel Times, and Water Quality in Deadends*, AWWA Research Foundation, 2003.

Buchberger, S. G. y Nadimpalli, G. (2004). "Leak Estimation in Water Distribution Systems by Statistical Analysis of Flow Readings", *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 130, No. 4, p. 321-329.

Chatwin, P.C. (1970) "The approach to normality of concentration distribution of a solute in solvent flowing along a straight pipe", *Journal of Fluid Mechanics*, 43, pp. 321-352.

Chávez, C., Fuentes, O., Osnaya, R. (1998). "Modelo para obtener la concentración del cloro en las redes de tuberías". *Memorias del XVIII Congreso LATinoamericanol de Hidráulica, Colección Avances en hidráulica I*. Oaxaca, Oaxaca, México, pp. 873-882.

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*. Morelia, Michoacán, México, pp. 265-270.

Clark, M. (1996). *Transport modeling for environmental engineers and scientists*, John Wiley & Sons, Nueva York, 1996.

Clark, R. M. and W. M. Grayman, (1992). “Contaminant propagation models: operating distribution systems to improve water quality”. *AWWA Distribution System Symposium Proceedings*, Philadelphia, 1992, pp. 159-185.

Clark, R. M., Grayman, W., Males, R. and Hess, A. (1993). “Modeling Contaminant propagation in drinking-water distribution systems”. *Journal of Environmental Engineering*, Vol. 119, no.2, marzo/abril, pp. 349- 363.

Clark, R., Grayman, W., Goodrich, J., Deininger, R., Skov, K. (1994). “Measuring and modeling chlorine propagation in water distribution systems”. *Journal of Water Resources Planning and Management*. 120, pp. 871-887

Clark, R., Grayman, W. (1998). *Modeling Water quality in Drinking Water Distribution systems*. American Water Works Association, Denver, CO. USA.

CNA, (1992). *Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*, MAPAS.

CNA, (1993), *Estudio de actualización de dotaciones en el país*, Informe final, IMTA, Jiutepec, Mor.

CNA, (2004). *Datos Básicos (2a. edición)*. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Subdirección General Técnica-Comisión Nacional del Agua.

Córdova, J. R., y Bras, R. L. (1979). “Stochastic control of irrigation Systems”, *Rep. 234*, Ralph M. Parsons Lab. For Water Resources and Hydrodynamic, MIT, Cambridge.

Cowpertwait, P. (1991). "Further Developments of the Neyman-Scott Clustered Point Process for Modeling Rainfall", *Water Resources Research*, Vol. 27, No. 7, July, p. 1431-1438.

Cowpertwait, P., O'Connell, P., Metcalfe, A. y Mawdsley, J. (1996<sup>a</sup>). "Stochastic point process modeling of rainfall, I. Single-site fitting and validation", *Journal of Hydrology*, Vol. 175, p. 17-46.

Cowpertwait, P., O'Connell, P., Metcalfe, A. y Mawdsley, J. (1996<sup>b</sup>). "Stochastic point process modeling of rainfall, II. Regionalisation and disaggregation", *Journal of Hydrology*, Vol. 175, p. 47-65.

Cox, D. R. e Isham, V. (1980). *Point Process*. London: Chapman and Hall.

Cross, H. (1936). "Analysis of flow in networks of conduits or conductors". University of Illinois.

Cruickshank, C., Chávez, C. (2004). "Mezcla de sustancias en cruces de tuberías". XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, São Pedro, São Paulo, Brasil, octubre, 2004. IAHR – AIPH.

Cutter, M. (2004). "Dispersion in Steady Pipe Flow with Reynolds Number Under 10,000". *MS Thesis*. Division of Research and Advanced Studies of the University of Cincinnati.

Devore, J. (2000). *Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias*. 5<sup>th</sup> Edition. Thomson Learning. México, D.F.

Doob, J. L. (1953). *Stochastic Processes*, John Wiley, New York.

Edwards, D., Denny, V., Mills, A. (1976). *Transport process*. New York, McGraw Hill.

