

Avances en la hidráulica de redes de distribución de agua potable

Velitchko G. Tzatchkov Víctor H. Alcocer Yamanaka
Víctor J. Bourguett Ortiz Felipe I. Arreguín Cortés



AVANCES EN LA HIDRÁULICA
DE REDES DE DISTRIBUCIÓN
DE AGUA POTABLE

628.1 Tzatchkov, Velitchko Guerguiev.

T89 Avances en la hidráulica de redes de distribución de agua potable / Velitchko Gueorguiev
Tzatchkov *et al.* .. -- Jiutepec, Mor. : Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, ©2014.

500 p.

ISBN: 978-607-9368-11-1

1. Abastecimiento de agua 2. Redes de distribución de agua 3. Hidráulica

Coordinación editorial:
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Coordinación de Hidráulica

Primera edición: 2014.

Diseño editorial:
Gema Alín Martínez Ocampo

Foto de portada tomada de:
<http://www.arqhys.com/construccion/instalacion-alimentacion-agua.html>

D.R. © Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532
62550 Progreso, Jiutepec, Morelos
México
www.imta.gob.mx

ISBN: 978-607-9368-11-1

Impreso en México – Printed in Mexico

AVANCES EN LA HIDRÁULICA DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

Autores

Velitchko G. Tzatchkov
Víctor H. Alcocer Yamanaka
Víctor J. Bourguett Ortiz
Felipe I. Arreguín Cortés

Colaborador

Juan Antonio López Orozco

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

2014

CONTENIDO

PRÓLOGO	23
PARTE 1	
ASPECTOS HIDRÁULICOS DE LA CALIDAD DEL AGUA POTABLE EN LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN	25
1.1 Modelo de la calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente.	33
1.1.1 Introducción	33
1.1.2 Modelo hidráulico	33
1.1.3 Modelo de la calidad del agua	34
1.1.4 Calculo de la concentración	34
1.1.5 Modelo de contribución de las fuentes	39
1.1.6 Calculo del tiempo de residencia del agua en la red	39
1.1.7 El programa de computo "Mocard"	41
1.1.8 Ejemplo numérico	43
1.1.9 Conclusiones	47
1.2 MODELO NUMÉRICO DEL DECAIMIENTO DEL CLORO EN REDES DE AGUA POTABLE CON FLUJO NO PERMANENTE.	49
1.2.1 Introducción	49
1.2.2 Modelo del flujo en la red (modelo hidráulico)	50
1.2.3 Modelo de transformación de sustancias no conservativas	52
1.2.4 Solución numérica en una tubería	57
1.2.5 Solución para una red	58
1.2.6 Conclusiones	60
1.3 MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA DISPERSIÓN CONVECTIVA EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE	61
1.3.1 Introducción	61
1.3.2 Planteamiento de problema	63
1.3.3 Solución numérica	65
1.3.4 Comparación con el modelo EPANET y con mediciones de campo.	80
1.3.5 Conclusiones	83
1.4 DECAIMIENTO DEL CLORO POR REACCIÓN CON EL AGUA EN REDES DE DISTRIBUCIÓN	85
1.4.1 Introducción	85
1.4.2 Teoría: cinética de reacciones homogéneas	86
1.4.3 Trabajos previos	87
1.4.4 Metodología y puntos de muestreo.	87
1.4.5 Concentración medida y ajuste por modelos conocidos	89
1.4.6 Modelo propuesto: ecuación cinética de orden mixto	91
1.4.7 Discusión y trabajo futuro	98
1.4.8 Conclusiones	101

1.5	MODELO DE CALIDAD DEL AGUA EN REDES DE DISTRIBUCIÓN	103
1.5.1	Introducción	103
1.5.2	Beneficios de la implementación del modelo en una ciudad.	104
1.5.3	Modelo numérico.	104
1.5.4	Sitio de aplicación del modelo	106
1.5.5	Modelación hidráulica	107
1.5.6	Calibración hidráulica.	109
1.5.7	Medición de la concentración del cloro en campo	111
1.5.8	Conclusiones	116
1.6	UNA REVISIÓN DEL ESTADO DE ARTE DE LA INVESTIGACIÓN DE LA DISPERSIÓN AXIAL EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA . .	119
1.6.1	Introducción	119
1.6.2	Antecedentes	120
1.6.3	Avances recientes.	122
1.6.4	Métodos numéricos	124
1.6.5	Trabajos experimentales y de dinámica de fluidos computacional	127
1.6.6	Validación en campo y aplicaciones	128
1.6.7	Conclusiones.	129

PARTE 2

METODOLOGÍAS PARA EL DISEÑO ÓPTIMO DE LA SECTORIZACIÓN

DE LAS REDES 133

**2.1 MODELACIÓN NUMÉRICA DE FUGAS Y CONSUMO
EN REDES DE AGUA POTABLE 139**

2.1.1	Introducción	139
2.1.2	Relación presión-fugas	140
2.1.3	Relación presión-consumo	141
2.1.4	Modelo de redes de agua potable con consumo y fugas que dependen de la presión	142
2.1.5	Conclusiones.	144

**2.2 ALGORITMOS BASADOS EN LA TEORÍA DE GRAFOS
APLICADOS EN PROYECTOS DE SECTORIZACIÓN DE REDES
DE AGUA POTABLE 145**

2.2.1	Introducción	145
2.2.2	Trabajos previos	148
2.2.3	El sistema de cómputo de análisis y diseño de redes (Scadred)	149
2.2.4	Implementación algorítmica de una pila	149
2.2.5	Algoritmo para obtener las subredes separadas	150
2.2.6	Algoritmo para revisar nodos desconectados	151
2.2.7	Algoritmo para determinar la contribución de las fuentes al consumo en los nodos	152
2.2.8	Aplicación del algoritmo en una red en servicio Caso San Luis Río colorado	156
2.2.9	Objetivos del estudio.	157
2.2.10	Modelo de simulación hidráulica de la ciudad.	158
2.2.11	Introducción de grandes consumidores de agua en el modelo.	161
2.2.12	Determinación de eficiencias física y de facturación	161

2.2.13	Sectorización de la red	165
2.2.14	Conclusiones.	167
2.3	ALGORITMOS DE PARTICIONAMIENTO DE GRAFOS APLICADOS PARA PROYECTOS DE SECTORIZACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA	169
2.3.1	Introducción	169
2.3.2	Algoritmos conocidos para particionar grafos.	170
2.3.3	Criterios de particionamiento específicos para una sectorización	171
2.3.4	El algoritmo propuesto.	172
2.3.5	Caso de estudio	173
2.3.6	Conclusiones	173
2.4	SECTORIZACIÓN DE REDES DE AGUA BASADA EN LA TEORÍA DE GRAFOS E ÍNDICES DE RENDIMIENTO ENERGÉTICOS	175
2.4.1	Introducción	175
2.4.2	Metodología	179
2.4.3	Caso de estudio	185
2.4.4	Conclusiones	191
2.5	ÍNDICES DE RENDIMIENTO PARA SECTORIZACIÓN DE REDES DE AGUA	196
2.5.1	Introducción	196
2.5.2	Métodos	197
2.5.3	Resultados y discusión.	201
2.5.4	Conclusiones	205

PARTE 3

	MODELACIÓN DE LA DEMANDA ESTOCÁSTICA DE AGUA POTABLE	209
3.1	MEDICIÓN Y CARACTERIZACIÓN ESTOCÁSTICA DE LA DEMANDA INSTANTÁNEA DE AGUA POTABLE	213
3.1.1	Introducción	213
3.1.2	Metodología y puntos de medición.	216
3.1.3	Medición de la demanda	219
3.1.4	Resultados	222
3.1.5	Conclusiones	224
3.2	MODELACIÓN ESTOCÁSTICA DEL CONSUMO DOMÉSTICO DE AGUA POTABLE, EMPLEANDO EL ESQUEMA DE NEYMAN-SCOTT	226
3.2.1	Introducción	226
3.2.2	Trabajos previos.	227
3.2.3	Formulación matemática del método propuesto	229
3.2.4	Metodología	234
3.2.5	Validación	236
3.2.6	Momentos observados	236
3.2.7	Aplicación del esquema de NSRPM (momentos teóricos).	237
3.2.8	Simulación de series de consumo empleando el modelo NSRPM.	239
3.2.9	Implicaciones en la modelación hidráulica de la red de distribución	239
3.2.10	Comentarios finales	243
3.2.11	Conclusiones	244

3.3	MODELACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA USANDO DEMANDA ESTOCÁSTICA.	247
3.3.1	Introducción	247
3.3.2	Sitio de aplicación y enfoque determinista	248
3.3.3	Enfoque estocástico	250
3.3.4	Comparación de resultados de los modelos estocásticos y deterministas.	256
3.3.5	Conclusiones	259
3.4	ANÁLISIS ESPECTRAL DEL CONSUMO DOMÉSTICO DE AGUA POTABLE	262
3.4.1	Introducción	262
3.4.2	Trabajos previos	264
3.4.3	Primera etapa.	264
3.4.4	Metodología	266
3.4.5	Validación del esquema propuesto	266
3.4.6	Análisis espectral de consumo a partir de registros “acumulados”	266
3.4.7	Aplicación del esquema de NSRPM (momentos teóricos).	269
3.4.8	Análisis espectral	271
3.4.9	Conclusiones de la primera etapa.	273
3.4.10	Segunda etapa	274
3.4.11	Metodología	274
3.4.12	Validación del esquema propuesto	275
3.4.13	Análisis espectral de las series de consumo.	276
3.4.14	Conclusiones	277
3.5	FLUJO NO PERMANENTE EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA GENERADO POR DEMANDA ESTOCÁSTICA	280
3.5.1	Introducción	280
3.5.2	Hipótesis y parámetros básicos del modelo PRP	281
3.5.3	Conceptos básicos de la teoría de la columna elástica de agua en flujo no permanente.	282
3.5.4	Flujo no permanente dentro de una casa	284
3.5.5	Propagación de los pulsos de la demanda en redes.	285
3.5.6	Implicaciones del comportamiento no permanente del flujo	288
3.5.7	Conclusiones	289
 PARTE 4		
	MODELACIÓN DEL SUMINISTRO INTERMITENTE DE AGUA POTABLE	293
4.1	MODELACIÓN Y DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA CON SUMINISTRO INTERMITENTE	303
4.1.1	Introducción	303
4.1.2	Diferencias entre la modelación del servicio continuo y del intermitente	304
4.1.3	Descripción de un modelo de suministro intermitente	306
4.1.4	Modelo del llenado inicial de las tuberías de la red.	309
4.1.5	Conclusiones	314
4.2	MODELACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN CON DEPÓSITOS INTRADOMICILIARIOS	316
4.2.1	Normatividad respecto al agua para consumo humano en México	316
4.2.2	Modelación de la calidad del agua en tanques o depósitos.	316

4.2.3 Modelo de calidad del agua	317
4.2.4 Conclusiones	323
4.3 ESTUDIO DE LA EFICIENCIA DE MEZCLA Y DISTRIBUCIÓN DEL TIEMPO DE RESIDENCIA DEL AGUA EN UN DEPÓSITO INTRADOMICILIARIO.	324
4.3.1 Introducción	324
4.3.2 Métodos	325
4.3.3 Resultados y discusión.	329
4.3.4 Conclusiones	334
 PARTE 5	
FATIGA DEL MATERIAL EN LOS TRANSITORIOS HIDRÁULICOS	335
5.1 DISEÑO DE ACUEDUCTOS SEGURO CONTRA FATIGA DEL MATERIAL EN LOS TRANSITORIOS HIDRÁULICOS	339
5.1.1 Introducción	339
5.1.2 Fatiga del material en tuberías de acero y hierro dúctil	340
5.1.3 Variación de la presión en los transitorios hidráulicos.	343
5.1.4 Descripción de un accidente debido a fatiga del material.	343
5.1.5 Diseño seguro contra fatiga del material	345
5.1.6 Fatiga del material en tuberías de concreto presforzado	347
5.1.7 Fatiga del material en tuberías plásticas	348
5.1.8 Conclusiones	350
5.2 RIESGO DE FALLA POR FATIGA Y CONFIABILIDAD DE ACUEDUCTOS CON SUMINISTRO INTERMITENTE.	352
5.2.1 Introducción	352
5.2.2 Antecedentes	354
5.2.3 Fatiga del material en tubos de acero.	356
5.2.4 Número de ciclos de presión (esfuerzo)	357
5.2.5 Aplicaciones	360
5.2.6 Conclusiones	361
 PARTE 6	
REHABILITACIÓN DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE	363
6.1 METODOLOGÍA PARA REHABILITACIÓN DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE	367
6.1.1 Presentación	367
6.1.2 Antecedentes	368
6.1.3 Planteamiento del problema	372
6.1.4 Rehabilitación de tubería	376
6.1.5 Estadísticas de fugas y/o roturas de tubería como indicador de necesidad de rehabilitación	384
6.1.6 Modelos técnicos	398
6.1.7 Análisis económico para la rehabilitación de tuberías.	424
6.1.8 Conclusiones	439
6.1.9 Técnicas de rehabilitación y métodos de instalación.	441
6.1.10 Factores que afectan a la tubería	464

6.2 METODOLOGÍA PARA LA DEFINICIÓN DE ZONAS PRIORITARIAS DE SUSTITUCIÓN DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE Y TOMAS DOMICILIARIAS.	477
6.2.1 Criterios técnicos e indicadores	477
6.2.2 Niveles de uso de la metodología.	484
6.2.3 Valoración de los criterios y sus indicadores	484
6.2.4 Obtención de la información requerida	489
6.3 UN MÉTODO PRÁCTICO PARA PRIORIZAR LA SUSTITUCIÓN DE LAS TUBERÍAS DE AGUA POTABLE EN LA CIUDAD DE MÉXICO	492

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.1	Diagrama del modelo hidráulico de flujo permanente	35
Figura 1.1.2	Cálculo de la concentración en diferentes tipos de nodo	36
Figura 1.1.3	Diagrama del modelo de calidad del agua con flujo y concentraciones permanentes	41
Figura 1.1.4	Menú principal de MOCARD	42
Figura 1.1.5	Resultados para los nodos	43
Figura 1.1.6	Red de distribución calculada	44
Figura 1.1.7	Zona de influencia de una fuente	46
Figura 1.1.8	Caminos hasta un nodo	46
Figura 1.1.9	Caminos que parten de un nodo	47
Figura 1.2.1	Diagrama del modelo hidráulico de flujo no permanente	51
Figura 1.2.2	Línea característica para la ecuación de convección	56
Figura 1.2.3	Solución numérica de la ecuación de convección	58
Figura 1.2.4	Esquema de diferencias finitas para la ecuación diferencial de convección	59
Figura 1.3.1	Discretización de una tubería en la etapa lagrangiana	67
Figura 1.3.2	Líneas características en una tubería antes y después de un cambio en la velocidad del flujo	69
Figura 1.3.3	Nodos de distribución y de mezcla	70
Figura 1.3.4	Ejemplo de una pequeña red con discretización aplicada	71
Figura 1.3.5	Estructura de la matriz resultante para la red de la Figura 1.3.4	72
Figura 1.3.6	Superposición para obtener la solución $C(x)$ en una tubería	74
Figura 1.3.7	Representación esquemática de la red de Cherry Hill/Brushy Plains (Rossman <i>et al.</i> 1994)	80
Figura 1.3.8	Comparación entre las concentraciones de flúor obtenidas por el modelo de convección-dispersión propuesto (IMTARED, línea continua), el modelo EPANET (línea de puntos) y valores medidos en campo (círculo) para: (a) Punto 3; y (b) Punto 6	81
Figura 1.3.9	Comparación entre las concentraciones de flúor obtenidas por el modelo de convección-dispersión propuesto (IMTARED, línea continua), el modelo EPANET (línea de puntos) y valores medidos en campo (círculo) para: (a) Punto 10; y (b) Punto 11	81
Figura 1.3.10	Comparación entre las concentraciones de flúor obtenidas por el modelo de convección-dispersión propuesto (IMTARED,	

	línea continua), el modelo EPANET (línea de puntos) y valores medidos en campo (círculo) para: (a) Punto 19; y (b) Punto 25	82
Figura 1.3.11	Comparación entre las concentraciones de flúor obtenidas por el modelo de convección-dispersión propuesto (IMTARED, línea continua), el modelo EPANET (línea de puntos) y valores medidos en campo (círculo) para: (a) Punto 28; y (b) Punto 34	82
Figura 1.4.1	Ubicación de la zona norte de Culiacán, Sinaloa, sitio de interés.	88
Figura 1.4.2	Ubicación de los puntos de muestreo en la parte norte del sitio	89
Figura 1.4.3	Ubicación de los puntos de muestreo en la parte sur del sitio	89
Figura 1.4.4	Concentración medida y ajuste de primer orden para el punto 12	90
Figura 1.4.5	Concentración medida y ajuste de primer orden para el punto 56	90
Figura 1.4.6	Prueba de reacción cinética de orden mixto para el punto 12 Resultado: $k_1=0.0544$ horas ⁻¹ , $k_2=-0.6713$ horas ⁻¹	92
Figura 1.4.7	Prueba de reacción cinética de orden mixto para el punto 56. Resultado: $k_1=0.1256$ horas ⁻¹ , $k_2=-0.9576$ horas ⁻¹	93
Figura 1.4.8	Evolución de la concentración obtenida por la ecuación cinética (4) de orden mixto para el punto 12	93
Figura 1.4.9	Evolución de la concentración obtenida por la ecuación cinética (4) de orden mixto para el punto 56	94
Figura 1.4.10	Valores de k_1 y k_1/k_2 obtenidos para diferentes concentraciones iniciales C_0 en los puntos de la parte sur de la zona de estudio	94
Figura 1.4.11	Valores de k_2 obtenidos para diferentes concentraciones iniciales C_0 en los puntos de la parte sur de la zona de estudio	95
Figura 1.4.12	Valores de k_1 y k_1/k_2 obtenidos para concentraciones iniciales C_0 mayores de 0.80 mg/l en los puntos de la parte norte de la zona de estudio	95
Figura 1.4.13	Valores de k_2 obtenidos para concentraciones iniciales C_0 mayores de 0.80 mg/l en los puntos de la parte norte de la zona de estudio	96
Figura 1.4.14	Valores de k_1 y k_1/k_2 obtenidos para concentraciones iniciales C_0 menores de 0.80 mg/l en los puntos de la parte norte de la zona de estudio	96
Figura 1.4.15	Valores de k_2 obtenidos para concentraciones iniciales C_0 menores de 0.80 mg/l en los puntos de la parte norte de la zona de estudio	97
Figura 1.4.16	Tasa de decaimiento del cloro para diferentes valores de k_1 y k_2 , representativos de las partes sur y norte de la zona de estudio	97
Figura 1.5.1	Red de distribución de la zona Norte digitalizada e incorporación del menú de calidad del agua dentro del sistema SCADRED	105
Figura 1.5.2	Contenido del archivo de concentración dada en las fuentes del nuevo módulo del SCADRED	105
Figura 1.5.3	Contenido del archivo de coeficiente de reacción en las tuberías del nuevo módulo del SCADRED	106
Figura 1.5.4	Contenido del archivo de resultados para los nodos del nuevo módulo del SCADRED	106
Figura 1.5.5	Ubicación de los puntos de muestreo permanente realizado por la Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culiacán, Sin.	107
Figura 1.5.6	Presiones en Puntos 1 a 6 de la zona Norte	110
Figura 1.5.7	Presiones en Puntos 7 a 12 de la zona Norte	110
Figura 1.5.8	Ubicación de puntos de muestreo de cloro correspondientes a las regiones 1 y 2	111

Figura 1.5.9	Curva de decaimiento de cloro en reacción con el agua para el Punto 1	113
Figura 1.5.10	Comparación de mediciones y el modelo matemático de calidad del agua en la zona de estudio de la ciudad de Culiacán.	116
Figura 2.1.1	(a) Relación presión-fugas para $e = 0.50$; (b) Relación presión-fugas para $e = 1.18$; (c) Relación presión-consumo de agua para $e_1=0.21$, en el supuesto que para una presión de 10 m.c.a. se tiene el consumo normal (100%)	141
Figura 2.1.2	Ejemplo de aplicación del modelo propuesto y comparación con el programa EPANET: (a) Croquis de la red; b) Demanda en las 24 horas del día sin fugas y con fugas y válvulas reductoras de presión (VRPs) obtenida por EPANET y por Scadred-2002.	143
Figura 2.2.1	Red de distribución completa de San Luis Río Colorado, estado de Sonora, México, digitalizada en SCADRED (1,954 nodos y 2,706 tramos)	147
Figura 2.2.2	Diagrama de flujo del diseño de una sectorización con la ayuda de los algoritmos propuestos	148
Figura 2.2.3	Diseño de piezas especiales en cruceros y cuadro de cuantificación correspondiente, obtenidos automáticamente por el SCADRED	150
Figura 2.2.4	Conceptos en el cálculo de la concentración de una sustancia conservativa en nodos de distribución y de mezcla en una red	153
Figura 2.2.5	Cuadro con la contribución de cada fuente sobre el consumo en cada nodo, obtenida en el SCADRED para una red con 10 fuentes de abastecimiento	154
Figura 2.2.6	Cuadro con la contribución de cada fuente sobre el consumo en cada nodo, obtenida en el SCADRED para una red con 10 fuentes de abastecimiento	155
Figura 2.2.7	Resultado de la contribución de las fuentes, visualizado en el SCADRED para una red completa. Se distinguen claramente por color las áreas de influencia de las fuentes.	155
Figura 2.2.8	Localización del sitio de estudio	156
Figura 2.2.9	Evolución del caudal medido en el Pozo 1 (equipado con variador de velocidad)	159
Figura 2.2.10	Evolución del caudal medido en el Pozo 3 (sin variador de velocidad).	159
Figura 2.2.11	Comportamiento de la presión para los pozos 1, 3, 10 y 17	160
Figura 2.2.12	Comportamiento del consumo en viviendas monitoreadas	162
Figura 2.2.13	Definición de 10 sectores hidrométricos en la red de distribución de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora	166
Figura 2.3.1	Diseño de la Sectorización de la red de agua con 10 sectores de San Luis Río Colorado	173
Figura 2.4.1	Diagrama de flujo de la metodología propuesta	179
Figura 2.4.2	Red hidráulica propuesta	180
Figura 2.4.3	Nivel jerárquico del grafo	185
Figura 2.4.4	i-DHs obtenidos con la metodología propuesta para la red de Parete	190
Figura 2.4.5	i-DHs obtenidos con la metodología propuesta para la red de San Luis Río Colorado	191
Figura 2.5.1	Red de agua sectorizada de Parete y Matamoros obtenidas con técnicas propuestas por Di Nardo <i>et al.</i> (2013)	203
Figura 3.1.1	Curva de la variación horaria de la demanda para diferentes ciudades del país, de acuerdo con el Manual de redes de distribución de la Comisión Nacional del Agua	214

Figura 3.1.2	Variación típica de la demanda domiciliaria en un día	214
Figura 3.1.3	Arreglo de estos tres dispositivos en uno de los domicilios.	216
Figura 3.1.4	Lecturas en la calibración del equipo	218
Figura 3.1.5	Variación de la demanda en la casa habitación núm. 2	219
Figura 3.1.6	Comportamiento del consumo en cuatro pulsos de demanda	220
Figura 3.1.7	Variación de consumo en una vivienda con fuga. Fecha 20 agosto de 2003	221
Figura 3.2.1	Variación típica de la demanda de agua potable en un día, medida en un domicilio.	228
Figura 3.2.2	Representación del esquema de NSRPM (primera parte).	230
Figura 3.2.3	Esquematación del modelo NSRPM (segunda parte) (Cowpewartwait, 1991).	233
Figura 3.2.4	Metodología utilizada en el desarrollo del trabajo.	235
Figura 3.2.5	Instalación, programación y almacenamiento de datos en campo.	237
Figura 3.2.6	Variación semanal del consumo en una casa-habitación con domicilio particular calle Seres # 2084, durante las siete y ocho de la mañana.	238
Figura 3.2.7	Comparación de series de consumo generadas con diferentes semillas (horario de siete a ocho horas), empleando el método NSRPM y la serie original medida en campo.	240
Figura 3.2.8	Comparación de resultados entre los consumos generados por el método NSRPM, la demanda promedio (EPANET) y la serie original medida en campo.	241
Figura 3.2.9	Periodicidad por evento de consumo (λ^{-1}) expresado en minutos.	241
Figura 3.2.10	Número promedio de pulsos por evento, μ_c en las nueve casas.	242
Figura 3.2.11	Duración promedio de los pulsos en las casas habitación seleccionadas.	242
Figura 3.2.12	Intensidad promedio de los pulsos, μ_x , en las casas habitación seleccionadas.	243
Figura 3.3.1	Ubicación de los nodos y tuberías analizadas de la red.	249
Figura 3.3.2	Curva horaria de la variación de la demanda para todo México (Tzatchkov 2007)	250
Figura 3.3.3	Diagrama de flujo de la metodología propuesta.	252
Figura 3.3.4	Comparación de las presiones recaudadas para el nodo 165 con los valores arrojados por el modelo.	257
Figura 3.3.5	Comparación del caudal medio con la HDVC y los modelos estocásticos para la tubería 2957.	258
Figura 3.4.1	Variación típica del consumo de agua potable en un día, medida en un domicilio (Alcocer <i>et al</i> , 2007)	263
Figura 3.4.2	Representación de filtro de caja en el espacio físico	265
Figura 3.4.3	Representación de filtro de caja (espacio de Fourier)	265
Figura 3.4.4	Metodología propuesta para la obtención del intervalo óptimo de medición de registros de consumo doméstico	267
Figura 3.4.5	Instalación, programación y almacenamiento de datos en campo	268
Figura 3.4.6	Variación del consumo en una casa-habitación con domicilio particular calle Virtud, durante el periodo de 7 a 8 de la mañana (señal abuela)	268
Figura 3.4.7	Señal acumulada con intervalo de registro de un minuto (señal madre)	269
Figura 3.4.8	Señales sintéticas generadas a partir del esquema de NSRPM (Señal hija #1)	272
Figura 3.4.9	Espectros de las señales abuela y madre (registros acumulados)	272

Figura 3.4.10	Espectros obtenidos a partir de la “señal hija”	273
Figura 3.4.11	Series de consumo medidas con intervalo de registro de un segundo (5:00 a.m. – 12:00 p.m.)	275
Figura 3.4.12	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.	276
Figura 3.4.13	Espectro obtenidos a partir de las señales “abuelas” y “madres” ensambladas	277
Figura 3.4.14	Comparación de pendientes de los espectros obtenidos a partir de las señales “abuelas” y “madres” ensambladas	278
Figura 3.5.1	Representación esquemática del método de pulsos rectangulares de Poisson (Li, 2006)	282
Figura 3.5.2	Un cambio de presión-flujo Joukowski en un tubo con extracción lateral súbita	283
Figura 3.5.3	Un cambio de presión-flujo que llega a un cruce	283
Figura 3.5.4	Pulsos de la demanda en un solo tubo.	286
Figura 3.5.5	Hidrograma de flujo al comienzo de un tubo después de un pulso de la demanda a la distancia x , y $\frac{2L-x}{a} < \tau$	286
Figura 3.5.6	Hidrograma de flujo al comienzo de un tubo después de un pulso de la demanda a la distancia x , y $\frac{2L-x}{a} > \tau$	287
Figura 3.5.7	Configuración de la ramificación de la tubería hs.	287
Figura 3.5.8	Hidrograma de flujo al comienzo de la tubería de ramificación para $\frac{2L}{a} < \tau$	288
Figura 3.5.9	Hidrograma de flujo al comienzo de la tubería de ramificación para $\frac{2L}{a} > \tau$	289
Figura 4.1	Comportamiento del indicador Tomas con servicio continuo en México (http://www.pigoo.gob.mx/)	296
Figura 4.2	Arreglos de depósitos más usados en México: (a) Cisterna al nivel del suelo, bomba de agua y tinaco, (b) Tinaco solo	297
Figura 4.3	Depósito a nivel del piso usado en algunas casas de bajos ingresos en México.	298
Figura 4.1.1	Red de distribución de agua modelada para el llenado inicial en SWMM.	311
Figura 4.1.2	Evolución del abastecimiento de agua aplicado en el tanque fuente de la red mostrada en la figura 4.1.5.	311
Figura 4.1.3	Perfil instantáneo de la superficie del agua durante el llenado de la red, obtenido por SWMM para una serie de tres tuberías de 100 milímetros de diámetro.	312
Figura 4.1.4	Evolución del nivel del agua en uno de los tinacos de la red mostrada en la figura 4.1.5, modelado por SWMM.	312
Figura 4.1.5	Red con tinacos modelada en EPANET.	313
Figura 4.1.6	Red de distribución con depósitos modelados en EPANET. Un acercamiento a un tinaco.	314
Figura 4.2.1	Red de distribución de agua modelada con tinacos	318
Figura 4.2.2	Evolución del abastecimiento de agua con suministro continuo aplicado en el tanque fuente de la red mostrada en la figura 2	319
Figura 4.2.3	Evolución del nivel de llenado de uno de los tinacos durante las primeras 50 horas del suministro continuo	319
Figura 4.2.4	Edad del agua de uno de los tinacos considerando el suministro continuo	320
Figura 4.2.5	Concentración de cloro en uno de los tinacos considerando el suministro continuo	320

Figura 4.2.6	Evolución del abastecimiento de agua con suministro intermitente aplicado en el tanque fuente de la red mostrada en la Figura 4.2.1	321
Figura 4.2.7	Evolución del nivel de llenado del tinaco 38 considerando el suministro intermitente	321
Figura 4.2.8	Edad del agua de uno de los tinacos de la red cuando se suministra de manera intermitente	322
Figura 4.2.9	Concentración de cloro de uno de los tinacos durante la simulación del suministro intermitente	322
Figura 4.3.1	Sistema de depósitos	325
Figura 4.3.2	Instalación del sistema de depósitos	326
Figura 4.3.3	Geometría del dominio de solución	327
Figura 4.3.4	Conductividad eléctrica para la prueba 1	330
Figura 4.3.5	Conductividad eléctrica para la prueba 2	331
Figura 4.3.6	Prueba con el trazador después de 22 segundos de introducido	332
Figura 4.3.7	Prueba con el trazador después de 1 minuto de introducido	332
Figura 4.3.8	Circulación del agua dentro del tinaco con las condiciones de entrada tipo III y caudal 1.1 L/s.	333
Figura 4.3.9	Concentración dentro del tinaco después de 10 minutos.	333
Figura 5.1.1	Curva de esfuerzo de ruptura por fatiga contra número de ciclos de presión para varios materiales	341
Figura 5.1.2	Curva típica “Esfuerzo-Número de ciclos (S-N curve)” para hierro dúctil	342
Figura 5.1.3	Límite de fatiga (en fracción de la resistencia de tensión) para hierro dúctil	342
Figura 5.1.4	Variación de la presión en el paro de los equipos de bombeo, registrada en un acueducto en operación en México	343
Figura 5.1.5	Accidente de fractura de una válvula de compuerta de 10” clase 125	344
Figura 5.1.6	Instalación normal de la válvula expulsora de aire a la descarga de las bombas.	344
Figura 5.1.7	Datos de resistencia contra fatiga en tuberías de PVC (curva S-N) de Marshall, Brogden, y Shepherd (1998).	349
Figura 5.1.8	Curvas de diseño contra fatiga en tuberías de PVC (Jeffrey, Moser y Folkman 2004)).	349
Figura 5.2.1	Frecuencia de roturas de tuberías de países con el suministro continuo e intermitente de agua (suministro continuo – Australia a Singapur, suministro intermitente-Azerbaiyán a Moldavia)	353
Figura 5.2.2	Curva S-N (diagrama de Wohler) para materiales ferrosos y no ferrosos.	354
Figura 5.2.3	Diagrama de Goodman	356
Figura 5.2.4	Variación de la presión observada en tuberías Mexicanas durante la parada y arranque posterior de las bombas	358
Figura 5.2.5	Aproximación de la parte inicial de la variación observada de las presiones de la Figura 5.2.4 para $k= 0.015$.	359
Figura 5.2.6	Variación relativa de las presiones contra el número de ciclos durante un transitorio.	359
Figura 6.1.1	Necesidades de inversión para cada una de las etapas del sistema de distribución de agua en los USA. (Davies <i>et al.</i> 1997)	369
Figura 6.1.2	Causas que aconsejan considerar la rehabilitación o reemplazo de tubería.	373
Figura 6.1.3	Variación del coeficiente de rugosidad con el tiempo	378
Figura 6.1.4	Capacidad de conducción para diferentes valores de C_{HW}	378

Figura 6.1.5	Pérdida de carga del acueducto para diferentes valores de C_{HW}	379
Figura 6.1.6	Costo de operación del acueducto	380
Figura 6.1.7	Componentes del Sistema de Distribución de Agua, AWWA	386
Figura 6.1.8	Número de fallas de tubería en ciudades mexicanas	387
Figura 6.1.9	Tasa de fallas de tubería en ciudades mexicanas	389
Figura 6.1.10	Tendencia típica de la tasa de falla de tubería	390
Figura 6.1.11	Tendencia de la tasa de falla de tubería	391
Figura 6.1.12	Tipos de falla de tubería	394
Figura 6.1.13	Evolución en el tiempo de la reparación de roturas en Filadelfia (periodo 1930-1980)	397
Figura 6.1.14	Tendencia de fallas anuales en tubería	400
Figura 6.1.15	Ocurrencia de fallas por diámetro de tubería	401
Figura 6.1.16	Ocurrencia de fallas por tipo de suelo donde está instalada la tubería	401
Figura 6.1.17	Porcentaje de fallas por mes	402
Figura 6.1.18	Tendencia de fallas por material	402
Figura 6.1.19	Distribución geográfica de la ocurrencia de fallas	403
Figura 6.1.21	Falla por curvatura inversa en tubería de PVC	413
Figura 6.1.22	Curva de predicción contra roturas reales	418
Figura 6.1.23	Porcentaje teniendo al menos n eventos de reparación en 40 años	419
Figura 6.1.24	Esperanza de vida de la tubería	419
Figura 6.1.25	Número promedio de años de fallas subsecuentes	420
Figura 6.1.26	Probabilidad de falla de tubería	421
Figura 6.1.27	Probabilidad de que la tubería fallen en T años después de la última falla	422
Figura 6.1.28	Variación en el número de fallas con el tiempo en una red de agua potable	425
Figura 6.1.29	Red de distribución (distrito hidrométrico Satélite).	430
Figura 6.1.30	Variación de las fallas en la red con el tiempo	431
Figura 6.1.31	Edad de la tubería contra el índice de fallas/km/año	432
Figura 6.1.32	Variación de los costos de sustitución y reemplazo de tubería. Costo de reparación - \$ 5336 (en 1997); Costo de reemplazo - \$ 247920 (en 1997); Tasa de interés - 0.15; Coeficiente de crecimiento de fallas A - 0.1088; Fallas/km/año $N(t_0)$ - 0.0631.	433
Figura 6.1.33	Variación de los costos de sustitución y reemplazo de tubería. Costo de reparación - \$ 5336 (en 1997); Costo de reemplazo - \$ 247920 (en 1997); Tasa de interés - 0.10; Coeficiente de crecimiento de fallas A - 0.1088; Fallas/km/año $N(t_0)$ - 0.0631.	434
Figura 6.1.34	Variación de los costos de sustitución y reemplazo de tubería. Costo de reparación - \$ 5336 (en 1997); Costo de reemplazo - \$ 247920 (en 1997); Tasa de interés - 0.10; Coeficiente de crecimiento de fallas A - 0.115; Fallas/km/año $N(t_0)$ - 0.060.	436
Figura 6.1.35	Isocurvas de tiempo óptimo de reemplazo de tubería función de la relación de los costos de reemplazo y reparación - $C_r/C_b = 60$ y tasa de interés - $R = 0.15$	437
Figura 6.1.36	Isocurvas de tiempo óptimo de reemplazo de tubería función de la relación de los costos de reemplazo y reparación - $C_r/C_b = 46.46$ y tasa de interés - $R = 0.10$.	437
Figura 6.1.37	Campo de acción del mantenimiento	441
Figura 6.1.38	Métodos de rehabilitación	443
Figura 6.1.39	Efecto de la holgura de inserción en la capacidad de flujo	445

Figura 6.1.40	Efecto del SDR (espesor) en la capacidad de flujo en tuberías con ajuste forzado	445
Figura 6.1.41	Cambio de diámetro durante el Swagelining (esquema)	446
Figura 6.1.42	Esquema de la operación de Swagelining	446
Figura 6.1.43	Conexión de los extremos para revestimiento de pequeño espesor	450
Figura 6.1.44	Método de Arrastramiento de los tubos	451
Figura 6.1.45	Método de Hincado de tubos de acero	451
Figura 6.1.46	Método de Sustitución de tubos <i>in situ</i>	451
Figura 6.1.47	Método de Instalación de tubos en forma dirigida	452
Figura 6.1.48	Limpieza e inserción televisada	453
Figura 6.1.49	Corte a la longitud correcta	454
Figura 6.1.50	Proceso de expansión	454
Figura 6.1.51	Restablecimiento de las conexiones	455
Figura 6.1.52	Figura 6.1.52. Zona de alto PH entre la pared metálica y el mortero.	457
Figura 6.1.53	Proceso del revestimiento con cemento – arena	458
Figura 6.1.54	Capacidad de conducción representada por el coeficiente de Haze-Williams	459
Figura 6.1.55	Sistema temporal del agua instalado	459
Figura 6.1.56	Sistema temporal del agua instalado	460
Figura 6.1.57	Taladradora	461
Figura 6.1.58	Máquina para revestimiento con resina epóxica	461
Figura 6.1.59	Resultados al aplicar este método	462
Figura 6.1.60	Modelo conceptual de condiciones estructurales de tubería, AWWA 95	465
Figura 6.1.61	Tubería con incrustaciones con origen de corrosión por tuberculación.	469
Figura 6.1.62	Resistividad del suelo	472
Figura 6.2.1	Plano con detalle de priorización de la sustitución de tuberías y tomas por colonia, en la delegación Coyoacán, conforme a puntaje total	494

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.1	Datos para la red de la Figura 1.1.6	44
Tabla 1.1.2	Resultados de MOCARD para la red de la Figura 1.1.6	45
Tabla 1.5.1	Monitoreo de cloro residual en puntos fijos, JAPAC, 2002	108
Tabla 1.5.2	Mediciones de concentración de cloro en el punto 1, Planta Potabilizadora "Isleta I"	112
Tabla 1.5.3	Medición de concentración de cloro para obtener el coeficiente k	114
Tabla 1.5.4	Valores del coeficiente de decaimiento del cloro k	114
Tabla 1.5.5	Valores del coeficiente de transferencia de masa k_{tr}	115
Tabla 1.5.6	Valores del coeficiente de reacción con las paredes de la tubería, k_p	115
Tabla 2.2.1	Clasificación de tomas por tipo de usuario	157
Tabla 2.2.2	Clasificación de tomas con y sin medidor	157
Tabla 2.4.1	Características hidráulicas de las dos redes	188
Tabla 2.4.2	Índice de potencia y energía de Parete	188
Tabla 2.4.3	Índice de presión de Parete	189
Tabla 2.4.4	Índice de potencia y energía de S.L. Río Colorado	189
Tabla 2.4.5	Índices estadísticos de S.L. Río Colorado	189
Tabla 2.4.6	Potencia disponible para cada pozo antes y después de RAS	190
Tabla 2.5.1	Características hidráulicas de las dos redes	202
Tabla 2.5.2	Índice de Energía y Entropía par a las dos redes	203
Tabla 2.5.3	Índice de Presión de la red de Parete	203
Tabla 2.5.4	Índice de Presión para cada i-DH en la red de Parete	203
Tabla 2.5.5	Índice de Presión de la red de Matamoros	203
Tabla 2.5.6	Índice de Presión para cada i-DH en la red de Matamoros	204
Tabla 2.5.7	Índice de protección contra incendios de la red de Parete	204
Tabla 2.5.8	Índice de protección contra incendios de la red de Matamoros	204
Tabla 2.5.9	Índice de la Calidad del Agua de las dos redes	204
Tabla 2.5.10	Índice de Redundancia Mecánica de las dos redes en PDA	205
Tabla 3.1.1	Datos de los domicilios donde se midió	217
Tabla 3.1.2	Resultados de consumo obtenidos en los 3 domicilios para el periodo de medición de 101 días	223
Tabla 3.1.3	Parámetros estadísticos del volumen de los pulsos de consumo obtenidos en los 3 domicilios para el periodo de medición de 101 días	223
Tabla 3.1.4	Parámetros estadísticos de la intensidad de los pulsos de consumo obtenidos en los 3 domicilios para el periodo de medición de 101 días	223

Tabla 3.1.5	Parámetros estadísticos de la duración de los pulsos de consumo obtenidos en los 3 domicilios para el periodo de medición de 101 días	223
Tabla 3.1.6	Parámetros estadísticos de la intensidad de las microfugas, obtenidos en los 3 domicilios para el periodo de medición de 101 días	224
Tabla 3.2.1	Definición de variables del proceso de NSRPM aplicado a lluvia y a consumo de agua potable	229
Tabla 3.2.2	Parámetros estadísticos de la serie observada	238
Tabla 3.2.3	Parámetros teóricos obtenidos a partir del esquema de NSRPM. Horario de 7 a 8 a.m.	238
Tabla 3.2.4	Parámetros estadísticos de las series generadas	241
Tabla 3.3.1	Analogía entre el modelado de eventos de lluvia y la demanda de agua residencial	252
Tabla 3.3.2	Bloques de hora para el análisis	254
Tabla 3.3.3	Rangos de búsqueda para obtener los parámetros del modelo NSRPM	257
Tabla 3.3.4	Resultados de un hogar obtenido por el modelo NSRPM	257
Tabla 3.4.1	Parámetros estadísticos de la serie abuela (observada)	268
Tabla 3.4.2	Parámetros estadísticos de la serie madre (observada)	269
Tabla 3.4.3	Parámetros teóricos obtenidos a partir del esquema de NSRPM. Horario de 7-8 a.m.	270
Tabla 3.4.4	Duración e intensidad de los pulsos (señal abuela y NSRPM)	271
Tabla 4.3.1	Valores de conductividad eléctrica inicial, $\mu\text{s}/\text{cm}$, para la prueba 1	329
Tabla 4.3.2	Valores de conductividad eléctrica inicial, $\mu\text{s}/\text{cm}$, para la prueba 2	330
Tabla 5.1.1	Esfuerzos admisibles para un diseño basado en el límite de fatiga	346
Tabla 5.1.2	Esfuerzo de tensión correspondiente a la presión interna en tubos de concreto presforzado	348
Tabla 6.1.1	Renovación de redes en diferentes ciudades. (Skarda B.e, Water Supply, IWSA, vol. 14)	370
Tabla 6.1.2	Rehabilitación y renovación de tubería en Alemania en 1993	370
Tabla 6.1.3	Estimación de la vida media de una tubería dependiendo del material (según la SGWA)	372
Tabla 6.1.4	Valores recomendados de fugas de agua específicas en Alemania (Hirner, 1997a)	374
Tabla 6.1.5	Característica general de los sistemas de México	385
Tabla 6.1.6	Clasificación de datos de fugas	386
Tabla 6.1.7	Tasa de reparaciones en diferentes sistemas	388
Tabla 6.1.8	Fallas registradas en tubería, acometidas y válvulas en diferentes países. (Hirner, 1997b)	389
Tabla 6.1.9	Tendencias de tasas de reparación	390
Tabla 6.1.10	Clasificación de porcentaje de ocurrencia de fuga en tubería por parte dañada	391
Tabla 6.1.11	Tasa de falla en tubería por material	392
Tabla 6.1.12	Daños registrados en la tubería en redes de Alemania en 1995 (Hirner, 1997b)	392
Tabla 6.1.13	Tasa de fugas por diámetro de tubería	393
Tabla 6.1.14	Tipos de roturas en Zurich en 1995, en función del diámetro (Skarda, 1997)	393

Tabla 6.1.15	Tipo de reparación, porcentaje del total	394
Tabla 6.1.16	Frecuencia de falla, por diámetro y por tipo	395
Tabla 6.1.17	Cambios de hábitos en el registro de las roturas entre 1980 y 1985, obtenidos a partir de una encuesta sobre 73 abastecimientos en los EEUU (McElroy, 1985)	396
Tabla 6.1.18	Porcentaje de compañías de distribución de agua, sobre una muestra de 73, que en 1985 desarrollaban en los EEUU determinadas actuaciones de mantenimiento (McElroy, 1985)	396
Tabla 6.1.19	Sistemas de distribución de agua potable en EE.UU. de tamaño mediano, (sobre una muestra de 10), que en 1999 desarrollaban determinadas actuaciones de mantenimiento	397
Tabla 6.1.20	Inventario de tubería por tipo de material	398
Tabla 6.1.21	Inventario de tubería por diámetro	399
Tabla 6.1.22	Clasificación por edad	399
Tabla 6.1.23	Historial de fallas en tubería	399
Tabla 6.1.24	Procedimiento de la exploración y obtención de registros en campo de un tubo	404
Tabla 6.1.25	Corrosión basada en la resistividad del suelo	406
Tabla 6.1.26	Indicación numérica de la tendencia a la incrustación o corrosión del agua	407
Tabla 6.1.27	Clasificación de las aguas según su dureza	408
Tabla 6.1.28	Peso específico de los materiales de relleno	410
Tabla 6.1.29	Factores de impacto	411
Tabla 6.1.30	Valores del módulo de reacción del suelo (E')	412
Tabla 6.1.31	Coefficientes de encamado (k)	412
Tabla 6.1.32	Condiciones extremas de instalación en tubería de PVC enterrada	412
Tabla 6.1.33	Resumen descriptivo del estado físico de la tubería	414
Tabla 6.1.34	Resumen descriptivo del estado físico de la tubería	415
Tabla 6.1.35	Modelo de decisión de reemplazo o rehabilitación de tubería de la cd de Denver, Col.	423
Tabla 6.1.36	Ecuaciones de ajuste para predicción de fallas en tubería	427
Tabla 6.1.37	Rango de los parámetros que intervienen en el análisis económico (para tubería de 200 mm de diámetro)	429
Tabla 6.1.38	Longitud de la red de distribución de acuerdo a su diámetro	430
Tabla 6.1.39	Fallas en la red de distribución	431
Tabla 6.1.40	Índice de fallas/km/año	432
Tabla 6.1.41	Resumen del análisis económico	435
Tabla 6.1.42	Presiones máximas de trabajo (bar) (mca) para varias calidades de PE a 20°C	443
Tabla 6.1.43	Características del sistema U-Linar	455
Tabla 6.1.44	Tipos de tubo	458
Tabla 6.1.45	Carta del funcionamiento	462
Tabla 6.1.46	Comparación de costos para varias técnicas de rehabilitación	463
Tabla 6.1.47	Causas de falla estructural de tubería	466
Tabla 6.1.48	Diferentes tipos de corrosión	468
Tabla 6.3.1	Concentración espacial de las fallas (fugas) en una tubería	479
Tabla 6.3.2	Límites para la presión del agua en las redes primarias, CONAGUA 2007	481

Tabla 6.3.3	Resumen de indicadores propuestos	483
Tabla 6.3.4	Factor 1: Incidencia de fugas en tuberías	485
Tabla 6.3.5	Factor 2: Presión media	485
Tabla 6.3.6	Factor 3: Tandeos	485
Tabla 6.3.7	Factor 4: Material y edad de las tuberías	485
Tabla 6.3.8	Factor 5: Hundimientos del suelo	486
Tabla 6.3.9	Factor 6: Otros no considerados arriba	486
Tabla 6.3.10	Valoración de factores relativos a las tuberías secundarias	486
Tabla 6.3.11	Factor 1: Incidencia de fugas en tomas	486
Tabla 6.3.12	Factor 2: Presión media	487
Tabla 6.3.13	Factor 3: Tandeos	487
Tabla 6.3.14	Factor 4: Material de las tomas	487
Tabla 6.3.15	Factor 5: Hundimientos del suelo	487
Tabla 6.3.16	Factor 6: Otros no considerados arriba	487
Tabla 6.3.17	Valoración (importancia) de sustituir tuberías o sustituir tomas	488
Tabla 6.3.18	Valoración (importancia) de sustituir tuberías o sustituir tomas	488

PRÓLOGO



Esta obra contiene una exposición de temas relevantes de la hidráulica de las redes de distribución de agua potable, con énfasis a desarrollos de los autores que han sido publicados a través de artículos científicos en revistas y congresos a lo largo de dos décadas, varios de los cuales han obtenido premios en México y a nivel internacional. Parte de estos artículos han sido publicados en colaboración con universidades extranjeras, en primer lugar con la Universidad de Cincinnati en Estados Unidos de Norteamérica y la Segunda Universidad de Nápoles en Italia.

Después de una reseña histórica, se presentan las bases de la modelación hidráulica y de calidad del agua de las redes de distribución y posteriormente aspectos menos conocidos de ésta, tales como el diseño de la sectorización de las redes con criterios de optimización basada en la teoría de los grafos, consideración de la naturaleza estocástica de la demanda de agua potable a nivel domicilio con su medición, caracterización y desagregación temporal de lecturas acumuladas, análisis espectral de dicha demanda estocástica, modelación numérica de la advección con dispersión de solutos en las redes, modelación de las fugas y el consumo en redes como dependientes de la presión, modelación de redes con suministro intermitente, técnicas y métodos de rehabilitación de las tuberías de agua potable, metodología para priorizar la sustitución de las tuberías en redes de ciudades, y otros. En la mayoría de los casos se citan las publicaciones originales, parte de las cuales han sido en español y el resto en inglés.

Muchas personas aportaron, directamente o indirectamente, a la creación de este libro. En el final de la obra se presenta una relación de los coautores en las publicaciones reportadas, a que se les expresa reconocimiento. De igual manera, se presenta una relación de las tesis de posgrado derivadas de la investigación, realizadas o en proceso.

Jiutepec, Morelos
Octubre de 2014

I
ASPECTOS HIDRÁULICOS
DE LA CALIDAD
DEL AGUA POTABLE
EN LAS REDES DE
DISTRIBUCIÓN

La calidad del agua potable dentro de un sistema de distribución cambia durante el recorrido desde la planta de potabilización hasta el consumidor. La red con sus tuberías, cruceros, tanques, estaciones de bombeo y otros accesorios, actúa como un enorme reactor físico-químico y biológico en donde cambian los parámetros físicoquímicos y biológicos del agua potable. Ejemplos de tales cambios son el decaimiento del desinfectante residual y el aumento de la población microbial. Estos cambios dependen en gran medida del tiempo que reside el agua en las tuberías y tanques, que a su vez depende de la velocidad del flujo y de otras características hidráulicas.

Se describen a continuación algunas causas de los cambios de la calidad del agua en las redes de distribución:

- a) Mezcla de agua de diferente calidad en la red. Las ciudades normalmente se abastecen por más de una fuente de agua. La calidad del agua en las diferentes fuentes es diferente y dentro de la red pueden mezclarse aguas con diferentes características físico-químicas y microbiológicas. Por ejemplo, la red puede ser abastecida a la vez por agua subterránea (pozos) y agua superficial, que aportan agua de diferente calidad. El crecimiento de las ciudades muchas veces impone la necesidad de buscar nuevas fuentes de agua potable. Uno de los elementos para decidir si una fuente nueva es adecuada o no, debería ser la calidad del agua resultante de la mezcla del agua de la fuente nueva con la existente. Con el uso de un modelo matemático pueden calcularse los parámetros físico-químicos resultantes de la mezcla de aguas de las diferentes fuentes que abastecen a la red. El modelo calcula también la contribución de cada fuente sobre el gasto que se consume en cada punto de la red.
- b) Contaminación por infiltraciones. Ningún sistema de distribución de agua potable es completamente hermético, y normalmente se presentan en la red fugas de diferente

- tamaño. Si por alguna razón en una tubería se suspende el servicio, es posible que se infiltre agua contaminada de las aguas subterráneas o de alcantarillados cercanos. Las infiltraciones se controlan manteniendo en la red la presión señalada en las normas de técnicas de diseño. El modelo hidráulico puede predecir en que parte de la red es posible que se obtengan bajas presiones y así definir las zonas susceptibles a contaminación y tomar las medidas necesarias para evitarla.
- c) Propagación de contaminantes en la red. Puede darse el caso de la introducción de un contaminante en uno o varios puntos de una red, por un accidente en la planta de potabilización, la ruptura de una tubería en zonas altamente contaminadas o por una acción premeditada. El modelo matemático puede predecir en estos casos cuáles usuarios serán afectados, el tiempo en que serán afectados y que tiempo se requerirá para recuperarse del accidente.
 - d) Decaimiento del cloro residual en la red. La concentración del cloro decae en las tuberías de la red después de la planta de potabilización. En general el decaimiento de cloro depende del tiempo de residencia del agua en la red, la temperatura y el contenido de carbón orgánico total. El modelo matemático es capaz de predecir el cloro residual en cualquier punto de la red, y de esta manera determinar la dosis óptima de cloro en diferentes puntos de la red.
 - e) Formación de trihalometanos. No obstante la gran utilidad y el uso universal del cloro como desinfectante, éste puede tener también efectos colaterales no deseables e incluso nocivos para la salud. Una dosis excesiva de cloro residual crea problemas de sabor y olor. La mayoría de las aguas naturales contiene materia orgánica, expresada por el carbón orgánico total en los análisis del agua. El cloro entra en reacción química con la materia orgánica y forma compuestos llamados trihalometanos (THMs) como el cloroformo, el diclorobromometano y el bromoformo. La formación de THMs es función de la dosis de cloro, los niveles de carbón orgánico total, el tiempo de contacto y el *pH*. Un estudio llevado a cabo en los Estados Unidos de América (Symons *et al.* 1975) mostró presencia de trihalometanos en el agua potable de 79 de un total de 80 ciudades. El modelo matemático de simulación de la calidad del agua puede predecir el cloro residual y el tiempo de residencia para todos los puntos de la red, y así evaluar el nivel de THMs.

Investigadores del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) han sido pioneros en la modelación de la calidad del agua potable en las redes de distribución no sólo entre los países de habla hispana, sino en algunos aspectos también a nivel mundial. Todavía en el año 1994 Velitchko Tzatchkov y Felipe Arreguín Cortés publicaron un modelo la calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente, primeramente en el XIII Congreso Nacional de Hidráulica en México y en el XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica en Chile, posteriormente en un Congreso internacional en Cuba, y en el año 1996 en la Revista Ingeniería Hidráulica en México. Las referencias correspondientes son las siguientes:

V. Tzatchkov, "Cálculos hidráulicos para la calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente", Reunión preparatoria para el XIII Congreso Nacional de Hidráulica "Investigación y docencia", IMTA, Jiutepec, Mor., agosto 1994.

V. Tzatchkov, F. Arreguín Cortés, "Calidad del agua en redes de distribución de agua potable con flujo permanente", XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Santiago, Chile, 7 a 11 de noviembre de 1994, pág. 373 a 384.

V. Tzatchkov, F. Arreguín Cortés, "Desarrollo y validación inicial de un modelo de simulación de la calidad del agua en redes de distribución, II Congreso AIDIS de Norteamérica y el Caribe, Conferencia Magistral, Santiago, Cuba, 5 al 9 de junio de 1995.

V. Tzatchkov, F. Arreguín Cortés, "Modelo de la calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente", Ingeniería Hidráulica en México, vol. XI, 04/1996.

Después el modelo se extendió a flujo no permanente en las siguientes publicaciones:

V. Tzatchkov, "Cálculo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable", XIII Congreso Nacional de Hidráulica, Puebla, Pue., 21 al 24 de septiembre de 1994, vol. 1, No. 17

V. Tzatchkov, "Modelo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable con flujo no permanente", Ingeniería Hidráulica en México, vol. XI, 12/1996.

En el mismo año 1996 a esta línea de investigación se integró Álvaro A. Aldama Rodríguez del IMTA agregándose al modelo a partir de dicho año la componente de dispersión (una aportación a nivel mundial), y se generaron los siguientes artículos presentados en foros internacionales en México y en Europa, así como en el año 2002 en la revista Ingeniería Hidráulica en México:

A.A. Aldama R., V.G. Tzatchkov, F.I. Arreguín C., L.R. Puente J., "An efficient numerical solution for the convectivediffusive transport in pipe networks", Computational Methods in Water Resources XI, , Vol. 2: Computational Methods in Surface Flow and Transport Problems, Computational Mechanics Publications, Southampton, Boston, ISBN: 1-85312-487-7, 1996, p. 119-127.

A. Aldama, V.G. Tzatchkov, F.I. Arreguín, "The numerical Green's function technique for boundary value problems in networks", Hydraulic Engineering Software VII, Editor: W.R. Blain, Computational Mechanics Publications, WIT Press, Boston, Southampton, ISBN: 1-85312-599-7, 1998, pp.121-130.

V. G. Tzatchkov, F.I. Arreguín, A.A. Aldama, "An application of the numerical Green's function technique to advection-diffusion contaminant transport in water supply networks", Hydraulic Engineering Software VII, Editor: W.R. Blain, Computational Mechanics Publications, WIT Press, Boston, Southampton, ISBN: 1-85312-599-7, 1998, pp.587-596.

V. G. Tzatchkov, A.A. Aldama, F.I. Arreguín, "Modelación numérica de la advección y dispersión de solutos en redes de distribución de agua potable". Ingeniería Hidráulica en México, vol. XV, No., septiembre-diciembre 2000.

V. G. Tzatchkov, A.A. Aldama, F.I. Arreguín, S.G Buchberger, Y.-H. Lee, "Advection-dispersion transport in water distribution networks with intermittent flow", Water Resources Management, Editors: C.A. Brebbia, P. Anagnostopoulos, K. Katsifarakis, A.H-D. Cheng, WIT Press, ISBN: 1-85312-880-5, 2001, p. 217-226.

En el año 2002 el trabajo culminó con la siguiente publicación en una revista de la American Society of Civil Engineers (ASCE):

V. G. Tzatchkov, A.A. Aldama, F.I. Arreguín, "Advection-dispersion-reaction modeling in water distribution networks", Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol. 128, No. 5, Sept. 2002, p.334-342.

Dicha publicación fue prontamente galardonada con el Premio de Mejor Artículo Teórico (Best Theoretical Paper Award for ASCE Journal of Water Resources Planning and Management 2002), que fue entregado a los autores en ceremonia solemne en el Congreso Mundial de Agua y Medio Ambiente (ASCE-EWRI World Water & Environmental Resources Congress) en el año 2003 en Philadelphia, E.U.A.

Otra publicación internacional relacionada con este trabajo, que lo extiende a la rama matemática de descomposición de dominios, es la siguiente:

V. G. Tzatchkov, A.A. Aldama, F.I. Arreguín, "A domain decomposition strategy for the numerical simulation of contaminant transport in pipe networks", Domain Decomposition Methods in Science and Engineering, ISBN: 970-32-0859-2, June 2003, p. 483-490.

Posteriormente a la línea de investigación se integró a Víctor H. Alcocer Yamanaka y el trabajo se amplió a la implementación del modelo en redes reales con mediciones de campo, generándose las siguientes publicaciones:

Alcocer, Y. V., Tzatchkov, Arreguín, C.F., Feliciano, G. D., (2003). "Modelación del cloro en redes de distribución de agua potable", Primer Congreso de la Academia de Ingeniería, Universidad Autónoma de San Luis Potosí. San Luis Potosí, S.L.P, 15 al 17 de mayo 2003.

Alcocer, Y. V., Tzatchkov, V., Bourguett, V. (2004). "Modelos de transporte de sustancias con flujo no permanente en redes de agua potable", Anuario del, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2003, IMTA. ISBN-968-5536-38-4.

Tzatchkov, V., Alcocer, Y. V., Arreguín, C. F., "Decaimiento del cloro por reacción con el agua en redes de distribución", Ingeniería Hidráulica en México, volumen XIX, Número 1, 2004, p. 77-88.

Alcocer, Y. V., Tzatchkov, V., Bourguett, V., Arreguín, F., Feliciano, D., "Implementación y Calibración de un modelo de calidad del agua en redes de distribución", Memorias del XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, 18 al 22 de octubre 2004, p. 1-9.

Alcocer, Y. V., Tzatchkov, V., Arreguín, F., "Modelo de Calidad del Agua en Redes de Distribución", Ingeniería Hidráulica en México, volumen XIX, Número 2, 2004

Alcocer, Y. V., Tzatchkov, V., Arreguín, C. F., "Modelo de calidad del agua en redes de distribución", Ingeniería Civil, Vol. LIV, No. 440., 2005

La última de estas publicaciones recibió el Premio Nacional de Ingeniería Civil "Miguel A. Urquijo" 2005 del mejor artículo técnico de Ingeniería Civil publicado durante los años 2003-2004, por parte del Colegio de Ingenieros Civiles de México.

La investigación original desarrollada, en particular el nuevo elemento de considerar la dispersión en los modelos de calidad del agua en las redes de agua potable, atrajo el interés de investigadores de las Universidades de Cincinnati y de Arizona, ambas en los Estados Unidos de Norteamérica, de colaborar con los investigadores del IMTA, generándose las siguientes publicaciones:

Zhiwei Li, Steven G. Buchberger, Tzatchkov, V.G., "Importance of Dispersion in Network Water Quality Modeling", Proceedings of the ASCE World Water & Environmental Resources Congress, Anchorage, AL, May 15-19, 2005.

Zhiwei Li, Steven G. Buchberger, V. Tzatchkov, "Integrating Distribution Network Models with Stochastic Water Demands and Mass Dispersion", Proceedings of the 8th Annual Water Distribution System Analysis Symposium, University of Cincinnati, USA, August 27-30, 2006, p. 1-15.

P. Romero-Gomez, Z. Li, C.Y. Choi, S.G. Buchberger, K.E. Lansey, and V.T. Tzatchkov. "Axial Dispersion in a Pressurized Pipe under Various Flow", 10th International Water Distribution System Analysis Conference, 17-20 August 2008, Kruger National Park, South Africa

La última de estas publicaciones recibió el Premio Best Paper en la Conferencia Internacional sobre Redes de Distribución de Agua Potable en Kruger National Park, South África donde fue presentada. Finalmente, las siguientes publicaciones internacionales resumen los trabajos realizados en esta línea de investigación:

Tzatchkov, V., Aldama, A., Alcocer, V., Arreguín, F., "Mexican Institute of Water Technology Research on Modeling Water Quality in Distribution Systems", Proceedings of the Third Congress of the Academy of Romanian Scientists, Constanza, Rumania, 2-4 June 2004.

V. G. Tzatchkov, "Numerical methods for dispersion in water distribution pipes and networks", Numerical Modelling of Hydrodynamics for Water Resources, Taylor & Francis/Balkema, London *et al.*, ISBN 13: 978-0-415-44056-1, 2008, p. 345-349.

V. G. Tzatchkov, Steven G. Buchberger, Zhiwei Li, Pedro Romero-Gomez, Christopher Choi, "Axial Dispersion in Pressurized Water Distribution Networks—A Review", International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering Ohrid/Macedonia, 1-5 September 2009

Se presentan a continuación capítulos representativos de las publicaciones mencionadas, básicamente en su orden cronológico.

REFERENCIAS

Symons, J. M., T. A. Bellar, J. K. Carswell, J. DeMarco, K. L. Krapp, G. G. Robeck, D. R. Seeger, C. J. Slocum, B. L. Smith y A. A. Steevens, 1975. National organic reconnaissance survey for halogenated organics. *J. of the American Water Works Assoc.*, vol. 67, p. 634-647.

MODELO DE LA CALIDAD DEL AGUA EN REDES DE DISTRIBUCION CON FLUJO PERMANENTE

Este capítulo representa una versión revisada del siguiente artículo:

V. Tzatchkov, F. Arreguín Cortés, "Modelo de la calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente", Ingeniería Hidráulica en México, vol. XI, 04/1996.

Otro artículo relacionado con este capítulo es el siguiente:

V. Tzatchkov, F. Arreguín Cortés, "Calidad del agua en redes de distribución de agua potable con flujo permanente", XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Santiago, Chile, 7 a 11 de noviembre de 1994, pág. 373 a 384.

1.1.1 INTRODUCCIÓN

Para predecir las variaciones de la calidad del agua en redes de distribución se han desarrollado modelos matemáticos (AWWARF 1975), que generalmente se componen de dos partes:

- Modelo hidráulico que calcula los gastos y velocidades en los tramos de la red.
- Modelo físico-químico (modelo de calidad del agua) que calcula las concentraciones de las sustancias modeladas en los puntos de la red usando los resultados del modelo hidráulico.

En este capítulo se presentan las bases del modelo con flujo permanente; un modelo con flujo no permanente se presenta en Tzatchkov (1994).

1.1.2 MODELO HIDRÁULICO

Se emplea para este fin el programa de computadora personal AH (Análisis Hidráulico) para el cálculo hidráulico de redes en condiciones permanentes Tzatchkov e Izurieta (1994). Los datos de entrada son los siguientes:

- Tuberías (tramos de la red): diámetro, longitud y coeficiente de pérdidas de carga por cortante.
- Nodos: elevación y demanda de agua.
- Tanques: nivel de agua (se considera constante en un análisis de flujo permanente).
- Bombas: curvas gasto-carga, nivel de succión y pérdidas de carga menores.

Con base en estos datos se forma un sistema de ecuaciones no lineales de balance de los gastos en los nodos, que tiene como incógnitas las cargas en los mismos. El sistema 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 and Liu 1981). Posteriormente se calculan los gastos en los tramos. Gracias al manejo eficiente de matrices porosas es posible el cálculo de redes grandes en computadoras personales.

El programa AH arroja una serie de resultados, de los cuales el modelo de calidad del agua usa los siguientes: gastos en los tramos, sentido de los gastos y velocidad.

En la Figura 1.1.1 se muestra un diagrama del modelo hidráulico de flujo permanente.

1.1.3 MODELO DE LA CALIDAD DEL AGUA

Para el caso de flujo permanente, el modelo de calidad del agua incluye los siguientes submodelos:

- Cálculo de la concentración de la sustancia modelada en los nodos de la red, dada la concentración en las fuentes. En cada simulación el modelo maneja una sola sustancia (una sola variable concentración), que puede ser la concentración de cualquier sustancia en el agua (cloro, flúor, etc.) o algún parámetro de la calidad del agua que se expresa por una concentración (como dureza, alcalinidad, etc.).
- Cálculo de la contribución de cada fuente sobre el consumo en cada nodo.
- Cálculo del tiempo que el agua permanece en la red antes de ser consumida.

1.1.4 CÁLCULO DE LA CONCENTRACIÓN

Caso de sustancias conservativas

Las sustancias conservativas no reaccionan con el agua, los tubos y tanques, y no pierden su masa una vez introducidas en la red. 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 no es trivial en el caso de una red abastecida por más de una fuente y con diferentes concentraciones en cada fuente.

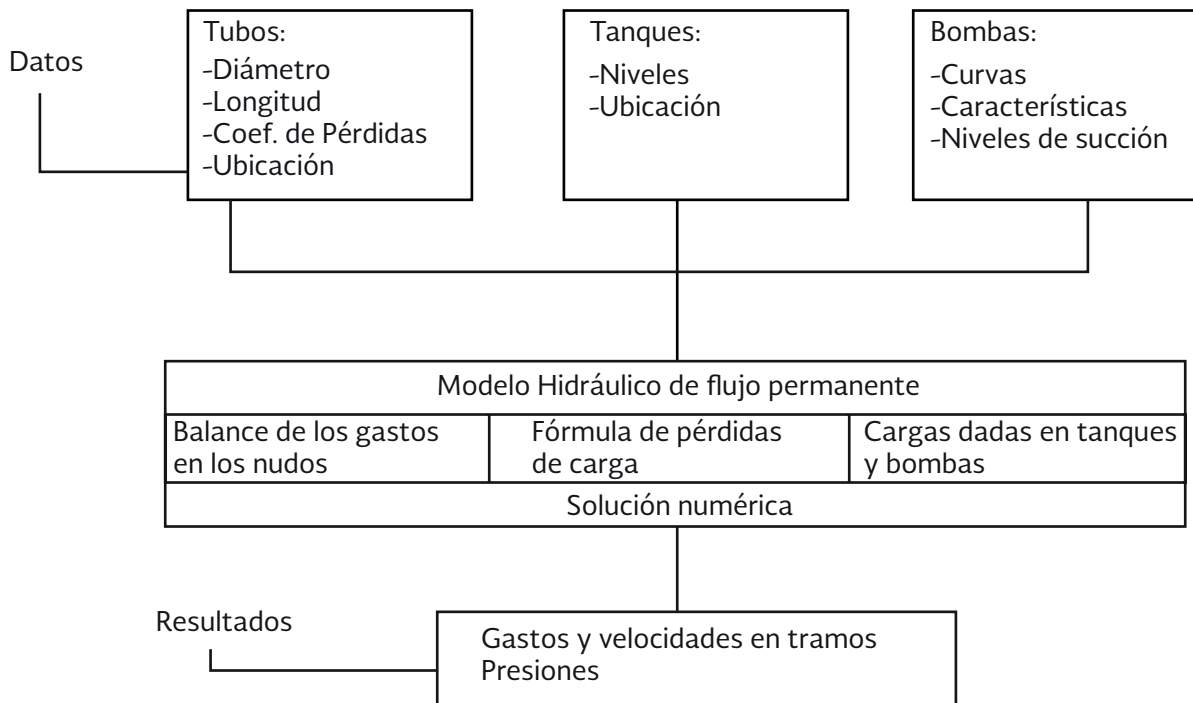


Figura 1.1.1 Diagrama del modelo hidráulico de flujo permanente.

El modelo considera una *mezcla completa* del agua en los nodos de la red. El concepto de mezcla completa se explica de la manera siguiente:

Un *nodo* de la red es un punto donde se unen varias tuberías. Por una parte de éstas se introduce (ingresa) agua al nodo, y por otra sale (egresa) agua del mismo. La mezcla completa significa que toda el agua que ingresa se mezcla en el nodo; se obtiene una nueva concentración de la sustancia modelada en el nodo, con la cual el agua sale después a las tuberías de egreso.

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

$$\sum (Q.C)_{entrada} = \sum (Q.C)_{salida} \quad 1.1.1$$

donde Q es el gasto y C es la concentración en el tramo. Los subíndices de *entrada* y *salida* señalan que en las sumatorias se aplican solamente a las tuberías que entran o salen del nodo según el sentido del gasto. Si en el nodo se efectúa una extracción (consumo) de agua, su gasto se incluye en la suma en la parte derecha de la Ecuación (1.1.1).

La Figura 1.1.2 muestra varios nodos típicos en una red, en cuanto a los sentidos de los gastos se refiere. Para una sustancia conservativa al inicio y al final de la tubería se tiene la misma concentración (Figura 1.1.2, (a) y (b)). Si en un nodo el agua ingresa por una sola tubería (nodo de distribución, Figura 1.1.2(c)), en todas las tuberías que salen se tendrá la misma concentración que 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 ecuación, derivada de la Ecuación (1.1.1):

$$C_i = \frac{\sum (Q \cdot C)_{\text{entrada}}}{\sum (Q \cdot C)_{\text{salida}}} \quad 1.1.2$$

donde Q y C son respectivamente el gasto y la concentración para de los tramos que confluyen en el nodo. El flujo continúa en las tuberías que salen del nodo de mezcla con la concentración calculada con la ecuación (1.1.2).

Usando estas consideraciones la concentración puede ser calculada por el siguiente algoritmo iterativo:

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 con concentración asignada solamente en uno de los dos nodos. Sea el nodo con concentración asignada $i1$ y el otro nodo del tramo $i2$. Si el sentido del gasto es de $i1$ a $i2$, se ejecuta lo siguiente:
 - Se asigna al tramo dado la concentración del nodo $i1$.
 - Se revisa cuantos tramos introducen agua al nodo $i2$. Si es uno solo se asigna al nodo $i2$ la concentración de $i1$, en caso contrario se pasa al siguiente punto.
 - Se aplica la Ecuación (1.1.2), si se tienen las concentraciones en todos los tramos que Introducen agua a $i2$.
3. El ciclo 2 se repite mientras haya nodos sin concentración asignada.

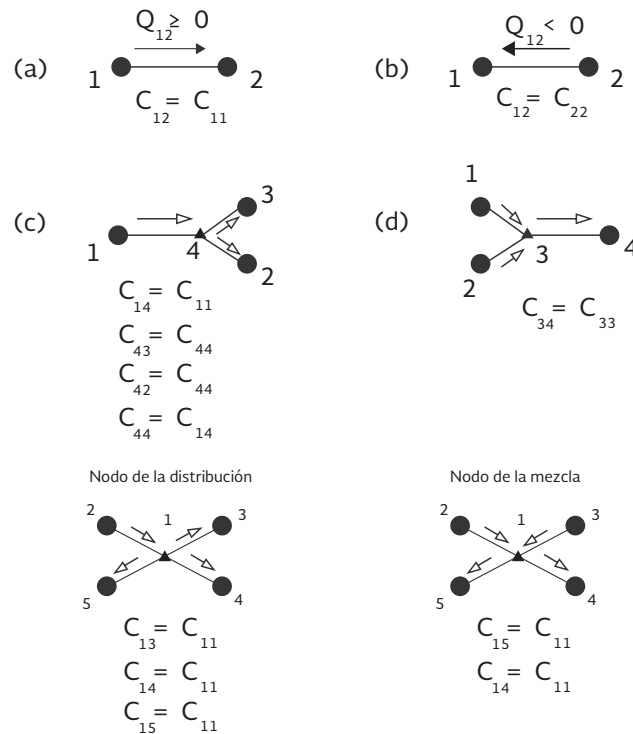


Figura 1.1.2 Cálculo de la concentración en diferentes tipos de nodo.

Caso de sustancias no conservativas

El cloro en el agua potable se considera como una sustancia no conservativa, es decir, una vez introducido en la red pierde su masa debido a la reacción que se produce. El cloro reacciona con el volumen del agua contenido en los tubos y tanques, y con las paredes de éstos. Se asume que es válida una ecuación cinética de primer orden para calcular la reacción del cloro con el agua, como se muestra a continuación:

$$\frac{dC}{dt} = -K_a \cdot C \quad 1.1.3$$

donde C es la concentración (mg/l), y K_a la constante cinética (s^{-1}).

Las hipótesis del modelo de reacción con la pared de los tubos son las siguientes:

- En la pared se tiene cierta concentración C_p de la sustancia modelada. Por lo general la sustancia se encuentra en la biocapa del tubo.
- La concentración C_p es diferente de la concentración C que se tiene dentro del flujo de agua en el interior de la tubería, y es una de las incógnitas.
- La concentración C_p está sujeta a una reacción, igual que la concentración C que se tiene dentro del volumen de agua en el tubo. Es común considerar para esta reacción también una reacción de primer orden, es decir,

$$\frac{dC_p}{dt} = -K_p C_p \quad 1.1.4$$

donde K_p es la constante cinética de la reacción con la pared del tubo en s^{-1} , y C_p es la concentración de la sustancia contenida en la pared en mg/m^3 .

- Existe una transferencia de masa entre la sustancia contenida en el agua y en la pared, generada por la diferencia entre las concentraciones en los dos sitios. La teoría de transferencia de masa maneja la siguiente ecuación para el flujo de masa [$mg/(m^2s)$] de la sustancia en este tipo de transferencia:

$$Flujo\ de\ masa = K_{tr} (C - C_p) \quad 1.1.5$$

donde K_{tr} es el coeficiente de transferencia de masa entre el flujo de agua y la pared, en m/s .

Las constantes cinéticas del agua K_a y de la pared K_p se miden en campo. El coeficiente de transferencia K_{tr} se calcula por fórmulas conocidas de la teoría de transferencia de masa.

Como se muestra en Tzatchkov (1994) y Rossman (1993), las constantes K_a y K_p pueden integrarse en una constante integral K :

$$K = K_a + \frac{K_p K_{tr}}{R \cdot K_p + K_{tr}} \quad 1.1.6$$

donde R es el radio hidráulico.

La ecuación cinética sería entonces:

$$\frac{dC}{dt} = -K.C \quad 1.7$$

La ecuación diferencial (1.1.7) tiene la siguiente solución:

$$C = C_o e^{-Kt} \quad 1.8$$

donde C_o es la concentración en el momento $t=0$. En una tubería con longitud L y velocidad del flujo V el agua permanece el tiempo $t = L/V$, con lo que de la ecuación (1.1.8) se tendrá la siguiente concentración para el punto final de la tubería:

$$C = C_o e^{-K\frac{L}{V}} \quad 1.1.9$$

Para el cálculo de las concentraciones en los nodos puede usarse el procedimiento presentado anteriormente, calculando con la ecuación 1.1.9 las concentraciones en los puntos finales de cada tramo.

Los coeficientes de reacción cinética de una tubería pueden ser obtenidos en campo por el siguiente procedimiento:

1. Se seleccionan dos secciones de la tubería y se mide la concentración en éstas.
2. Se mide la velocidad en la tubería.
3. Sea la concentración medida en la primera sección C_o , la concentración en la segunda sección C , la distancia entre las dos secciones L , y V la velocidad del flujo. Se despeja entonces el valor de K de la ecuación (1.1.9).

El valor de K determinado de esta forma incluye la reacción del cloro con el volumen del agua en el tubo y con la pared de éste. Para determinar la constante de reacción con el volumen de agua K_a solamente, se extrae cierta cantidad de agua del tubo y se deposita en un frasco limpio. Posteriormente a ciertos intervalos de tiempo se mide la concentración del cloro en el agua del frasco, para obtener varios puntos de la curva de decaimiento. El valor de K_a se obtiene aplicando un ajuste exponencial entre los puntos medidos.

En varias publicaciones, por ejemplo en AWWARF (1975) y Rossman (1993), se reportan valores de K obtenidos en mediciones realizadas en tuberías de agua potable en operación de localidades de los Estados Unidos, Francia, Australia y otros países. Los valores reportados varían desde 0.55 hasta 11.09 días⁻¹.

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua ha llevado a cabo mediciones de la concentración del cloro en diferentes puntos de la red de agua potable del fraccionamiento “El Paraje”, en el estado de Morelos (Tzatchkov *et al.* 1994). La red fue simulada por el modelo con diferentes valores de K y los resultados fueron comparados con los datos de las mediciones. Se obtuvo una buena coincidencia con un valor de K igual a 1 horas⁻¹ en todos los tramos. De manera independiente se midió el coeficiente K_a , cuyos valores se obtuvieron entre 0.02 y 0.09 horas⁻¹.

1.1.5 MODELO DE CONTRIBUCIÓN DE LAS FUENTES

Con el algoritmo descrito anteriormente, se dispone de un modelo que permite al mismo tiempo, calcular la contribución de cada fuente en el consumo en cualquier nodo. Para calcular el porcentaje que aporta una fuente bastaría con asignar en el punto 1 del algoritmo un valor de 100 para la concentración en el nodo que representa la fuente, y valores de cero en todas las demás fuentes. Este proceso se repite para cada una de las fuentes.

1.1.6 CÁLCULO DEL TIEMPO DE RESIDENCIA DEL AGUA EN LA RED

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 (asumiendo que no hay tanques dentro de la red). El tiempo de traslado en un tramo de la red es igual a la longitud de éste dividida entre la velocidad del flujo; y el tiempo de traslado de una fuente hasta un nodo será la suma de los tiempos de traslado de los tramos a lo largo de una trayectoria que parte de la fuente y termina en el nodo, considerando los sentidos de los gastos.

En una red cerrada existen varios caminos de una fuente a un nodo y para cuantificar el tiempo de residencia del agua se manejan tres tiempos: mínimo, máximo y promedio.

Tiempo mínimo de traslado

Se define como el tiempo de traslado más corto entre todos los posibles caminos de una fuente a un nodo de la red. Resulta conveniente aplicar al caso la teoría de grafos (teoría de redes), así la red de agua potable se puede representar como una red orientada. En la teoría de grafos se utiliza el algoritmo de Dijkstra (Lipskii 1998) para encontrar los caminos más cortos de un nodo “fuente” hasta todos los restantes nodos de la red. Este algoritmo se puede aplicar para redes de agua potable de la siguiente manera:

1. Se asigna un tiempo de traslado cero al nodo fuente y tiempos infinitamente grandes en los nodos restantes de la red.
2. Se calculan los tiempos de traslado desde la fuente hasta sus puntos vecinos.
3. El nodo fuente se excluye de la lista de nodos.
4. El nodo con valor más bajo de 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 excluyan todos los nodos de la lista.

Tiempo máximo de traslado

El tiempo de traslado máximo es el mayor de los tiempos de traslado por todos los caminos de la fuente hasta un nodo de la red. Como se señala en Lipskii (1988), el algoritmo de Dijkstra puede aplicarse para el cálculo del tiempo máximo solamente en algunos casos, en particular no funciona en una red cíclica. Una red orientada es cíclica cuando existe por lo menos un par de nodos, por ejemplo u y v , tales que existe un camino de u a v , y otro de v a u . Puesto que esta situación puede estar presente en los circuitos de una red de distribución, se utiliza otro algoritmo del análisis combinatorio, llamado algoritmo de Ford-Bellman (Lipskii 1988), que se describe de la manera siguiente:

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:
 - 2.1. Se identifican los tramos que salen del nodo (según el sentido del gasto).
 - 2.2. Para cada uno de éstos 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.
 - 2.3. Si el valor de la nueva estimación resulta mayor que el tiempo de traslado obtenido anteriormente, se asigna éste valor para el tiempo máximo de traslado del nodo.
3. El ciclo 2 se repite hasta el momento en que en un ciclo completo no se obtenga una estimación mejor del tiempo máximo en ningún nodo.

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

El algoritmo de Ford-Bellman puede usarse también para el cálculo del tiempo mínimo, pero el algoritmo de Dijkstra es más rápido.

Tiempo promedio de traslado

Los tiempos mínimo y máximo de traslado de una fuente a los nodos dan solamente una idea de los límites de tiempo que el agua permanece en la red antes de ser consumida. En una red cerrada el agua llega a un nodo por diferentes caminos, con diferente "edad" y en diferente proporción en cada camino. Resulta de interés entonces contar con un parámetro que considere en forma integral los tiempos de traslado de los diferentes caminos con su proporción, igual que la contribución de cada fuente. Este parámetro se llama *tiempo promedio*, y para un nodo i se define como:

$$T_{ij} = \frac{\left[\sum T_{kj} + \left(\frac{L}{V} \right)_{kt} \right] * F_{kj} * Q_{ki}}{\sum (F_{kj} * Q_{ki})} \quad 1.10$$

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} es el tiempo promedio para los nodos k ; F_{kj} es la fracción de flujo en el nodo k proveniente del nodo fuente j , y Q_{ki} es el gasto en el tramo desde el nodo k hacia el nodo i .

En otras palabras, 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. Evidentemente para calcular el tiempo promedio en un nodo se necesitan los tiempos promedio de todos los nodos vecinos desde cuales ingresa agua al nodo. El cálculo puede realizarse por el siguiente algoritmo iterativo:

1. Se asigna un tiempo promedio cero para el nodo fuente.
2. Se revisan en un ciclo los tramos de la red para buscar tramos con tiempo asignado solamente en uno de sus dos nodos. Sea el nodo con tiempo asignado $i1$ y el otro nodo del tramo $i2$. Si el sentido del gasto es de $i1$ a $i2$, se ejecuta lo siguiente:
 - 2.1. Se revisa cuántos tramos introducen agua al nodo $i2$. Si es uno solo se asigna al nodo $i2$ el tiempo de $i1$ más el tiempo de traslado en el tramo, en caso contrario se pasa al punto 2.2.
 - 2.2. Se aplica la ecuación (1.1.10), si se tienen ya asignados los tiempos de traslado en todos los nodos vecinos ubicados aguas arriba del nodo $i2$.
3. El ciclo 2 se repite mientras haya nodos sin tiempo asignado.

La Figura 1.1.3 muestra un diagrama del modelo de calidad del agua con flujo y concentraciones permanentes.

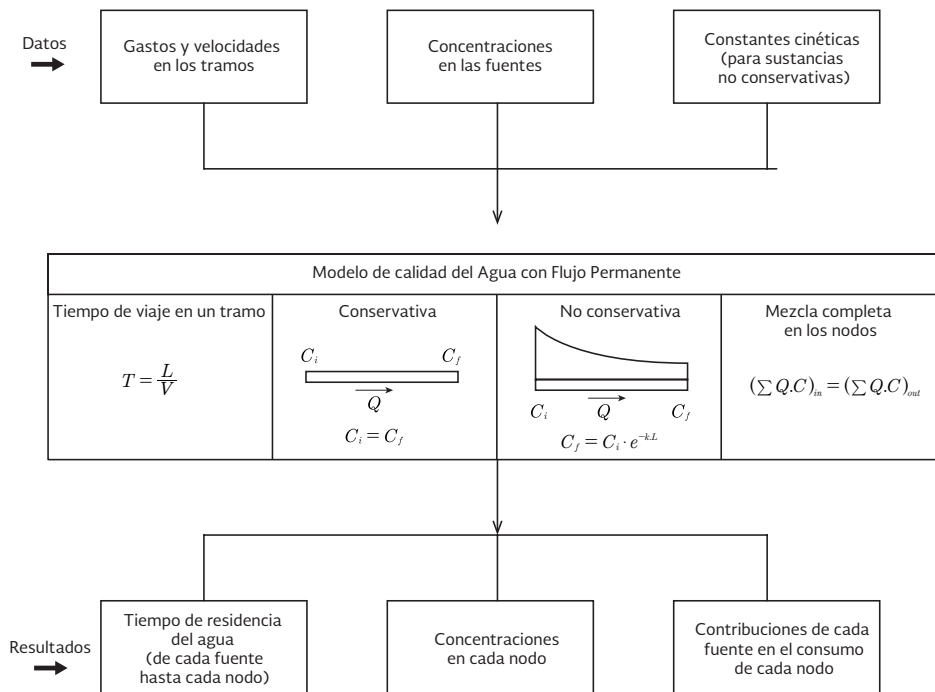


Figura 1.1.3 Diagrama del modelo de calidad del agua con flujo y concentraciones permanentes.

1.1.7 EL PROGRAMA DE COMPUTO "MOCARD"

Los algoritmos descritos se integraron en un programa de computadora personal llamado MOCARD (Modelo de la Calidad del Agua en Redes de Distribución), programado en QuickBASIC 4.5. El programa se maneja por medio de menús de opciones; en la Figura 1.1.4 se muestra el menú principal con el submenú de datos.

Los datos de entrada para el programa se pueden dividir en tres grupos:

- Datos físicos para la red: diámetros y longitud de los conductos, topología de la red, ubicación de las fuentes, etc.
- Datos hidráulicos: gastos en los tramos.
- Datos de los parámetros físicos-químicos: concentración en las fuentes, constantes cinéticas de reacción.

El programa del modelo hidráulico AH tiene la posibilidad de generar un archivo de salida de resultados que son datos (físicos e hidráulicos) para el programa MOCARD. Los datos pueden ser introducidos también manualmente en el programa.



Figura 1.1.4 Menú principal de MOCARD.

Resultados para los nudos: Nodo fuente: FUENTE-A

N U D O	TI PO	DESCRIPCION	DEMANDA (l/s)	CONC. (mg/l)	INFL. (%)	T. MAX. (hr)	T. MED. (hr)	T. MIN. (hr)
1	FUENTE-A	7 TANQUE (n. cte)	-1492.3	100.00	100.00	0.00	0.00	0.00
2	1	0 NUDO SIMPLE	200.0	100.00	100.00	0.09	0.09	0.09
3	2	0 NUDO SIMPLE	100.0	100.00	57.75	0.63	0.63	0.63
4	3	0 NUDO SIMPLE	200.0	100.00	0.00			
5	4	0 NUDO SIMPLE	200.0	100.00	0.00			
6	5	0 NUDO SIMPLE	100.0	100.00	100.00	0.15	0.15	0.15
7	6	0 NUDO SIMPLE	100.0	100.00	59.61	1.02	0.56	0.38
8	7	0 NUDO SIMPLE	100.0	100.00	29.44	0.75	0.75	0.75
9	8	0 NUDO SIMPLE	200.0	100.00	0.00			
10	9	0 NUDO SIMPLE	200.0	100.00	0.00			
11	10	0 NUDO SIMPLE	200.0	100.00	100.00	0.25	0.25	0.25
12	11	0 NUDO SIMPLE	100.0	100.00	74.66	1.12	0.55	0.44

F Otra fuente F2 Zona de influencia F3 Caminos hasta F4 Caminos desde

Figura 1.1.5 Resultados para los nodos.

Los resultados se presentan en tablas o gráficamente. La Figura 1.1.5 muestra la tabla de resultados para los nodos que incluye: concentración, porcentaje de influencia de la fuente sobre el consumo en cada nodo, y tiempos de residencia mínimo, promedio y máximo. Una tabla de este tipo se visualiza para cada una de las fuentes.

1.1.8 EJEMPLO NUMÉRICO

La Figura 1.1.6 muestra el esquema de una red tomada del artículo de Boulos *et al.* (1992). Esta red fue calculada por MOCARD con fines de comparación. La red comprende 33 tramos, 22 nudos y dos fuentes denominadas con A y B. Los datos de la red y los gastos en los tramos se dan en la Tabla 1.1.1. En la Tabla 1.1.2 se muestran los resultados obtenidos por MOCARD que prácticamente coinciden con los resultados dados en Boulos *et al.* (1992).

La Figura 1.1.7 muestra la zona de influencia de una de las fuentes en una red, obtenida por el programa. La Figura 1.8 muestra los caminos del agua de las fuentes hasta un nodo seleccionado, y la Figura 1.9 los caminos del agua que parten del mismo nodo. Las láminas son tomadas de la pantalla de la computadora.

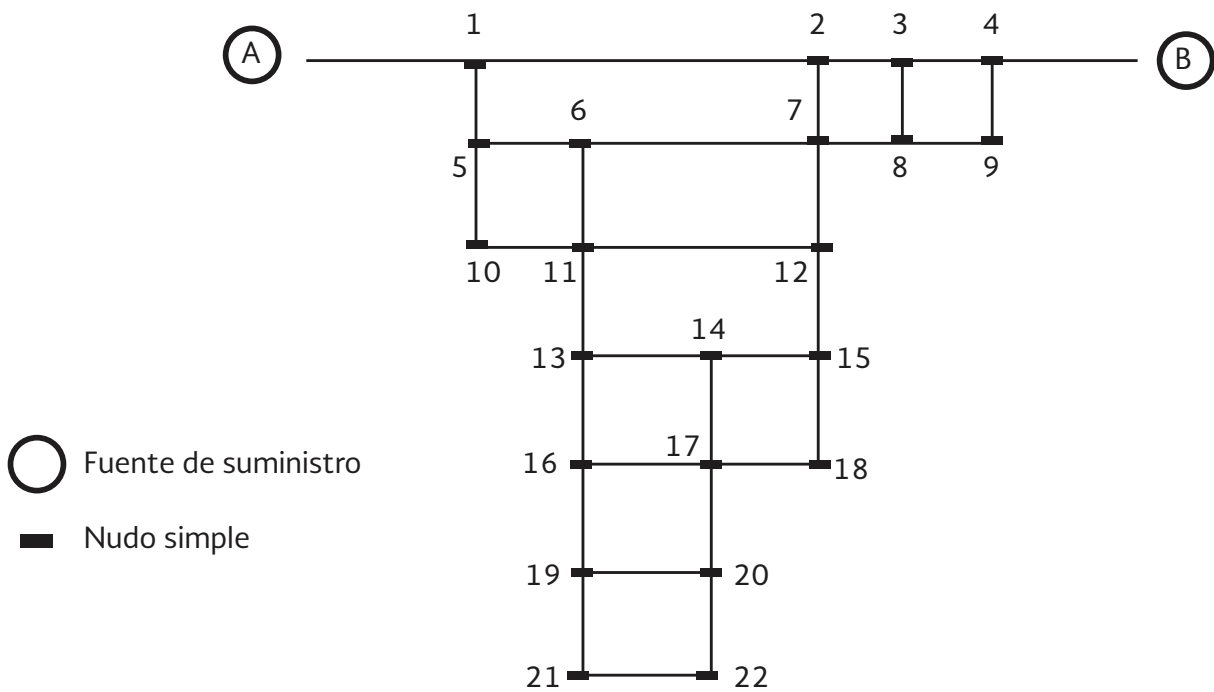


Figura 1.1.6 Red de distribución calculada

Tabla 1.1.1 Datos para la red de la Figura 1.1.6.