El-Sharbagy, W. (2000). “Kinetics of THM species in finished drinking water.” *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 126(1), pp. 21-28.

Entekhabi, D., Rodríguez-Iturbe, I. y Eagleson, P. (1989). “Probabilistic Representation of the Temporal Rainfall Process by a Modified Neyman-Scott Rectangular Pulses Model: Parameter Estimation and Validation”, *Water Resources Research*, Vol. 25, No. 2, February, p. 295-302.

Feliciano, D. (2005). “Análisis y caracterización estocástica del consumo de agua potable en viviendas de Culiacán, Sinaloa”. *Tesis de maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.

García, V. (2003). “Modelación de la Demanda Urbana de Agua”. *Tesis Doctoral*. Universidad Politécnica de Valencia- Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente.

George, A., Liu, J. (1981). *Computer Solution of Large Sparse Positive Definite Systems*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, Inc.

Gill, W.N. & Sankarasubramanian, R. (1970). "Exact analysis of unsteady convective diffusion, Proc. Roy. Soc. (London)", *Proc. Roy. Soc. (London)*, A316, pp. 341-350.

Grayman, W. y Clark, R. (1993). "Using computer models to determine the effect of storage on water quality". *Journal of the American Water Works Association*, 85(7), pp. 67-77.

Grayman, W., Deininger, R., Green, A., Boulos, P., Bowcock, R., Godwin, C. (1996). "Water quality and mixing models for tanks and reservoirs". *Journal of the American Water Works Association*, pp.60-73.

Grayman, W., Rossman, L., Arnold, C., Deininger, R., Smith, C., Smith, J., Schnipke, R. (1999). *Water Quality Modeling of Distribution System Storage Facilities*. American Water Works Association Research Foundation and American Water Works Association, Denver, CO. USA.

Grayman, W., Rossman, L., Geldreich, E. (2000). "Water quality". *Water Distribution Systems Handbook*, L. W. Mays, ed., McGraw-Hill, USA, 9.1-9.24.

Guercio, R., Magini, R. y Pallavicini, I. (2001). "Instantaneous residencial water demand as stochastic point process". *Water Resources Management*, Eds. Brebbia et al., WIT Press, p. 129-138.

Guerrero, O. (2002). "Modelo hidráulico para redes de agua potable", *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, vol. XVII, núm. 1, enero-marzo 2002, pp. 31-48.

Haestad Press, (1999). "Calibration Accuracy". *Current Methods*, Vol 1., núm 1., pp. 21

Hua, F., West, J., Barker, R., Forster, C. (1999). "Modeling of chlorine Decay in Municipal Water Supplies". *Water Research*. Vol. 32, No. 12, pp. 2735-2746.

JAPAC, (2002). Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culiacán. Gerencia de Planeación.

JAPAC, (2003). *Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culiacán*. Gerencia de Operación y Mantenimiento.

Kennedy, M., Moegling, S., Sarikelle, S., Suravallop, K. (1993). "Assessing the effects of storage tank design on water quality". *Journal of the American Water Works Association*, 85(7), pp. 78-88.

Kiya, F. y Murakawa, S. (1989). *Design Load for Water Supply in Buildings*, A.A. Balkema/Rotterdam, Tokyo.

Koechling, M. (1998). Assessment and modeling of chlorine reactions with natural organic matter: Impact of source water quality and reaction conditions. *Ph. D Thesis*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, Cincinnati, Ohio.

Lewis, P. A. (1972). "Recent results in the statistical analysis of univariate point process", *Stochastic Point Processes: Statistical Analysis, Theory and Applications*, P.A. W. Lewis, Ed. New York: Wiley-Interscience, 1972, p. 199-256.

Li, Z. y Buchberger, S. (2006). PRPsym Users Guide. *University of Cincinnati*, Cincinnati, Ohio.



Li, Z. (2006). *Network Water Quality Modeling with Stochastic Demands and Mass Dispersion*, Ph. D. Thesis. University of Cincinnati, Cincinnati, Ohio.