Tramo No.	Tramo		Longitud (m)	Diámetro (mm)	Gasto (l/s)
	De	A			
1	A	1	600	1000	1492.27
2	1	2	1300	800	335.36
3	3	2	400	800	245.36
4	4	3	300	800	721.13
5	B	4	400	1000	1507.73
6	1	5	400	800	956.91
7	5	6	500	800	299.84
8	7	6	800	800	401.35
9	2	7	400	800	480.72
10	8	7	400	800	462.37
11	3	8	400	800	275.77
12	9	8	300	800	386.6
13	4	9	400	800	586.6
14	5	10	400	800	557.07
15	10	11	500	800	357.07
16	6	11	400	800	601.19
17	11	12	800	800	233.67
18	7	12	400	600	441.73
19	11	13	300	600	624.6
20	13	14	300	600	183.44

Tabla 1.1.1 Datos para la red de la Figura 1.6. (continuación)

Tramo No.	Tramo		Longitud (m)	Diámetro (mm)	Gasto (l/s)
	De	A			
21	15	14	500	600	162.71
22	12	15	300	600	575.4
23	13	16	300	600	241.16
24	17	16	300	600	8.49
25	14	17	300	600	146.15
26	18	17	500	600	112.69
27	15	18	300	600	212.69
28	16	19	200	400	149.66
29	19	20	300	400	8.55
30	17	20	200	400	150.34
31	19	21	300	400	41.11
32	21	22	300	400	41.11
33	20	22	300	400	58.89

Tabla 1.1.2 Resultados de MOCARD para la red de la Figura 1.1.6.

Nodo no.	Fuente A				Fuente B			
	Influencia %	Tiempo medio	Tiempo máximo	Tiempo mínimo	Influencia %	Tiempo medio	Tiempo máximo	Tiempo mínimo
1	100	0.09	0.09	0.09	0	0	0	0
2	57.75	0.63	0.63	0.63	42.25	0.34	0.34	0.34
3	0	0	0	0	100	0.12	0.12	0.12
4	0	0	0	0	100	0.06	0.06	0.06
5	100	0.15	0.15	0.15	0	0	0	0
6	59.61	0.56	1.02	0.38	40.39	0.7	0.66	0.66
7	29.44	0.75	0.75	0.75	70.56	0.42	0.38	0.38
8	0	0	0	0	100	0.29	0.26	0.26
9	0	0	0	0	100	0.15	0.15	0.15
10	100	0.25	0.25	0.25	0	0	0	0
11	74.66	0.55	1.12	0.44	25.34	0.79	0.75	0.75
12	45.08	0.94	1.59	0.82	54.92	0.62	1.23	0.45
13	74.66	0.59	1.15	0.48	25.34	0.83	0.79	0.79
14	60.76	0.89	1.88	0.61	39.24	0.92	1.51	0.74
15	45.08	0.98	1.64	0.86	54.92	0.66	1.27	0.49
16	73.96	0.76	4.81	0.58	26.4	1.11	4.45	0.89
17	53.93	1.19	2.04	0.77	46.07	1.1	1.67	0.9
18	45.08	1.09	1.75	0.97	54.92	0.77	1.38	0.61
19	73.96	0.81	4.86	0.62	26.04	1.15	4.5	0.94
20	55.01	1.3	6.08	0.82	44.99	1.19	5.72	0.94
21	73.96	1.07	5.17	0.88	26.04	1.41	4.75	1.19
22	62.8	1.4	6.26	0.99	37.2	1.45	5.9	1.12

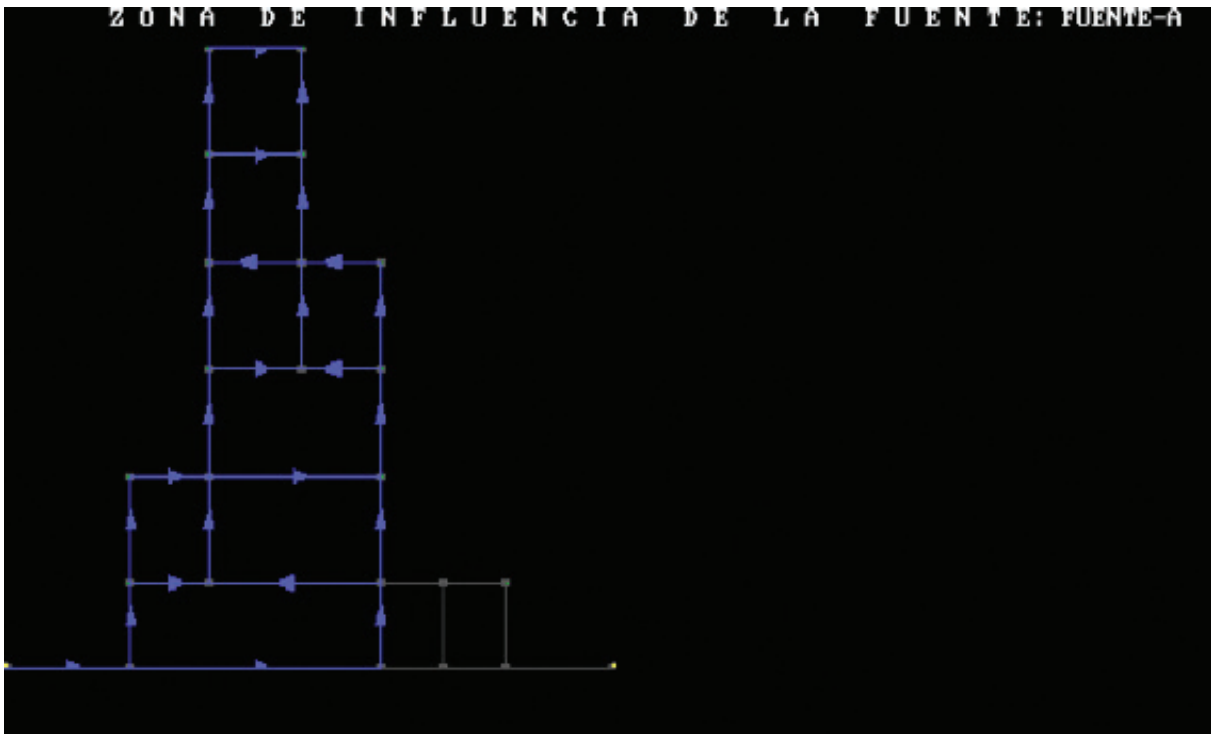


Figura 1.1.7 Zona de influencia de una fuente.

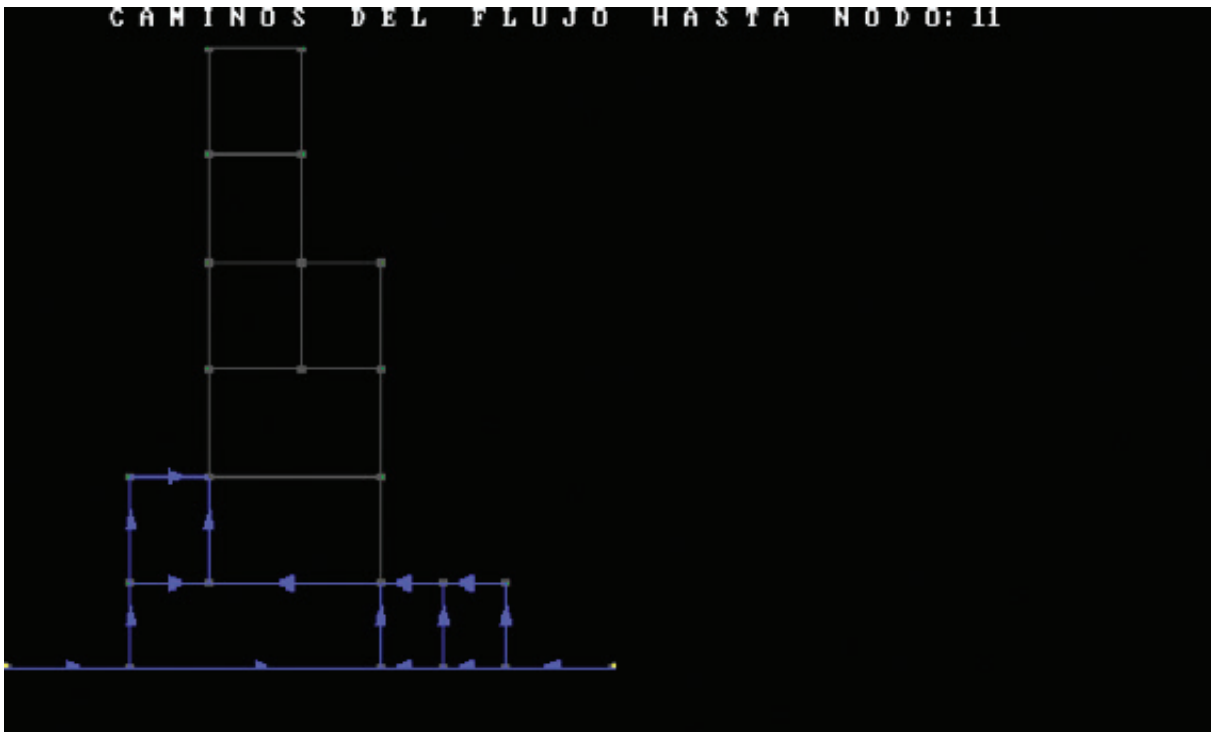


Figura 1.1.8 Caminos hasta un nodo.

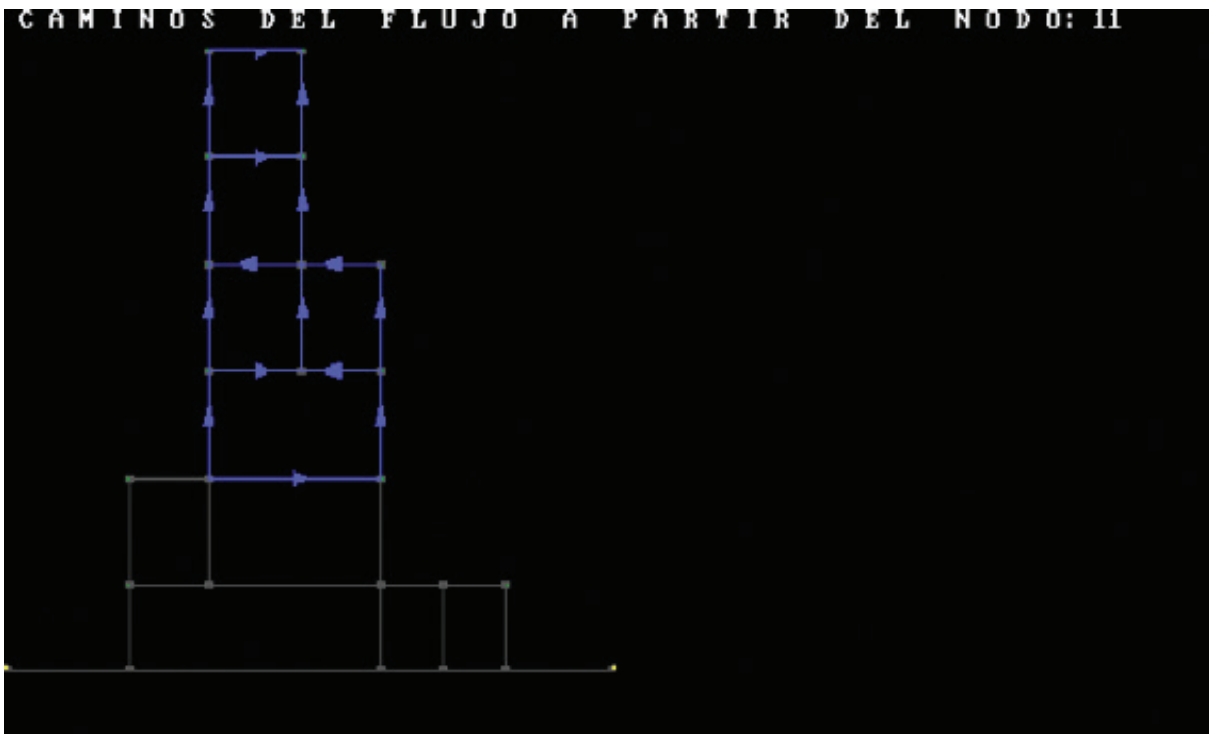


Figura 1.1.9 Caminos que parten de un nodo.

1.1.9 CONCLUSIONES

La calidad del agua potable cambia dentro de la red de distribución después de la planta de potabilización. Para evaluar estos cambios es importante calcular el tiempo de residencia, las concentraciones en los nodos y la contribución de las fuentes. El modelo propuesto puede realizar los cálculos en redes grandes. Los algoritmos iterativos propuestos son eficientes y evitan la solución de sistemas de ecuaciones con gran número de incógnitas.

REFERENCIAS

- AWWARF *Water Quality Modeling in Distribution Systems*. Proceedings of the Technology Transfer Conference held at Cincinnati, Ohio; February 4-5, 1991, AWWA Research Foundation and EPA.
- Boulos P.F., Altman, T., & Sadhal K. (1992) Computer modeling of water quality in large multiple source networks. *J. Appl. Math. Modeling*, pp. 16(8), 439-445, 1992.
- George, A. and Liu, J. W.-H., 1981. *Computer Solution of Large Sparse Positive Definite Systems*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Lipskii, B. *Análisis combinatorio para programadores*. Mir, Moscú, 1988 (en ruso).
- Rossman, L. A. The EPANET Water Quality Model. *Integrated Computer Applications in Water Supply, Vol.2*, Research Studies Press Ltd. and John Wiley & Sons Inc., England, 1993, pp. 79-93.

- Tzatchkov, V. G. "Cálculo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable". *XIII Congreso Nacional de Hidráulica, Puebla, 21-24 de septiembre 1994.*
- Tzatchkov, V.G. y J. Izurieta D. *Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro II: Proyecto. 1^a Sección: Agua Potable, Tema: Redes de Distribución., Comisión Nacional del Agua, 1994.*
- Tzatchkov, V.G., F. I. Arreguín C., R. C. Bonilla T. y X. Osnaya B. *Informe final del proyecto Modelo de Simulación de la Calidad del Agua en Redes de Distribución, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1994.*

Este capítulo representa una versión revisada del siguiente artículo:

V. Tzatchkov, "Modelo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable con flujo no permanente", Ingeniería Hidráulica en México, vol. XI, 12/1996.

1.2.1 INTRODUCCIÓN

Evidencias teóricas y experimentales demuestran que la concentración de cloro residual decae en la red de distribución una vez que el agua sale de la planta de potabilización. Frecuentemente en las partes alejadas de la planta el cloro residual es prácticamente ausente, y los niveles bacterianos son altos.

Para mantener la calidad del agua en la red es necesario garantizar cierta concentración del cloro residual en toda la red de distribución. El conocimiento exacto de la concentración de cloro residual en cualquier punto de la red es un requisito esencial para determinar la dosis óptima de cloro para desinfección, o definir otros puntos de inyección de cloro dentro de la red.

En Tzatchkov y Arreguín (1994) se presenta un modelo que, entre otras cosas, calcula la concentración de una sustancia no conservativa en los nodos de una red con flujo permanente, dada cierta concentración en las fuentes. Este modelo tiene una indiscutible utilidad para evaluar los patrones de concentración del cloro en una red y para revelar zonas críticas con concentraciones insuficientes; sin embargo no modela el flujo y concentraciones reales. El flujo en una red de agua potable es no permanente, debido a la variación horaria de la demanda. Las variaciones en el flujo son muy lentas, lo que ha dado razón de emplear modelos *casi-estáticos* o *simulación de períodos extendidos*, para encontrar la distribución de los gastos y presiones en la red. En estos modelos el flujo no permanente se simula como una secuencia de estados de flujo permanente con la demanda correspondiente en cada estado. Para los análisis de períodos extendidos los intervalos suelen ser de una o dos horas.

La simulación de períodos extendidos sin embargo no es aplicable para modelar la dinámica del cloro en los puntos de la red. Una solución de este tipo supondría estados permanentes en la distribución del cloro en la red para cada intervalo del análisis, lo cual no es realizable en las redes reales. Para obtener un estado de equilibrio (un estado permanente) en la concentración del cloro en una red se requiere de un tiempo de varios días con flujo permanente, situación que no es posible en la realidad.

En este capítulo se presenta un modelo computacional de simulación dinámica que puede predecir la concentración de cloro en cualquier punto de una red y para cada intervalo de simulación, dadas ciertas concentraciones en las fuentes. El modelo se compone de dos partes: un modelo de períodos extendidos para modelar el flujo en la red y un modelo de transformación físico-química del cloro (modelo de calidad del agua).

La solución que se presenta es válida también para otras sustancias no conservativas contenidas en el agua potable, diferentes del cloro, al igual que para diferentes parámetros de la calidad del agua, que se expresan por medio de una concentración.

1.2.2 MODELO DEL FLUJO EN LA RED (MODELO HIDRÁULICO)

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua ha desarrollado los programas de cómputo AH (Análisis Hidráulico) y AHPE (Análisis Hidráulico de Períodos Extendidos) para el cálculo hidráulico de redes en condiciones permanentes y no permanentes respectivamente. Parte de los resultados de estos programas se usan como datos para el modelo de calidad del agua. Los dos programas están incluidos en el Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua (Tzatchkov e Izurieta 1993) por lo que no se tratarán con detalle aquí. Se señalarán únicamente los datos que manejan y los resultados relevantes que sirven como datos de entrada para el modelo de calidad del agua.

Modelo de flujo permanente

El programa pide los datos siguientes:

- Tuberías (tramos de la red): diámetro, longitud, coeficiente de pérdidas de carga por fricción.
- 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 carga menores.

Con base en estos datos se forma un sistema de ecuaciones de balance de los gastos con incógnitas las cargas en los nodos. La solución numérica de este sistema da las cargas en los nodos. Posteriormente se calculan los gastos en los tramos.

El programa arroja una serie de resultados de los cuales en el modelo de calidad de agua se usan los siguientes: los gastos en los tramos con su sentido, así como la velocidad.

Modelo cuasi-dinámico de flujo no permanente

Se piden todos los datos del modelo de flujo permanente, más los siguientes:

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

El modelo se basa en soluciones consecutivas de flujo permanente para cada hora del día con la demanda correspondiente, y balance del volumen de agua en los tanques. Se trata entonces de un modelo *cuasi-dinámico*, o de *períodos extendidos*.

El programa arroja una serie de resultados de los cuales en el modelo de calidad de agua se usan los siguientes: los gastos en los tramos con 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.

En la Figura 1.2.1 se muestra un diagrama del modelo hidráulico de flujo no permanente.

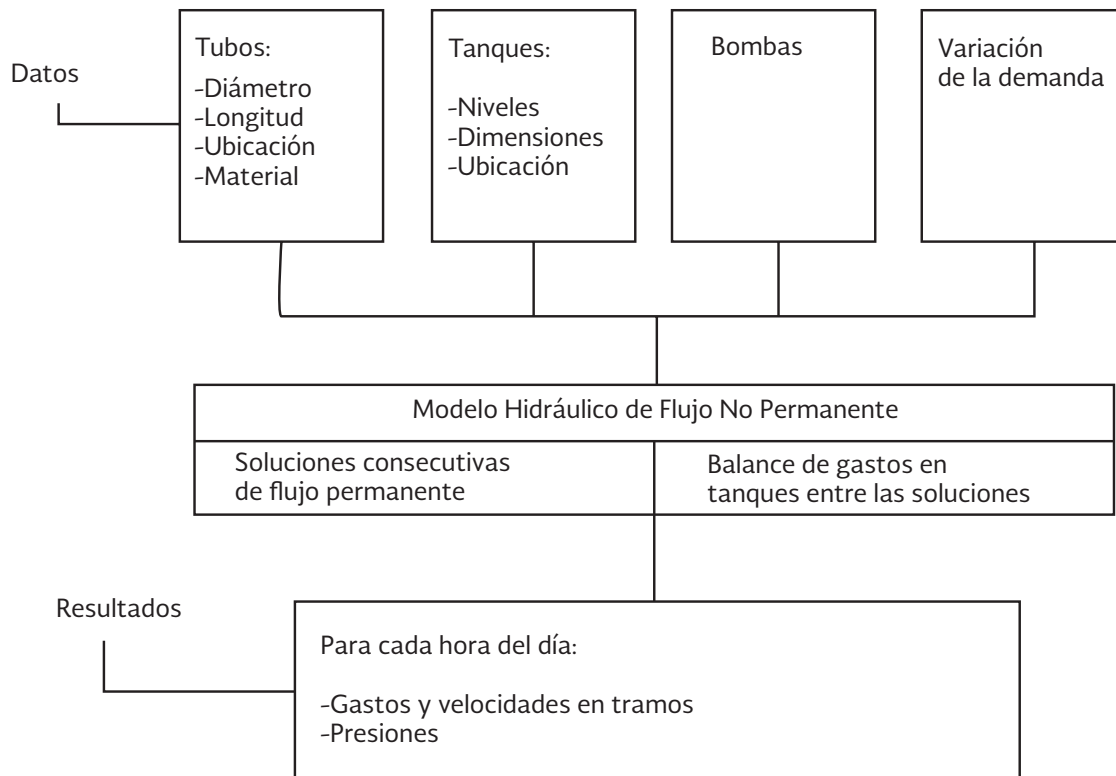


Figura 1.2.1 Diagrama del modelo hidráulico de flujo no permanente.

1.2.3 MODELO DE TRANSFORMACIÓN DE SUSTANCIAS NO CONSERVATIVAS

La concentración de sustancias contenidas en un flujo de agua está sometida a una serie de transformaciones generadas por los siguientes procesos:

Convección (advección): Considera los cambios de concentración generados por la velocidad del flujo.

Difusión molecular: Las sustancias contenidas en el agua se encuentran en constante movimiento molecular, aun cuando el agua esté en reposo. Como resultado de este movimiento molecular se genera un movimiento del material contenido en el agua, desde los puntos de alta concentración hacia los de baja concentración, lo que tiende a igualar la concentración dentro del volumen de agua. Este proceso de movimiento molecular se conoce como difusión.

Difusión turbulenta: El flujo en las tuberías de agua potable normalmente es turbulento. La velocidad en un punto varía arbitrariamente en 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 si en la sección transversal y se mueven en el sentido general del flujo. Las partículas del fluido son movidos 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. Este proceso se conoce como difusión turbulenta debido a su similitud con la difusión molecular.

Como se verá más adelante, en las tuberías de agua potable la difusión molecular es insignificante en comparación con la difusión turbulenta y normalmente no se considera.

Reacción: Cada sustancia contenida en el agua puede entrar en reacción con otras sustancias, con las paredes del tubo, con la propia agua o con microorganismos y como resultado de diferentes procesos químicos o bioquímicos puede variar su concentración. Según la forma de reacción, las sustancias en el agua se pueden dividir en tres grupos:

- a) Conservativas. No reaccionan con el agua ni con los tubos. El flúor, que a veces se introduce al agua potable por cuestiones de salud dental, pertenece a este grupo.
- b) No conservativas y decrecientes. Su concentración decrece con el tiempo de permanencia en el agua. El cloro que se usa como desinfectante pertenece a este grupo.
- c) No conservativas y crecientes. Son compuestos químicos que se forman en el agua y su concentración crece con el tiempo de permanencia. Un ejemplo son los trihalometanos (mencionados anteriormente) que se forman por el contacto del cloro con la materia orgánica contenida en el agua.

Difusión del cloro en el agua potable

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:

$$\text{Flujo de masa} = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad 1.2.1$$

donde C es la concentración de la sustancia y D es el coeficiente de proporcionalidad, conocido como coeficiente de difusión. Las unidades de D son (m^2s^{-1}). El signo negativo significa que la sustancia fluye de las áreas de alta hacia las de baja concentración.

Es evidente la analogía con la transferencia de calor y con el flujo del agua en medios porosos (ley de Darcy), los cuales se describen por una ecuación del mismo tipo. 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. Para la difusión de cloro en agua con una temperatura de 25°C el valor del coeficiente D es de $1.25 \times 10^{-5} \text{ cm}^2\text{s}^{-1}$.

El coeficiente de difusión turbulenta depende de las condiciones del flujo, en particular de la velocidad media, y puede ser calculado por la bien conocida ecuación de Taylor:

$$D_{turb} = 10.1 V \frac{d}{2} \sqrt{\frac{f}{8}} \quad 1.2.2$$

donde:

- V - la velocidad media (m/s)
- d - el diámetro del tubo (m)
- f - el factor de fricción (factor de Moody)

Obviamente, el coeficiente de difusión molecular es mucho menor y se puede despreciar, en el caso de tuberías de agua potable.

Reacción con el agua

Se asume como válida una ecuación cinética de primer orden para la reacción del cloro con el agua, del siguiente tipo:

$$\frac{dC}{dt} = -K_a \cdot C \quad 1.2.3$$

donde C es la concentración (g/m^3), y K_a la constante cinética (s^{-1}).

Reacción con la pared del tubo

Para el modelo de reacción con la pared de los tubos se tienen las siguientes consideraciones:

- En la pared se tiene cierta concentración C_p de la sustancia. Por lo general la sustancia se encuentra en la biocapa del tubo.

- La concentración C_p es diferente a la concentración C que se tiene en el flujo de agua, y es una de las incógnitas que se calculan con el modelo.
- La concentración C_p está sujeta a una reacción, igual que la concentración C que se tiene dentro del volumen de agua en el tubo. Es común considerar una reacción de primer orden, es decir,

$$\frac{dC_p}{dt} = -K_p C_p \quad 1.2.4$$

donde K_p es la constante cinética de la reacción con la pared del tubo en s^{-1} , y C_p es la concentración de la sustancia contenida en la pared en g/m^3 .

- Existe una transferencia de masa entre la sustancia contenida en el agua y la de la pared, generada por la diferencia entre las concentraciones en los dos sitios. La teoría de transferencia de masa (ver por ejemplo Bird *et al.* 1960)) maneja la siguiente ecuación para el flujo de masa [$g/(m^2s)$] de la sustancia en este tipo de transferencia:

$$\text{Flujo de masa} = K_{tr}(C - C_p) \quad 1.2.5$$

donde K_{tr} es el coeficiente de transferencia de masa entre el flujo de agua y la pared, en m/s .

Ecuación diferencial

La ecuación se obtiene al efectuar el balance de los flujos de masa que entran y salen de un volumen de control contenido en el flujo con longitud dx y una sección A igual a la de la tubería, y está expresada mediante:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{turb} \frac{\partial C}{\partial x} \right) - V \frac{\partial C}{\partial x} - K_a C - \frac{K_{tr}}{R} (C - C_p) \quad 1.2.6$$

donde:

- D_{turb} - Coeficiente de difusión turbulenta (m^2/s)
- V - La velocidad media del flujo (m/s)
- R - Radio hidráulico (m), $R=A/P$
- P - Perímetro mojado (m)
- x - La coordenada longitudinal de la tubería (m)
- t - El tiempo (s)

La ecuación (1.2.6) se conoce como la ecuación diferencial de difusión convectiva, en el caso unidimensional. El primer miembro en la parte derecha considera la difusión longitudinal, el segundo el transporte de la sustancia por convección, y los últimos dos términos la reacción.

La influencia del término difusivo se determina por el número de Peclet, que se define con la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{LV}{D} \quad 1.2.7$$

donde:

L - Longitud de la tubería (m)

V - La velocidad media (m/s)

D - Coeficiente de difusión turbulenta (m²/s)

Mientras mayor sea el número de Peclet, menor es la importancia del término difusivo en la ecuación y viceversa.

Considerando los valores que tienen L , V y D , en el caso de tuberías de agua potable, el número de Peclet tiene valores muy altos, y el término difusivo se puede despreciar en muchos casos.

El último término en la ecuación (1.2.6) expresa la masa de la sustancia que se transfiere del flujo en la tubería hacia la pared. La parte derecha de la ecuación (1.2.4) expresa la masa que se consume en la pared por reacción. Se asume que no hay acumulación de la sustancia en la pared; entonces la masa que se transfiere es igual a la que se consume, y,

$$\frac{K_{tr}}{R}(C - C_p) = K_p C_p \quad 1.2.8$$

De la ecuación (1.2.8) la concentración en la pared está dada por:

$$C_p = \frac{K_{tr}C}{RK_p + K_{tr}} \quad 1.2.9$$

Sustituyendo la ecuación (1.2.9) en (1.2.6), y despreciando el término de difusión se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -V \frac{\partial C}{\partial x} - KC \quad 1.2.10$$

con una constante cinética K integral que considera las reacciones con el agua y con la pared dada por:

$$K = K_a + \frac{K_p K_{tr}}{RK_p + K_{tr}} \quad 1.2.11$$

Una ecuación similar a (1.2.1) se presenta por Rossman (1993). Biswas *et al.* (1993) deducen una ecuación más completa, bidimensional con simetría axial, para el caso de flujo y concentración permanentes.

Las constantes cinéticas K y K_a pueden ser obtenidas de mediciones en campo. El coeficiente de transferencia K_{tr} se calcula por fórmulas conocidas de la teoría de transferencia de masa. No se conoce un procedimiento para medir K_p , pero éste puede ser despejado de la ecuación (1.2.11).

Solución analítica de la ecuación diferencial

La ecuación (1.2.10) es una ecuación en derivadas parciales de tipo hiperbólico que puede transformarse en una ecuación diferencial ordinaria válida sobre una línea característica. Tiene la siguiente solución analítica:

$$C = C_o e^{-Kt} \quad 1.2.12$$

que es válida en los puntos de la línea característica definida por:

$$\frac{dx}{dt} = V \quad 1.2.13$$

donde V es la velocidad del flujo (m/s), y C_o es la concentración inicial para $t=0$ (g/m³).

La ecuación (1.2.13) representa una línea recta en el plano de coordenadas ($x-t$); ver Figura 1.2.2. Teniendo en cuenta que $x = Vt$, la ecuación (1.2.12) puede representarse como:

$$C = C_o e^{-K\frac{x}{V}} \quad 1.2.14$$

La ecuación (1.2.12) y su forma alternativa (1.2.14) tienen un claro significado físico: la concentración C_o se transmite por la tubería con velocidad V reduciendo su valor por una ley exponencial. Este significado físico se utiliza en la solución numérica.

Línea característica para la ecuación de advección

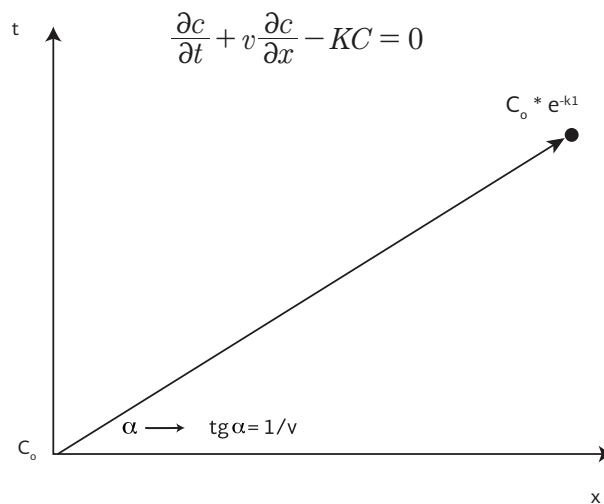


Figura 1.2.2 Línea característica para la ecuación de convección.

1.2.4 SOLUCIÓN NUMÉRICA EN UNA TUBERÍA

Como se indicó anteriormente, las condiciones hidráulicas de flujo no permanente en la red de agua potable se simulan por medio de soluciones consecutivas de flujo permanente. Los resultados para los parámetros hidráulicos obtenidos (gastos, velocidades, etc.) se suponen constantes dentro del intervalo de tiempo entre dos soluciones. Estos resultados hidráulicos se utilizan en el modelo de simulación de la calidad del agua.

Para calcular las concentraciones con flujo no permanente se utiliza una discretización en el tiempo y en el espacio. Los incrementos de tiempo que se usan en el modelo de calidad de agua, Δt_{ca} , son más pequeños que el intervalo entre dos soluciones hidráulicas consecutivas, Δt_h . El intervalo Δt_h se divide en varios subintervalos Δt_{ca} y la longitud de la tubería L se divide en varios subtramos con longitud Δx (ver Figura 1.2.3) de forma tal que el tiempo de viaje en un subtramo sea igual a Δt_{ca} , es decir:

$$\Delta t_{ca} = \frac{\Delta x}{V} \quad 1.2.15$$

La cantidad de subtramos NX se calcula con:

$$NX = \frac{L}{V \Delta t} \quad 1.2.16$$

y la longitud de un subtramo Δx como:

$$\Delta x = \frac{L}{NX} \quad 1.2.17$$

Para aplicar esta discretización se requiere que la parte derecha de la ecuación (1.2.16) dé un valor entero, que no siempre será el caso. Una solución a este problema es ajustar (en ciertos límites) los valores de la longitud L o de la velocidad V . En la aplicación de modelos matemáticos de redes de agua potable, muchas veces la longitud de las tuberías no se conoce con mucha precisión y ciertas modificaciones en su valor pueden ser admisibles. Un ajuste en la velocidad V parece menos adecuado, ya que modificaría el valor del gasto en la tubería y con esto violaría la condición de continuidad en los dos extremos donde la tubería se une con otras tuberías de la red.

Otra posibilidad consiste en usar los valores originales de L y V , e interpolar entre las líneas características correspondientes, para obtener los valores en la malla de cálculo. En todo caso, mientras mayor sea NX , menor será el error debido a las aproximaciones.

Durante los intervalos "hidráulicos" Δt_h la velocidad del flujo puede ser diferente, y con esto también los incrementos Δt_{ca} y Δx , como se muestra en la Figura 1.2.3 para el caso de dos incrementos hidráulicos.

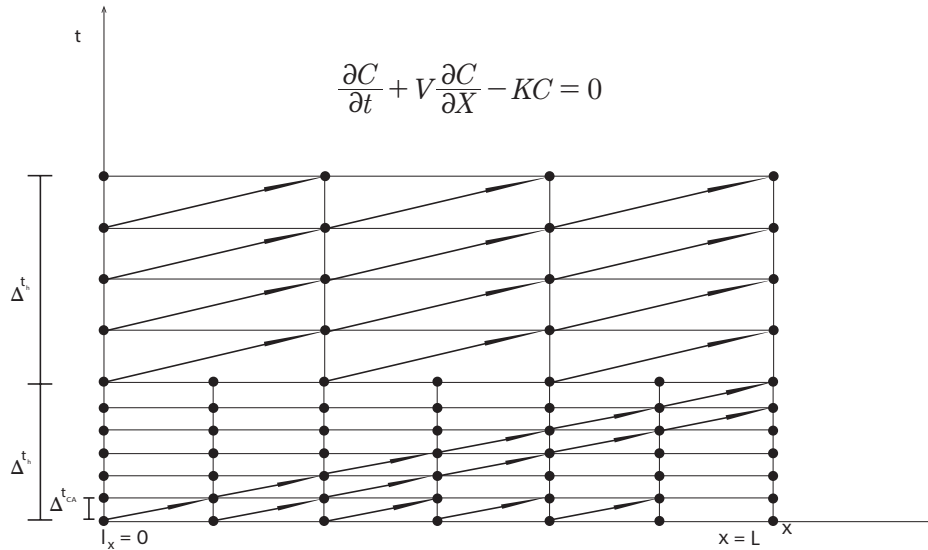


Figura 1.2.3 Solución numérica de la ecuación de convección.

La solución numérica requiere de condiciones iniciales y de frontera. Las condiciones iniciales en este caso están dadas por los valores de la concentración en todos los puntos de la tubería para el momento $t=0$ que se suponen conocidos o se determinan para una solución de estado permanente. La condición de frontera se aplica a la frontera izquierda y consiste en tener los valores de la concentración para $x=0$ durante el período de tiempo que se va a considerar. Si la tubería parte de una fuente éstos serán los valores de la concentración en la fuente. Si la tubería parte de la unión de varias tuberías, las concentraciones para $x=0$ se calculan por las contribuciones de las tuberías que confluyen en la unión, como se explica más adelante en el algoritmo de solución para una red.

La solución avanza en el tiempo en incrementos consecutivos Δt_{ca} . En cada incremento se calcula la concentración en todos los puntos de la tubería por el esquema mostrado en la Figura 1.2.4. Este esquema proviene del método de las características y de la solución analítica de la ecuación (1.2.10).

Cuando la división de subtramos cambia de un período hidráulico a otro, se aplica una interpolación para obtener los valores de concentración en los puntos de la nueva división; ver Figura 1.2.3.

1.2.5 SOLUCIÓN PARA UNA RED

Se asume una *mezcla completa* del agua en los nodos de la red. El concepto de mezcla completa en un nodo de la red asume que el agua que ingresa con diferente concentración por parte de las tuberías que confluyen en el nodo, se mezcla en éste obteniéndose una nueva concentración que será igual para todas las tuberías cuyos caudales salen del nodo. La condición de continuidad de masa en el nodo se expresa entonces como

Esquema de diferencias finitas para la ecuación de advección

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} - KC = 0$$

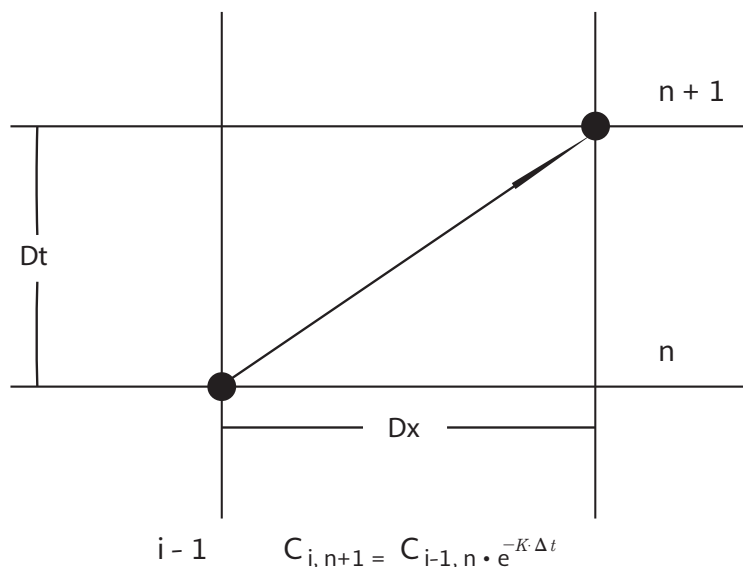


Figura 1.2.4 Esquema de diferencias finitas para la ecuación diferencial de convección.

$$(\sum QC)_{entra} = C_i (\sum Q)_{sale} \quad 1.2.18$$

donde Q y C en la parte izquierda son respectivamente el gasto y la concentración para el último punto de las tuberías que confluyen en el nodo, C_i es la concentración en el nodo, y Q en la parte derecha señala el gasto en las tuberías que salen. Los subíndices "entra" y "sale" indican que se deben de incluir en la sumatoria únicamente las tuberías que respectivamente entran (introducen gastos) o salen (extraen gastos) del nodo. En la suma de gastos que salen se incluye también el gasto del consumo de agua concentrado en el nodo.

Teniendo en cuenta la condición de continuidad de los gastos, la concentración en el nodo i se puede expresar de la ecuación (1.2.18) como

$$C_i = \frac{(\sum QC)_{entra}}{(\sum Q)_{entra}} \quad 1.2.19$$

Las concentraciones que intervienen en la ecuación (1.2.19) se toman de la solución para el último punto de cada tramo que introduce agua al nodo. Para realizar la solución primero se determina una secuencia del cálculo definida por la ubicación de las fuentes y los sentidos

de gastos, de forma tal que al llegar el cálculo a un nodo se tengan calculadas las concentraciones en todos los tramos anteriores a éste en la trayectoria del agua desde la fuente hasta el nodo. Puesto que el sentido de los gastos en los tramos puede cambiar entre un intervalo de cálculo hidráulico y otro, esta secuencia se determina para cada período hidráulico.

Una consideración especial merecen los tramos en los cuales en algunos períodos el gasto es igual a cero. No hay transporte por convección en estos tramos y las concentraciones en todos los puntos para un momento de tiempo se calculan multiplicando las concentraciones en los puntos para el momento de tiempo anterior por el término de decaimiento, es decir,

$$C_{i,n+1} = C_{i,n} e^{-K\Delta t} \quad 1.2.20$$

1.2.6 CONCLUSIONES

La concentración del cloro en las redes de distribución de agua potable cambia en la red después de salir de la planta potabilizadora. Los cambios son resultado de la convección y la reacción del cloro con el agua y con la pared de los tubos. La difusión molecular y turbulenta en una red de agua potable normalmente es insignificante y se puede despreciar en muchos casos. El proceso en una tubería se describe por una ecuación diferencial de convección con reacción, cuyos parámetros y solución numérica se presentan en este capítulo. La solución es aplicable en una red, asumiendo mezcla completa en los nodos.

1.2.7 REFERENCIAS

- Tzatchkov, V.G. y F. I. Arreguín C. (1994) Calidad del agua en redes de distribución de agua potable con flujo permanente. *Memorias del XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Santiago, Chile, 7 al de Noviembre de 1994*, vol. 6, p. 373 - 384.
- Tzatchkov, V.G. y J. Izurieta D. (1994) *Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro II: Proyecto. 1ª Sección: Agua Potable, Tema: Redes de Distribución.*, Comisión Nacional del Agua.
- Rossman, L. A. (1993) The EPANET Water Quality Model. *Integrated Computer Applications in Water Supply, Vol.2*, Research Studies Press Ltd. and John Wiley & Sons Inc., England, 1993, pp. 79-93.
- Bird, R. B., W. E. Stewart and E. N. Lightfoot (1960), *Transport phenomena*, John Wiley & Sons Inc., New York, London, Sidney.
- Biswas P., C. Lu, and R. M. Clark (1993) A model for chlorine concentration decay in pipes. *Water Research*, Vol. 27, No.12, pp. 1715-1724.

Este capítulo representa una versión revisada del siguiente artículo:

V. G. Tzatchkov, A.A. Aldama, F.I. Arreguín, "Modelación numérica de la advección y dispersión de solutos en redes de distribución de agua potable". Ingeniería Hidráulica en México, vol. XV, No., septiembre-diciembre 2000.

Otro artículo relacionado con este capítulo es el siguiente:

V. G. Tzatchkov, A.A. Aldama, F.I. Arreguín, "Advection-dispersion-reaction modeling in water distribution networks", Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, Vol. 128, No. 5, Sept. 2002, p.334-342.

1.3.1 INTRODUCCIÓN

La concentración de cualquier sustancia contenida en el agua en una red de distribución está sujeta a cambios espaciales y temporales debidos a la velocidad del flujo, la reacción con el agua y con el material de la pared de los tubos, la mezcla del agua en los nodos comunes de varias tuberías, y otros procesos. El objetivo de un modelo de transporte de contaminantes en redes de distribución es calcular estos cambios para los diferentes puntos de la red, dada su concentración en las fuentes. Un modelo de este tipo puede ser extremadamente útil en el diseño y en la operación de las redes de agua potable, ya que daría la posibilidad de analizar el posible decaimiento del desinfectante en la red, definir diferentes estrategias para garantizar la concentración requerida del desinfectante en toda la red, optimizar la ubicación y la dosis de las unidades de desinfección, analizar el resultado de la mezcla del agua proveniente de diferentes fuentes en la red, optimizar la ubicación de los puntos de muestreo de la calidad del agua, y analizar el tiempo de recuperación después de un accidente de contaminación, entre otras importantes aplicaciones.

Para representar correctamente las variaciones de la concentración del contaminante, el modelo matemático debe tomar en cuenta los procesos básicos que originan estas variaciones. Estos procesos son básicamente tres: a) *convección*, que representa el transporte del contaminante originado por la velocidad del flujo; b) *difusión*, que representa el movimiento del material desde puntos de más alta hacia puntos de más baja concentración; y c) la *reacción* del contaminante con el agua, y con las paredes de tuberías y tanques. Como es bien conocido, el efecto conjunto de la difusión y de la no uniformidad de la velocidad en la sección transversal del tubo da lugar a un proceso de mezcla más intensa, llamado *dispersión*. Varios autores de diferentes países, como Estados Unidos, Inglaterra, Francia, Holanda, Israel y otros, han propuesto e implementado modelos numéricos para simular el transporte

de contaminantes en las redes de agua potable, que consideran la convección y la reacción, mas no la dispersión. Ejemplos de modelos de este tipo son los así llamados por sus autores *modelo lagrangiano de transporte* de Liou y Kroon (1987), *el enfoque dinámico para modelar la calidad del agua* (Grayman *et al.* 1988), *el método de los elementos discretos* de Rossman *et al.* (1993), y varios más. Un resumen y descripción de las diferentes variantes de los modelos de este tipo pueden ser encontrados en las memorias de una conferencia especial sobre el tema (AWWARF y EPA 1996) y en un informe de la American Water Works Association Research Foundation (AWWARF 1991). Modelos similares han sido publicados también en México (Tzatchkov y Arreguín 1996; Tzatchkov 1996). En todos estos modelos la dispersión no se toma en cuenta. Algunos de los autores manifiestan que es despreciable en el caso de las redes de agua potable, pero ninguno de ellos ha presentado alguna evaluación de su efecto cualitativo y cuantitativo en las diferentes condiciones de flujo, diámetros de las tuberías y otros factores. Biswas *et al.* (1993) presentan un modelo en que se considera la difusión, pero sólo en la dirección radial. Varios programas de computadora que usan métodos que consideran solamente convección y reacción son conocidos, siendo el más conocido el programa EPANET desarrollado por la Environmental Protection Agency de los Estados Unidos de Norteamérica (USEPA) (Rossman 1993, AWWARF y EPA 1991).

Los datos de numerosas mediciones de campo en diferentes redes de distribución en diferentes ciudades, por ejemplo los publicados por Rossman *et al.* (1993) y AWWARF y EPA (1991), muestran que los modelos que consideran convección y reacción dan buenos resultados para la mayoría de los casos, pero no en todos los casos. En las tuberías que presentan bajas velocidades del flujo, las predicciones del modelo de convección-reacción difieren considerablemente de las concentraciones medidas, como se observa en los datos para algunos de los puntos de observación, reportados por Rossman *et al.* (1993), que también se presentan más adelante en este trabajo. Las bajas velocidades del flujo son frecuentes en las redes de distribución, debido a muchos factores, entre los cuales destacan la variación de la demanda dentro del día, el requerimiento de un diámetro mínimo en el diseño, y el sobredimensionamiento de la red que a veces se practica con vistas a cubrir demanda futuras. Un estudio llevado a cabo en la red de distribución de una unidad habitacional en el estado de Morelos, México, con base en simulaciones hidráulicas y mediciones en campo Hansen-Rodríguez (1997), reporta que en un 66% de las tuberías de la red se tienen velocidades muy bajas que tienden a un flujo laminar. Es importante entonces considerar la dispersión en la modelación del transporte de contaminantes en las redes de distribución.

Desde el punto de visto algorítmico y computacional, una solución numérica que toma en cuenta la dispersión en una red es mucho más complicada en comparación con las soluciones numéricas que sólo consideran convección y reacción. Las ecuaciones de convección pura, o de convección-reacción, se solucionan por métodos lagrangianos (que siguen el movimiento de las partículas con el flujo) explícitos, en que solamente se calcula el traslado derivado por la velocidad del flujo (o el traslado y decaimiento por reacción) del estado dado en las condiciones iniciales. Estas soluciones numéricas no son adecuadas para tratar la dispersión. Soluciones numéricas de tipo euleriano (de malla de cálculo fija) podrían ser usadas para

discretizar el término que considera la dispersión, pero los incrementos de espacio y tiempo a emplear en la discretización estarían limitados por condiciones de estabilidad y aproximación del esquema numérico. El problema se agrava considerablemente cuando la convección domina sobre la dispersión, o sea, en *problemas dominados por convección*. Fuertes gradientes de la concentración se producen en este caso, que pueden ser considerados en la solución numérica con una exactitud satisfactoria solamente por medio de una discretización extremadamente fina, que no resulta práctica. El problema de la solución numérica de la ecuación de convección-dispersión en una tubería de agua potable pertenece exactamente a este tipo de problemas, dado el pequeño valor del coeficiente de dispersión. Todos estos problemas numéricos, que son serios al solucionar el problema en un solo dominio (en una sola tubería), son mucho más graves en el caso de una red de tuberías, dado el gran número de puntos a considerar y las condiciones de frontera comunes en las uniones entre las tuberías.

El presente trabajo presenta una solución numérica eficiente de tipo euleriano-lagrangiano para la dispersión convectiva en redes de tuberías con flujo no permanente. De acuerdo con la técnica de los métodos euleriano-lagrangianos, en cada incremento de tiempo se aplican dos etapas en la solución numérica: una etapa lagrangiana en que se considera la convección, seguida por una etapa euleriana en que se considera la dispersión. En la etapa euleriana se obtiene un sistema de ecuaciones, que puede ser de gran número de incógnitas si la red tiene un gran número de tuberías. Para hacer eficiente la solución de este sistema de ecuaciones se propone una nueva técnica que emplea funciones de Green numéricamente calculadas para cada tubería. La solución numérica que se propone se aplicó para simular la propagación no permanente del flúor en una red de distribución real, para la cual se tienen publicados datos de mediciones de campo y de simulaciones con el programa EPANET (Rossman 1993). La solución propuesta logra una mejor coincidencia entre el modelo y los datos de concentración medidos, especialmente para las tuberías de la red en que prevalecen bajas velocidades del flujo.

1.3.2 PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

El transporte no permanente de una sustancia en una tubería con flujo a presión se describe por la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -u \frac{\partial C}{\partial x} + D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - KC \tag{1.3.1}$$

donde C es la concentración de la sustancia, u es la velocidad media del flujo, D es el coeficiente de dispersión, K es un coeficiente que considera la reacción de la sustancia con el volumen de agua y con la pared del tubo, x es la distancia longitudinal por el eje de la tubería y t es el tiempo. La aplicación de un modelo de transporte de sustancias en redes de agua potable tiene dos partes: primero se aplica un modelo hidráulico de flujo no permanente

que proporciona entre otras cosas la velocidad media del flujo en cada tubería y en cada momento de tiempo; luego se aplica el modelo basado en la ecuación (1.3.1). De esta forma la velocidad u en la ecuación (1.3.1) se considera conocida.

Para el cálculo del coeficiente de dispersión D se conocen las expresiones teóricas obtenidas por Taylor (1953) y Taylor (1954a) para flujo laminar y turbulento. Para flujo turbulento G. Taylor obtuvo la siguiente expresión:

$$D = 10.06u \frac{d}{2} \sqrt{\frac{f}{8}} \quad 1.3.2$$

donde d es el diámetro del tubo y f es el factor de fricción (factor de Moody).

Para flujo laminar G. Taylor obtuvo la expresión:

$$D = \frac{Pe^2}{48} \epsilon \quad 1.3.3$$

donde D es la difusividad de la sustancia en el agua, y Pe es el número de Peclet, que se define como:

$$Pe = \frac{au}{\epsilon} \quad 1.3.4$$

donde a es el radio del tubo.

El coeficiente de dispersión D dado por las ecuaciones (1.3.3) y (1.3.4) tiende a cero cuando la velocidad u tiende a cero, que no es realista dado que aun con una velocidad cero (agua en reposo) siempre existirá la difusión molecular, expresada precisamente por la difusividad D . Aris (1956) demostró que la difusividad molecular es aditiva a la debida del flujo laminar, y obtuvo la siguiente ecuación para D , conocida también como ecuación de Taylor-Aris:

$$D = \left(1 + \frac{Pe^2}{48}\right) \epsilon \quad 1.3.5$$

La ecuación (1.3.5) proporciona una transición continua para el valor de D en el límite entre flujo laminar y agua en reposo en una tubería.

La difusividad D de diferentes sustancias en el agua tiene valores extremadamente pequeños; la difusividad del cloro en agua por ejemplo tiene un valor de $1.22 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$. Debido a esto, el valor del coeficiente de dispersión D calculado por las ecuaciones (1.3.3) o (1.3.5) puede ser muy alto, mucho mayor que el valor del mismo coeficiente para flujo turbulento. G. Taylor (1954^a) estableció los siguientes límites de validez para la ecuación (1.3.3):

$$7 \ll Pe \ll \frac{4L}{a} \quad 1.3.6$$

donde a es el radio del tubo, Pe es el número de Peclet calculado por la ecuación (1.3.4), y L es la longitud del tubo dentro de la cual ocurren cambios significativos en la concentración. La longitud L se determina experimentalmente. Los experimentos de G. Taylor consistieron en introducir instantáneamente cierta cantidad de una sustancia en un flujo lento de agua, y luego medir la concentración resultante aguas abajo para diferentes momentos de tiempo. Para este caso la concentración resultante se aproxima bien por una curva de Gauss (curva de distribución normal) que se mueve con la velocidad del flujo (Clark 1996). En esta relación, Clark (1996) propone tomar

$$L = 4\sigma \quad 1.3.7$$

donde σ es la desviación estándar de la mancha en movimiento que forma la sustancia en el flujo.

No se conocen expresiones teóricas para el valor del coeficiente de dispersión en la zona de transición entre flujo laminar y turbulento.

En los nodos de la red aplican las siguientes condiciones de frontera:

- En los nodos que representan las fuentes de abastecimiento de agua o puntos en que se introduce la sustancia (como los puntos de cloración), se conoce el valor de la concentración para cada momento de tiempo.
- Para los nodos en que se consume el agua la masa de la sustancia que se extrae con el agua en una unidad de tiempo es igual al caudal que se extrae multiplicado por la concentración en el nodo.
- Balance de masa en los tanques:

$$\sum (QC)_{entra} - \sum (QC)_{sale} = \frac{d(VC)}{dt} \quad 1.3.8$$

donde Q señala el gasto en el extremo de una tubería que se une con el tanque, C señala la concentración en el mismo extremo, y V es el volumen del agua en el tanque. Los subíndices *entra* y *sale* señalan que las sumatorias correspondientes se toman sobre las tuberías que introducen y reciben agua del tanque respectivamente.

1.3.3 SOLUCIÓN NUMÉRICA

Para solucionar numéricamente la ecuación (1.3.1) para cada tubería, considerando las correspondientes condiciones de frontera en los nodos de la red, se emplea una solución numérica de tipo euleriano-lagrangiano (Aldama *et al.* 1996). La teoría y numerosas aplicaciones de

este tipo de solución para un solo dominio (una sola tubería) vienen descritas en muchas publicaciones (por ejemplo Baptista (1987) y las referencias que ahí se contienen).

La idea principal de los métodos *euleriano-lagrangianos* consiste en aplicar la solución numérica en dos partes consecutivas (en dos etapas). En la primer etapa se soluciona la parte convectiva de la ecuación por procedimientos numéricos que se basan en seguir el traslado debido a la velocidad del flujo, es decir, con un enfoque *lagrangiano*. En la segunda etapa se considera la parte de dispersión mediante una solución numérica con una malla de cálculo fija, es decir, por un procedimiento *euleriano*. La solución numérica que se maneja en este trabajo es aplicable a la ecuación de convección-difusión-reacción (1.3.1), como se muestra en (Aldama *et al.* 1996), no obstante se presenta solamente el caso de convección-difusión (es decir, se soluciona la ecuación (1.3.1) con $K = 0$), dado que las comparaciones con mediciones de campo que se presentan más adelante se refieren al caso de una sustancia conservativa (flúor), es decir una sustancia que no reacciona con el agua y con la pared de los tubos y tanques. Para los fines de la solución euleriana-lagrangiana la ecuación (1.3.1) (para $K = 0$) se discretiza entonces como:

$$\frac{C^{n+1} - C^n}{\Delta t_q} = -\left(u \frac{\partial C}{\partial x}\right)^n + \left(D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}\right)^{n+1} \quad 1.3.9$$

donde los superíndices n y $n+1$ señalan dos instantes de tiempo consecutivos y Δt_q es el incremento de tiempo usado en la solución numérica de transporte. Para el instante n los valores de C se suponen conocidos, y se busca calcular los mismos valores para el instante $n+1$. Si se introduce una variable auxiliar intermedia C^a , la ecuación (1.3.9) puede ser desacoplada en las siguientes dos ecuaciones:

$$\frac{C^a - C^n}{\Delta t_q} = -\left(u \frac{\partial C}{\partial x}\right)^n \quad 1.3.10$$

$$\frac{C^{n+1} - C^a}{\Delta t_q} = \left(D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}\right)^{n+1} \quad 1.3.11$$

La suma de las ecuaciones (1.3.10) y (1.3.11) equivale a la ecuación (1.3.9), lo que justifica el desacoplamiento. La ecuación (1.3.10) representa el transporte por convección pura y puede ser solucionada por el método de las características para obtener los valores de C^a , que a su vez se usan como condiciones iniciales para la ecuación (1.3.11), que se soluciona por un esquema numérico implícito.

Los métodos euleriano-lagrangianos están bien estudiados y aplicados a diferentes problemas de ingeniería para el caso de un solo dominio. En el caso de varios dominios interconectados, como es el caso de una red de tuberías, la solución implícita en la etapa euleriana

conduce a un sistema de ecuaciones grande, cuya solución directa no es eficiente. A continuación se describe una solución euleriana-lagrangiana para una red de tuberías que evita la necesidad de solucionar un sistema de ecuaciones grande.

Etapa lagrangiana

La ecuación (1.3.10) es solucionada en esta etapa. Se utiliza el método de las características con proyección hacia atrás en el tiempo (en inglés *the backward method of characteristics*). La longitud de la tubería se discretiza en cierta cantidad de puntos de cálculo equidistantes que comprenden los puntos interiores numerados de 1 a N , y los dos extremos de la tubería que pueden ser nombrados como *nodo del frente* F , y *nodo de la retaguardia* R (Figura 1.3.1).

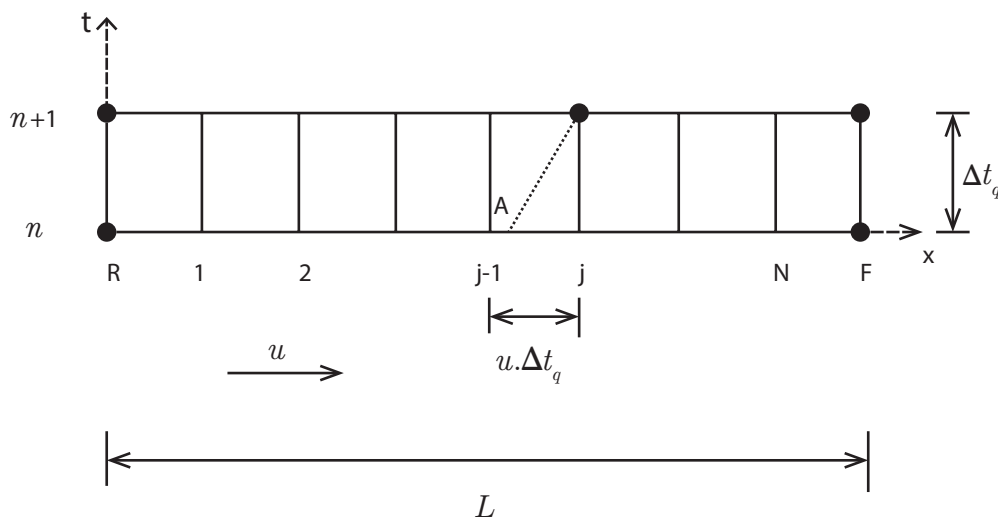


Figura 1.3.1 Discretización de una tubería en la etapa lagrangiana

La solución numérica se ejecuta en incrementos de tiempo consecutivos Δt_q . Para el principio de cada uno de estos incrementos de tiempo (para el momento t^n) se conocen los valores de C en todos los puntos de cálculo, y se busca calcular los valores de C para el momento t^{n+1} . Los puntos de cálculo 1 hasta F para el momento t^{n+1} se proyectan por las líneas características hacia atrás en el tiempo, hasta que la línea característica cruce el nivel de tiempo t^n . Un ejemplo se muestra en la Figura 1.3.1, donde la proyección del punto j es el punto A . La ecuación (1.3.10) describe una convección pura, entonces el valor de C para el punto j es el mismo que el para el punto A , y puede ser calculado por una interpolación entre los valores conocidos del nivel t^n . Diferentes esquemas de interpolación pueden ser empleadas, siendo la más sencilla una interpolación lineal entre los puntos $j-1$ y j . Para asegurar la estabilidad de este esquema numérico sencillo, los incrementos de espacio y tiempo deben de cumplir con la siguiente condición:

$$Cr = \frac{u \cdot \Delta t_q}{x_j - x_{j-1}} \leq 1 \tag{1.3.12}$$

donde Δt_q es el incremento de tiempo, y Cr es llamado *número de Courant*.

En la modelación del flujo no permanente en redes de distribución de agua potable, es común usar modelos *cuasi-dinámicos*, también llamados *modelos de períodos extendidos*, en que los gastos que fluyen en las tuberías se consideran como constantes dentro de cada uno de los segmentos de tiempo considerados en la simulación. Los incrementos de tiempo que se emplean en la simulación del transporte de contaminantes son mucho menores que los incrementos de tiempo usados en el modelo hidráulico de períodos extendidos. Cada incremento “hidráulico” Δt_h se divide en cierta cantidad de incrementos de tiempo para la solución numérica de transporte Δt_q . De esta forma la simulación del transporte de contaminantes considera una velocidad del flujo constante en cada tubería y para cada incremento hidráulico. El número de subtramos NX_i en una tubería i se calcula entonces como:

$$NX_i = INT\left(\frac{L_i}{u_i \Delta t_q}\right) \quad 1.3.13$$

donde L_i es la longitud de la tubería i , e $INT()$ señala “la parte entera de”. La longitud de cada subtramo se calcula como

$$\Delta x_i = \frac{L_i}{NX_i} \quad 1.3.14$$

El valor de x_i calculado por (1.3.13) y (1.3.14) cumple con la condición (1.3.12).

La velocidad del flujo en los diferentes incrementos de tiempo “hidráulicos” t_h será diferente; de esta forma la cantidad de subtramos en una tubería dada de la red (en otras palabras la discretización resultante) también será diferente. La Figura 1.3.2 muestra el procedimiento que se usará para un nivel de tiempo en que cambia el valor de la velocidad y con esto la discretización. Cada punto del primer nivel de tiempo que tiene la nueva discretización es proyectado sobre su línea característica hacia abajo hasta el nivel de tiempo anterior para obtener luego los valores de C^a mediante una interpolación lineal entre los puntos correspondientes. Si la línea característica cruza la frontera vertical izquierda, como por ejemplo el punto 1 en la Figura 1.3.2, entonces el valor de C_i^a se calcula mediante una interpolación sobre esta frontera izquierda vertical.

El procedimiento así descrito se aplica para calcular los valores de C_i^a en los puntos 1 a F en cada tubería de la red (Figura 1.3.1). Para calcular el valor de C^a en el punto R (el nodo de retaguardia para la tubería), hay que considerar las demás tuberías de la red que se unen en el mismo punto (que a la vez es uno de los nodos de la red). Son posibles tres casos:

1. Una sola tubería introduce agua al nodo (nodo de distribución, Figura 1.3.3). El valor de C^a calculado para el punto F de esta tubería se asigna a nodos de retaguardia R de las demás tuberías unidas en el nodo.

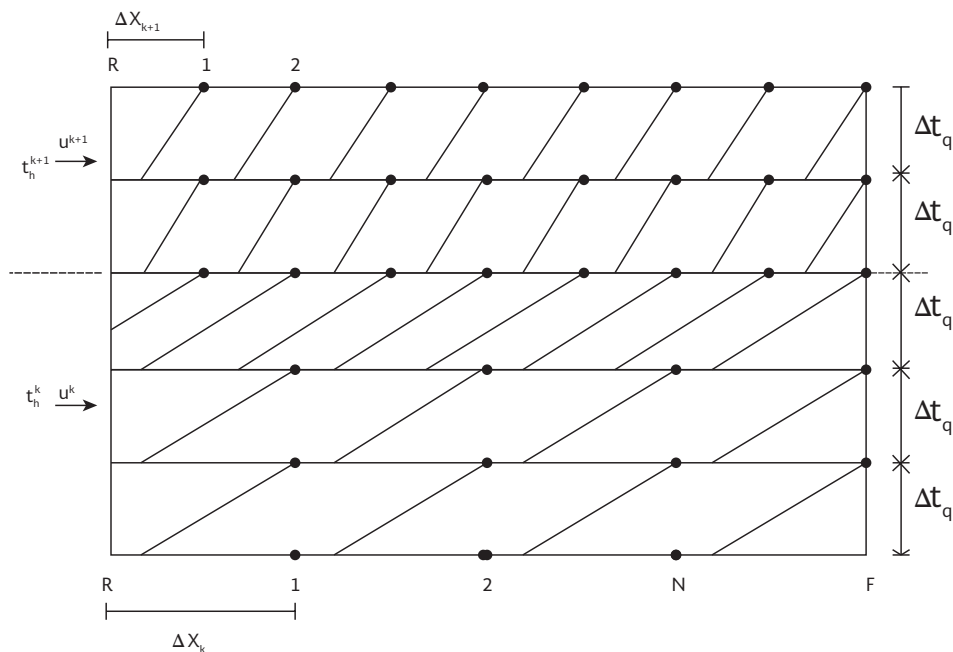


Figura 1.3.2 Líneas características en una tubería antes y después de un cambio en la velocidad del flujo

2. Varias tuberías introducen agua al nodo (nodo de mezcla, Figura 1.3.3). Asumiendo una mezcla completa, primero se calcula la concentración resultante de la mezcla en el nodo que une las tuberías:

$$C_i = \frac{\sum (Q \cdot C_F^a)_{entra}}{\sum Q_{entra} - q_i} \quad 1.3.15$$

donde q_i es el gasto que se extrae del nodo (el consumo de agua), Q_{entra} es el gasto en una tubería que introduce agua al nodo, $(QC_F^a)_{entra}$ es el mismo gasto multiplicado por el valor de la C^a para el punto F de la tubería. En las dos sumatorias en (1.3.15) participan solamente las tuberías que introducen agua al nodo. El valor calculado por (1.3.15) se asigna luego a los puntos R de las tuberías que reciben agua del nodo.

Cabe notar que de esta manera se obtienen valores discontinuos para la concentración en los extremos F de las tuberías que introducen agua al nodo, es decir, se obtiene un valor en cada extremo F y otro valor para el nodo calculado por (1.3.15). Estos valores discontinuos provienen de la no consideración de la dispersión en esta etapa lagrangiana de la solución.

3. No hay tuberías que introducen agua al nodo. Este es el caso de un nodo que representa una fuente o un tanque. Para las fuentes el valor de C es conocido y se asigna directamente a los puntos R de las tuberías que salen de la fuente. Para simular el efecto de un tanque, en cada incremento de tiempo se usa el siguiente procedimiento basado en la ecuación (1.3.8):

Una vez calculados los valores de C^a para los extremos F de las tuberías que introducen agua al tanque, se calcula la suma de los productos de cada C_F^a multiplicado por el gasto de la tubería correspondiente. Esta suma da la masa de la sustancia modelada, que ingresa al tanque en una unidad de tiempo.

Asumiendo una mezcla completa e instantánea dentro del tanque, se calcula el siguiente valor para la concentración dentro del tanque:

$$C_{sale} = \frac{(VC)^n + \Delta t_q \sum (QC)_{entra}}{V^{n+1} + \Delta t_q \sum Q_{sale}} \quad 1.3.16$$

donde V es el volumen del agua almacenada en el tanque. Este valor se asigna luego al extremo R de cada tubería que recibe agua del tanque.

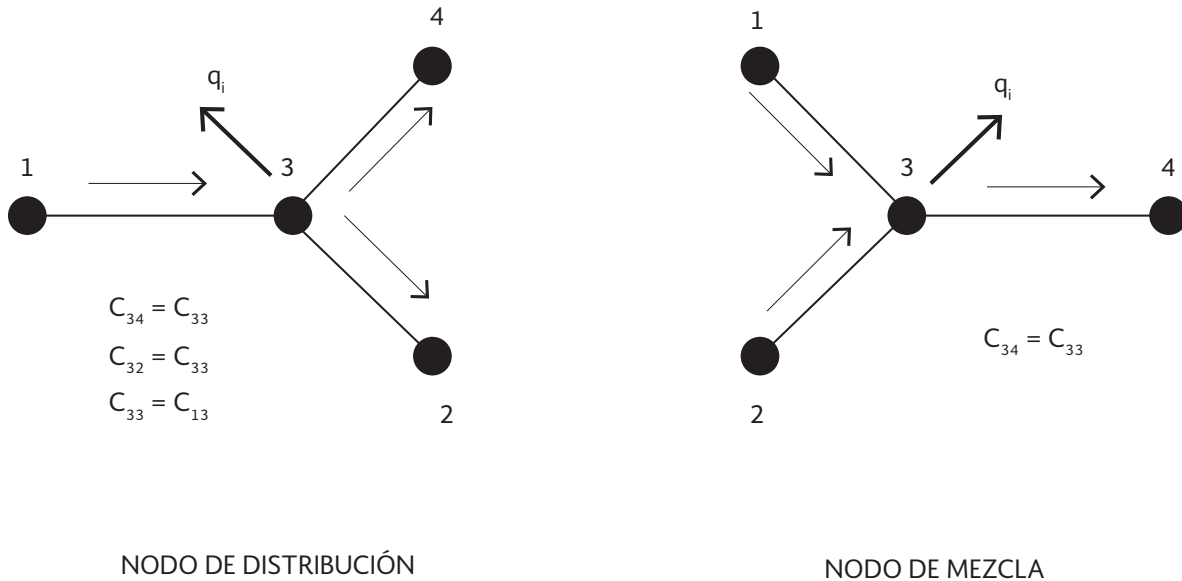


Figura 1.3.3 Nodos de distribución y de mezcla

Esto completa el procedimiento computacional de la etapa lagrangiana de la solución, que se repite en cada uno de los incrementos de tiempo que se consideran en la simulación. Cabe señalar que los modelos conocidos para la simulación de la calidad del agua en redes de distribución, por ejemplo los publicados en AWWARF (1996), AWWARF y EPA (1991), Grayman *et al.* (1988), Liou y Kroon (1987), y Rossman (1993) son diferentes variantes de esta parte lagrangiana de la solución que aquí se propone.

Etapa euleriana

La ecuación (1.3.11) es solucionada en esta etapa, en el intervalo de tiempo entre t^n y t^{n+1} utilizando los valores de C^a calculados en la etapa lagrangiana como condiciones iniciales.

Existen varios métodos numéricos bien conocidos para la solución de esta ecuación en el caso de un dominio (una sola tubería), pero la solución es mucho más complicada para el caso de una red, donde se presentan principalmente dos problemas:

- a) Las condiciones de frontera se formulan para puntos comunes de varias tuberías (para los nodos de la red), y no para los extremos de cada tubería como en el caso de una sola tubería. Se consideran dos tipos de condiciones de frontera. En primer lugar, para cada nodo de la red se formula la siguiente ecuación equivalente a la ecuación (1.3.11):

$$V \frac{\partial C}{\partial t} = \sum_{j=1}^m \left(\frac{\partial C}{\partial x} \right)_j D_j \quad 1.3.17$$

donde V es el volumen de agua que se considera concentrado en el nodo, m es el número de tuberías que se conectan en el nodo, A_j es el área de la sección transversal de la tubería j , y D_j es el coeficiente de dispersión para la tubería j . El segundo tipo de condición de frontera se expresa en valores prescritos de C en los nodos que representan las fuentes u otros puntos con concentración conocida en la red.

- b) La aplicación directa del esquema numérico produce un sistema de ecuaciones de gran magnitud y con una estructura que no es conveniente para una solución numérica eficiente. Como un ejemplo, para la pequeña red mostrada en la Figura 1.3.4, con la discretización mostrada en la misma figura, se obtiene una matriz del sistema de ecuaciones con la estructura que se muestra en la Figura 1.3.5.

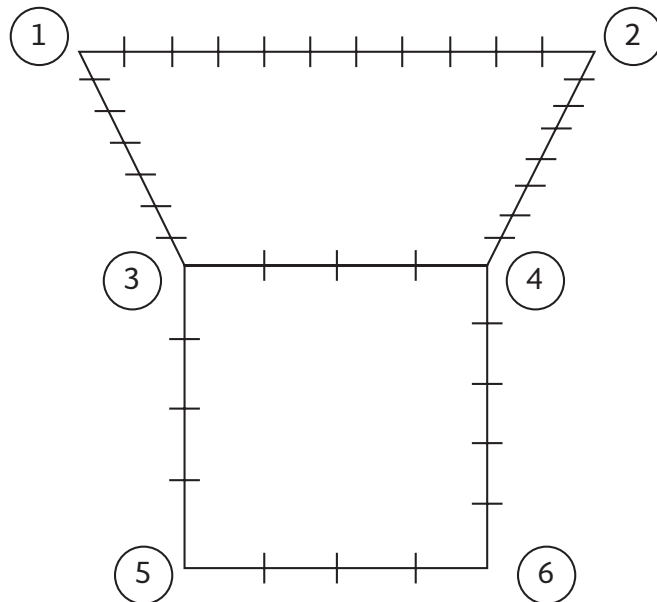


Figura 1.3.4 Ejemplo de una pequeña red con discretización aplicada

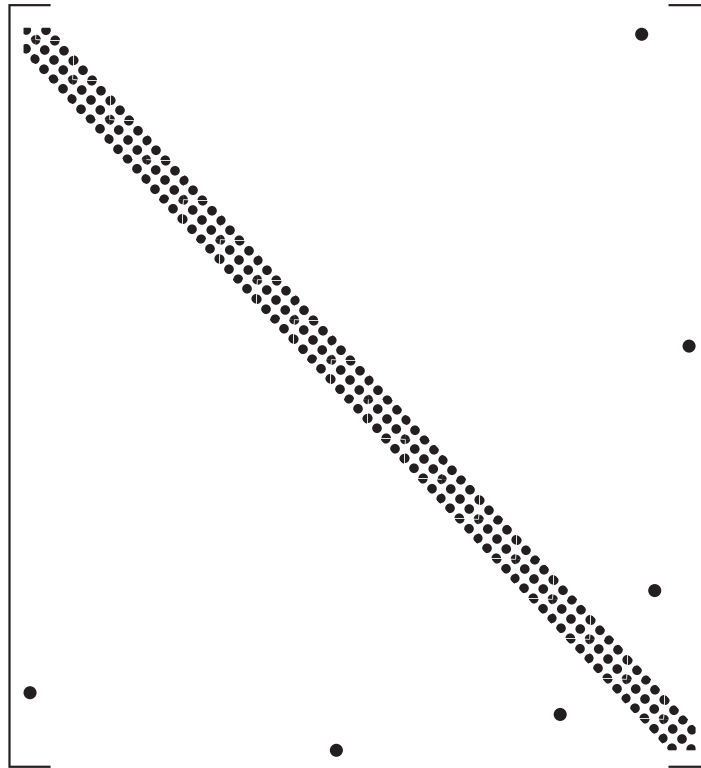


Figura 1.3.5 Estructura de la matriz resultante para la red de la Figura 1.3.4

Para dar solución a estos dos problemas Aldama *et al.* (1998) proponen un nuevo método general para la consideración de las condiciones de frontera y para una solución numérica eficiente de problemas de ecuaciones diferenciales en redes, llamado *método de las funciones de Green numéricas*. Este método se aplica en el presente trabajo para obtener una solución numérica eficiente. Las bases del método se explican en Aldama *et al.* (1998); por esta razón aquí se explica solamente el procedimiento computacional correspondiente al presente modelo de transporte en redes.

Para la solución numérica se utiliza la misma discretización que se usa en la etapa lagrangiana. Las derivadas se aproximan por diferencias finitas como sigue:

$$\frac{\partial C}{\partial t} \approx \frac{C_{j,n+1} - C_j^a}{\Delta t_n} \quad 1.3.18$$

$$\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \approx \frac{1}{2} \left(\frac{C_{j+1,n+l} - 2C_{j,n+l} + C_{j-1,n+l}}{\Delta x^2} + \frac{C_{j+1}^a - 2C_j^a + C_j^a - 1}{\Delta x^2} \right) \quad 1.3.19$$

donde el superíndice ^a señala valores obtenidos en la etapa lagrangiana. Las ecuaciones (3.18) y (3.19) se sustituyen en (3.11), obteniéndose en resultado las siguientes ecuaciones para los puntos interiores (sin incluir los dos extremos) de una tubería:

$$-\frac{\lambda}{2}C_{j-1,n+1} + (1 + \lambda)C_{j,n+1} - \frac{\lambda}{2}C_{j+1,n+1} = b_j, j = 1 \dots N \quad 1.3.20$$

donde

$$\lambda = \frac{K \Delta t_q}{\Delta x^2} \quad 1.3.21$$

$$b_j = \frac{\lambda}{2}C_{j-1}^a + (1 - \lambda)C_j^a + \frac{\lambda}{2}C_{j+1}^a \quad 1.3.22$$

La expresión (1.3.20) representa un sistema de N ecuaciones con $N+2$ incógnitas, que son los valores de la concentración C para los puntos 1 a N , R y F . Este sistema no puede ser solucionado directamente (separadamente) para cada tubería ya que el número de incógnitas es mayor que el número de ecuaciones. En lugar de eso, se utiliza el siguiente procedimiento (Aldama *et al.* 1996, Aldama *et al.* 1998).

Se asume $C = 0$ en los dos extremos de la tubería, y se soluciona el sistema de ecuaciones para la tubería. La solución resultante se denomina *solución homogénea* y se señala con $h(x)$. Luego se asume $C=1$ para el extremo de retaguardia R y $C = 0$ para el extremo de frente F , y se soluciona nuevamente el sistema de ecuaciones. Finalmente se asume $C=0$ para el extremo de retaguardia R y $C = 1$ para el extremo de frente F , y por tercera vez se soluciona el sistema de ecuaciones con estos datos.

Las dos últimas soluciones del sistema de ecuaciones representan en realidad dos *funciones de Green* numéricamente obtenidas, $GR(x)$ y $GF(x)$, correspondientes a un causante unitario aplicado en los extremos R y F respectivamente (Aldama *et al.* 1998). Estas dos funciones son simétricas, es decir,

$$GR(x) = GF(1-x) \quad 1.3.23$$

por lo cual el sistema de ecuaciones puede ser solucionado sólo para una de estas dos funciones.

Con la ayuda de estas tres soluciones auxiliares, la solución para la concentración C en una tubería de la red se expresa por una superposición de la solución homogénea y las dos funciones de Green, cada una de ellas multiplicada respectivamente por cada uno de los todavía desconocidos valores C_R y C_F de la concentración en los dos extremos R y F , es decir,

$$C_j = h_j + GR_j C_R + GF_j C_F, \quad j = 1 \dots N \quad 1.3.24$$

donde h_j es el valor de la solución homogénea para el punto j , GR_j es el valor de la función de Green para el extremo de retaguardia, GF_j es el valor de la función de Green para el extremo de frente, N es el número de puntos dentro de la tubería, y C_R y C_F son los todavía desconocidos valores de la solución para los extremos R y F . De esta manera la solución numérica se obtiene por una superposición de tres soluciones auxiliares. La primera de éstas

toma en cuenta las condiciones iniciales dentro de la tubería con condiciones de frontera homogéneas, y las otras dos consideran los valores de C en los dos extremos de la tubería. La Figura 1.3.6 ilustra esta superposición.

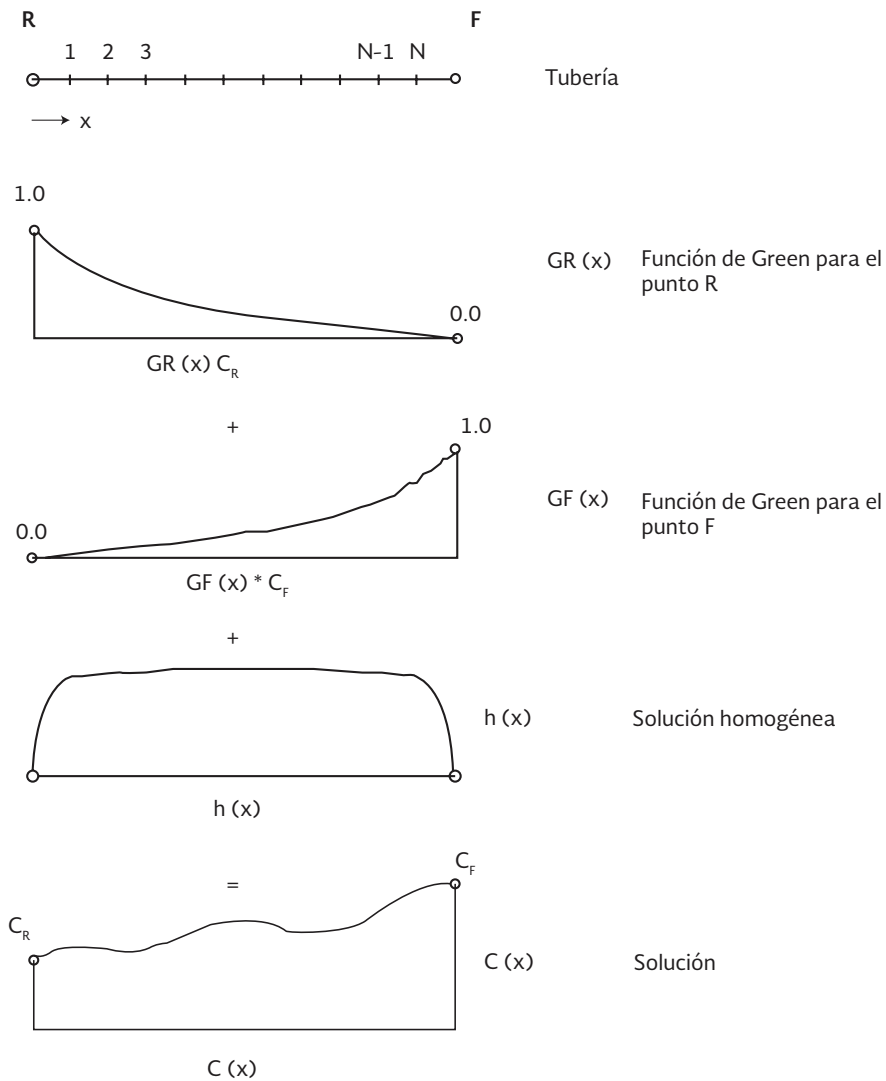


Figura 1.3.6 Superposición para obtener la solución $C(x)$ en una tubería

Para cada nodo i de la red el modelo supone un valor continuo y único de la concentración C_i , el mismo para todos los extremos de tubería que se unen en el nodo. Para obtener este valor de la concentración en todos los nodos (y con esto en los extremos de todas las tuberías) se utiliza la ecuación (1.3.17). La derivada con respecto al tiempo en esta ecuación se expresa por la ecuación (1.3.18) escrita para el nodo i , y la derivada con respecto al espacio se aproxima con base en los valores de C en el nodo i y en el punto de discretización más cercano de la tubería, es decir,

$$\left(\frac{\partial C}{\partial x}\right)_j = \frac{1}{2} \left(\frac{C_{1,j}^{n+1} - C_i^{n+1}}{\Delta x_j} + \frac{C_{1,j}^a - C_i^a}{\Delta x_j} \right)$$

donde i señala el nodo de la red, y $1,j$ señala el punto de discretización dentro de la tubería más cercano al i (que puede ser el punto 1 o el punto N según el sentido de numeración adoptado dentro de la tubería). Después de emplear las ecuaciones (1.3.18) y (1.3.25), y asumir que el volumen V está formado por la suma de volúmenes de segmentos elementales con longitud x de las tuberías que se unen en el nodo, la ecuación (1.3.17) puede ser escrita como:

$$\left(\sum_{j=1}^m \Delta x_j A_j \right) \frac{C_i^{n+1} - C_i^a}{\Delta t_q} = \sum_{j=1}^m \frac{D_j A_j}{2 \Delta x_j} (C_{1,j}^{n+1} - C_i^{n+1} + C_{1,j}^a - C_i^a) \quad 1. 3.26$$

Para cada tubería j , $C_{1,j}^{n+1}$ en (1.3.26) es una incógnita y puede expresarse por (1.3.24), involucrando de esta manera los valores de C en los dos extremos de la tubería (que son a la vez dos nodos de la red). De esta forma la ecuación (1.3.26), escrita para cada nodo de la red, proporciona un sistema de ecuaciones lineales para los valores de C en los nodos de la red. En el proceso de solución de este sistema de ecuaciones hay que considerar los valores prescritos de C en los nodos que representan fuentes y tanques. Para simular el efecto de un tanque primero se calcula la concentración que resulta de la mezcla del agua que se encuentra en el tanque con el agua que ingresa por parte de las tuberías que abastecen al tanque. El valor resultante se asigna al extremo de retaguardia R de las tuberías que reciben agua del tanque.

Una vez obtenidos los valores de C para los nodos de la red, se calculan los valores de C para los puntos interiores de cada tubería por (1.3.24).

Desde el punto de vista algorítmico y computacional, la composición del sistema de ecuaciones (1.3.26) puede ser tratada convenientemente dentro del contexto del método de los elementos finitos. Cada tubería puede ser considerada como un elemento que contribuye términos a dos ecuaciones del tipo de la ecuación (1.3.26), correspondientes a sus dos nodos. Para obtener la contribución, la expresión (1.3.24) escrita para $C_{1,j}^{n+1}$ se sustituye en las dos ecuaciones del tipo (1.3.26), que corresponden a los nodos R y F respectivamente. Las contribuciones resultantes pueden ser escritas en la siguiente forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} F_R \\ F_F \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_R \\ C_F \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} g_R \\ g_F \end{Bmatrix} \quad 1. 3.27$$

$$\{F\}^e = [k]^e \{C\}^e + \{g\}^e \quad 1. 3.28$$

donde F_R es la contribución del elemento (la tubería) a la ecuación (1.3.26) para el nodo R , F_F es la contribución del elemento a la ecuación (1.3.26) para el nodo F , y

$$k_{11} = -\frac{DA}{2\Delta x}(1 - GR_1) \quad 1.3.29$$

$$k_{12} = \frac{DA}{2\Delta x}(1 - GF_1) \quad 1.3.30$$

$$k_{21} = \frac{DA}{2\Delta x}(1 - GR_1) \quad 1.3.31$$

$$k_{22} = -\frac{DA}{2\Delta x}(1 - GF_N) \quad 1.3.32$$

$$g_r = \frac{DA}{2\Delta x}(h_1 + C_{i,j}^a - C_R^a) \quad 1.3.33$$

$$g_F = \frac{DA}{2\Delta x}(h_N + C_{N,j}^a - C_F^a) \quad 1.3.34$$

En la terminología usada en el método de los elementos finitos, $[k]^e$ y $[g]^e$ son las matrices de un elemento. La adición de las matrices $[k]^e$ y $[g]^e$ de todos los elementos a matrices globales $[K]$ y $[G]$, considerando los números de los dos nodos de cada elemento, produce el siguiente sistema de ecuaciones para la red:

$$[K]\{C\} + \{G\} = 0 \quad 1.3.35$$

donde $\{C\}$ es el vector de las concentraciones en los nodos de la red. Cabe señalar que las contribuciones de los elementos consideran solamente la parte derecha de la ecuación (1.3.26). Para considerar la parte izquierda de (1.3.26), se resta el término $\sum \Delta x_j A_j / \Delta t_q$ de cada elemento diagonal en $[K]$, y se suma el término $C_i^a \sum \Delta x_j A_j / \Delta t_q$ a cada elemento en $[G]$.

La matriz $[K]$ del sistema (1.3.35) es simétrica y porosa (contiene muchos elementos iguales a cero), y refleja la estructura de la red: para cada nodo de la red existe un renglón en la matriz cuyos elementos diferentes de cero corresponden al diagonal y a los nodos con los cuales se conecta el nodo en consideración. Existen algoritmos matriciales especiales que pueden ser usados para almacenar y solucionar eficientemente sistemas de ecuaciones con este tipo de matriz.

Algoritmo computacional

Desde el punto de vista computacional, la solución numérica que se propone se realiza en la siguiente secuencia:

1. Se aplica un modelo hidráulico de periodos extendidos para calcular la variación del flujo en la red dentro del día. De los diferentes resultados que proporciona el modelo hidráulico se toman los gastos y las velocidades del flujo en cada tubería, que se consideran constantes para cada incremento de tiempo "hidráulico" considerado.

2. Cada incremento de tiempo hidráulico se divide en cierto número de incrementos de tiempo que se usarán en la solución numérica de transporte de sustancias; cada tubería se discretiza luego en cierto número de puntos de cálculo usando las ecuaciones (1.3.13) y (1.3.14). El número de puntos en cada tubería puede ser diferente entre un incremento de tiempo hidráulico y otro, ya que depende de la velocidad del flujo.
3. Se estima el valor del coeficiente de dispersión D .
4. Los restantes puntos del procedimiento se repiten para cada incremento de tiempo.
5. Se aplica la parte lagrangiana (la parte de convección pura) de la solución. Al cambiar la discretización entre un incremento de tiempo hidráulico y otro, se aplica la interpolación mostrada en la Figura 1.3.2.
6. Para cada tubería, se obtiene la solución homogénea y las dos funciones de Green numéricas, solucionando el sistema de ecuaciones lineales (1.3.20) para cada una de ellas con las correspondientes condiciones de frontera. La matriz del sistema de ecuaciones (1.3.20) es tridiagonal por lo que la solución puede ser obtenida eficientemente por el algoritmo de Thomas. Se tiene una misma matriz para los tres sistemas de ecuaciones, con cambios en la parte derecha del sistema solamente; de esta forma un algoritmo aún más eficiente puede ser programado. Las dos funciones de Green son simétricas, así que sólo una de ellas tiene que ser obtenida de la solución del sistema de ecuaciones (1.3.20).
7. Se componen las matrices del sistema de ecuaciones (1.3.35). Algoritmos eficientes de manejo de matrices porosas, como los que usan en el método de los elementos finitos, pueden ser usados para componer, almacenar y solucionar este sistema de ecuaciones.
8. Se soluciona el sistema de ecuaciones (1.3.35), considerando los valores prescritos de C en los nodos que representan fuentes y tanques.
9. Se calculan los valores de C para los puntos interiores de cada tubería por la ecuación (1.3.24).

De esta forma, el sistema de ecuaciones que produce la aplicación directa del esquema en diferencias finitas para toda la red, se desagrega en tres sistemas tridiagonales para cada tubería, y un sistema de menor tamaño para la concentración en los nodos de la red; todos ellos de estructura especial que admite una solución numérica eficiente; que es una ventaja de la solución que se propone, especialmente cuando se quieren modelar redes con gran número de nodos y tramos.

Una especial atención requiere la consideración del coeficiente de dispersión D . Para flujo turbulento ($Re > 4,000$) se usa la ecuación (1.3.2). El valor del factor f podría ser obtenido solucionando la ecuación implícita de Colebrook-White por algún método numérico; pero para los fines del cálculo de D sería suficiente no obstante alguna aproximación explícita. En el programa de computación preparado por los autores para implementar el modelo, se utiliza la siguiente ecuación explícita, propuesta por Guerrero (1995) como una aproximación de la ecuación de Colebrook-White:

$$f = \frac{0.25}{\log^2 \left(\frac{e/d}{3.71} + \frac{G}{Re^T} \right)} \quad 1.3.36$$

donde d es el diámetro de la tubería, e es la rugosidad, Re es el número de Reynolds, y G y T son coeficientes cuyos valores dependen del número de Reynolds, como sigue:

$$\begin{aligned} G &= 4.555, T = 0.8764, & \text{para } 4,000 \leq Re \leq 10^5 \\ G &= 6.732, T = 0.9104, & \text{para } 10^5 \leq Re \leq 3 \times 10^6 \\ G &= 8.982, T = 0.93, & \text{para } 3 \times 10^6 \leq Re \leq 10^8 \end{aligned}$$

Según Guerrero (1995), la ecuación (1.3.36) proporciona una mejor aproximación para f que la ecuación de Swamee-Jain (1976) y otras ecuaciones conocidas.