Lipskii, B. (1988). [Análisis Combinatorio para programadores], Mir, Moscú (en ruso).

Liou, C., Kroon, J. (1987). “Modeling the propagation of waterborne substances in distribution networks”. *Journal of the American Water Works Association*, 79(11), pp. 54-58.

Males, R., Clark, R., Wehrman, P., Gates, W. (1985). “Algorithm for mixing problems in water systems”. *Journal of Hydraulic Division*, 111, pp. 206-219.

Mau, R., Boulos, P., Clark, R., Grayman, W., Tekippe, R., Trussell, R. (1995). “Explicit mathematical models of distribution storage water quality”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(10), pp. 699-709.

Mellor, D. (2007). *Generalized Neyman-Scott Model., Version 3.3.1 beta*. GNU (General Public License), Copyright 1989, 1991 Free Software Foundation Inc, Cambridge, MA, USA

Nadimpalli, G. y Buchberger, S (2003). “Estimation of Parameters for Poisson Pulse Model of Residential Water Demands”, *Informe técnico*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, Agosto, p. 43

Neyman, J. y Scott, E. L. (1958). “A statistical approach to problems of cosmology”, *J. Royal Stat. Soc., Ser. B.*, Vol. 20, p. 1-43.

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

Ochoa, L., Rangel, J., Rodríguez, J., Delgado, J., Vázquez, A. (1994). *Datos básicos. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Subdirección General e Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial-Gerencia de Normas Técnicas-Comisión Nacional del Agua- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 89 pp.

Ochoa A., L. y Bourguett (2001), *Reducción Integral de Pérdidas de Agua Potable*, 2ª edición, Coordinación de Tecnología Hidráulica, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México.

Powell, J., West, J., Hallam, N., Forster, C., Simms, J. (2000). “Performance of various kinetic models for chlorine decay”. *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol.126, no.1, Enero-Febrero, pp. 13-20.

Rodríguez-Iturbe, I., Gupta, V. y Waymire, E. (1984). “Scale considerations in the modeling of temporal rainfall”, *Water Resources Research*, Vol. 20, No. 11, p. 1611-1619.

Rodríguez-Iturbe, I. (1986). “Scale of Fluctuation of Rainfall Models”, *Water Resources Research*, Vol. 22, No. 9, p. 15S-37S.

Rodríguez-Iturbe, I., Cox, D. e Isham, V. (1987). “Some models for rainfall based on stochastic point process”. *Proc. R. Soc. London* , A 410, p. 269-288.

Rodríguez-Iturbe, I. y Eagleson, P. (1987). “Mathematical Models of Rainstorm Events in Space and Time”, *Water Resources Research*, Vol. 23, No. 1, January, p.181-190.

Rodríguez-Iturbe, I., Cox, D. e Isham, V. (1988). “A point process model for rainfall: further developments”. *Proc. R. Soc. London*, A 417, p. 283-298.

Rossman, L., Boulos, P., Altman, T. (1993). “Discrete volume-element method for network water-quality models”. *Journal of Water Resources Planning. and Management*, ASCE, 119(5), pp. 505-517.

Rossman, L., (1994). *EPANET Users Manual*. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, USA.

Rossman, L., Clark, R., Grayman, W. (1994). “Modeling chlorine residuals in drinking-water distribution systems”. *Journal of Environmental Engineering*, vol. 120, no. 4, pp. 803-820.

Rossman, L., Boulos, P. (1996). “Numerical methods for modeling water quality in distribution systems: A comparison”. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 122(2), pp. 137-146.

Rossman, L. A. (2000). *EPANET Users Manual*. US Environmental Protection Agency, National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, Cincinnati, OH

Salsón, S. y García, R. (1998). “Desagregación de lluvias para aplicaciones en simulación de sistemas de recursos hidráulicos”. *Revista Obras Públicas*, N° 3.378, julio-agosto, p. 25-35.

SRH (Secretaría de Recursos Hidráulicos) (1978). *Uso del agua en ciudades*.