Diferentes posibilidades han sido exploradas por los autores de este trabajo para estimar el valor de D para flujo laminar y flujo en transición de laminar a turbulento, es decir, para $Re < 4,000$. En cada una de estas posibilidades los resultados del modelo se compararon con las mediciones de campo que se describen más adelante, y con un modelo que no considera la dispersión (convección pura). Algunas de las posibilidades exploradas y las conclusiones correspondientes son las siguientes:

- a) Calcular D por la ecuación (1.3.2) independientemente del régimen del flujo, es decir, usar la ecuación (1.3.2) de flujo turbulento también para flujo laminar y flujo en transición. Los resultados que se obtienen para este caso prácticamente coinciden con los resultados del modelo de convección pura, lo que se explica de la manera siguiente: En las tuberías que presentan velocidades muy bajas el valor de D calculado por (1.3.2) se obtiene muy pequeño, y la influencia del término de dispersión en la ecuación (1.3.1) es insignificante. En las tuberías que presentan velocidades medianas y altas el valor de D no es muy pequeño, pero en estas tuberías la convección predomina sobre la dispersión precisamente por las velocidades altas, y nuevamente el término de dispersión resulta insignificante. Como una conclusión de esta experiencia inicial, si en todas las tuberías de la red no se presentan velocidades muy bajas (correspondientes a $Re < 4,000$) es suficiente usar un modelo de convección pura.
- b) Utilizar la ecuación (1.3.2) cuando $Re \geq 4,000$, y la ecuación (1.3.5) cuando $Re \leq 2,000$. Cuando $2,000 < Re < 4,000$, calcular D para $Re = 2,000$ por la ecuación (1.3.5) y para $Re = 4,000$ por la ecuación (1.3.5), y luego aplicar una interpolación para obtener D para el valor de Re dado. Los resultados de las simulaciones efectuadas para este caso mostraron una dispersión excesiva, mucho mayor que la medida en campo, lo que se debe a que los valores de D para $Re < 4,000$ se obtienen demasiado altos. Para tener una idea del orden en que se obtienen estos valores, puede aplicarse el siguiente análisis:

De la definición del número de Reynolds Re

$$Re = \frac{ud}{\nu} \tag{1.3.37}$$

se despeja la velocidad u que daría un $Re = 2,000$:

$$u_{Re=2000} = \frac{2000 v}{d} \quad 1.3.38$$

El número de Peclet correspondiente a esta velocidad sería:

$$Pe_{Re=2000} = \frac{2000 v}{d} \frac{d}{2 \varepsilon} = 1000 \frac{v}{\varepsilon} \quad 1.3.39$$

donde v es la viscosidad cinemática del agua, que es del orden de $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. Dado que el valor de ε es del orden de $10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$, Pe calculado por (1.3.39) sería del orden de $10^6 \text{ m}^2/\text{s}$, y la ecuación (1.3.5) daría un valor para D del orden de los $20 \text{ m}^2/\text{s}$, que es mucho mayor (de 2000 a 10000 veces aproximadamente) que los valores de D para flujo turbulento calculados por la ecuación (1.3.2) para el mismo valor de la velocidad u .

- c) Utilizar la ecuación (1.3.2) cuando $Re \geq 4,000$ y la ecuación (1.3.5) para el intervalo en que se cumple la condición (1.3.6) (solamente la parte derecha de esta ecuación se considera, ya que la parte izquierda, $Pe \gg 7$, no tiene importancia práctica), e interpolar para valores intermedios. Teniendo en cuenta la ecuación (1.3.4), de la ecuación (1.3.6) puede despejarse el valor límite de la velocidad:

$$u \leq \frac{4L}{a^2} \varepsilon \quad 1.3.40$$

Se aplica entonces la ecuación (1.3.5) cuando se cumple (1.3.40). Como se mencionó anteriormente, de acuerdo con G. Taylor (1954b) el valor de L debe obtenerse experimentalmente. Para que la velocidad obtenida por (1.3.6) no se obtenga extremadamente pequeña, se requiere que el valor de L sea lo suficientemente grande. Se realizaron ciertos intentos de deducir el valor de L con base en los resultados de las mediciones de campo que se comentan más adelante en este capítulo, pero no se pudieron obtener algunos resultados satisfactorios, dada la limitada información experimental que se tiene. Se procedió entonces a efectuar corridas del modelo con diferentes valores de L y comparar los resultados con las mediciones de campo, tratando de esta manera a calibrar el modelo por medio del valor de L . Se obtuvo una coincidencia satisfactoria para $L = 2,400 \text{ m}$. Esta longitud es varias veces mayor que la longitud de las tuberías de la red en que se midió.

Se procedió finalmente a efectuar corridas del modelo con diferentes valores de D en las tuberías que presentan velocidades bajas y comparar los resultados con las mediciones de campo, tratando al coeficiente D como un coeficiente de calibración. Para ciertos valores de D , por ejemplo para $D = 0.20 \text{ m}^2/\text{s}$, se obtuvo una coincidencia bastante satisfactoria, como se comenta más adelante.

1.3.4 COMPARACIÓN CON EL MODELO EPANET Y CON MEDICIONES DE CAMPO

El programa de cómputo EPANET desarrollado por la EPA, siendo de dominio público, puede ser copiado de una página de Internet junto con los datos necesarios para correr tres ejemplos de diferentes redes de agua potable. Uno de estos tres ejemplos se refiere a la red de distribución de Cherry Hill Brushy Plains, una localidad en los Estados Unidos de Norteamérica en la cual EPA efectuó una serie de mediciones de la concentración no permanente de cloro y flúor, con el objeto de validar las predicciones del modelo EPANET (Rossman 1993). El modelo que aquí se propone se aplicó para simular el transporte de flúor en la misma red con los mismos datos que se usaron en el modelo EPANET. Se prestó una especial atención en usar los mismos datos hidráulicos, condiciones de frontera, algoritmo para simular el efecto del tanque, número de puntos de cálculo e incrementos de tiempo, y otros, de forma que se pueda apreciar precisamente la importancia relativa del término de dispersión que se considera en el presente modelo y no se considera en EPANET. Por la misma razón se simuló solamente el caso de transporte de flúor, que puede ser considerado como una sustancia conservativa en agua, para eliminar de esta manera la influencia de

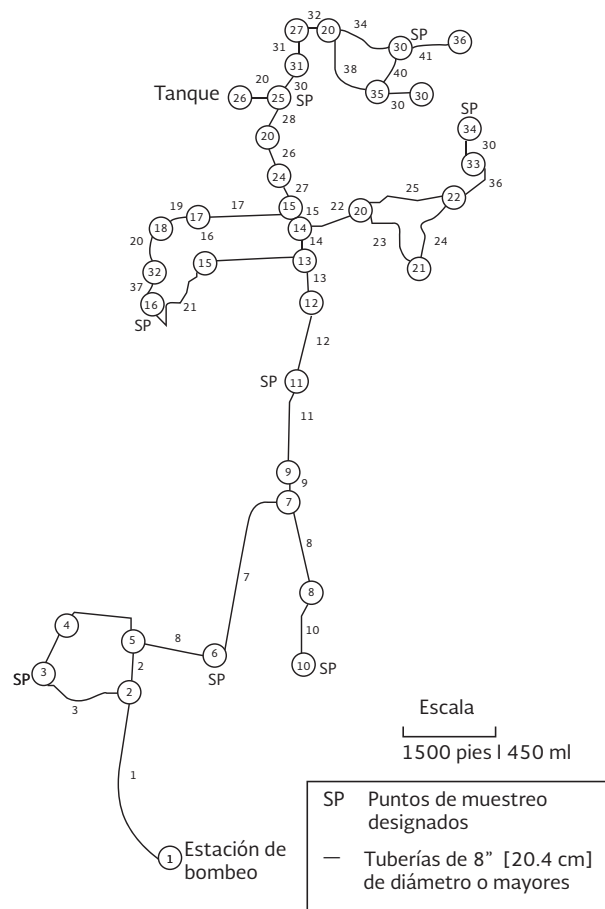


Figura 1.3.7 Representación esquemática de la red de Cherry Hill/Brushy Plains (Rossman *et al.* 1994)

la reacción que es importante en el caso del transporte de cloro. La Figura 1.3.7, tomada de Rossman (1993), muestra la esquematización de la red que se usó en la simulación.

Las Figura 1.3.8 a Figura 1.3.11 muestran la concentración de flúor obtenida por el EPANET y por el modelo de convección-dispersión propuesto, junto con la concentración observada en campo para los ocho puntos de medición que se consideran en el estudio (Rossman 1993). Como se puede observar en estas figuras, para los puntos de muestreo 3, 6, 11, 19 y 25 los resultados de EPANET muestran una coincidencia bastante buena con las mediciones; pero para los puntos de muestreo 10, 28 y 34 EPANET no simula bien la evolución de la concentración. El modelo de convección-dispersión propuesto modela la evolución de la concentración de una manera más realista, gracias a la consideración de la dispersión. Para todo el intervalo de 55 horas considerado en las mediciones (Rossman 1993) la velocidad del

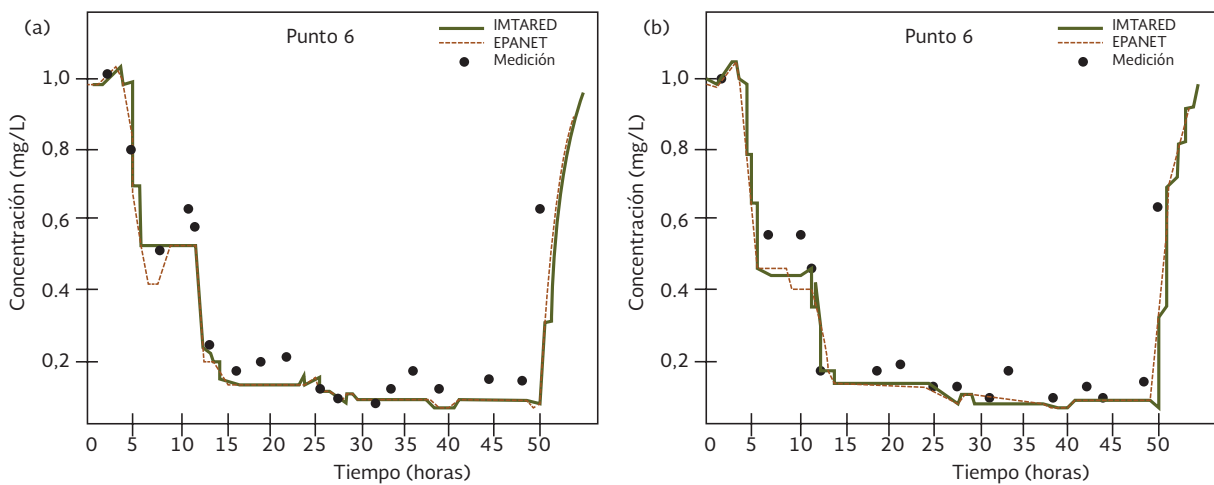


Figura 1.3.8 Comparación entre las concentraciones de flúor obtenidas por el modelo de convección-dispersión propuesto (IMTARED, línea continua), el modelo EPANET (línea de puntos) y valores medidos en campo (círculo) para: (a) Punto 3; y (b) Punto 6

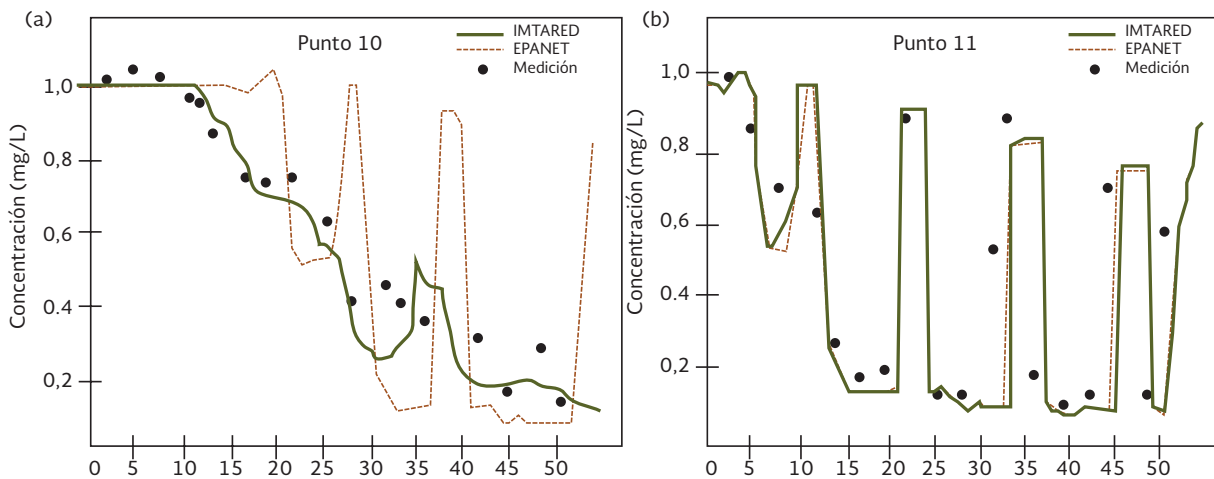


Figura 1.3.9 Comparación entre las concentraciones de flúor obtenidas por el modelo de convección-dispersión propuesto (IMTARED, línea continua), el modelo EPANET (línea de puntos) y valores medidos en campo (círculo) para: (a) Punto 10; y (b) Punto 11

flujo en las tuberías que se conectan con los nodos 10, 28 y 34 es muy baja: menor de 0.02 m/s para las tuberías 8 y 10 (que abastecen al nodo 10, Figura 1.3.7) y menor de 0.01 m/s para las tuberías 35 y 36 (que abastecen al nodo 34, Figura 1.3.7) y para las tuberías 34, 40 y 41 (que abastecen al nodo 28). En estas condiciones de velocidad baja la dispersión es importante y el modelo de convección-dispersión propuesto proporciona una mejor coincidencia con la concentración medida. Los restantes cinco puntos de muestreo se ubican en tuberías que presentan velocidades medianas y altas. En este caso la influencia de la convección es mucho más fuerte que la de la dispersión y los dos modelos (EPANET y el modelo propuesto) dan casi el mismo resultado, como puede observarse en las Figura 1.3.8 a Figura 3.11.

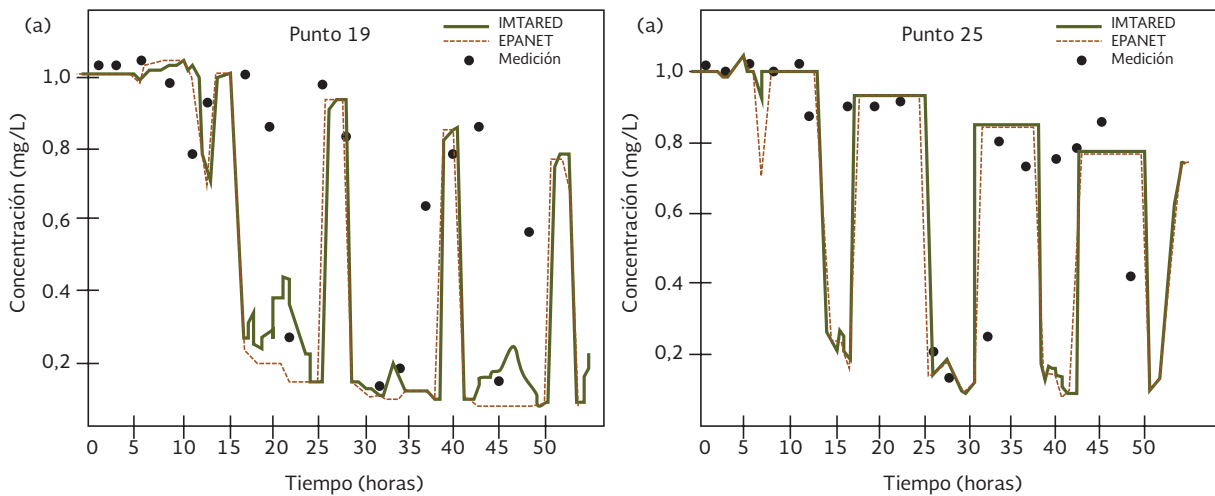


Figura 1.3.10 Comparación entre las concentraciones de flúor obtenidas por el modelo de convección-dispersión propuesto (IMTARED, línea continua), el modelo EPANET (línea de puntos) y valores medidos en campo (círculo) para: (a) Punto 19; y (b) Punto 25

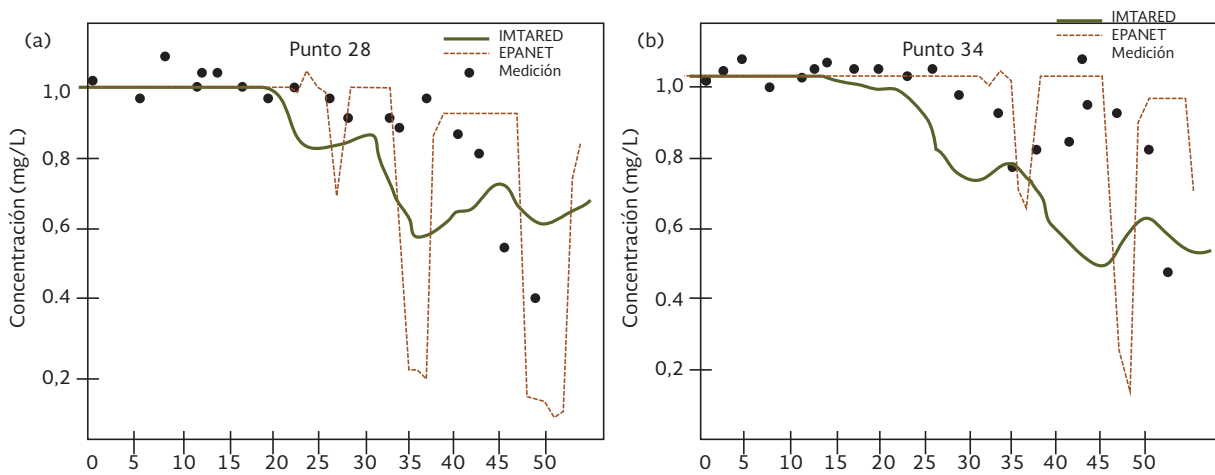


Figura 1.3.11 Comparación entre las concentraciones de flúor obtenidas por el modelo de convección-dispersión propuesto (IMTARED, línea continua), el modelo EPANET (línea de puntos) y valores medidos en campo (círculo) para: (a) Punto 28; y (b) Punto 34

1.3.5 CONCLUSIONES

En este capítulo se propone una solución numérica eficiente de tipo euleriano-lagrangiano para la simulación del transporte convectivo-dispersivo no permanente de contaminantes en redes de distribución de agua potable. Para lograr una eficiencia computacional en la solución del sistema de ecuaciones producido por el esquema numérico en diferencias finitas, la solución emplea funciones de Green numéricamente obtenidas para cada tubería. En resultado, gracias al empleo de la solución propuesta el sistema de ecuaciones grande para toda la red se desagrega en tres sistemas tridiagonales para cada tubería y un sistema de menor dimensión para la concentración en las uniones de las tuberías. La solución propuesta se aplicó para simular la evolución de la concentración de flúor en una red de distribución real, para la cual se tienen resultados de simulaciones con el modelo EPANET de la USEPA y datos de mediciones de campo. Las comparaciones muestran que para las tuberías de la red que se caracterizan por velocidades del flujo medianas y altas los dos modelos (EPANET y el modelo propuesto) proporcionan resultados muy similares. Para las tuberías que se caracterizan por velocidades bajas EPANET no logra modelar bien la evolución de la concentración, que no sucede con el modelo propuesto gracias a la consideración de la dispersión, siempre y cuando se trabaje con un valor adecuado para el coeficiente de dispersión.

REFERENCIAS

- Aldama, A.A., Tzatchkov, V.G., Arreguín, F.I., and Puente, L.R. (1996). "An efficient numerical solution for advection-diffusion transport in pipe networks." *Computational Methods in Water Resources XI, Cancun 1996, Vol. 2: Computational Methods in Surface Flow and Transport Problems*, Computational Mechanics Publications, Southampton, Boston, 119-127.
- Aldama, A.A., Tzatchkov, V.G., and Arreguín, F.I. (1998). "The numerical Green's function technique for boundary value problems in networks", *Seventh International Conference HYDROSOFT 98. Hydraulic Engineering Software. 16-18 September 1998, Como, Italy*, Computational Mechanics Publications, Southampton, Boston, 121-130.
- AWWARF (American Water Works Research Foundation). (1996). *Characterization and Modeling of Chlorine Decay in Distribution Systems*. Denver, Colorado
- AWWARF y EPA (American Water Works Research Foundation and Environmental Protection Agency). (1991). *Water Quality Modeling in Distribution Systems*. Conference Proceedings, Cincinnati, Ohio, February 4-5.
- Aris, R. (1956). "On the dispersion of a solute in a fluid flowing through a tube." *Proc. Roy. Soc. (London)*, A235, 67-77.
- Baptista, A. E. de Melo (1987). *Solution of advection-dominated transport by eulerian-lagrangian methods using the backwards methods of characteristics*, PhD. thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- Biswas, P., Lu, C., and Clark, R. M. (1993). "A model for chlorine concentration decay in pipes." *Water Res.*, 27(12), 1715-1724.
- Clark, M.M. (1996). *Transport Modeling for Environmental Engineers and Scientists*. John Wiley & Sons, New York et al.

- Guerrero A., J. O. (1995). "Ecuación modificada de Colebrook-White." *Ingeniería Hidráulica en México*, 10(1), 43-48.
- Grayman, W. M., Clark, R. M., and Males, R. M. (1988). "Modeling distribution system water quality: dynamic approach." *J. Water Resour. Plng. and Mgnt.*, ASCE, 114(3), 295-312.
- Hansen-Rodríguez, M. P. (1997). *Simulación de flujo laminar y crítico en redes de distribución: Aplicación al modelo integral de redes de agua potable*. Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Jiutepec, Mor.
- Liou, C.P. and Kroon, J.R. (1987). "Modeling the propagation of waterborne substances in distribution networks." *J. Am. Water Works Assoc.*, 79(11), 54-58.
- Roach, G. F. (1982) *Green's Functions*, Second Edition, Cambridge University Press, Cambridge et al.
- Rossman, L.A. (1993). "The EPANET water quality model", *Integrated Computer Applications in Water Supply*, Vol.2, John Wiley & Sons Inc., 79-93.
- Rossman, L. A., Boulos, P. F., and Altman, T. (1993). "Discrete volume-element method for network water quality models." *J. Water Resour. Plng. and Mgnt.*, ASCE, 119(5), 505-517.
- Rossman, L.A., Clark, R.M., and Grayman, W.M. (1994). "Modeling chlorine residuals in drinking-water distribution systems", *J. Envir. Engrg*, ASCE, 120(4), 803-820.
- Stackgold, I. (1979) *Green's Functions and Boundary Value Problems*, John Wiley & Sons, New York, Chichester, Brisbane and Toronto.
- Swamee, P. K., and Jain, A. K. (1976). "Explicit equations for pipe flow problems." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 102(5), 657-664.
- Taylor, G. I. (1953) "Dispersion of soluble matter in solvent flowing slowly through a tube." *Proc. Roy. Soc. (London)*, A219, 186-203.
- Taylor, G. I. (1954a) "The dispersion of matter in turbulent flow through a pipe." *Proc. Roy. Soc. (London)*, A223, 446-468.
- Taylor, G. I. (1954b) "Conditions under which dispersion of a solute in a stream of solvent can be used to measure molecular diffusion." *Proc. Roy. Soc. (London)*, A255, 473-477.
- Tzatchkov, V.G. y Arreguín, F.I. (1996) "Modelo de la calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente." *Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XI, Núm. 1, págs. 61-70, enero-abril de 1996.
- Tzatchkov, V.G. (1996) "Modelo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable con flujo no permanente." *Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XI, Núm. 3, págs. 53-60, septiembre-diciembre de 1996.
- Tzatchkov, V.G., Arreguín, F.I., and Aldama, A.A. (1998). "An application of the numerical Green's function technique to advection-diffusion contaminant transport in water supply networks", *Seventh International Conference HYDROSOFT 98. Hydraulic Engineering Software. 16-18 September 1998, Como, Italy*, Computational Mechanics Publications, Southampton, Boston, 587-596.

Este capítulo representa una versión revisada del siguiente artículo:

Tzatchkov, V., Alcocer, Y. V., Arreguín, C. F., "Decaimiento del cloro por reacción con el agua en redes de distribución", Ingeniería Hidráulica en México, volumen XIX, Número 1, 2004, p. 77-88.

1.4.1 INTRODUCCIÓN

En los sistemas de agua potable, el desinfectante (cloro) se introduce directamente en las fuentes de abastecimiento (como pozos), a la salida de las plantas potabilizadoras, o en los tanques y bombeos. Una vez introducido en cualquiera de esos sitios, el cloro residual libre decae dentro de la red y en los tanques debido a que reacciona con el agua, y con la pared de tuberías y tanques. Para prevenir enfermedades transmisibles por el agua se requiere mantener cierto nivel de desinfección en todo el sistema de distribución. Los organismos operadores de agua potable normalmente determinan la dosificación del desinfectante por medio de prueba y error, aplicando cierta dosis y revisando la concentración en varios puntos de la red. Resulta imposible económica y técnicamente monitorear el desinfectante en todos los puntos que componen la red de distribución de agua potable, con lo que existe la incertidumbre de que ciertas partes de ésta queden desprotegidas, con el correspondiente riesgo para la salud de la población.

La labor de garantizar un nivel de desinfección adecuado en cada punto del sistema de distribución de agua potable puede facilitarse enormemente con el uso de un modelo de simulación de la calidad del agua. 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. Varios modelos de esta índole han sido propuestos e implementados en programas de cómputo en el extranjero (AWWARF 1996, AWWARF y EPA 1991) y en México (Tzatchkov y Arreguín 1996, Tzatchkov 1996, Chávez *et al.* 2000, Tzatchkov *et al.* 2000). Entre estos se tienen modelos de flujo y concentración permanentes (Tzatchkov y Arreguín 1996, Tzatchkov 1996), que consideran advección (transporte generado por la velocidad del flujo) y reacción;

y recientemente modelos que consideran advección, dispersión y reacción (Tzatchkov *et al.* 2000, Tzatchkov *et al.* 2002). Por otra parte, en el extranjero, los modelos han sido calibrados y aplicados en ciudades (AWWARF 1996, AWWARF y EPA 1991). En México, hasta el año 2002, el avance ha sido básicamente en la parte del desarrollo teórico y algorítmico de los modelos y su implementación (programación) en computadoras, con limitadas mediciones en poblaciones pequeñas (Tzatchkov *et al.* 1994). En el año 2002, la Comisión Nacional del Agua, a través del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, se dio a la tarea de implementar y calibrar un modelo de este tipo en una ciudad grande (Culiacán, Sinaloa), para dar la pauta de una futura aplicación del modelo en el ámbito nacional, con los beneficios consecuentes (Alcocer *et al.* 2000).

La calibración del modelo de calidad del agua potable incluye la determinación de las ecuaciones que rigen el decaimiento del cloro. Como se mencionó anteriormente, el decaimiento es causado por la reacción química del cloro residual libre con el agua propiamente, y con la pared de las tuberías y tanques. Este capítulo presenta los resultados del estudio del decaimiento del cloro residual libre causado por la reacción química del cloro con el agua, con base en las mediciones realizadas para ese fin en Culiacán, Sinaloa, en el año 2002.

1.4.2 TEORÍA: CINÉTICA DE REACCIONES HOMOGÉNEAS

La experiencia muestra que la concentración del cloro residual libre decae con el tiempo, una vez introducido éste en el agua en un sistema de distribución. El cloro se consume principalmente por reacción con el amoníaco orgánico, amoníaco no orgánico e iones de fierro y manganeso (White 1992) contenidos en la pared de las tuberías y de los tanques, en la biopelícula que se forma sobre esa pared, y en el agua propiamente. Los modelos matemáticos de calidad del agua en redes de distribución manejan el cloro residual libre. La rapidez con la cual el cloro residual libre desaparece se expresa por la tasa de la reacción (tasa de decaimiento) cloro-agua, que se da por la ecuación cinética de esa reacción. La tasa de reacción depende de la composición del agua, de la temperatura a la que se realiza la reacción y de la propia concentración del cloro (Levenspiel 1999), de forma tal que para una temperatura constante, la ecuación cinética tendrá la siguiente forma:

$$\text{Tasa de reaccion} = \frac{dC}{dt} = f(\text{composicion quimica del agua}, C) \quad 1.4.1$$

donde C es la concentración del cloro. Es común (Levenspiel 1999) representar la ecuación 1.4.1 en la siguiente forma:

$$-\frac{dC}{dt} = kC^n \quad 1.4.2$$

donde n expresa el orden de la reacción y k es una constante que depende de la composición del agua. Dado que esa composición será diferente para cada lugar, el coeficiente k tendrá un valor diferente para cada lugar.

Los modelos de calidad del agua en redes de distribución conocidos hasta ahora utilizan una ecuación cinética de primer orden (u orden n), donde el coeficiente k se obtiene por medio de un ajuste exponencial a los datos medidos. Los resultados del estudio llevado a cabo en Culiacán, presentados más adelante en este capítulo, muestran que una ecuación con orden cambiante durante la reacción proporciona mejores resultados, además de que los coeficientes de reacción dependen de la concentración inicial.

1.4.3 TRABAJOS PREVIOS

Varias instituciones integrantes de la American Water Works Association (AWWA), y la Lyonnaise des Eaux de Francia, llevaron a cabo extensos 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 proceso paralelo de primer orden. Las conclusiones relevantes de esos estudios, reportados en AWWARF (1996), son las siguientes:

- a) La cinética de la reacción del cloro con el agua se describe satisfactoriamente por una ecuación de primer orden.
- b) En ocasiones se obtiene 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.

Por lo anterior, en AWWARF (1996) recomiendan seguir usando una ecuación cinética de primer orden. Los resultados del estudio que se reporta en este capítulo divergen de esas conclusiones, como se explica más adelante; en particular se obtiene un mejor ajuste de los datos de concentración medidos con una ecuación cinética de orden mixto con dos parámetros.

1.4.4 METODOLOGÍA Y PUNTOS DE MUESTREO

La zona de estudio comprende la parte norte de la ciudad de Culiacán, Sinaloa (Figura 1.4.1), bien delimitada y separada del resto de la red de agua potable de la ciudad por los ríos Humaya y Tamazula, que se cruzan cerca de su parte interior (sur). La población de la zona es de aproximadamente 61,500 habitantes, determinada con base en el número de tomas de agua potable en el área e índice de hacinamiento por toma, igual a 4.2 hab/toma de acuerdo con la Junta de Agua Potable de Culiacán (JAPAC 2002).

Las fuentes de abastecimiento de la zona son las plantas potabilizadoras Isleta I y II, que aportan 284.84 l/s; y una batería compuesta por ocho pozos, que contribuyen con 263.66 l/s. A su vez, la red de agua potable de la zona norte está seccionada en dos partes: norte y sur, siendo el límite entre éstas la calle Universitarios, de tal forma que la parte norte se abastece por las dos plantas potabilizadoras y la parte sur, por la batería de ocho pozos.

Con el objeto de evaluar la reacción del cloro residual libre con el agua solamente (excluyendo la reacción de la pared con el tubo), se tomaron muestras de agua en 64 diferentes puntos de la red de agua potable de la zona norte de Culiacán, almacenándolas en frascos limpios. Posteriormente, a diferentes intervalos de tiempo, se tomó lectura de la concentración del cloro residual libre del agua de cada muestra. La reacción del cloro con la pared de las tuberías (que resulta ser del mismo orden de magnitud que la reacción con el agua) se estimó por separado. La Figura 1.4.2 y Figura 4.3 muestran la ubicación de los 64 puntos de muestreo. Siendo de origen muy diferente el agua que abastece a las partes norte y sur de la zona (agua superficial tratada en la norte y agua subterránea en la sur), es de esperar que el decaimiento del cloro residual libre sea diferente en esos dos sitios. Por esta razón, los puntos de muestreo se separaron y procesaron en dos zonas: punto 1 a punto 30 en el sur (Figura 1.4.2) y punto 31 a punto 64 en el norte (Figura 1.4.3).

La medición del cloro libre se realizó con el apoyo de la Junta de Agua Potable de Culiacán (JAPAC). Este organismo colaboró en las actividades del muestreo con personal en campo y en laboratorio, y brindó todas las facilidades relacionadas con el préstamo de equipo de medición, el cual consistió de equipos portátiles con lectura digital para cloro libre marca HACH® basados en la determinación colorimétrica con DPD. El juego de medición contiene reactivos colorimétricos DPD, los cuales reaccionan rápidamente con el cloro, arrojando resultados en forma inmediata. El medidor portátil de cloro obtiene lecturas de 0 a 2 mg/l de cloro libre y 0 a 4.5 mg/l de cloro total, con un margen de lectura de 0.01 mg/l. La precisión del equipo es de $\pm 2\%$ de su rango de medición, lo que corresponde a ± 0.04 mg/l para cloro libre.

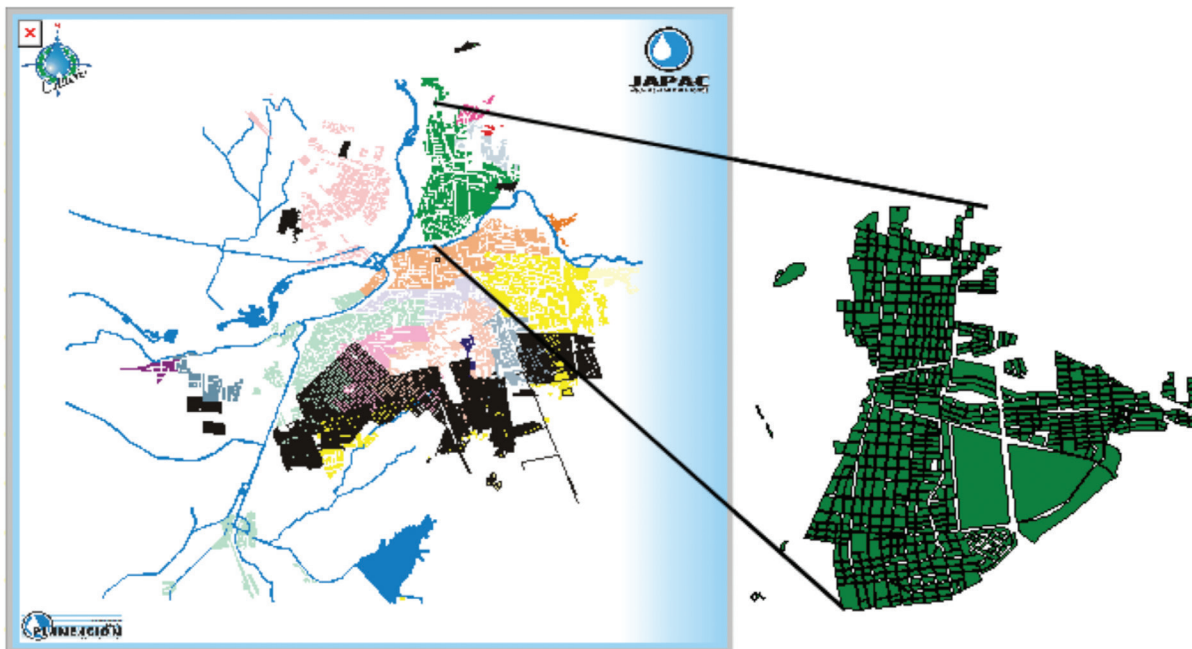


Figura 1.4.1 Ubicación de la zona norte de Culiacán, Sinaloa, sitio de interés.

1.4.5 CONCENTRACIÓN MEDIDA Y AJUSTE POR MODELOS CONOCIDOS

La Figura 4.4 muestra la concentración medida para el punto 12 (zona 2) y dos ajustes de la ecuación cinética de primer orden obtenidos por el método de los mínimos cuadrados. El ajuste con nombre "Primer orden" se obtuvo con las herramientas de Excel, y corresponde a la siguiente ecuación cinética comúnmente utilizada en los modelos de calidad del agua en redes de distribución:

$$-\frac{dC}{dt} = kC \quad 1.4.3$$

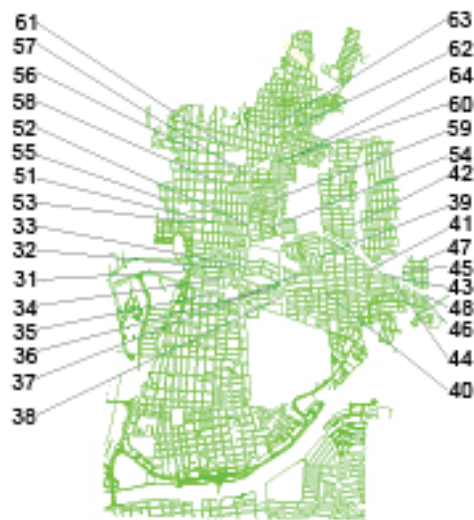


Figura 1.4.2 Ubicación de los puntos de muestreo en la parte norte del sitio.



Figura 1.4.3 Ubicación de los puntos de muestreo en la parte sur del sitio.

Con el ajuste denominado “Primer orden comenzando con C_0 ” se intentó mejorar el ajuste, forzando que la curva empiece siempre con C_0 ; es decir, con la condición inicial $C = C_0$ para $t = 0$. En los dos casos, el ajuste no fue satisfactorio.

La Figura 1.4.5 muestra los mismos datos para el punto 56 (zona 1). Resultados similares se obtuvieron también para los restantes 62 puntos. Se intentaron ajustes con otras ecuaciones cinéticas, como la ecuación de orden n , pero en ningún caso se pudo obtener un ajuste satisfactorio. Esto sugirió el uso de una ecuación cinética de orden mixto, como se explica a continuación.

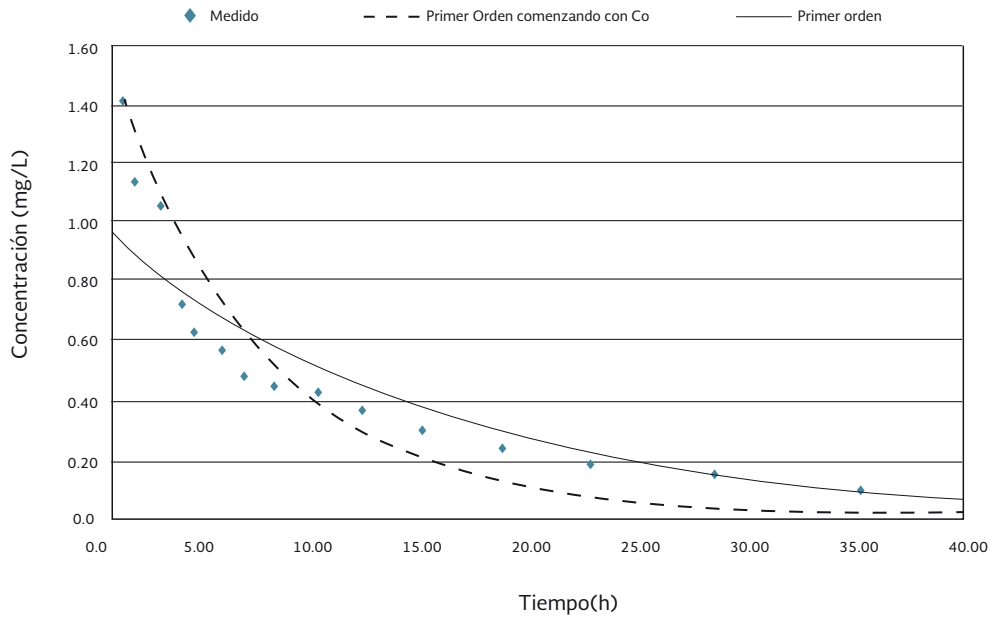


Figura 1.4.4 Concentración medida y ajuste de primer orden para el punto 12

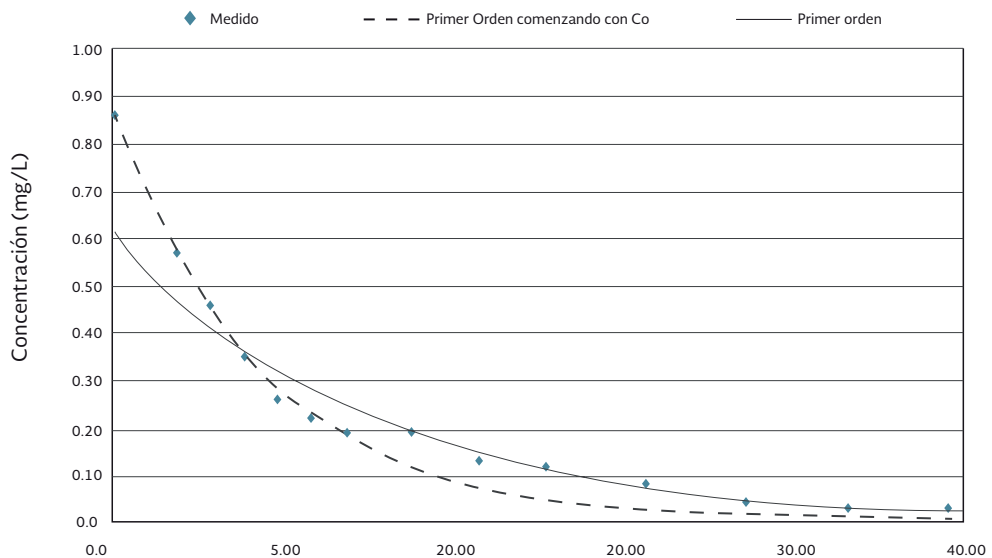


Figura 1.4.5 Concentración medida y ajuste de primer orden para el punto 56.

1.4.6 MODELO PROPUESTO: ECUACIÓN CINÉTICA DE ORDEN MIXTO

De acuerdo con Levenspiel (1999), se procedió a probar una ecuación cinética de orden mixto con dos coeficientes de decaimiento k_1 y k_2 , es decir:

$$-\frac{dC}{dt} = \frac{k_1 C}{1 + k_2 C} \quad 1.4.4$$

Separando variables, la ecuación 1.4.4 puede integrarse para obtener:

$$\ln \frac{C_0}{C} + K_2(C_0 - C) = k_1 t \quad 1.4.5$$

Por medio de transformaciones sencillas, la ecuación 1.4.5 puede representarse de la siguiente forma:

$$\frac{\ln(C_0 IC)}{C_0 - C} = -k_2 \frac{k_1 t}{C_0 - C} \quad 1.4.6$$

La ecuación 1.4.6 es equivalente a la ecuación de una línea recta en un sistema de coordenadas (x, y) definido por:

$$y = \frac{\ln(C_0 IC)}{C_0 - C} \quad 1.4.7$$

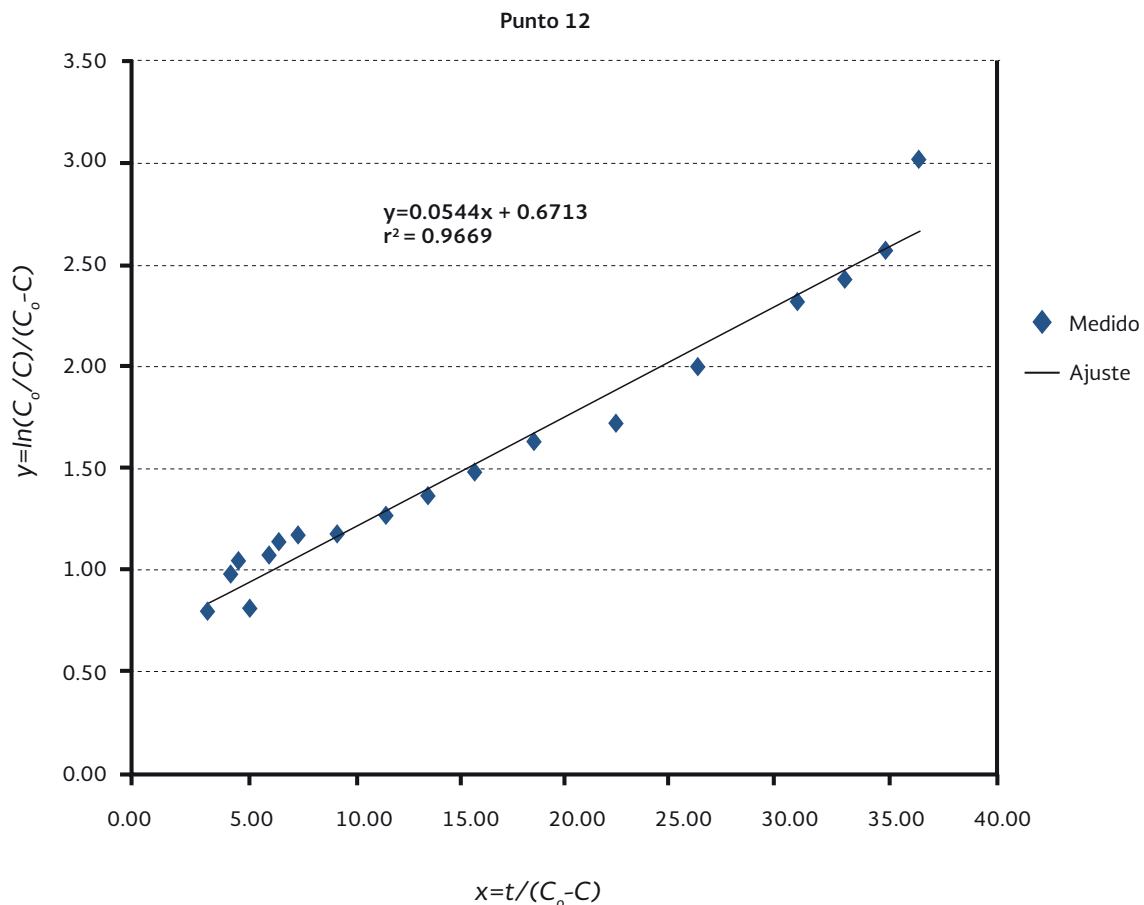
$$x = \frac{t}{C_0 - C} \quad 1.4.8$$

donde la intersección con el eje y sería igual a $-k_2$ y la pendiente igual a k_1 . Por lo tanto, si los datos medidos, representados en ese sistema de coordenadas, se agrupan razonablemente bien en una línea recta, entonces la ecuación 1.4.4 describe la cinética de decaimiento. Las Figura 1.4.6 y Figura 1.4.7 muestran los datos correspondientes para los puntos de muestreo 12 y 56, respectivamente, con el ajuste de línea recta obtenido por Excel, con lo que se obtienen los coeficientes k_1 y k_2 para las muestras en esos dos puntos. Como se observa en estas ilustraciones, los datos se agrupan bien alrededor de una línea recta. En la Figura 1.4.8 y Figura 1.4.9 se muestra el ajuste resultante de C para esos dos puntos, calculando el tiempo t de la ecuación 1.4.6 para cada valor medido de C . El ajuste resulta adecuado, confirmando la validez de la ecuación cinética (1.4.4).

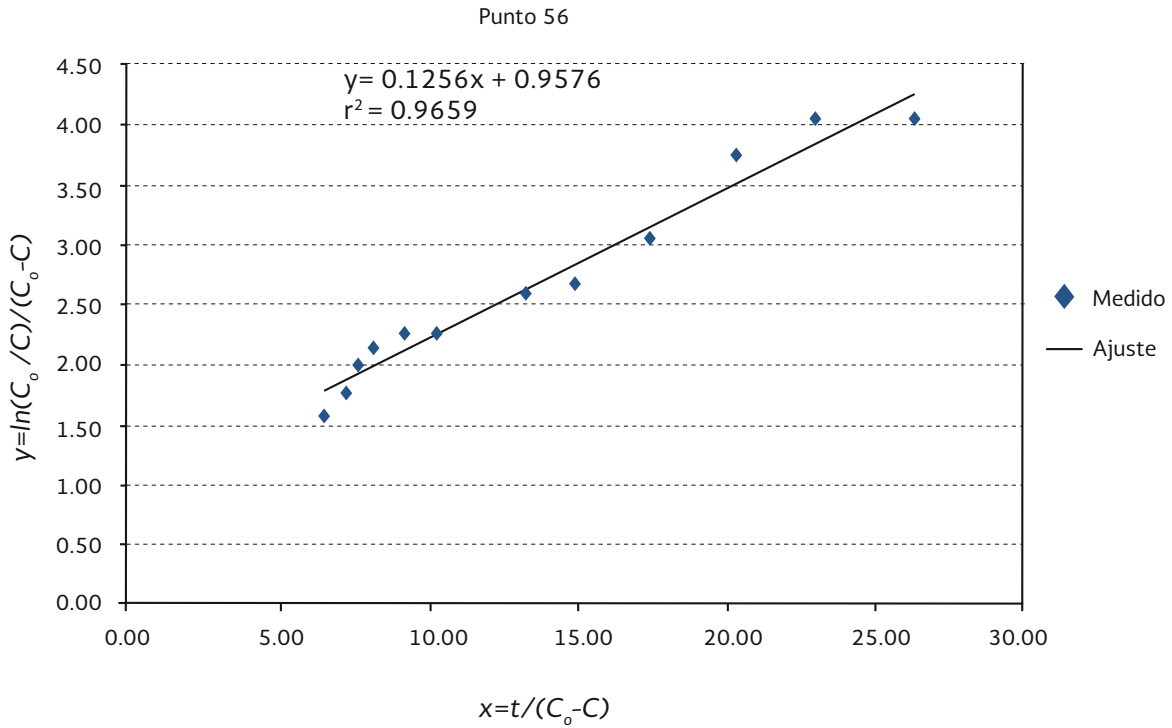
Con el uso del mismo procedimiento se procesaron los datos de las muestras en los 62 puntos restantes. Para la gran mayoría de los puntos se obtuvo un buen ajuste de las concentraciones medidas, usando la ecuación cinética (1.4.4). La Figura 1.4.10 muestra los valores de k_1 y k_1/k_2 obtenidos de esta manera para la parte sur de la zona de estudio. Los valores de k_2 que exhiben una dispersión mayor para los mismos puntos se presentan por separado en la Figura 1.4.11.

Los mismos resultados para la parte norte de la zona de estudio se tienen en las Figura 1.4.12 a Figura 1.4.15. En esta parte, las concentraciones medidas al momento de tomar las muestras fueron menores en general. Las Figura 1.4.12 y Figura 1.4.13 muestran los resultados para concentraciones iniciales mayores de 0.80 mg/l, y las Figura 1.4.14 y Figura 1.4.15 para concentraciones iniciales menores de 0.80 mg/l. Esta separación de los resultados en dos rangos de concentración inicial fue necesaria, dado que para concentraciones iniciales menores a 0.80 mg/l resultó una tendencia diferente en los valores de los coeficientes.

También se intentó colocar juntos en una misma gráfica los datos tiempo-concentración de todos los puntos (o por grupos de puntos), referidos a un tiempo de inicio común, con el objeto de encontrar una ecuación cinética válida para el decaimiento del cloro en toda la zona de estudio y para cualquier valor de la concentración inicial. Sin embargo, este intento no dio ningún resultado razonable, dado que el valor de los coeficientes k_1 y k_2 (igual que del coeficiente k para otras ecuaciones cinéticas probadas) varía considerablemente con la concentración inicial.



**Figura 1.4.6 Prueba de reacción cinética de orden mixto para el punto 12.
Resultado: $k_1=0.0544$ horas⁻¹, $k_2=-0.6713$ horas⁻¹.**



**Figura 1.4.7 Prueba de reacción cinética de orden mixto para el punto 56.
Resultado: $k_1=0.1256$ horas⁻¹, $k_2=-0.9576$ horas⁻¹.**

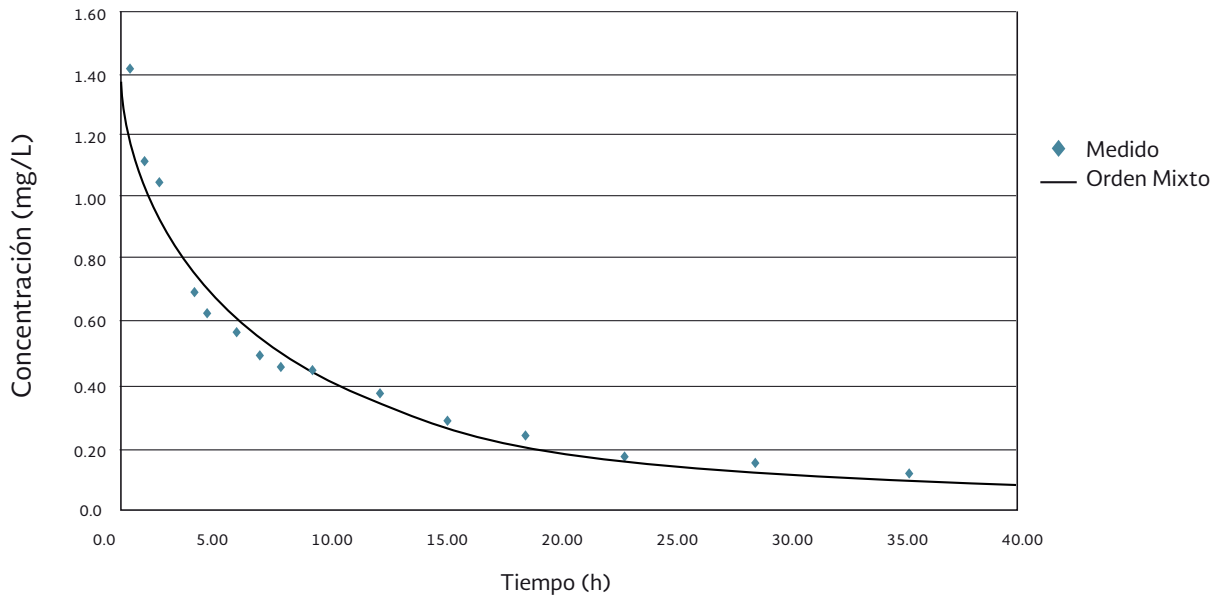


Figura 1.4.8 Evolución de la concentración obtenida por la ecuación cinética (1.4.4) de orden mixto para el punto 12.

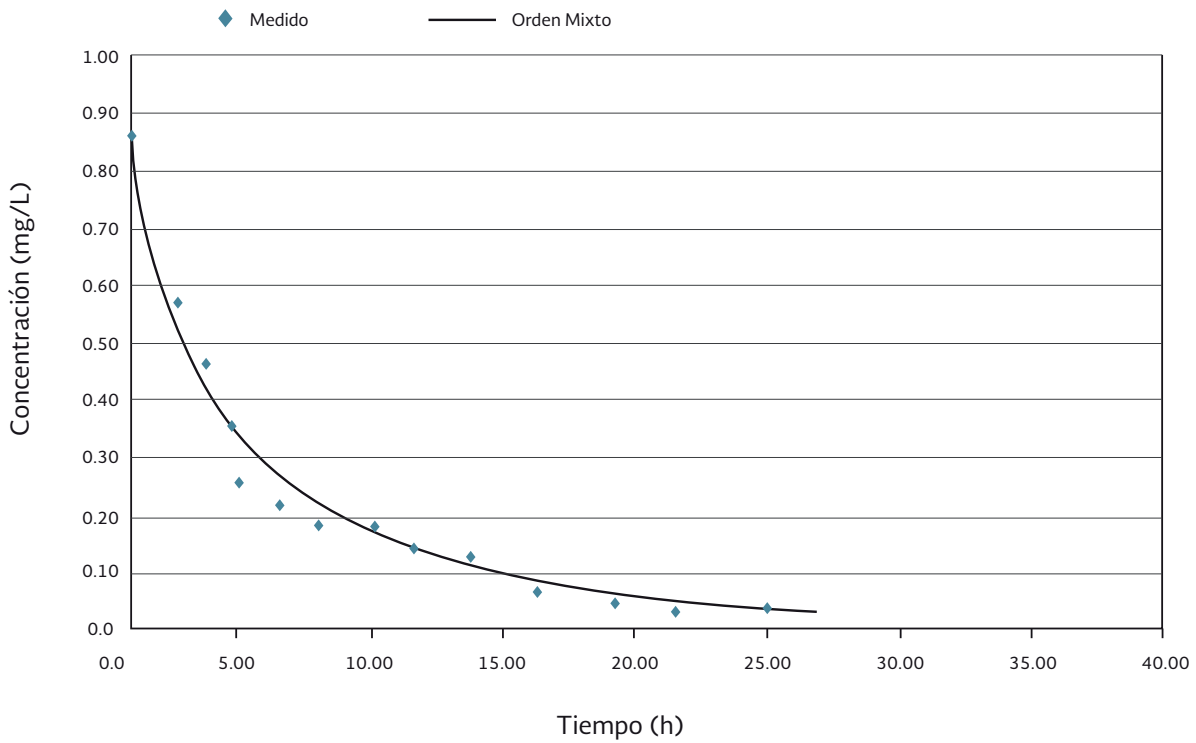


Figura 1.4.9 Evolución de la concentración obtenida por la ecuación cinética (4) de orden mixto para el punto 56.

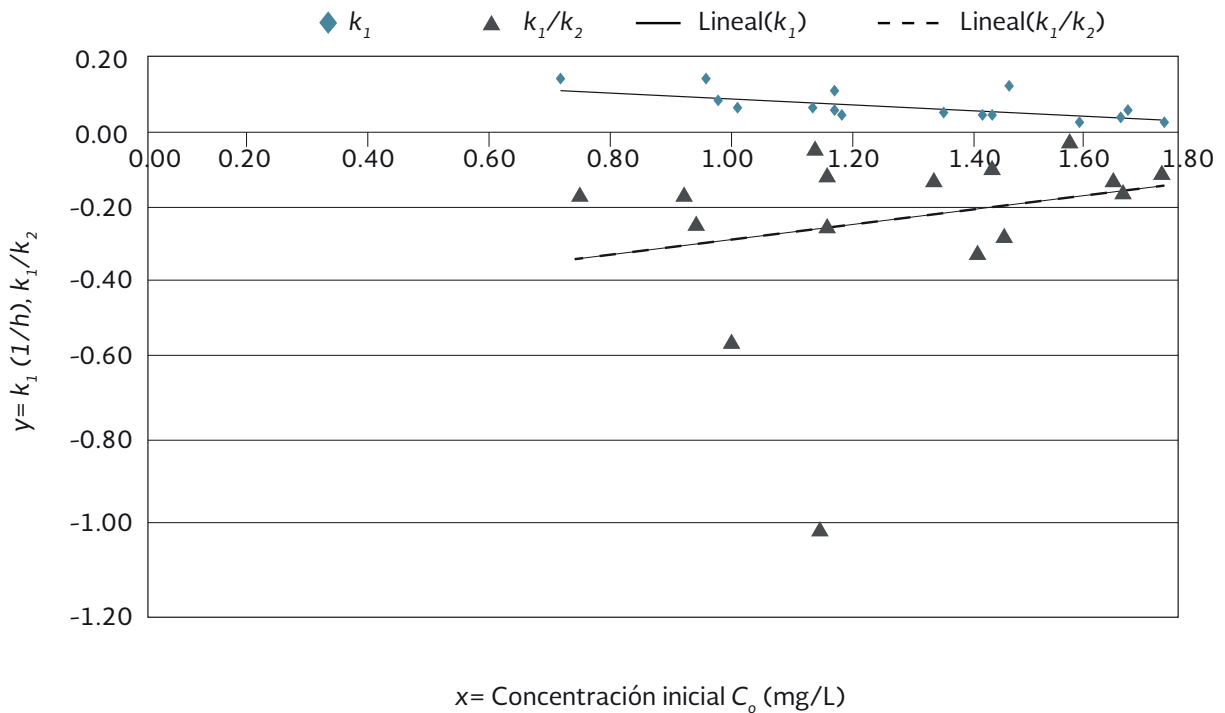


Figura 1.4.10 Valores de k_1 y k_1/k_2 obtenidos para diferentes concentraciones iniciales C_0 en los puntos de la parte sur de la zona de estudio.

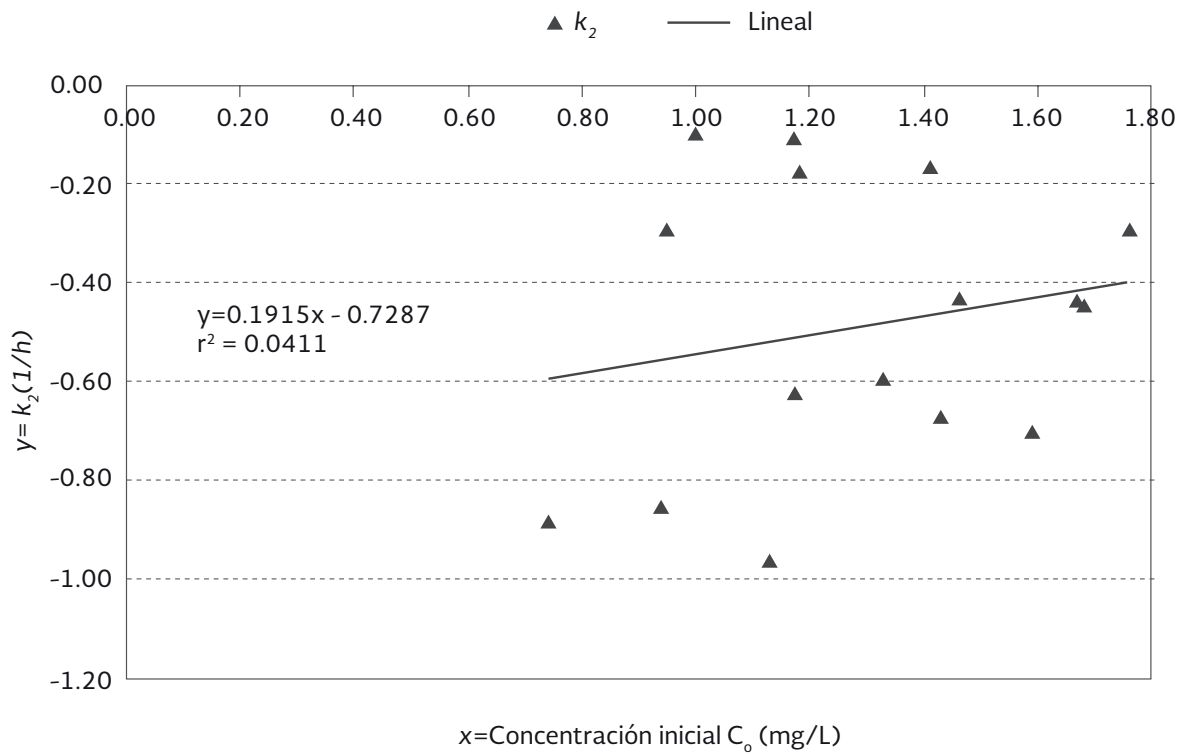


Figura 1.4.11 Valores de k_2 obtenidos para diferentes concentraciones iniciales C_o en los puntos de la parte sur de la zona de estudio.

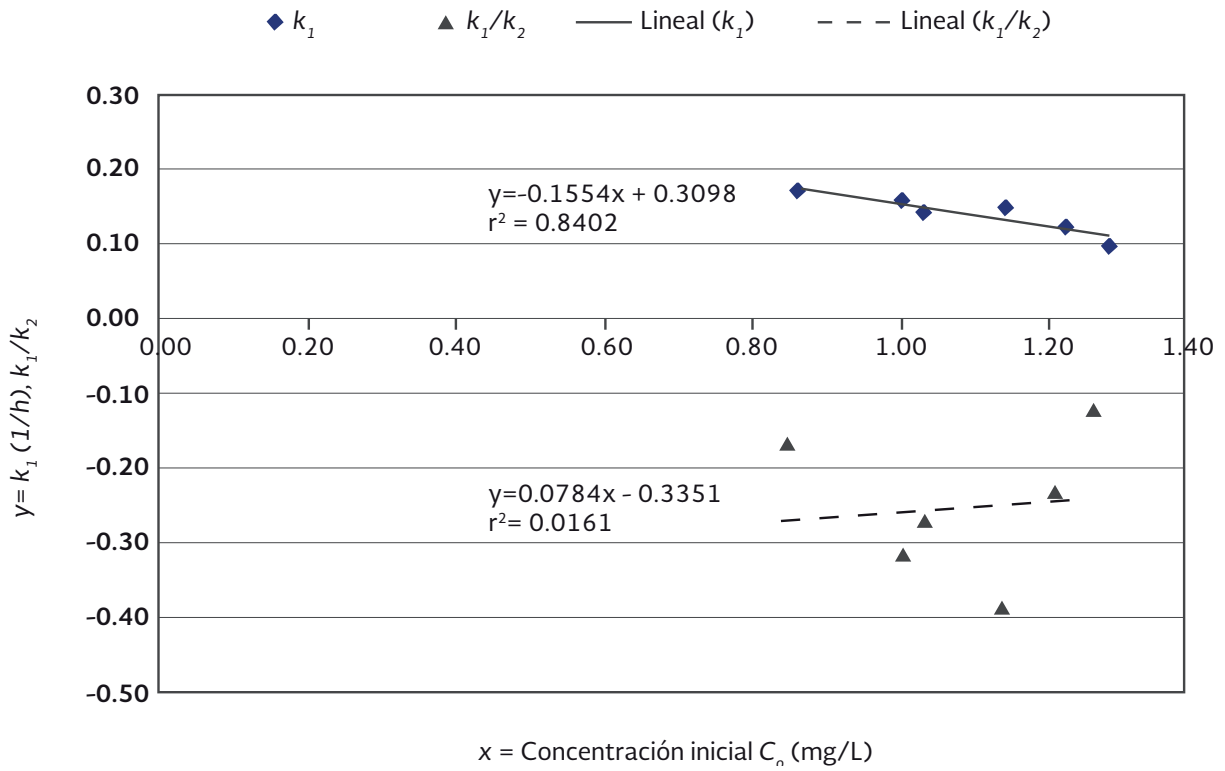


Figura 1.4.12 Valores de k_1 y k_1/k_2 obtenidos para concentraciones iniciales C_o mayores de 0.80 mg/l en los puntos de la parte norte de la zona de estudio.

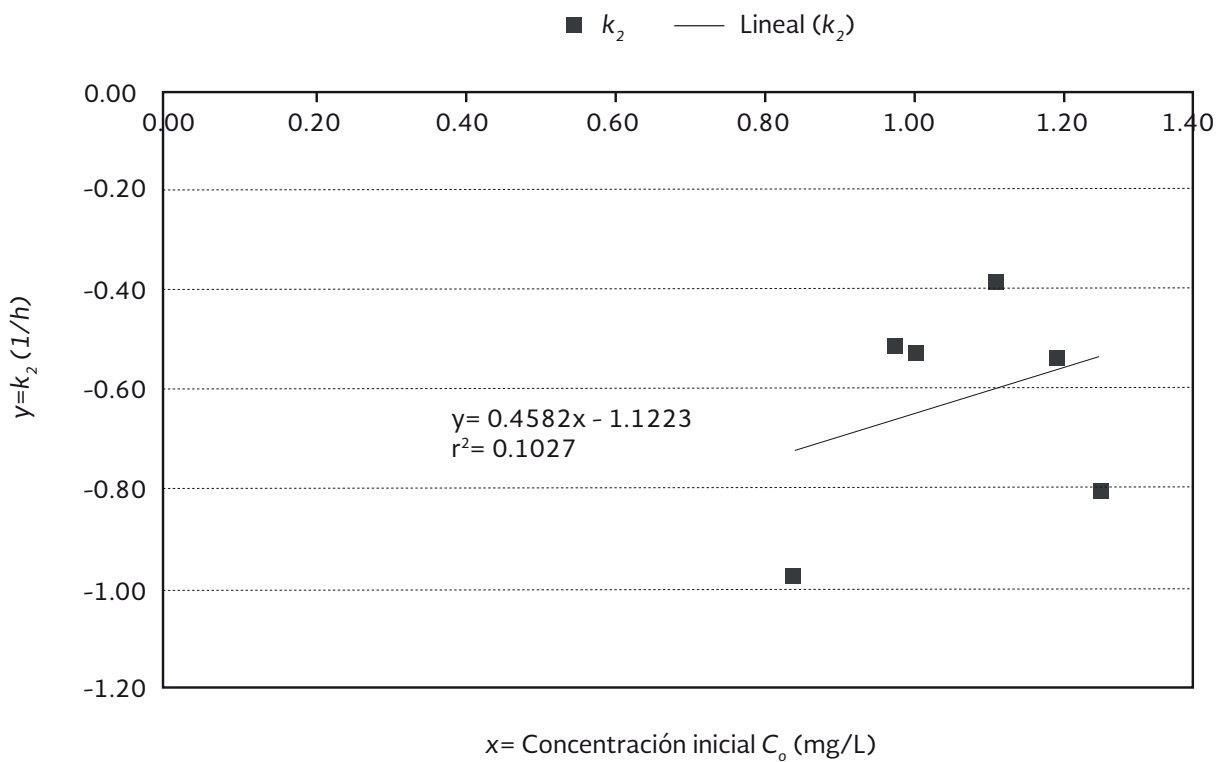


Figura 1.4.13 Valores de k_2 obtenidos para concentraciones iniciales C_0 mayores de 0.80 mg/l en los puntos de la parte norte de la zona de estudio.

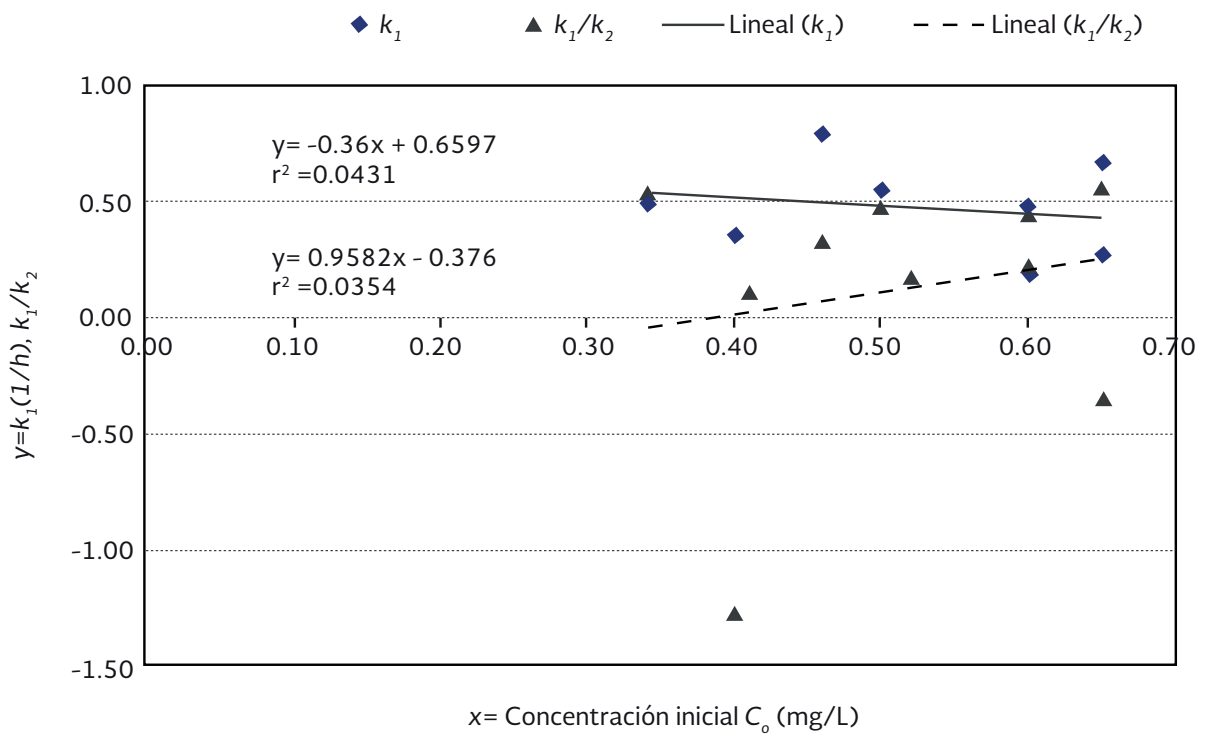


Figura 1.4.14 Valores de k_1 y k_1/k_2 obtenidos para concentraciones iniciales C_0 menores de 0.80 mg/l en los puntos de la parte norte de la zona de estudio.

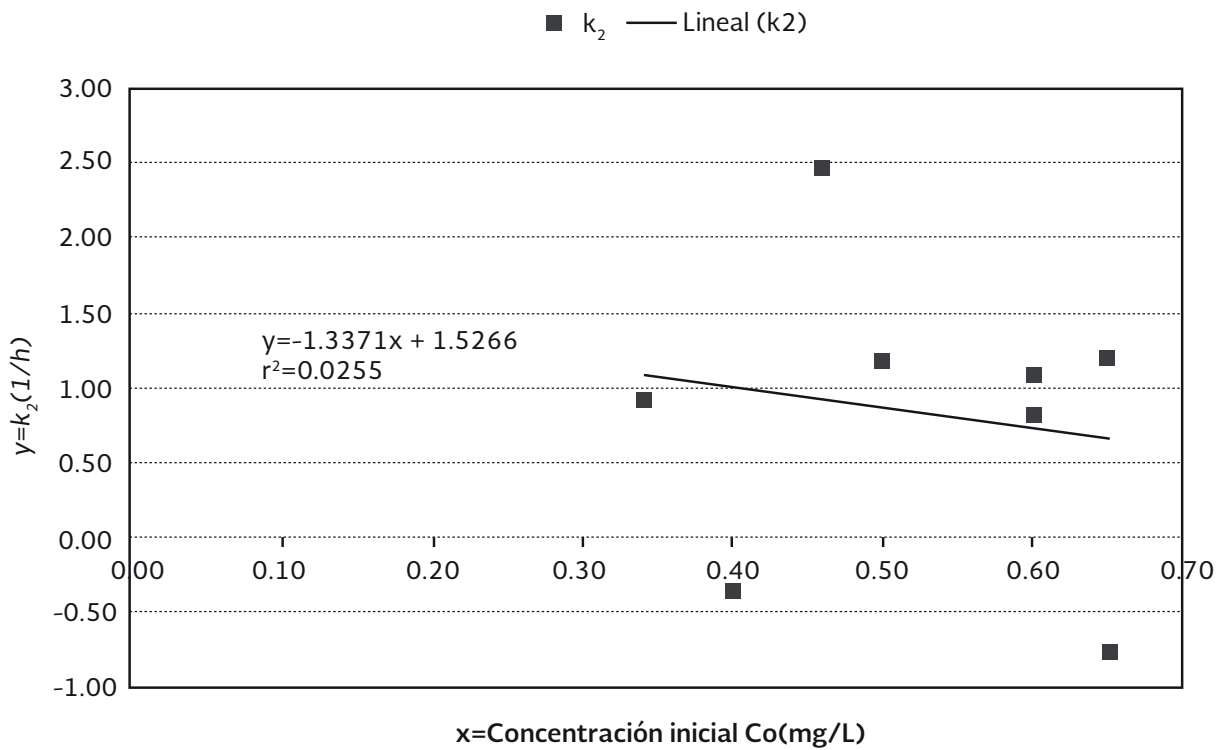


Figura 1.4.15 Valores de k_2 obtenidos para concentraciones iniciales C_0 menores de 0.80 mg/l en los puntos de la parte norte de la zona de estudio.

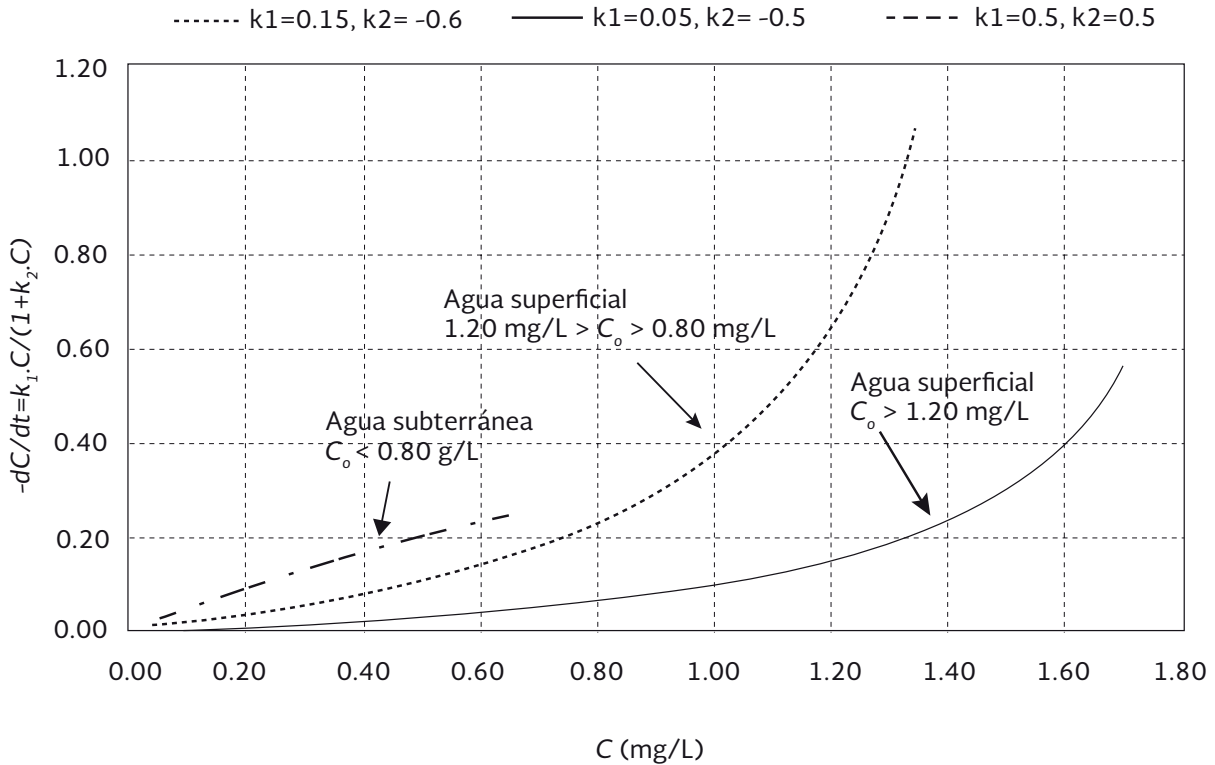


Figura 1.4.16 Tasa de decaimiento del cloro para diferentes valores de k_1 y k_2 , representativos de las partes sur y norte de la zona de estudio.

1.4.7 DISCUSIÓN Y TRABAJO FUTURO

La ecuación cinética (1.4.4) describe en esencia reacciones de diferente orden para los diversos valores posibles de la concentración C . Para valores pequeños de C (para $k_2 \cdot C \ll 1$), el denominador en la ecuación 1.4.4 es casi igual a uno, y la ecuación 1.4.4 corresponde a una reacción cinética de primer orden, equivalente a la ecuación 1.4.3 con $k=k_1$. Para valores grandes de C (para $k_2 \cdot C \gg 1$), la parte derecha de la ecuación 4 tiende a un valor constante (independiente de C) igual a k_1/k_2 , lo que corresponde a una reacción de orden cero. Los resultados obtenidos en este estudio para los coeficientes k_1 y k_2 muestran claramente las siguientes tendencias:

- a) El valor de k_1 es siempre positivo, presenta poca dispersión y disminuye ligeramente con el incremento de la concentración inicial.
- b) El valor de k_2 es negativo para concentraciones iniciales medianas y altas (mayores de 0.80 mg/l), y positivo para las concentraciones iniciales menores. Se observa una gran dispersión en los valores de k_2 .
- c) A pesar de la gran dispersión en los valores de k_2 , la magnitud de k_1/k_2 muestra una tendencia estable, disminuyendo ligeramente (en valor absoluto) con el incremento de la concentración inicial.

La Figura 1.4.16 muestra la tasa de decaimiento del cloro calculada por la ecuación 4 con valores representativos de k_1 y k_2 para la parte sur de la zona, y para los dos rangos de concentración inicial C_0 considerados para la zona norte en la Figura 1.4.12 a Figura 1.4.15. Como se observa en la Figura 1.4.16, la tasa de decaimiento del cloro es más alta para concentraciones iniciales más bajas. La tasa de decaimiento es más alta para la parte norte (que es abastecida por agua superficial tratada por plantas de tratamiento), que para la parte sur (agua proveniente del subsuelo que solamente es clorada sin más tratamiento).

Comparando los valores de la tasa de decaimiento con los valores de k_1/k_2 presentados en la Figura 1.4.10, Figura 1.4.12 y Figura 1.4.14, se llega a la conclusión de que una reacción de orden cero (es decir, tasa de decaimiento = k_1/k_2) es posible solamente para reacciones que comienzan con una concentración inicial baja.

Para tratar de explicar ese comportamiento del cloro residual libre, es de utilidad describir algunos términos. En la práctica de la desinfección del agua por medio de cloración se manejan los términos demanda de cloro, punto de quiebre, cloro residual combinado y cloro residual libre. Esos términos se basan en el siguiente experimento:

Se toman varias muestras del agua cruda (antes de clorar), y se aplica a cada muestra una dosis diferente de cloro con un tiempo de contacto igual para todas las muestras. El tiempo de contacto en este experimento es muy breve, normalmente de 2.5 minutos. Al finalizar el tiempo de contacto se mide la concentración de cloro resultante en cada muestra y se

construye una curva de cloro medido contra cloro aplicado. Esta curva, conocida con el nombre de curva de demanda del cloro muestra la siguiente tendencia (White 1992):

- Para dosis pequeñas de cloro aplicado, el cloro medido será igual a cero. Esto se debe a que las sustancias fácilmente oxidables, tales como hierro ferroso (Fe^{++}), manganeso manganoso (Mn^{++}), ácido sulfhídrico (H_2S) y materia orgánica, reaccionan con el cloro y lo reducen, en su mayor parte, a ion cloruro.
- Para dosis no tan pequeñas de cloro aplicado, el cloro continúa reaccionando con el amoníaco para formar cloraminas, que son detectables como concentración cloro y representan el cloro residual combinado. Para dosis crecientes del cloro aplicado, la concentración del cloro residual combinado crece hasta cierto punto, después de lo cual disminuye y llega a cierto mínimo conocido como el punto de quiebre. La mayor parte de las cloraminas son oxidadas en el punto de quiebre y si se aplican dosis de cloro mayores que el punto de quiebre, habrá un aumento directamente proporcional al cloro medido que ya se presenta en forma de cloro residual libre. El poder desinfectante del cloro residual libre es mucho mayor comparado con el cloro residual combinado, por lo que la razón principal de agregar suficiente cloro para lograr una desinfección adecuada es obtener un residual de cloro libre.
- La dosis (concentración) del cloro aplicado en el punto de quiebre representa la demanda de cloro. La demanda de cloro depende del tiempo de contacto, de forma tal que para un tiempo de contacto mayor, la demanda de cloro se incrementa. Feben y Taras (1951) fueron unos de los primeros que analizaron la influencia del tiempo de contacto sobre la demanda de cloro, obteniendo la siguiente relación:

$$D_t = D_1 \cdot t^m \quad 1.4.9$$

donde D_t es la demanda de cloro para tiempo de contacto t , D_1 es la demanda de cloro para tiempo de contacto igual a una hora y m es una constante cuyo valor depende de las características del agua.

Estos conceptos, conocidos en la teoría y en la práctica de la desinfección con cloro en una planta de tratamiento del agua, no son directamente aplicables para el caso de una red de distribución. La principal diferencia estriba en el tiempo de contacto. El agua, una vez clorada con un tiempo de contacto corto en las fuentes de abastecimiento, normalmente permanece un tiempo largo (de varias horas a varios días) en las tuberías y en los tanques de regularización antes de ser consumida por los usuarios. A ese tiempo largo, que puede ser considerado como un segundo tiempo de contacto, le corresponde una demanda de cloro mucho mayor, comparada con la demanda de cloro en el punto de aplicación del cloro. Por otro lado, el agua en las tuberías está constantemente renovada por el flujo, algo que no sucede en los experimentos para obtener la curva de demanda de cloro con el punto de quiebre correspondiente. Los parámetros de la calidad del agua también cambian en el trayecto del agua desde las fuentes hasta llegar a cada usuario. Las experiencias de este estudio muestran que es necesario seguir trabajando para explicar en términos cualitativos

y cuantitativos el comportamiento de las tasas de decaimiento del cloro residual libre en las redes de distribución de agua potable. Dado que el objetivo del proyecto, en el marco del cual se llevó a cabo este estudio, es de implementar y calibrar con mediciones de campo primero un modelo hidráulico y después un modelo de variación del cloro residual libre en la red, en esta etapa del estudio, aparte de los parámetros hidráulicos, se midió solamente la concentración del cloro residual libre. No obstante, de forma inicial y cualitativa, el comportamiento del decaimiento del cloro residual libre se puede explicar de la siguiente forma:

El decaimiento del cloro libre es proporcional al contenido de materia orgánica en el agua (expresado por el carbón orgánico total). Con un mayor contenido de materia orgánica se produce un decaimiento más rápido. Es de esperar que el agua superficial, a pesar de ser tratada en una planta de potabilización, contenga más materia orgánica en relación con el agua subterránea; por esta razón, la tasa de decaimiento es mayor en la parte norte que en la parte sur para el mismo valor de la concentración inicial.

El agua en cualquier punto de una tubería de agua potable con flujo continuo es constantemente renovada por agua proveniente de las fuentes que lleva cierto residual libre de cloro. En términos de la curva de demanda de cloro se tiene un tiempo de contacto corto, por lo que la demanda de cloro (necesaria para mantener el residual libre) es relativamente baja. Al extraer una muestra del agua de la tubería y colocarla en un frasco limpio cesa el suministro constante de cloro. En términos de la curva de demanda de cloro, el tiempo de contacto será igual al tiempo que permanecerá el agua en el frasco y la demanda de cloro será mucho mayor. Esta demanda de cloro no puede ser satisfecha por el cloro que tenía el agua en el momento de tomar la muestra, por lo que el cloro residual libre decae.

El cloro residual libre en la muestra se consume, oxidando la materia orgánica, fierro, manganeso y material nitrogenado en el agua. Esta reacción es más intensa en el inicio del proceso, dado que al transcurrir el tiempo esos componentes ya han sido oxidados y el cloro restante tiene un poder oxidante menor. Por esta razón, la tasa de decaimiento es más alta en el principio y decrece con el tiempo.

La relación entre la tasa de decaimiento del cloro y la concentración inicial ha sido notada por varios investigadores (AWWARF 1996, Halam *et al.* 2003]. Halam *et al.* (2003) proponen una posible explicación de ese efecto, basada en la suposición de que la materia orgánica contenida en el agua tiene ciertos componentes que reaccionan rápidamente con el cloro y otros componentes que reaccionan lentamente. Cuando la concentración inicial del cloro es baja, tiene lugar predominantemente la reacción con los componentes rápidamente reaccionantes hasta llegar a una concentración de cloro cercana a cero. Cuando la concentración inicial del cloro es alta, se tiene una reacción con los componentes rápida y lentamente reaccionantes, y la tasa de decaimiento es más baja. Por esta razón, las tasas de decaimiento son más altas cuando la reacción comienza con una concentración baja y viceversa.

1.4.8 CONCLUSIONES

La ecuación cinética de primer orden, usada actualmente para representar la reacción del cloro residual libre en los modelos de calidad del agua en redes de distribución, no describe adecuadamente el decaimiento real. Por medio de experimentos llevados a cabo en la ciudad de Culiacán, Sinaloa, resultó adecuada una ecuación cinética de orden mixto, caracterizada por dos parámetros: k_1 y k_2 , cuyos valores dependen de la concentración de cloro residual libre en el inicio de la reacción. Se obtuvieron ecuaciones de regresión que expresan los parámetros k_1 y k_2 en términos de la concentración inicial para los casos de agua superficial tratada en planta potabilizadora y agua subterránea clorada. Esas ecuaciones son válidas para la zona norte de Culiacán y se requiere trabajo futuro para analizar si pueden ser extrapoladas para otros sitios. De manera muy gruesa, el orden de la reacción del cloro con el agua se puede semejar a una reacción de primer orden, con coeficiente de decaimiento que decrece con el tiempo, tendiendo a un valor constante. Solamente para el caso de concentración inicial baja (menor de 0.60 mg/l) puede presentarse en el principio una reacción de orden cero, seguida luego por reacción de orden mixto, que tiende a orden uno con el paso del tiempo. Se planea usar la ecuación cinética (ecuación 1.4.4) obtenida en este estudio, en modelos matemáticos de la calidad del agua en redes de distribución, en el entendido de que los coeficientes k_1 y k_2 serán determinados (calibrados) por mediciones de campo similares a las aquí presentadas, que deben ser completados con un análisis de la calidad del agua. La calibración de los modelos debe comprender también la determinación de la reacción del cloro con la pared de tuberías y tanques.

REFERENCIAS

- Alcocer, V.H., Tzatchkov, V., Feliciano, D., Mejía, E. y Martínez, E. *Implementación y calibración de un modelo de calidad del agua en sistemas de agua potable*. Informe técnico. Jiutepec, México: Comisión Nacional del Agua e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2002.
- American Water Works Association Research Foundation (AWWARF). *Characterization and modeling of chlorine decay in distribution systems*. Denver, Colorado, 1996.
- American Water Works Research Foundation (AWWARF) and Environmental Protection Agency (EPA). *Water quality modeling in distribution systems*. Conference proceedings. Cincinnati, Ohio, 1991.
- Chávez, Z.C., Fuentes, O. y Osnaya, R.J. 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, 2000*, pp. 265- 270.
- Feben, D. y Taras, M.J. Studies on chlorine demand constants. *Journal of the American Water Works Association*. Vol. 43, núm. 11, 1951, p. 1715.
- Halam, N.B., Hua, F., West, J.R., Foster, C.F. y Simms, J. Bulk decay of chlorine in water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*. ASCE. Enero de 2003, pp. 78-81.

- JAPAC. Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culiacán, información proporcionada por las Gerencias de Planeación y Operación. 2002.
- Levenspiel, O. *Chemical reaction engineering*. Tercera edición. New York: John Wiley & Sons, 1999.
- Tzatchkov, V. y Arreguín, F.I. Modelo de calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente. *Ingeniería hidráulica en México*. Vol. XI, núm. 1, enero-abril de 1996, pp. 61-70.
- Tzatchkov, V., Arreguín, F.I., Bonilla, R.C. y Osnaya, X. *Modelo de simulación de la calidad del agua en redes de distribución*. Informe técnico. Jiutepec, Morelos: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1994.
- Tzatchkov, V. Modelo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable con flujo no permanente. *Ingeniería hidráulica en México*. Vol. XI, núm. 3, septiembre-diciembre de 1996, pp. 53-60.
- Tzatchkov, V., Aldama, A.A. y Arreguín, F.I. Modelación numérica de la advección y dispersión de solutos en redes de distribución de agua potable. *Ingeniería hidráulica en México*. Vol. XV, núm. 3, septiembre-diciembre de 2000, pp. 101-115.
- Tzatchkov, V., Aldama, A.A. y Arreguín, F.I. Advection-dispersion- reaction modeling in water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*. ASCE. Septiembre-octubre de 2002, pp. 334- 342.
- White, G. *The handbook of chlorination and alternative disinfectants*. Tercera edición. New York: Van Nostrand Reinhold, 1992.

Este capítulo representa una versión revisada del siguiente artículo (Premio Nacional de Ingeniería Civil “Miguel A. Urquijo” 2005 del mejor artículo técnico de Ingeniería Civil publicado durante los años 2003-2004, por parte del Colegio de Ingenieros Civiles de México):

Alcocer, V.H., Tzatchkov, V.Y Arreguín, F.I., “Modelo de Calidad del Agua en Redes de Distribución”, Ingeniería Hidráulica en México, volumen XIX, Número 2, 2004

1.5.1 INTRODUCCIÓN

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.

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 están conectados los usuarios y es ahí donde importa saber si la concentración del desinfectante es suficiente. Este trabajo presenta algunos resultados de un estudio, patrocinado por la Comisión Nacional del Agua, 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). La terminación exitosa de este estudio da la pauta para la futura aplicación del modelo a nivel nacional, con los beneficios que de eso provienen para los organismos operadores del país (Alcocer *et al.* 2002).

1.5.2 BENEFICIOS DE LA IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO EN UNA CIUDAD

- 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 quiénes 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.
- Optimiza 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.

1.5.3 MODELO NUMÉRICO

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. En el presente estudio como submodelo hidráulico se utilizó el Sistema de Cómputo para el Análisis y Diseño de Redes (SCADRED) del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (Tzatchkov e Izurieta 1996). El SCADRED permite graficar la red de agua potable en el ambiente de AutoCAD®, 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 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 primera etapa del proyecto 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, basado en los métodos descritos en Tzatchkov y Arreguín (1996) de cálculo de la calidad del agua con flujo permanente. Este módulo consiste en lo siguiente (Figura 1.5.1):

1. Introducción de datos. Se introducen por medio de dos archivos: fuentes de concentración conocida (Figura 1.5.2) y coeficientes de reacción (Figura 1.5.3).
2. Simulación o corrida.
3. Visualización de resultados en archivos con tablas por tramos y por nodos (Figura 1.5.4).