Taylor, G. (1953). “Dispersion of soluble matter in solvent flowing slowly through a tube”. *Proceedings Royal Society*, Londres, 1953, A219, pp. 186-203.

Taylor, G. (1954a). “The dispersion of matter in turbulent flow through a pipe”, *Proceedings Royal Society*, Londres, 1954a, A223, pp. 446-468.

Taylor, G. (1954b). “Conditions under which dispersion of a solute in a stream of solvent can be used to measure molecular diffusion”, *Proceedings Royal Society*, Londres, 1954b, A255, pp. 473-477.

Trussell, R. (1992). *Impact of Corrosion on Chlorine Decay in Distribution Systems*. Memorandum presented at the Project Advisory Committee for AWWARF Project 815-92: Characterization and Modeling of Chlorine Decay in Distribution Systems. Toronto, 1992.

Tzatchkov, V., Arreguín, F., Bonilla, R., Osnaya, X. (1994). *Modelo de simulación de la calidad del agua en redes de distribución*, Informe final. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México.

Tzatchkov, V. (1996). “Modelo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable con flujo no permanente”. *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, volumen XI, núm.3, septiembre-diciembre, pp. 53-60

Tzatchkov, V., Arreguín, F. (1996). “Modelo de calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente”. *Revista Ingeniería Hidráulica en México*. Vol. XI, núm. 1, enero-abril, pp. 61-70.

Tzatchkov, V. e Izurieta, J. (1996) "Sistema de computo para el análisis y diseño óptimo de redes de distribución de agua potable", *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XI. enero-abril de 1996, México, p. 55-63.

Tzatchkov, V., Aldama, A., Arreguín, F. (2000). “Modelación numérica de la advección y dispersión de solutos en redes de distribución de agua potable”. *Revista Ingeniería Hidráulica en México*. Vol. XV, núm. 3, septiembre-octubre, pp. 101-115.

Tzatchkov, V.G., Aldama, A.A., Arreguin, F.I., Buchberger, S.G., and Lee, Y. (2001). *Advection-dispersion transport in water distribution networks with intermittent flow*, in *Water Resources Management*, WIT Press, Southampton, Boston, , pp. 217-226.

Tzatchkov, V., Aldama, A., Arreguín, F. (2002). “Advection-dispersion-reaction modeling in water distribution networks”. *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 128 (5), pp. 334-342.

Tzatchkov, V., Alcocer, V., Arreguín, F. (2004). “Decaimiento del cloro por reacción con el agua en redes de distribución”. *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, volumen XIX, núm.1, enero-marzo 2004. pp. 41-51.

Tzatchkov, V., Alcocer, Y. V., Arreguín, C. F. y Feliciano, G. (2005). “Medición y caracterización estocástica de la demanda instantánea de agua potable”. *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XX, No.1, enero-marzo de 2005.

Tzatchkov, V., Alcocer, V. y Buchberger, S. (2006). "Stochastic demands generated unsteady flow in water distribution networks". 8<sup>th</sup> Annual Water Distribution System Analysis, Symposium. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, OH, USA.

Vasconcelos, J., Rossman, L., Grayman, W., Boulos, P., Clark, R. (1997). "Kinetics of chlorine decay". *Journal of American Water Works Association*, 89(7), pp. 54-65

Velgue, T., Troch, A., De Troch, P. y Van de Velde, J. (1994). "Evaluation of cluster-based rectangular pulses point process models for rainfall". *Water Resources Research*, Vol. 30, No. 10, Octubre, p. 2847-2857.

Wable, O., *et al*, (1991). *Modeling chlorine concentrations in a Network and Applications to Paris Distribution Network*, Proceedings 1991 AWWARF/USEPA Conference on Water Quality Modeling in Distribution Systems, Cincinnati.

Zhang, G., Kiene, L., Wable, O., Chan, U., Duguet, J. (1992). "Modeling of chlorine residual in the water distribution network of Macao". *Environmental Technology*, 13(10), pp. 937-946