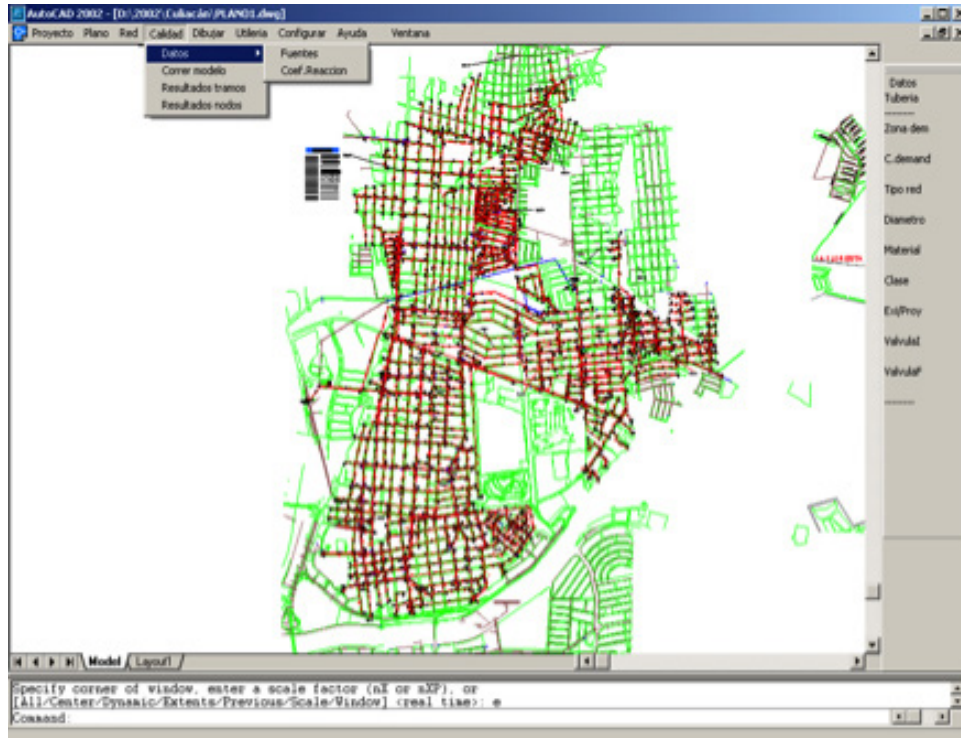


Figura 1.5.1 Red de distribución de la zona Norte digitalizada e incorporación del menú de calidad del agua dentro del sistema SCADRED

En la Figura 1.5.4 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 de este tipo para cada nodo fuente (nodo con concentración conocida) en la red.

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

Figura 1.5.2 Contenido del archivo de concentración dada en las fuentes del nuevo módulo del SCADRED

Material	Díámetro	Díámetro	Clase	Coeficiente de decaimiento
	(mm)	(pulg.)		
"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

Figura 1.5.3 Contenido del archivo de coeficiente de reacción en las tuberías del nuevo módulo del SCADRED

Resultados para la fuente: Nodo 8000					
Nodo	Concentración	Influencia	Tiempos de viaje		
			Máximo	Mínimo	Medio
	(mg/L)	(%)	(hr)	(hr)	(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	0.02	19.80		3.84
94	1.3	0.02	18.53		2.57

Figura 1.5.4 Contenido del archivo de resultados para los nodos del nuevo módulo del SCADRED

1.5.4 SITIO DE APLICACIÓN DEL MODELO

La zona seleccionada se ubica al norte de la ciudad, que corresponde al Sector II de Culiacán, Sin. (Figura 4.1). 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 61,500 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).

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, con capacidad de 2,000 m³ 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 (o ruta fija) de la concentración del cloro en la zona Norte, ver Tabla 1.5.1 y Figura 1.5.5.

1.5.5 MODELACIÓN HIDRÁULICA

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

Información disponible en el organismo operador, JAPAC.

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



Figura 1.5.5 Ubicación de los puntos de muestreo permanente realizado por la Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culiacán, Sinaloa

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 1.5.1. Dentro de la zona no existe influencia industrial y la dotación que impera en el sitio se estima a 290 L/hab/día.

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 (Figura 1.5.1). La red resultó con 1,503 nodos y 1,735 tramos, un tanque de regulación -Zona Norte- y tres fuentes de abastecimiento: batería de pozos y plantas potabilizadoras Isleta I y II.

Tabla 1.5.1 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
	C. Mario Camelo y Avenida Francisco Marqués			Granito #3385	
2	Col. Cucas	1.05	19	Lomas del Sol	0.58
	Carlos Fdez y Calle de los Ébanos			*Amanecer #732	
3	Tanque Mirador	0.91	20	Juan de Dios Batiz	0.83
	Calle Cáncer y Av. Gpe. Rojo			Rep. de Venezuela # 1072	
4	Col. Buena Vista	0.86	21	Ignacio Allende	0.85
	Calle Tierra y Tamazula			*C. José Felipe Valle # 192	
5	Burócrata	0.25	23	*Fco. Márquez # 2661	0.85
	Art. 123			6 de enero	
6	Ruben Jaramillo	0.83	25	24	Rey Baltazar # 2835
	Apolo			Las Cucas	
7	Gabriel Leyva	1.01	26	Velina de León de Medina # 8	1.54
	Agustina Ramírez # 1459			Los Mezcales	
8	Calle Joaquín Redo # 1200	0.98	27	Av. Miguel de la Madrid # 5526	1.47
	Tierra Blanca			La Lima	
9	Abogados esquina Matías Lazono esquina con Sociólogos	0.92	28	Josefa Ortiz de Dguez #1655	1.29
	Matías Lazono esquina con Sociólogos			Santa Margarita	
11	Agricultores	0.93	28	Paseo de San Francisco #1678	1.05

Tabla 1.5.1 Monitoreo de cloro residual en puntos fijos, JAPAC, 2002 (continuación).

Punto de muestreo	Colonia	Cloro residual	Punto de muestreo	Colonia	Cloro residual
12	Burócrata		29	Obrero Campesina	
	Abogados # 1150	0.65		Galaxia y Selene # 3051	1.36
13	Chapultepec		30	Ruben Jaramillo	
	Mario Camelo # 721	1.01		Universo # 1009	1.25
14	José Ma. Anaya # 1205	0.75			
15	Fovissste Chapultepec			Rosario Uzarra	
	Estatuto Jurídico # 139	0.45	31	Cosmos # 2549	1.02
			32	Buena Vista	
16	Villa Universidad			Cometa#3000	
	*C. Erasmo # 678	0.67			
17	Universitarios		33	Los Mezcales	0.67
	Parmenides # 1241	0.71			

-Zona Norte-y tres fuentes de abastecimiento: batería de pozos y plantas potabilizadoras Isleta I y II.

1.5.6 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 modificaron los parámetros de entrada del modelo, ver inciso 1.
5. Los incisos 2 al 4 se repiten hasta obtener una tolerancia aceptable.
6. 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.

Medición en campo

Durante el mes de octubre de 2002, 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:
3. Tanque Zona Norte.
4. Tanque Rubén Jaramillo.
5. Tanque Bolita
6. Complejo Isleta: Batería de Pozos y Plantas Potabilizadoras Isleta I y II.
7. Líneas de alimentación directa a la red de la Zona Norte
8. Medición continua de presión en 18 diferentes puntos de la red de distribución con una duración promedio de 12 horas (Figura 1.5.6 y Figura 1.5.7).

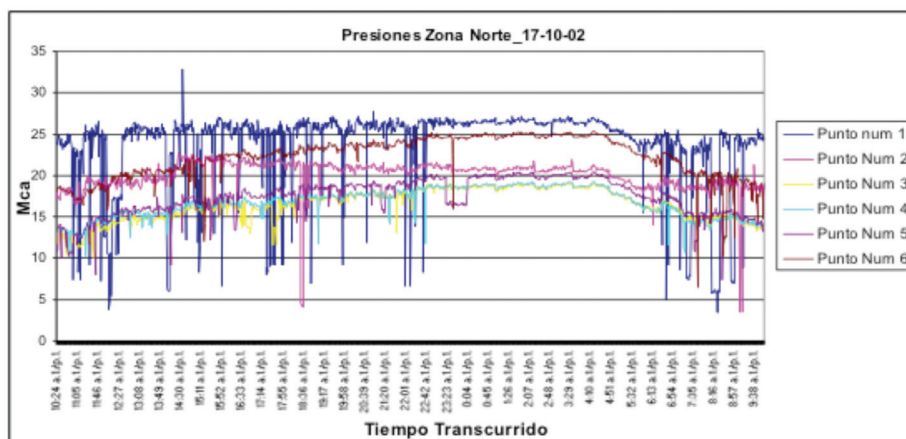


Figura 1.5.6 Presiones en Puntos 1 a 6 de la zona Norte.

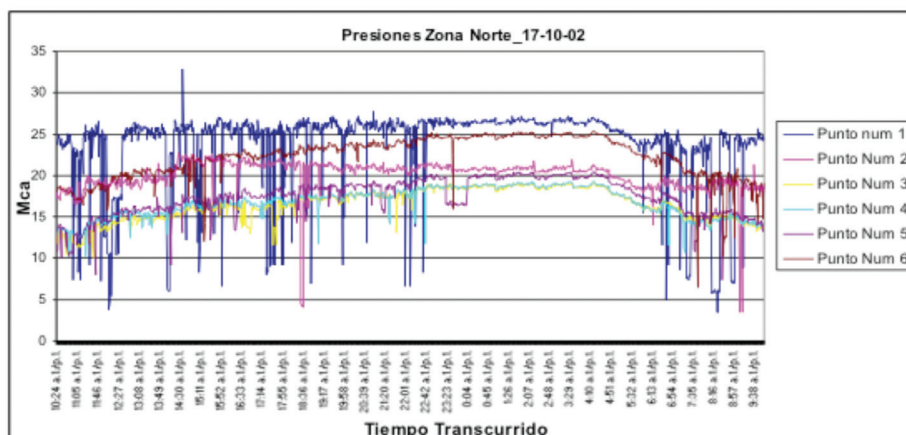


Figura 1.5.7 Presiones en Puntos 7 a 12 de la zona Norte.

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.

1.5.7 MEDICIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DEL CLORO EN CAMPO

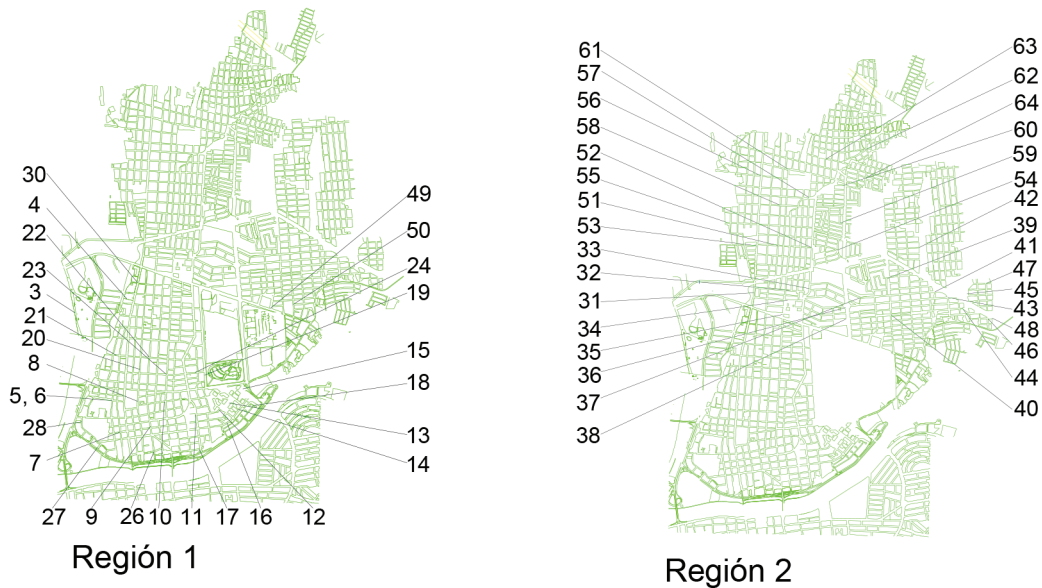


Figura 1.5.8 Ubicación de puntos de muestreo de cloro correspondientes a las regiones 1 y 2.

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.

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

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.

Medición de la reacción del cloro con el volumen de agua, coeficiente k_a

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 (Figura 1.5.10). El ajuste se realiza a través de la siguiente ecuación exponencial:

$$C = C_o \cdot e^{-k_a t} \quad 1.5.1$$

donde k_a es el coeficiente de reacción del cloro con el agua.

El coeficiente k_a 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⁻¹. 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 1.5.2 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 1.5.2 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	00:35	2.42	0.81	0.76
11:30	00:55	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

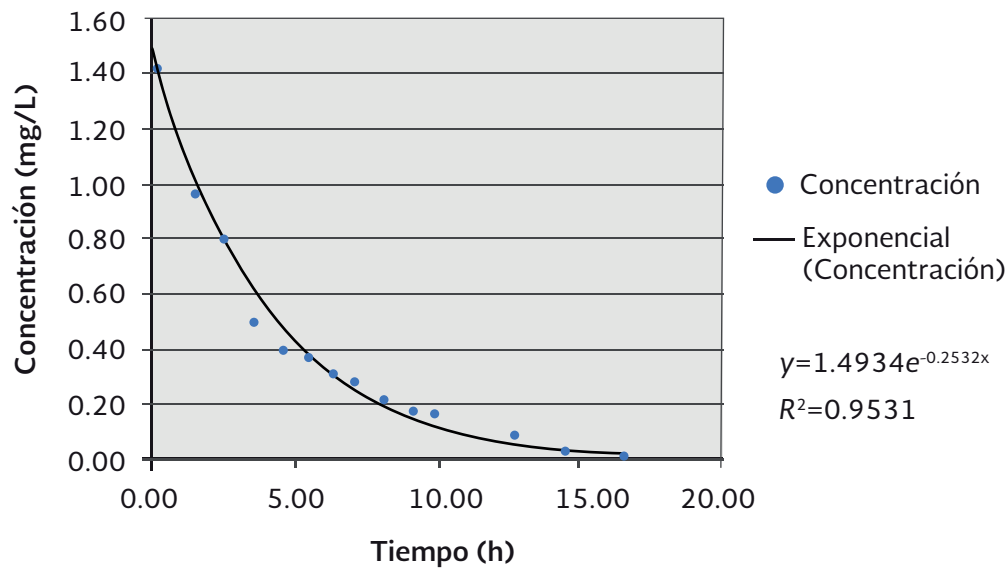


Figura 1.5.9 Curva de decaimiento de cloro en reacción con el agua para el Punto 1.

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 $k_a = 0.09881 \text{ horas}^{-1}$ para la zona de estudio. Este último valor es superior a los reportados por Rossman (1994) [$k_a = 0.0229 \text{ horas}^{-1}$] 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.

En el capítulo 1.4 de este libro se presentó 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 .

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 rebombos, los tanques “Cucas” y Zona Norte. Los resultados obtenidos a partir de las mediciones son los descritos en la Tabla 1.5.3.

Tabla 1.5.3 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 1.5.4.

Tabla 1.5.4 Valores del coeficiente de decaimiento del cloro k

Diámetro pulgadas	k	
	horas ⁻¹	día ⁻¹
16	0.273	6.541
12	0.329	7.893
10	0.189	4.534

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

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_p , se obtiene a través del siguiente procedimiento (Tzatchkov 1996):

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

$$k_{tr} = Sh \frac{D}{d} \quad 1.5.2$$

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:

$$Sh = 0.023 R^{0.83} Sc^{0.333} \quad \text{para } R > 2300 \quad 1.5.3$$

$$Sh = 3.65 + \frac{0.0668 (d/L) (R Sc)}{1 + 0.04 [(d/L) (R Sc)]^{2/3}} \quad \text{para } R < 2300 \quad 1.5.4$$

Siendo R el número de Reynolds y el número de Schmidt $\therefore Sc = 805.60$

$$Sc = \frac{\nu}{D} \quad 1.5.5$$

Los cálculos anteriores se resumen en la Tabla 1.5.5.

Tabla 1.5.5 Valores del coeficiente de transferencia de masa k_{tr} .

Diámetro	Número de Reynolds	D	Número de Sherwood	K_{tr}
Pulgadas				
16	619126	0.003844	13697.53	0.00004213
10	233961	0.001452	6107.38	0.00003006
12	340000	0.002120	8330.00	0.00003420

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

$$k = k_a + \frac{k_p k_{tr}}{r_{hi} (k_p + k_{tr})} \quad 1.5.6$$

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 $k_a = 0.09881$ horas⁻¹. Por lo anterior y apoyándose en los valores obtenidos de k , ver Tabla 1.5.5, se obtiene el coeficiente de reacción con las paredes de la tubería, ver Tabla 1.5.6.

Tabla 1.5.6 Valores del coeficiente de reacción con las paredes de la tubería, k_p .

Diámetro	Radio hidráulico	k_{tr}	k_{total}	k_a	k_p
pulgadas	m	m/h	horas	m/día	m/día
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_p comparados con 0.15 y 0.45 m/día provenientes de la literatura clásica (Rossman *et al.* 1994), resultan ser del mismo orden de magnitud.

Comparación de resultados de concentración de cloro (modelo vs. medición)

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% (Figura 1.5.10). Lo anterior corrobora que la calibración hidráulica es adecuada en esa zona de aplicación.

1.5.8 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.

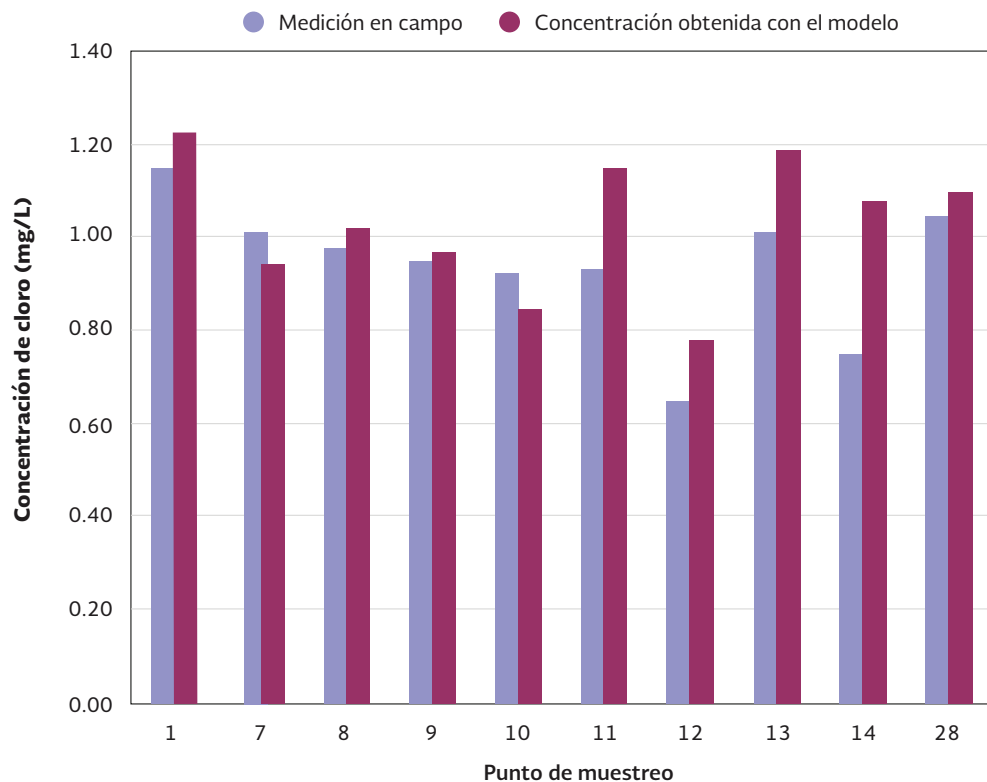


Figura 1.5.10 Comparación de mediciones y el modelo matemático de calidad del agua en la zona de estudio de la ciudad de Culiacán.

Por su parte, en el submodelo de calidad del agua, la constante de reacción del cloro con el agua fue de $k_a = 0.09881 \text{ horas}^{-1}$, este valor es superior al reportado por Rossman [$k_a = 0.0229 \text{ horas}^{-1}$] 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 o 5 veces mayor en comparación con los puntos más alejados.

La constante de reacción del cloro con la pared (k_p) 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⁻¹, 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 varios factores, destacando dos de ellos: la confiabilidad del catastro de la red y 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, se confirma que la modelación en estado permanente tiene un porcentaje de confiabilidad alto y muestra una idea general de la 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.

REFERENCIAS

- Alcocer Y., V.H., V. Tzatchkov, D. Feliciano G., E. Mejía M. y E. Martínez O., *Implementación y Calibración de un modelo de calidad del agua en sistemas de agua potable*, informe técnico, Comisión Nacional del Agua e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, México, 2002, 219 páginas.
- American Water Works Research Foundation (AWWARF). (1996). *Characterization and Modeling of Chlorine Decay in Distribution Systems*. Denver, Colorado.
- American Water Works Research Foundation (AWWARF) and Environmental Protection Agency (EPA). (1991). *Water Quality Modeling in Distribution Systems. Conference Proceedings, Cincinnati, Ohio, February 4-5*.

- Chávez Z., C., Fuentes M., O.A., Osnaya, R. J., "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, 2000*, p. 265- 270.
- Chávez Z., C., Osnaya, R. J., Fuentes M., G. E., "Modelo para obtener la concentración del cloro en las redes de tuberías", *Memorias del XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Vol. 1, Avances en Hidráulica 1, Oaxaca, Oax., México, 1998*, p. 873-882.
- 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.
- Edwards, D. K., Denny, V. E., and Mills, A. F. (1976). *Transport process*, McGraw Hill, New York, N.Y.
- JAPAC, Junta de Agua Potable y Alcantarillado de Culiacán, información proporcionada por las Gerencias de Planeación y Operación. 2002.
- Rossmann, L., Clark, R., Grayman, W. (1994). "Modeling Chlorine Residuals in Drinking-Water Distribution Systems". *Journal of Environmental Engineering, ASCE*, Vol. 120. No.4. Julio-Agosto, 1994.
- Tzatchkov, V., F.I. Arreguín C., R.C. Bonilla T. y X. Osnaya B., *Modelo de simulación de la calidad del agua en redes de distribución*, informe técnico, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México, 1994.
- Tzatchkov, V., "Modelo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable con flujo no permanente", *Ingeniería Hidráulica en México*, vol. XI, núm. 3, septiembre – diciembre de 1996, p. 53-60.
- Tzatchkov, V. y F.I. Arreguín C., "Modelo de calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente", *Ingeniería Hidráulica en México*, vol. XI, núm. 1, enero-abril de 1996, México, p. 61-70.
- Tzatchkov, V., A.A. Aldama R. y F.I. Arreguín C., "Modelación numérica de la advección y dispersión de solutos en redes de distribución de agua potable", *Ingeniería Hidráulica en México*, vol. XV, núm. 3, septiembre – diciembre de 2000, p. 101-115.
- Tzatchkov, V., A.A. Aldama R. y F.I. Arreguín C., "Advection-dispersion-reaction modeling in water distribution networks", *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE*, September – October 2002, p. 334- 342.
- Tzatchkov, V. y J.L. Izurieta D., "Sistema de cómputo para el análisis y diseño óptimo de redes de distribución de agua potable", *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, vol. XI, núm. 2, enero-abril de 1996, México, pp. 55-63.

Este capítulo representa una traducción al español de siguiente artículo publicado:

V. G. Tzatchkov, Steven G. Buchberger, Zhiwei Li, Pedro Romero-Gomez, Christopher Choi, "Axial Dispersion in Pressurized Water Distribution Networks—A Review", International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering Ohrid/Macedonia, 1-5 September 2009

1.6.1 INTRODUCCIÓN

Debido a procesos físicos, químicos y biológicos, el agua sufre un deterioro de su calidad en los sistemas de distribución de agua en el transporte entre los puntos de tratamiento (potabilización y cloración) y consumo. Debido a que no es posible controlar la calidad del agua en toda la red, ni tampoco es posible tomar muestras de todos los escenarios de operación, los ingenieros y diseñadores de sistemas de agua a menudo utilizan modelos matemáticos para predecir las características hidráulicas y de calidad del agua de los componentes de la red. Tales modelos pueden ser utilizados para analizar los problemas de degradación de calidad del agua, evaluar alternativas de operación y control para mejorar y mantener la calidad del agua, diseñar los programas de muestreo para verificar la calidad del agua en la red, optimizar los procesos de desinfección y evaluar los aspectos de calidad del agua de los proyectos de ampliación o mejora de las redes.

La dispersión axial (o longitudinal) de un fluido que fluye en una tubería se define como un proceso de transporte de masa en que un soluto se extiende en la dirección axial mientras se mueve aguas abajo debido a una distribución no uniforme de la velocidad del flujo en la sección transversal del tubo. La gran mayoría de los modelos de calidad del agua en redes de distribución, incluyendo el ampliamente usado EPANET® (Rossman 2000), que es de dominio público, y el software comercial (Walski *et al.* 2001), aplican un esquema de advección y reacción en una dimensión (1D-AR) y desprecian la dispersión axial. Estos modelos de transporte tienen una exactitud satisfactoria cuando se utilizan para modelar tuberías con flujo turbulento, pero tienden a ser menos confiables cuando son utilizados en zonas con tuberías que transportan gastos pequeños, tales como zonas con tuberías con extremos cerrados, que son comunes en las redes de distribución municipales. Dependiendo de la hora del día, las

condiciones de bajo gasto pueden predominar en 20 a 50% de una red de distribución de agua con marcada variación de la demanda durante el día (Buchberger *et al.* 2003).

Cuando se presenta flujo laminar la dispersión axial puede ser un factor muy importante en la predicción de la calidad del agua. Como un ejemplo, el tiempo de transporte en un sistema de distribución a menudo es asumido como el tiempo nominal de residencia hidráulica (volumen / caudal) o es estimado como el tiempo de residencia con el uso de un modelo de calidad del agua (como EPANET®). En cualquiera de estos dos casos el tiempo de transporte calculado no toma en cuenta la dispersión. En realidad, sin embargo, en un transporte de advección-dispersión (AD) una parte del desinfectante se adentará a lo largo de la tubería, comparado con el caso de transporte por la sola advección. Asimismo, en un transporte de AD una parte del desinfectante *no* se moverá a lo largo de la tubería de suministro tan rápido como se espera en un modelo de transporte por advección. Estas diferencias en los tiempos de residencia pueden tener repercusiones cuando el sistema de suministro requiere de una desinfección rápida y precisa. Además, cuando el transporte dispersivo no es tomado en cuenta los organismos públicos encargados de la desinfección del agua pueden llegar a una sobre dosificación de desinfectante al querer lograr una cierta concentración residual en puntos alejados de la red. Por otra parte, el modelo de transporte con dispersión puede ayudar a las empresas del agua afinar la dosis aplicada de desinfectante.

Por estas razones, la próxima generación de modelos de redes de calidad del agua debe tomar en cuenta la dispersión axial. En este trabajo se presenta un resumen de la investigación reciente sobre la dispersión axial aplicada en redes de distribución de agua potable.

1.6.2 ANTECEDENTES

Los trabajos clásicos de Taylor sobre la dispersión axial, realizados hace más de cinco décadas (Taylor 1953), sentaron los fundamentos que se han examinado desde entonces y han sido aplicados para flujos laminares y turbulentos en procesos químicos e industriales. Sin embargo, estos resultados teóricos y experimentales no han sido integrados en los modelos de calidad del agua en las redes de distribución. El transporte de un trazador químico conservativo en movimiento en un flujo laminar permanente en una tubería se describe mediante la ecuación bidimensional de advección-difusión:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \left(\frac{\partial^2 C}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial C}{\partial r} + \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right) - 2U \left(1 - \frac{r^2}{a^2} \right) \frac{\partial C}{\partial x} - KC \quad 1.6.1$$

donde $C = C(r, x, t)$ es la concentración de la sustancia en cualquier punto de la sección transversal, D es el coeficiente de difusión molecular (difusividad) de la sustancia en el agua, U es la velocidad media en la dirección axial, K es la constante de reacción de primer orden del trazador con el volumen del agua (no se considera decaimiento debido a la pared del tubo), a es el radio del tubo, r es la posición radial, x es la posición axial, y t es el tiempo.

De acuerdo con la teoría de Taylor para la dispersión, la ecuación (1.6.1) puede ser simplificada en una ecuación unidimensional de advección-dispersión, siempre y cuando haya transcurrido cierto período de inicialización:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = E \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - KC \quad 1.6.2$$

donde C es ahora la concentración promedio en la sección transversal y E es el coeficiente de dispersión axial, considerado como una constante. Un proceso de dispersión con un coeficiente de dispersión constante se conoce como *dispersión permanente*. Expresado en tiempo adimensional T , la condición de inicialización es $0 < T < 0.5$, donde $T = Dt/a^2$. Debido al pequeño valor de la difusividad ($D = 10^{-5}$ cm²/s para el cloro en el agua) y la constante variación del flujo en las redes de distribución de agua, el proceso de dispersión se encuentra siempre en el período de inicialización, es decir, la *dispersión* es *no permanente* y la teoría de Taylor no es válida. En consecuencia, Gill y Sankarasubramanian (1970) (G/S) extendieron la teoría de Taylor y obtuvieron una expresión adimensional exacta para la tasa instantánea de dispersión no permanente en flujo laminar permanente.

Algunos estudios previos de transporte de masa en tuberías con flujo permanente indican que la dispersión axial es un factor importante en las zonas de flujo laminar. Usando soluciones analíticas de los modelos unidimensionales en flujo permanente Axworthy y Karney (1996) estudiaron la calidad del agua en condiciones de baja velocidad y alta dispersión en una red de distribución de agua, llegando a la conclusión que para velocidades bajas el modelo de transporte advectivo con una entrada de soluto de tipo escalón subestima significativamente las concentraciones nodales, comparadas con aquellas obtenidas resolviendo la ecuación de advección-dispersión. Su investigación implica que los modelos de calidad del agua deben incorporar el transporte dispersivo en las tuberías con gastos pequeños.

A partir de un modelo de dos dimensiones y experimentos de laboratorio en que se hizo hincapié en la influencia de la dispersión, Ozdemir y Ger (1998) y Ozdemir y Ger (1999) utilizaron una sola ecuación para expresar el decaimiento debido al volumen de agua, la difusión radial y la reacción subsecuente del cloro con la pared del tubo, convirtiendo la ecuación en un modelo unidimensional. En estudios posteriores, Ozdemir y Ucak (2002) y Ucak y Ozdemir (2004) incluyeron esta ecuación en un programa computacional diseñado para analizar dinámicamente la calidad del agua en redes de distribución de agua.

En la formulación de un modelo para dispersión permanente, Biswas *et al.* (1993) sostuvieron que la difusión radial es el único mecanismo de dispersión importante para el decaimiento en la concentración de cloro, y compararon los resultados con datos de campo.

Uno de los primeros intentos de modelar numéricamente la dispersión en redes de distribución de agua es presentado por Islam y Chaudhry (1998). Sin embargo, su trabajo no consideraba dispersión no permanente y la dispersión entre las tuberías en los cruces de la red.

Basha y Malaeb (2007) aplicaron un método Euleriano-Lagrangiano para la simulación del proceso de advección, dispersión y reacción del transporte de sustancias en redes de agua. En su estudio, el término dispersión en la ecuación que rige es aproximado usando diferencias finitas y la resultante ecuación en derivadas parciales de primer orden se integra usando el método de las características. Su modelo sin embargo no toma en cuenta los efectos de dispersión entre tubos en los nodos de la red, lo que puede conducir a resultados erróneos en redes donde estos efectos son significativos.

1.6.3 AVANCES RECIENTES

Dispersión en flujo laminar permanente y aleatoriamente intermitente

Debido a que la expresión exacta G/S para el coeficiente de dispersión dependiente del tiempo es algo complicada de usar, Lee (2004) derivó una aproximación a la ecuación G/S con una correlación que excede de 99,9 porcentaje:

$$E(t) = E^* [1 - \exp(-\frac{t}{\tau_0})] \quad 1.6.3$$

donde $\tau_0 = a^2/16D$ es una escala de tiempo Lagrangiana que refleja la difusividad molecular D a través del radio de un tubo. Lee (2004) presenta también una expresión para estimar el coeficiente de dispersión promediado en el tiempo en flujo permanente como:

$$\overline{E(T)} = \beta(T) E_T \quad 1.6.4$$

donde: $\beta(T) = 1 - \frac{1 - \exp(-16T)}{16T}$ y E es el coeficiente de dispersión de Taylor (1953) en un flujo permanente.

La ecuación (1.6.2) se limita a flujo permanente, sin embargo, en un sistema de distribución de agua potable el flujo oscila con el tiempo debido a las demandas cambiantes de los usuarios. Debido al carácter esporádico y estocástico de la demanda de agua, el flujo de agua (además de laminar) en las tuberías de distribución en la periferia de las redes es a menudo intermitente (Buchberger *et al.* 2003, Buchberger *et al.* 1999, Buchberger *et al.* 2003) dando lugar a un transporte de dispersión aún más pronunciado. Como punto de partida Buchberger *et al.* (1999) analizaron la dispersión en flujo laminar intermitente bajo el supuesto de un perfil laminar instantáneo de velocidad, llegando a la conclusión de que el valor del coeficiente de dispersión promediado en el tiempo en flujo laminar intermitente es más alto que el dado por las fórmulas de Taylor para la dispersión en flujo laminar permanente. Más tarde, utilizando principios de la teoría de sistemas lineales, Lee (2004) estudió la dispersión no permanente en flujo laminar aleatorio e intermitente y derivó expresiones explícitas la para la tasa instantánea de dispersión $E(t)$ resultante de una arbitraria secuencia de pulsos de flujo laminar. El estudio revela que $E(t)$ es la suma de dos factores: la memoria de dispersión derivada de pulsos anteriores y la excitación no lineal derivada del pulso actual. Durante los períodos de estancamiento, la dispersión activa cesa y la memoria de la dispersión anterior decae exponencialmente.

Con base en la Eq. (1.6.4) Li *et al.* (2006) estimaron el coeficiente de dispersión promediado espacialmente usando el tiempo de viaje en un tubo con flujo laminar como:

$$E_i(t^n) = \frac{[aU_i(t^n)]^2}{48D} \left\{ 1 - \left(\frac{\tau_0}{t_i^r} \right) \left[1 - \exp\left(-\frac{t_i^r}{\tau_0} \right) \right] \right\} \quad 1.6.5$$

donde t_n es el tiempo actual en el paso de tiempo n ; $U_i(t^n)$ es la velocidad promedio en la tubería i en paso de tiempo n ; t_i^r es el tiempo de viaje en la tubería i con la velocidad de flujo $U_i(t^n)$.

Buchberger y Lee (2001) propusieron un método analítico sencillo para estimar la dispersión en flujo laminar permanente y no permanente sin tiempo de inicialización. Usando un modelo de dispersión Lagrangiano para simular la calidad del agua y la dispersión predicha por el método analítico, ellos recomiendan un método para la integración del fenómeno del transporte dispersivo en los modelos de calidad del agua.

Evaluación de la importancia de la dispersión en la modelación de una red de distribución de agua

Usando soluciones analíticas para una sustancia no conservativa, Lee (2004) sugiere que la dispersión es importante en flujos laminares cuando el grupo adimensional $KE/U^2 > 0.11$ y demostró que el modelo de advección-reacción (AR) subestima de forma significativa la concentración de la sustancia no conservativa.

A través de enfoques teóricos y numéricos, Li *et al.* (2005) y Li (2000) analizaron la importancia relativa de los tres mecanismos básicos (advección, dispersión y reacción) con respecto al proceso de transporte en flujo laminar. La importancia de la dispersión axial para una introducción de tipo escalón de la sustancia reactiva en flujos permanentes fue investigada analíticamente y comparada teóricamente con el fin de obtener la importancia relativa de los términos en la ecuación unidimensional gobernante bajo diferentes condiciones.

Para estudiar más a fondo las condiciones en las que la dispersión se convierte importante para un modelo de la calidad del agua más preciso se utilizaron soluciones numéricas para un modelo bidimensional de advección-difusión-reacción (2D-ADR), y un modelo 1D-AR fue después empleado para investigar y corroborar el comportamiento dispersivo con flujos no permanente o perfiles no permanentes en la fuente del soluto (Li *et al.* 2005), Li 2000). Se identificaron las diferencias entre los resultados de calidad de agua obtenidos por el modelo 2D-ADR y los obtenidos por el modelo 1D-AR. Se demostró que la dispersión de masa es un factor importante para solutos conservativos con inyección instantánea o inyección sinusoidal, pero podría ser no importante para las regiones no afectadas por el frente de concentración para inyección con concentración creciente lineal o de tipo escalón. Estos resultados son gobernados por el causante potencial de la dispersión, que son las derivadas de segundo orden en la ecuación (1.6.2), que son mayores de cero para una inyección instantánea y si-

nusoidal pero tienden a cero para las regiones no afectadas por el frente de concentración en los otros dos tipos de inyección.

Se analizaron también los efectos sobre la dispersión no permanente producidos por las escalas de tiempo, el tamaño de tuberías, velocidades del flujo, los pulsos de la demanda de agua, la frecuencia de llegada y la cronología de la variación de los gastos (Li *et al.* 2005, Li 2000). Se concluyó que la importancia de la dispersión en la modelación de la calidad del agua aumenta a medida que aumenta el diámetro de la tubería para flujos laminares permanentes. La dispersión juega un papel más importante en los modelos de calidad del agua al simular sustancias contaminantes conservativas. Con un aumento de la tasa de reacción, la dispersión es relativamente menos importante para fuentes de sustancias no permanentes. Los patrones de flujo y la escala de tiempo no producen cualquier efecto obvio sobre la importancia de la dispersión. Sin embargo, la dispersión promediada en tiempo disminuye en gran medida con los estallidos ocasionales de turbulencia o flujos de transición, que son probables de ocurrir a pequeñas escalas de tiempo. Por lo tanto, una escala de tiempo grande puede dar lugar a una sobreestimación de la tasa de dispersión porque puede enmascarar los regímenes turbulentos o de transición de flujo en las zonas de la red con gastos pequeños.

1.6.4 MÉTODOS NUMÉRICOS

Soluciones numéricas de la ecuación 2D-ADR (1.6.1) en flujo permanente y aleatorio intermitente laminar no permanente fueron presentadas por Buchberger y Li (2003), Lee (2004), Li (2006) y Li *et al.* (2005). Se implementó un esquema numérico Lagrangiano-Euleriano mediante la división de la ecuación (1.6.1) en dos ecuaciones, una para la difusión molecular y otra para la advección. Cada punto advectado mantiene su posición radial pero se transfiere aguas abajo por una cantidad igual a la distancia de viaje, que se calcula como el producto de la velocidad del flujo y el paso de tiempo. La difusión radial y axial se calculan mediante un enfoque Euleriano. En flujo intermitente, durante un período de actividad, sólo la difusión radial es considerada usando un esquema de Crank-Nicholson, porque la difusión axial es insignificante en comparación con la advección. Durante los tiempos de inactividad, tanto la difusión axial como la radial son simuladas mediante la aplicación de un esquema implícito incondicionalmente estable en dirección alterna y el uso de dos pasos de tiempo intermedios en cada paso de tiempo completo.

Debido a que los grandes sistemas de distribución de agua a menudo contienen cientos de tuberías cerradas en sus extremos, sirviendo a miles de consumidores, es impráctico utilizar un modelo de transporte de 2-D para simular la calidad del agua en todas las tuberías de ramificación de una red municipal, teniendo en cuenta el costo computacional. En consecuencia, la mayoría de los modelos de calidad del agua de red simulan el transporte de sustancias con modelos 1-D. Además, para promover la compatibilidad con los modelos existentes, la aproximación para la dispersión en régimen laminar no permanente se fusionó

con un modelo de transporte 1-D con el fin de obtener un coeficiente de dispersión equivalente E para flujo laminar no permanente intermitente (Lee 2004, Li *et al.* 2005 y Li 2006).

En una red de tuberías, la ecuación (1.6.2) se aplica para cada tubo, y las siguientes condiciones de frontera se deben cumplir para los nodos de la red:

1. En algunos nodos, considerados como fuentes del soluto, la concentración C es prescrita.
2. La mezcla en los nodos de la red: se ha asumido desde hace mucho tiempo una mezcla completa en los nodos para los modelos la red de distribución, aunque trabajos actuales demuestran claramente que esta suposición debe revisarse (Austin *et al.* 2008, Romero-Gómez *et al.* 2008). Estudios recientes (Austin *et al.* 2008, Romero-Gómez *et al.* 2008) muestran que cuando las tuberías transmiten flujo con diferente gasto y concentración del soluto a un cruce de tipo cruz, doble T, o yee, el soluto se *mezcla* en el nodo y los nuevos valores de concentración se obtienen sobre la base de las relaciones de gasto en tuberías de aguas arriba y aguas abajo.
3. La conservación de la masa en los nodos de la *red*: Tzatchkov *et al.* (2002), analizaron el caso de una unión de varios tubos mediante la generalización de la ecuación diferencial (1.6.2), obteniendo el siguiente equivalente nodal de la ecuación (1.6.2):

$$\sum_{j=1}^m \left(\frac{dx_j}{2} A_j \right) \frac{\partial C}{\partial t} = \sum_{j=1}^m \left(A_j D_j \frac{\partial C}{\partial x} + Q_j C - K_j C A_j \frac{dx_j}{2} \right) - q_i C \quad 1.6.6$$

donde: m = número de tubos conectados al nodo; A_j = Área de la sección transversal de la tubería j ; Q_j = Caudal en la tubería j ; D_j = Coeficiente de dispersión de la tubería j ; K_j = constante de decaimiento de primer orden de la tubería j y q_i = valor del gasto extraído del nodo. Para los casos en los cuales dos tubos de iguales características se encuentran en un nodo y $q_i = 0$, la ecuación (1.6.6) se reduce a la ecuación (1.6.2) si dx_j y dt tienden a ser infinitamente pequeños.

La solución numérica de la ecuación 1D-ADR en redes plantea tres principales problemas:

- a) Condiciones de frontera en los nodos que son comunes a varios dominios (tuberías) tienen que ser formulados y considerados;
- b) La aplicación directa de los esquemas numéricos produce un sistema de ecuaciones de gran tamaño, no simétrico y no bien estructurado para una solución numérica eficiente, especialmente cuando la red es grande;
- c) La dificultad aumenta cuando la advección domina sobre la dispersión. Fuertes gradientes de concentración se esperan en este caso, por lo que sería necesaria una discretización extremadamente fina si fueran a aplicarse métodos Eulerianos. Debido a los valores pequeños del coeficiente de dispersión, el transporte de contaminantes en las redes de distribución de agua cae exactamente en esta categoría de problemas dominados por la advección.

Para resolver la ecuación de advección-dispersión-reacción en las redes de tuberías, Tzatchkov *et al.* (2002) desarrollaron una solución numérica basada en la estrategia de descomposición de dominios utilizada para resolver de manera eficiente las ecuaciones resultantes por diferencias finitas. Se aplica un esquema numérico Euleriano-Lagrangiano (Aldama *et al.* 1996). La ecuación (1.6.2) se divide en dos partes (una parte advectiva y una parte dispersiva) y se resuelve numéricamente en cada paso de tiempo en dos etapas. En la primera etapa (Lagrangiana), la parte advectiva (o advectiva-reactiva) se resuelve para cada tubo. Se utiliza el método de características con proyección hacia atrás (en inglés "backwards method of characteristics"). En la etapa Euleriana se utiliza un esquema numérico implícito que conduce a un sistema de ecuaciones lineales. Para lograr eficiencia computacional en la solución de este sistema se propone una técnica especial que emplea funciones numéricas de Green dentro de cada tubería (Aldama *et al.* 1998). En cada tubería, la solución buscada se representa por la superposición de tres soluciones auxiliares numéricamente obtenidas: una solución homogénea (con condiciones de frontera iguales a cero) y dos soluciones de la función de Green (uno para cada extremo de la tubería) multiplicadas por el valor desconocido de la concentración del soluto en los dos extremos. Para obtener la función de Green que corresponde a cada extremo, se asigna un valor unitario de la concentración en un extremo y un valor de cero en el otro extremo, y el sistema resultante tridiagonal se resuelve numéricamente. Los flujos en cada uno de los extremos de los tubos se expresan en términos de los valores de la concentración en los dos extremos, y se utilizan relaciones del balance de continuidad para construir un sistema de ecuaciones lineales para encontrar los valores de las incógnitas en los nodos de la red. De esta forma el gran sistema de ecuaciones que representa la red discretizada se descompone exactamente en tres sistemas tridiagonal fáciles de resolver para cada tubo, y un sistema de bajo orden para representar la concentración en las uniones de tubería. Este método se puede aplicar a cualquier tipo de red, ramificada o cerrada, y a fenómenos de transporte dominados por advección o por dispersión, con el fin de manejar el amplio rango de gastos que pueden encontradas en una red de distribución real. Más detalles se pueden encontrar en Aldama *et al.* (1996), Tzatchkov *et al.* (1998), Tzatchkov *et al.* (2003), Tzatchkov *et al.* (2002), Tzatchkov *et al.* (2000) y Tzatchkov (2008).

Tzatchkov *et al.* (2001) extendieron el modelo numérico propuesto de advección-dispersión-reacción para incluir la dispersión en flujo laminar intermitente y la variación del coeficiente de dispersión durante el período de inicialización. Li (2006), Li *et al.* (2006) y Li *et al.* (2009) ampliaron el método propuesto por Tzatchkov *et al.* (2002) para crear un modelo informático más completo, ADRNET. Se incorporaron funciones de las herramientas hidráulicas de EPANET que se utilizaron como motor hidráulico con el fin de simular el flujo en las tuberías en periodos extendidos en ADRNET, con base en valores promediados en el tiempo de la demanda estocástica. Las mejoras realizadas en el modelo son las siguientes: a) para una mejor estabilidad computacional se adoptó un esquema de diferencias finitas completamente implícito que sustituye el esquema Crank-Nicholson, b) para lograr una representación más razonable de las condiciones de la red se usaron técnicas mejoradas para la estimación del coeficiente de la dispersión promediado espacialmente, basadas en el

trabajo de Lee (2004), y c) para simular con más precisión la calidad del agua se incorporaron y examinaron demandas estocásticas de agua.

1.6.5 TRABAJOS EXPERIMENTALES Y DE DINÁMICA DE FLUIDOS COMPUTACIONAL

Cutter (2004) llevó a cabo experimentos para la estimación del coeficiente de dispersión con tuberías de 15 cm de diámetro. Sus resultados mostraron, como se esperaba, que el coeficiente de dispersión aumenta con el incremento del número de Reynolds para $Re \leq 2400$ en la zona de flujo laminar, pero disminuye linealmente con un aumento de número de Reynolds ($2400 < Re < 4000$) en la zona de transición. En una zona de flujo turbulento, los coeficientes de dispersión mantienen un nivel mucho más bajo en comparación con las zonas de flujo laminar y transitorio.

Romero-Gómez *et al.* (2008) llevaron a cabo una serie de experimentos para comparar los resultados empíricos de la dispersión axial de un trazador conservativo en un tubo bajo condiciones de flujo laminar y de transición con los resultados obtenidos con la simulación de modelos de EPANET, Dinámica de Fluidos Computacional (por su siglas en inglés CFD), y el modelo 1D Advección-dispersión (AD). El arreglo desarrollo experimental se construyó en el laboratorio de Redes de Distribución de agua en "Water Village", una instalación experimental en la Universidad de Arizona, Tucson, AZ, EE.UU. y consistió en un tubo de PVC de 10 m de longitud con diámetro interior de 15.3 mm (diámetro nominal 1/2 pulgada), montado sobre andamios de metal. El agua potable normal, bombeada desde un tanque de almacenamiento a la tubería constituía la fuente principal, mientras que una micro-bomba se utilizaba para inyectar el agua tomada de un vaso de precipitados que contenía un trazador (cloruro de sodio). El gasto fue controlado y monitoreado por medio de sensores de tipo turbina, y regulado mediante controles de la bomba y con la válvula de aguja en el extremo aguas abajo de la tubería. La concentración del trazador se monitoreó con sensores de conductividad eléctrica. Dos sondas de 4 anillos potenciométricos de conductividad eléctrica y transmisores fueron colocados aguas arriba y aguas abajo, a 7.84 m de distancia, para medir la concentración del trazador. El caudal y la concentración se observaron en tiempo real y fueron registrados cada segundo con un registrador de datos (data logger).

Las simulaciones de CFD del transporte de especies en la tubería se llevaron a cabo utilizando FLUENT (2005). Se realizaron simulaciones bidimensionales (axi-simétricas) para un estado no permanente. Las dimensiones geométricas de la tubería circular fueron $H = 0.008$ m \times $L = 1.6$ m, los dos números que representan un dominio computacional 2D axi-simétrico respecto al eje x . Por lo tanto, un tubo de $100 D$ de longitud fue simulado. Se definió una malla cuadrilátera con 30,480 celdas, de las cuales 10,160 celdas (8×1270) pertenecían a la región de capa límite que se definió en las paredes de la tubería. Los siguientes tipos de frontera se impusieron en los bordes de dominio: velocidad en la entrada (izquierda), salida (derecha), pared (arriba), y el eje (abajo). El material se estableció como una mezcla de agua y cloruro de sodio. Las condiciones de frontera (por sus siglas en inglés BC) en la entrada se

obtuvieron a partir de las medidas experimentales del gasto (utilizado como condición de frontera de velocidad) y la concentración aguas arriba (utilizado como condición de frontera de concentración). Debido a que las concentraciones aguas arriba son transitorias, un perfil dependiente del tiempo fue creado para ellas. La ecuación de transporte de las especies, que se añadió al solucionador, fue tomada como desacoplada de los cálculos del flujo.

Los resultados de la simulación de CFD para flujos laminares mostraron excelente coincidencia con los datos experimentales. Se observaron dos características importantes: (i) la concentración máxima obtenida experimentalmente y por simulación con CFD aguas abajo es menor que aquella basada en el modelo “flujo pistón” para todos los casos, y (ii) el tiempo de traslado aguas abajo del perfil del “flujo pistón” está siempre retrasado en comparación con el tiempo experimental y con el simulado con CFD y esta diferencia se reduce para números mayores de Reynolds. Por lo tanto, la dispersión axial de una sustancia puede ser un proceso importante en el transporte de flujo en regímenes laminar y de transición. La tasa real de dispersión puede ser estimada utilizando el método de los momentos y los datos experimentales del trazador obtenidos en cualquier régimen de flujo. La magnitud del coeficiente de dispersión cae rápidamente cuando el flujo emigra del régimen laminar y entra en el régimen de transición, lo anterior es consistente con la teoría disponible y con los resultados experimentales previos de Cutter (2004).

1.6.6 VALIDACIÓN EN CAMPO Y APLICACIONES

Tzatchkov *et al.* (2002) y Li *et al.* (2009) aplicaron un modelo advección-dispersión-reacción para simular el transporte de fluoruro y de cloro en la red de Cherry Hill Brushy Plains en los Estados Unidos de Norteamérica, para la cual la Environmental Protection Agency (EPA) llevó a cabo una serie de mediciones de campo para comparar la concentración observada con las predicciones hechas por el modelo EPANET (Rossman *et al.* 1994). Los dos modelos dan resultados similares en las tuberías de la red con velocidades de flujo medias y altas. En las tuberías con velocidades bajas del flujo la evolución de la concentración media se representa mejor con el modelo propuesto que por el modelo EPANET (Tzatchkov *et al.* 1998, Tzatchkov *et al.* 2002, Tzatchkov *et al.* 2000). El modelo propuesto que toma en cuenta la dispersión proporciona una mejora sustancial en las zonas de bajo flujo en la red, con respecto a las predicciones de EPANET el cual utiliza un modelo advección-reacción.

Nilsson (2004) utilizó experimentos numéricos de Monte Carlo para simular un ataque bioquímico deliberado en la red de Cherry Hill Brushy Plains. El ataque fue modelado como una inyección constante de 6 horas introduciendo 3600 g de un contaminante conservativo en un solo nodo en la línea principal. Se consideraron advección, dispersión y reacción. La migración de la mancha de contaminantes fue rastreada durante 55 horas a través de la red de tuberías y la dosis acumulativa en masa fue calculada en cinco nodos de destino. Combinando el modelo de EPANET con un generador de demanda de agua estocástica, el ejercicio se repitió para 1000 ensayos independientes para establecer una distribución

de la exposición de los consumidores en los nodos de destino. Se realizaron después otras simulaciones para investigar de qué manera los cambios en el almacenamiento y los patrones de demanda afectan las dosis nodales. Los resultados de este estudio mostraron que la distribución de la dosis nodal era extremadamente sensible a las condiciones de operación del sistema asumidas. Cuando se comparan distintas configuraciones de la red, el grado de almacenamiento domina la respuesta global. Una variación relativamente menor en la demanda del agua puede conducir a una amplia gama en la dosis acumulativa recibida en un determinado nodo. En este caso de estudio, el transporte advectivo-dispersivo no tenía un efecto apreciable sobre la dosis total del contaminante suministrado a los nodos de destino. Esto podría ser debido al tamaño relativamente pequeño de la red, el tiempo prolongado del ataque, y / o al contaminante conservativo modelado.

1.6.7 CONCLUSIONES

La dispersión de solutos es un componente importante para la simulación de la calidad del agua en redes, y debe ser incorporada en la próxima generación de modelos de calidad del agua en redes de distribución. El trabajo presentado en este documento debe mejorar nuestra comprensión fundamental del transporte de solutos y mejorar nuestra capacidad de modelar y predecir la calidad del agua en las redes de distribución municipales. Los modelos de calidad del agua mejorados, capaces de lograr patrones precisos espaciales y temporales de dispersión axial, serán fundamentales para los esfuerzos dirigidos a optimizar la colocación de sensores para medir la calidad del agua en las redes, en la evaluación de los modelos para los sistemas de alerta temprana, y para la generación de la información de exposición de los consumidores necesaria para la evaluación cuantitativa del riesgo. Se ha logrado un avance, pero el proceso de evolución espacial de la dispersión requiere más investigación para determinar los coeficientes de dispersión de masa en las tuberías con flujo no permanente.

REFERENCIAS

- Aldama, A.A., Tzatchkov, V.G., Arreguín, F.I., Puente, L.R.: An efficient numerical solution for the convective-diffusive transport in pipe networks. In: Aldama, A.A., Aparicio, J., Brebbia, C.A. (eds.): *Computational Methods in Water Resources XI*. Vol. 2. WIT Press. Southampton (1996) 119-127
- Aldama, A.A., Tzatchkov, V.G., Arreguín, F.I.: The numerical Green's function technique for boundary value problems in networks. In: Blain, W.R. (ed.): *Hydraulic Engineering Software VII*. WIT Press. Southampton. (1998) 121-130
- Austin, R. G., van Bloemen Waanders, B., McKenna, S., Choi, C. Y.: Mixing at Cross Junctions in Water Distribution Systems – Part II. An Experimental Study, *J. of Water Resources Planning and Management, ASCE*. 134 (2008) 295-302

- Axworthy, D. H., Karney, B. W.: Modeling low velocity/high dispersion flow in water distribution system. *J. of Water Resources Planning and Management*. ASCE. 122 (1996) 218-221 591
- Basha, H.A., Malaeb, L.N.: Eulerian - Lagrangian method for constituent transport in water distribution networks. *J. of Hydraulic Engineering*. ASCE. 133 (2007) 1155-1166
- Biswas, P., Lu, C., Clark, R. M.: Chlorine concentration decay in pipes. *Water Research*. 27 (1993) 1715-1724
- Buchberger, S.G., Carter, J.T., Lee, Y.H., Schade, T.G.: Random Demands, Travel Times, and Water Quality in Deadends. American Water Works Association. Denver (2003)
- Buchberger, S.G., Lee, Y., Bloom, G., Rolf, B.: Dispersion of mass in intermittent laminar flow through pipe. In: Savic, D., Walters, G. (eds.): *Water Industry Systems: Modeling and Optimization applications*, Volume 1. Research Studies Press Ltd. Baldock (1999) 89-101
- Buchberger, S.G., Lee, Y.H.: Unsteady dispersion in random intermittent flow through a pipe. *Proc. 3rd International Symposium on Environmental Hydraulics*, Tempe, Arizona (2001) 1-6
- Buchberger, S.G., Li, Z.: Temporal Scale Consideration for Unsteady Dispersion in Pipe Network Water Quality Modeling. *Proc. EWRI ASCE World Water & Environmental Resources Congress*, Philadelphia. (2003) 23-26
- Buchberger, S. G., Li, Z., Tzatchkov, V.G.: Hydraulic Behavior of Pipe Networks Subject to Random Water Demands. *Proc. EWRI ASCE World Water & Environmental Resources Congress*, Philadelphia, (2003) 1-12
- Cutter, M.R.: Dispersion in steady pipe flow with Reynolds number under 10,000. M.S. Thesis. University of Cincinnati, Cincinnati, Ohio (2004)
- Fluent Inc.: *Fluent 6.2 User's guide* (2005)
- Gill, W.N., Sankarasubramanian, R.: Exact analysis of unsteady convective diffusion. *Proceedings of the Royal Society of London Series A*. 316 (1970) 341-350
- Islam, M.R., Chaudhry, M.H.: Modeling constituent transport in unsteady flows in pipe networks. *J. of Hydraulic Engineering*, 124 (1998), 1115-1124
- Lee, Y.: Mass Dispersion in Intermittent Laminar Flow. PhD Dissertation. University of Cincinnati. Cincinnati. Ohio (2004)
- Li, Z., Buchberger, S.G., Tzatchkov, V.G.: Importance of dispersion in network water quality modeling. *Proc. EWRI ASCE World Water & Environmental Resources Congress*, Anchorage, AL. (2005) 1-12
- Li, Z., Buchberger, S.G., Tzatchkov, V. G.: Integrating Distribution Network Models with Stochastic Water Demands and Mass Dispersion. *Proc. 8th Annual Water Distribution System Analysis Symposium*, University of Cincinnati, Cincinnati. Ohio (2006) 1-12
- Li, Z., Buchberger, S. G., Lee, Y., Tzatchkov, V.G., McKenna, S.: Water Distribution Network Modeling with Stochastic Water Demands and Mass Dispersion. Submitted to *J. of Environmental Engineering*. ASCE (2009)
- Li, Z.: Network Water Quality Modeling with Stochastic Demands and Mass Dispersion, PhD Dissertation. University of Cincinnati. Cincinnati. Ohio (2006)

- Nilsson, K. A.: Simulating Accidental Exposures to Deliberate Intrusions in Pipe Networks MS thesis, University of Cincinnati. Cincinnati. Ohio (2004)
- Ozdemir, O. N., Ger, A. M.: Realistic Numerical Simulation of Chlorine Decay in Pipes. *Water Research*. 32 (1998) 3307-3312
- Ozdemir, O. N., Ger, A. M.: Unsteady 2-D chlorine transport in water supply pipes Unsteady Chlorine Concentration Movement in Water Distribution Pipes. *Water Research*. 33 (1999) 3637-3645
- Ozdemir, O.N., Ucak, A.: Simulation of chlorine decay in drinking water distribution systems. *J. Environmental Engineering, ASCE*, 128 (2002) 31-39
- Romero-Gomez, P., Ho, C. K., Choi, C. Y.: Mixing at Cross Junctions in Water Distribution Systems – Part I. A Numerical Study. *J. of Water Resources Planning and Management*. ASCE. 134 (2008) 284-294
- Romero-Gomez, P. Li, Z., Choi, C.Y., Buchberger, S.G., Lansey, K.E., Tzatchkov, V.T.: Axial dispersion in a pressurized pipe under various flow conditions. *Proc. 10th Annual 592 Water Distribution Systems Analysis Conference WDSA2008*. Kruger National Park, South Africa (2008)
- Rossman, L.A., Clark, R.M., Grayman, W.M.: Modeling chlorine residuals in drinking water distribution systems, *J. of Environmental Engineering*. ASCE 120 (1994) 803-820
- Rossman, L. A. EPANET 2 User's Manual. Environmental Protection Agency. Cincinnati. Ohio (2000)
- Taylor, G.I.: Dispersion of soluble matter in solvent flowing slowly through a tube. *Proceedings of the Royal Society of London, Series A*, 219 (1953) 186-203
- Tzatchkov, V.G., Arreguín, F.I., Aldama, A.A.: An application of the numerical Green's function technique to advection-diffusion contaminant transport in water supply networks. In: Blain, W.R. (ed.): *Hydraulic Engineering Software VII*. WIT Press. Southampton (1998) 587-596
- Tzatchkov, V. G., Aldama, A.A., Arreguín, F.I.: A domain decomposition strategy for the numerical simulation of contaminant transport in pipe networks. In: Herrera, I., Keys, D.E. Widlund, O.B., Yates, R. (eds.): *Domain Decomposition Methods in Science and Engineering*. UNAM. Mexico (2003) 483-490
- Tzatchkov, V.G., Aldama, A.A., Arreguín, F.I.: Advection-dispersion-reaction modeling in water distribution networks. *J. of Water Resources Planning and Management*. ASCE 128 (2002) 334-342
- Tzatchkov, V. G., Aldama, A.A., Arreguín, F.I., Buchberger, S.G, Lee Y.: Advection-dispersion transport in water distribution networks with intermittent flow. In: Brebbia, C.A. Anagnostopoulos, P., Katsifarakis, K., Cheng, A.H-D. (eds.): *Water Resources Management*. WIT Press. Southampton (2001) 217-226
- Tzatchkov, V.G., Aldama, A.A., Arreguín, F.I.: Modelación numérica de la advección y dispersión de solutos en redes de distribución de agua potable. *Ingeniería Hydraulic en México*, 15 (2000) 101-115
- Tzatchkov, V.G.: Numerical methods for dispersion in water distribution pipes and networks. In: Garcia Navarro, P., Playan, E. (eds.): *Numerical Modelling of Hydrody-*

- namics for Water Resources, Taylor and Francis/Balkema. Leiden. The Netherlands (2008) 345-349
- Ucak, A., Ozdemir, O.N.: Simulation of Chlorine Decay in Drinking Water Distribution Systems. 6th Annual Symposium on Water Distribution System Analysis. Salt Lake City, Utah (2004)
- Walski, T.M., Chase, D.V., Savic, D.A.: Water distribution modeling. Haestad Press. Waterbury. CT (2001)

II
METODOLOGÍAS PARA
EL DISEÑO ÓPTIMO DE
LA SECTORIZACIÓN DE
LAS REDES

En las ciudades mexicanas se pierde una parte importante del agua potable suministrada. La población del país se ha incrementado de forma considerable en las últimas décadas. Mientras que en el año 1950 la población del país era de unos 26 millones de habitantes, ahora (año 2014) es de más de 118 millones. La mayor parte del crecimiento poblacional se ha dado en las ciudades, muchas de las cuales han multiplicado su tamaño. Este crecimiento, en extensión y en densidad de población, ha obligado a cambios en la infraestructura de agua potable para responder a nuevas necesidades. Desafortunadamente, en muchas ocasiones los cambios se han realizado para dar una solución temporal, y con el paso de los años se han quedado permanentes. En resultado, en muchas ciudades mexicanas se tienen ahora redes de agua potable grandes abastecidas por varias fuentes interconectadas entre si por medio de la propia red. En estas condiciones es difícil controlar el agua entregada y consumida, que es una condición indispensable para un diagnóstico y reducción de las pérdidas de agua. Por lo anterior, en las últimas tres décadas en México una solución a este tipo de situaciones ha sido la de sectorizar la red en cierto número de subredes separadas con pocas, o en el mejor de los casos, con una sola alimentación por sector, para poder medir el caudal que ingresa a cada uno de éstos; y área de influencia bien definida. Físicamente la sectorización se realiza cerrando válvulas, mediante cortes en ciertas tuberías, o con la instalación de tuberías nuevas que permitan una mejor redistribución del flujo de la red.

La sectorización de las redes de agua es una técnica conocida a nivel internacional desde hace años, pero la optimización matemática de su diseño es un tema nuevo en que se ha empezado a trabajar apenas en la última década. Investigadores del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) han sido pioneros también en este tema, no sólo entre los países de habla hispana, sino en algunos aspectos a nivel mundial, por ejemplo en la aplicación de la teoría de los grafos en la sectorización. La primera presentación sobre tal aplicación fue hecha en el seminario internacional en España en 2005 por Velitchko Tzatchkov, Víctor Hugo Alcocer Yamanaka y Víctor Bourguett Ortiz. Las referencias correspondientes son las siguientes:

Tzatchkov, V., Alcocer, V., Bourguett, V. "Modelos de redes de agua potable útiles para proyectos de Sectorización", Memorias del V Seminario Iberoamericano Planificación, Proyecto y Operación de Redes de Abastecimiento de Agua (SEREA), Valencia, España, 29 de noviembre al 2 de diciembre de 2005, p. 27-48.

Bourguett, V., Alcocer, Y. V., Tzatchkov, V. "Aplicación de modelos en la sectorización de redes de agua potable en ciudades. Caso de estudio: San Luis Río Colorado, Sonora", Memorias del V Seminario Iberoamericano Planificación, Proyecto y Operación de Redes de Abastecimiento de Agua (SEREA), Valencia, España, 29 de noviembre al 2 de diciembre de 2005, p. 13-26.

El siguiente año la investigación fue presentada en otros foros internacionales en los Estados Unidos de Norteamérica, Francia, y nuevamente España. Las referencias correspondientes son las siguientes:

Tzatchkov, V., Alcocer, V., Bourguett, V "Graph theory based algorithms for water distribution network sectorization projects", Proceedings of the 8th Annual Water Distribution System Analysis Symposium, Cincinnati, Ohio, August 27-30, 2006, ASCE, p. 1-15.

Tzatchkov, V., Alcocer, V., Varela, "Water Distribution Network Sectorization Projects in Mexican Cities along the Border with USA", III International Symposium on Transboundary Water Management, Ciudad Real, España, 30 de mayo al 2 de junio 2006, p. 1-13.

Tzatchkov, V. "Graph Algorithms for Connectivity Analysis of Water Distribution Network Sectorization", Proceedings of VII IAHR International Conference on Hydroinformatics, Nice, France, 4 al 8 de septiembre 2006.

La primera de estas tres publicaciones en particular ha sido citada por numerosos autores de diferentes países y usada en sus desarrollos. A partir del año 2010 los investigadores Armando Di Nardo, Michele Di Natale y Giovanni F. Santonastaso de la Segunda Universidad de Nápoles, en Italia, unieron esfuerzos con los investigadores del IMTA, generándose conjuntamente las siguientes publicaciones:

A. Di Nardo, M. Di Natale, G.F. Santonastaso, V.G. Tzatchkov and V.H. Alcocer Yamanaka, "Water supply system sectorization based on graph theory and energy performance indices", International Conference on Drinking Water Safety, Security and Sustainability, organizado por la US Environmental Protection Agency y la Universidad de Zhejiang, Hangzhou, China, 9 al 11 de octubre de 2011.

A. Di Nardo, M. Di Natale, G.F. Santonastaso, V.G. Tzatchkov and V.H. Alcocer Yamanaka, "Water Network Sectorization Based on Genetic Algorithm and Minimum Dissipated Power Paths", IWA WATERLOSS EUROPE Conference, Ferrara, Italia, 23-25 de mayo 2012

Armando Di Nardo, Michele Di Natale, Giovanni F. Santonastaso, Velitchko G. Tzatchkov, and Victor H. Alcocer-Yamanaka, "Water Network Sectorization Based on Graph Theory and Energy Performance Indices", ASCE Journal of Water Resources Planning and Management, Posted ahead of print 28 Feb 2013.

A. Di Nardo, M. Di Natale, G.F. Santonastaso, V. G. Tzatchkov, V.H. Alcocer- Yamanaka, "Performance indices for Water Network Partitioning" , 5th Annual IWA International Conference on Benchmarking and Performance Assessment, Medellín, Colombia, 9 al 1 de abril 2013, p.1-10.

En 2012 la investigación trascendió al uso de algoritmos de particionamiento de grafos, presentada en la siguiente conferencia internacional en Alemania:

V. G. Tzatchkov, V. H. Alcocer-Yamanaka, "Graph partitioning algorithms for water distribution network sectorization projects", 10th International Conference on Hydroinformatics HIC 2012, Hamburgo, Alemania, julio 14-18, 2012.

Uno de los objetivos de la sectorización es el control de presiones con fines de reducir las fugas. Para evaluar su efecto se desarrolló también un método para modelar las fugas como dependientes de la presión, publicado en el siguiente artículo:

V. G. Tzatchkov y L.A. Noda R., "Modelación numérica de fugas y consumo en redes de agua potable", XVII Congreso Nacional de Hidráulica, noviembre 2002, p. 327-332.

Se presentan a continuación capítulos representativos de las publicaciones mencionadas, básicamente en su orden cronológico:

MODELACIÓN NUMÉRICA DE FUGAS Y CONSUMO EN REDES DE AGUA POTABLE

Este capítulo representa una versión revisada del siguiente artículo:

V. G. Tzatchkov y L.A. Noda R., "Modelación numérica de fugas y consumo en redes de agua potable", XVII Congreso Nacional de Hidráulica, noviembre 2002, p. 327-332.

2.1.1 INTRODUCCIÓN

Estudios realizados en el extranjero (Germanopoulos (1985), Goodwin (1980), Martínez *et al.* (1999)) han mostrado que las fugas en las redes de agua potable son directamente proporcionales a la presión que opera la red, es decir, con mayor presión en la misma se tienen más fugas y viceversa. En esta relación, una de las posibles medidas para reducir las pérdidas de agua potable consiste en reducir las presiones excesivas. Esa reducción en la presión generalmente puede realizarse de varias maneras, tales como reubicar los tanques en elevaciones más bajas, sectorizar la red de forma tal que en cada sector no se tenga un desnivel topográfico importante y que sea abastecido por su propio tanque, o instalar válvulas reductoras de presión o cajas rompedoras de presión en la red, entre otras. La técnica de usar válvulas reductoras de presión en la red con fines de reducir fugas, por ejemplo, ha sido usada básicamente en países de Europa, y en los últimos años se ha propuesto aplicarla en México.

Con el objeto de obtener una disminución de las fugas rentable y más adecuada a las condiciones particulares de la red, cualquier estudio o proyecto de control de fugas por medio de la presión, debe de considerar las posibles formas de reducir la misma, de manera que el ahorro de agua que se obtenga soporte las inversiones necesarias para hacer los arreglos y sus necesidades de mantenimiento. Para llevar a cabo ese análisis se requiere de un modelo matemático de la red capaz de considerar de qué forma las fugas y el consumo en la red cambian con la presión. Los programas de cómputo existentes para el cálculo hidráulico de redes, como por ejemplo KYPIPE, EPANET, AH (Tzatchkov e Izurieta 1994), CYBERNET/WaterCAD, Scadred (Tzatchkov e Izurieta 1996), REDINA y otros no consideran una relación presión-fugas en sus algoritmos, o tienen posibilidades bastante limitadas para hacerlo. En este capítulo se presentan las bases de un modelo numérico de redes de agua potable que considera que el consumo de agua y las fugas dependen de la presión. Los resultados de

este modelo se comparan con resultados del programa EPANET en un ejemplo. El modelo presentado se incluye en la nueva versión del sistema de cómputo Scadred-2002 del IMTA (Tzatchkov e Izurieta 1996).

2.1.2 RELACIÓN PRESIÓN-FUGAS

Dada la naturaleza de las fugas (escape del agua a presión a través de ciertas aperturas), éstas se consideran en el modelo matemático por medio de la ecuación de descarga a través de un orificio, que tiene el aspecto siguiente:

$$q_{fugas} = Cp^e \quad 2.1.1$$

donde q_{fugas} es el gasto perdido en fugas, p es la presión, C es una constante cuyo valor se determina con base en el área del orificio, y e es otra constante (exponente) que depende del tipo de descarga. En los modelos de redes de agua potable la presión p se obtiene en los nodos de la red, por lo tanto la ecuación (2.1.1) será aplicada a cada nodo y se obtendrá un valor para las fugas en cada uno de ellos. La constante C será en general diferente para los diferentes nodos (mayor para aquellos donde hay mayor volumen de fugas), y el exponente e tendrá el mismo valor para todos los nodos.

La ecuación de descarga de un orificio de área constante corresponde a la ecuación (2.1.1) con $e = 0.5$. Esta ecuación de descarga de un orificio de área constante se utiliza de manera indirecta en algunos programas de cómputo que no pueden modelar las fugas directamente, en los que se pueden simular las fugas conectando a cada nodo un tubo ficticio que descarga a otro nodo ficticio de cota piezométrica fija igual a la cota del nodo. En algunos estudios llevados a cabo en México, dirigidos a la reducción de las pérdidas de agua y que usan el programa EPANET, se emplea esta forma de simular las fugas.

La manera más certera de definir la relación presión-fugas sin embargo es la experimental, es decir, la de someter la red a diferentes presiones de operación y medir las fugas que se producen para cada nivel de presión en la red. Goodwin (1980) y Germanopoulos (1985) realizaron experimentos de ese tipo. Sus resultados muestran que el exponente e en la ecuación (2.1.1) tiene valores mucho más altos que 0.5, y llega a ser igual a 1.18. Tucciarelli y Termini (1998) proponen y aplican un método numérico para determinar las constantes C y e . Los valores de e que se obtienen en los ejemplos que ellos presentan son mayores de 1, con un promedio también cercano a 1.18. Martínez *et al.* (1999) resumen brevemente los estudios existentes para determinar e , y también señalan 1.18 como el valor que debe de usarse. En conclusión, el valor internacionalmente establecido para e es 1.18.

El valor $e=1.18$ tiene significado físico, relacionado con el hecho que las fugas corresponden a una descarga de orificio de área variable. Al subir la presión el tamaño de las aperturas que producen las fugas incrementa y esto hace que se pierda más agua. La relación que representa la ecuación (2.1.1) para $e=0.5$ se muestra en la Figura 2.1.1-(a), y en la Figura 2.1.1-

(b) se muestra la misma relación para $e=1.18$. Para la relación mostrada en la Figura 2.1.1-(a) el gasto aumenta en menor medida al subir la presión, comparado con la Figura 2.1.1-(b), y para presiones altas el gasto de fugas de la Figura 2.1.1-(b) será mucho mayor que el gasto de la Figura 2.1.1-(a). Esto se explica con el hecho de que un orificio de área constante (Figura 2.1.1-(a)) se satura con presiones altas y no tiene capacidad de descargar grandes caudales de agua. La relación mostrada en la Figura 2.1.1-(b) es más realista, dado que al presentarse presiones muy altas en la red las fugas se incrementan en una proporción parecida a la de la presión, llegándose al extremo de que con presiones extremadamente altas se reventarían las tuberías y se perdería todo el caudal en fugas, cosa que no se modela con la relación de la Figura 2.1.1-(a).

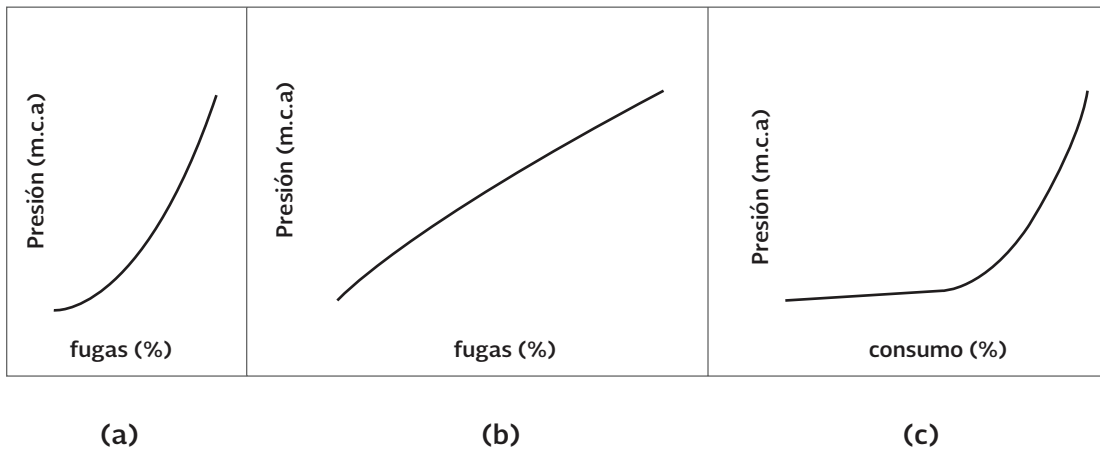


Figura 2.1.1 (a) Relación presión-fugas para $e = 0.50$; (b) Relación presión-fugas para $e = 1.18$; (c) Relación presión-consumo de agua para $e_r=0.21$, en el supuesto que para una presión de 10 m.c.a. se tiene el consumo normal (100%)

2.1.3 RELACIÓN PRESIÓN-CONSUMO

En los cálculos hidráulicos de redes de agua potable normalmente se asume que el consumo no depende de la presión en la red. Se determina el consumo, se asigna a los nodos de la red y se corre el modelo para obtener las presiones correspondientes a ese consumo. De esta manera el problema se reduce a revisar si se tendrían ciertas presiones mínimas en los nodos, supuestamente necesarias para que se pueda suministrar la demanda de agua potable requerida. Prácticamente todos los programas conocidos para cálculo hidráulico de redes de agua potable, incluyendo EPANET, manejan ese modelo de consumo prefijado que no depende de la presión. En ocasiones esos programas obtienen presiones negativas en algunos nodos, algo que es físicamente imposible.

El consumo real de agua potable sin embargo depende de la presión. Esta influencia es más fuerte cuando la presión no es suficiente, dado que los usuarios no pueden usar toda el agua que quisieran por tener poca presión. El consumo incluso llega a ser cero cuando la presión es igual a cero. La presión demasiado alta también genera un consumo elevado (más de lo normal), aparte de las fugas, por la facilidad de tener el agua y su abundancia.

La relación del consumo de agua potable con la presión puede ser modelada con una ecuación similar a la ecuación (2.1.1), es decir,

$$q = C_1 p^{e_1} \quad 2.1.2$$

donde q es el consumo, p es la presión y C_1 y e_1 son constantes. De manera similar a la ecuación (2.1.1), la constante C_1 será diferente para cada nodo (mayor para los nodos donde hay más consumo), y el exponente e_1 tendrá el mismo valor para todos los nodos.

Martínez *et al.* (1999) han llevado a cabo estudios que indican un valor de 0.21 para el exponente e_1 . La Figura 2.1.1-(c) muestra la relación expresada por la ecuación (2.1.2) para $e=0.21$, en el supuesto que para una presión de 10 m.c.a. se tiene el consumo normal de 100%.

2.1.4 MODELO DE REDES DE AGUA POTABLE CON CONSUMO Y FUGAS QUE DEPENDEN DE LA PRESIÓN

La formulación usada en el programa Scadred (Tzatchkov e Izurieta 1996) ha sido ampliada para incluir las relaciones (2.1.1) y (2.1.2) de fugas y consumo que dependen de la presión, y el método de solución numérica usado en Tzatchkov e Izurieta (1996) ha sido modificado usando ideas del método del gradiente total de Todini y Pilati (Salgado 1993). En breve, la formulación es la siguiente:

Usando la fórmula de pérdida de carga correspondiente, los gastos Q en los tramos se expresan en función de la diferencia entre las cargas hidráulicas H en los dos extremos i y j del tramo:

$$Q_{ij} = \frac{(H_i - H_j)^{\frac{1}{\beta}}}{K_{ij}^{\frac{1}{\beta}}} \quad 2.1.3$$

donde K expresa la resistencia hidráulica del tramo, y β es el exponente en la fórmula de pérdidas de carga ($\beta=2$ para las fórmulas de Darcy y Manning y $\beta=1.852$ para la fórmula de Hazen-Williams). Para cada nodo de la red, la expresión (2.1.3) se sustituye junto con las ecuaciones (2.1.1) y (2.1.2), en la condición de balance de los gastos, obteniéndose el siguiente sistema de ecuaciones no lineales:

$$f_i(Q_1, Q_2, \dots, Q_m) = \sum_m Q_{ij} + q - q_{fugas} = \sum_m \frac{\text{sgn}(H_i - H_j)}{K_{ij}^{\frac{1}{\beta}}} + C(H_i - z_i)^e + C_1(H_i - z_i)^{e_1} \quad 2.1.4$$

donde la presión p está expresada por la diferencia de la carga hidráulica y la elevación del nodo z_i .

El sistema de ecuaciones (2.1.4) se soluciona por medio de iteraciones sucesivas. En cada iteración se soluciona el siguiente sistema de ecuaciones lineales con respecto a las cargas en los nodos de la red:

$$\mathbf{J}^k \cdot \mathbf{H}^{k+1} = -\mathbf{f}^k \quad 2.1.5$$

donde \mathbf{J}^k es la matriz de derivadas (Jacobiano) de \mathbf{f} con respecto a \mathbf{H} , evaluada con \mathbf{H}^k , \mathbf{f}^k es el vector que agrupa las funciones f_i en (2.1.4), y \mathbf{H}^{k+1} es el vector de la nueva aproximación para las cargas en los nodos. Las cargas \mathbf{H}^{k+1} obtenidas se usan para obtener una aproximación mejorada para los gastos en los tramos, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Q^{k+1} = Q^k + dQ^{k+1} = Q^k + \left(\frac{dQ}{d(H_i - H_j)} \right)^k (H_i - H_j)^{k+1} = Q^k + \frac{(H_i - H_j)^{k+1}}{\beta K (Q^k)^{\beta-1}} \quad 2.1.6$$

El proceso iterativo comienza con alguna aproximación inicial para los gastos Q en los tramos y termina cuando todas las f_i lleguen a ser prácticamente iguales a cero.

Ejemplo

Como se comentó anteriormente, una de las posibles formas para reducir las pérdidas de agua por fugas en las redes de agua potable consiste en instalar cierto número de válvulas reductoras de presión en la red con fines de reducir la presión dentro de la red, y con eso reducir las fugas. El modelo que se propone en este capítulo se aplicó a una red de agua potable en que se plantea instalar cinco válvulas reductoras de presión con ese objetivo. Con fines de comparación, a la misma red se aplicó también el programa EPANET. Para poder simular las fugas en el programa EPANET se introdujo un tubo ficticio de diámetro pequeño en cada nodo de la red, que conecta el nodo con otro nodo ficticio de carga piezométrica fija igual a la elevación del nodo. Esta forma indirecta de representar las fugas, que corresponde a la relación (2.1.1) con $e=0.5$ como fue explicado anteriormente, ha sido usada en algunos estudios de reducción de pérdidas de agua que utilizan el programa EPANET. Para comparar el efecto de reducción de las fugas solamente, en este ejemplo el consumo se consideró como fijo (no dependiente de la presión) en el modelo propuesto. En la Figura 2.1.2-(a) se muestra el croquis de la red, y en la Figura 2.1.2-(b) el caudal que sale del tanque que la abastece. Como es de esperar, para $e=0.5$ EPANET y Scadred-2002 dan resultados prácticamente idénticos, y para $e=1.18$ se obtiene una mayor reducción de las fugas en Scadred-2002.

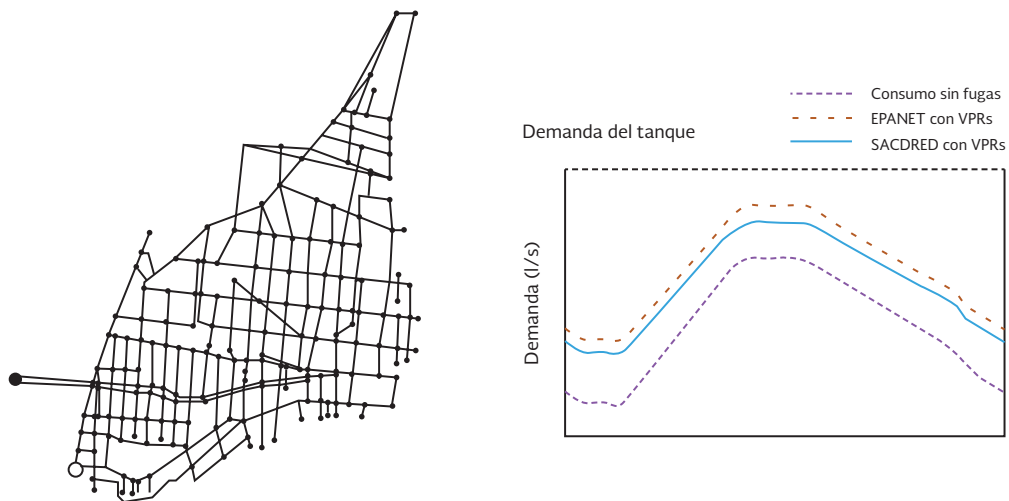


Figura 2.1.2 Ejemplo de aplicación del modelo propuesto y comparación con el programa EPANET: (a) Croquis de la red; b) Demanda en las 24 horas del día sin fugas y con fugas y válvulas reductoras de presión (VPRs) obtenida por EPANET y por Scadred-2002.

2.1.5 CONCLUSIONES

Las fugas y el consumo en las redes de agua potable dependen de la presión, con exponente 1.18 para la relación presión-fugas y exponente 0.21 para la relación presión-consumo. El sistema Scadred-2002 puede modelar las fugas y el consumo con esos y otros exponentes, cosa que otros programas conocidos (como EPANET) no pueden modelar. La comparación de los resultados que arrojan EPANET y Scadred-2002 muestra que utilizando el exponente 1.18 se está más cerca de lo que sucede realmente en las redes y se pueden obtener mayores ahorros por la disminución de las fugas al reducirse las presiones excesivas en la red.

REFERENCIAS

- Germanopoulos, G. (1985) "A technical note on the inclusion of pressure dependent demand and leakage in water supply networks", *Civ. Eng. Syst.*, 2, p. 171-179.
- Goodwin, S.J. (1980) *The Results of the Experimental Program on Leakage and Leakage Control*, Informe Técnico TR 154, Water Research Center.
- Martinez, F., Conejos, P. y Vercher, J. (1999) "Developing an integrated model for water distribution systems considering both distributed leakage and pressure-dependent demands", *Proceedings of the 26th ASCE Water Resources Planning and Management Division Conference, July 1999, Tempe, Arizona*.
- Salgado, R., Rojo J. y Zepeda, S. (1993) "Extended gradient method for fully non-linear head and flow analysis in pipe networks", *Integrated Computer Applications in Water Supply. Vol. 1 Methods and Procedures for Systems Simulation and Control*. Coulbeck, B. (editor), Research Studies Press Ltd. John Wiley and Sons Inc. Taunton *et al.*, p. 49-60.
- Tucciarelli, T., Criminisi, A. y Termini, D. (1998) "Leak analysis in pipeline systems by means of optimal valve regulation", *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, vol. 125, No. 3, p. 277-
- Tzatchkov, V.G. e Izurieta D., J. (1994) *Redes de Distribución. Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*, Comisión Nacional del Agua, México.
- Tzatchkov, V.G. e Izurieta D., J. (1996) "Sistema de cómputo para el análisis y diseño de redes de distribución de agua potable", *Ingeniería Hidráulica en México*, vol. XI, No. 2, p. 55-63.

Este capítulo está basado en los siguientes artículos publicados:

Tzatchkov, V., Alcocer, V., Bourguett, V. "Graph theory based algorithms for water distribution network sectorization projects", Proceedings of the 8th Annual Water Distribution System Analysis Symposium, Cincinnati, Ohio, August 27-30, 2006, ASCE, p. 1-15.

Tzatchkov, V., Alcocer, V., Bourguett, V. "Sectorización de redes de distribución de agua potable a través de algoritmos basados en la teoría de grafos". Revista Tlálóc, Asociación Mexicana de Hidráulica, Número 40, Enero – Febrero 2008. págs. 14-22.

Bourguett, V., Alcocer, Y. V., Tzatchkov, V. "Aplicación de modelos en la sectorización de redes de agua potable en ciudades. Caso de estudio: San Luis Río Colorado, Sonora", Memorias del V Seminario Iberoamericano Planificación, Proyecto y Operación de Redes de Abastecimiento de Agua (SEREA), Valencia, España, 29 de noviembre al 2 de diciembre de 2005, p. 13-26.

Tzatchkov, V., Alcocer, V., Bourguett, V. "Modelos de redes de agua potable útiles para proyectos de Sectorización", Memorias del V Seminario Iberoamericano Planificación, Proyecto y Operación de Redes de Abastecimiento de Agua (SEREA), Valencia, España, 29 de noviembre al 2 de diciembre de 2005, p. 27-48.

V. Tzatchkov, Victor Hugo Alcocer Yamanaka, Manuel Rodriguez Varela, "Water Distribution Network Sectorization Projects in Mexican Cities along the Border with USA", III International Symposium on Transboundary Water Management, Ciudad Real, España, 30 de mayo al 2 de junio 2006, p. 1-13.

Tzatchkov, V. "Graph Algorithms for Connectivity Analysis of Water Distribution Network Sectorization", Proceedings of VII IAHR International Conference on Hydroinformatics, Nice, France, 4 al 8 de septiembre 2006.

Tzatchkov, V. y Alcocer, V. "Implementación de algoritmos basados en la teoría de grafos en proyectos de sectorización de redes de agua potable", Tecnología y Ciencias del Agua, Julio-Septiembre 2011.

2.2.1 INTRODUCCIÓN

Para analizar las posibles alternativas de sectorización se requiere de la implementación de un modelo computacional que represente la situación actual de la red simulada (para fines de diagnóstico) y los posibles efectos de una sectorización u otras soluciones hidráulicas. En principio, los modelos hidráulicos de redes de agua potable conocidos, como por ejemplo EPANET, SARA, WaterCAD, y otros (Doe y Duncan 2003) pueden ser usados para llevar a cabo ese análisis. Con la ayuda de alguno de estos modelos se obtiene la distribución de

gastos y presiones en las redes, para cada una de las variantes de sectorización propuestas, y se revisa si se cumple con las presiones máximas y mínimas recomendadas en la normativa de CONAGUA (Tzatchkov 2007) en cada sector independiente para las diferentes demandas de agua en la red. Pero antes de proceder con un análisis de este tipo, o paralelamente con él, en redes grandes, por ejemplo de miles de nodos, hay que revisar, en cuanto a la conectividad entre las tuberías y fuentes se refiere, si los datos de la red capturados no tienen errores, y si las variantes de sectorización por analizar son viables topológicamente.

En redes pequeñas tal revisión topológica puede ser realizada visualmente sobre un plano de la red, pero en proyectos de sectorización en redes grandes resultan indispensables las siguientes facilidades adicionales, que no se contienen en los modelos existentes arriba mencionados:

1. Obtener cuantas redes independientes (sectores) se tienen capturadas. Se entiende bajo red independiente una red que tiene su(s) propia(s) fuente(s), y no tiene conexión hidráulica con otra red.
2. Obtener los nodos en cada sector y su demanda.
3. Revisar si con las acciones propuestas de sectorización, como cierre de válvulas y corte de tuberías, no se deja alguna parte de la red sin punto de suministro.
4. En redes con más de una fuente de suministro, definir el área de influencia de cada fuente, y la contribución de cada fuente sobre el consumo en cada nodo.

Las facilidades 1 y 3 resultan cruciales para detectar errores en los datos de la red, y errores en las acciones propuestas. En la Figura 2.2.1 se muestra una red en proyecto de sectorización, la red de distribución de la ciudad de San Luís Río Colorado (180,000 habitantes), en el estado de Sonora, México, digitalizada en el Sistema de Cómputo de Análisis y Diseño (SCADRED), que se describe más adelante en este capítulo. Están tomadas en cuenta todas las tuberías de la red (de 3" para arriba). La red tiene 1,954 nodos y 2,706 tramos, está abastecida por 17 fuentes (pozos), y dividida en 10 sectores por medio de cierre de válvulas y cortes de tubería puntuales. Resulta prácticamente imposible revisar errores en la sectorización propuesta, a no ser por medio de un algoritmo especial.

La facilidad 2 es esencial para realizar balances del agua en el sector, y la facilidad 4 es importante para definir la sectorización.

En este capítulo se presentan algoritmos eficientes para esas cuatro facilidades, implementados en el SCADRED.

En todo caso, el proceso que se sigue es primeramente aplicar un criterio hidráulico con base al rango de presiones adecuadas, que luego se combina con las facilidades 1, 2 y 3 para revisar el conjunto de redes independientes con una o más fuentes de suministro de agua. Por ejemplo, en terrenos de topografías accidentadas el sector o red independiente puede quedar definido por la presión máxima permitida que se presenta para el caso de la mínima

demanda de agua en la red. Si después de aplicar la facilidad 3 resultan algunas subredes independientes sin punto de suministro éstas deberán incorporarse a alguna de las otras redes o proponer su propio punto de suministro, según convenga, o en su caso asegurarse si no hubo errores en los datos de la red. La Figura 2.2.2 muestra un diagrama de flujo del proceso. Las facilidades algorítmicas 1 y 2 se utilizan en el bloque 4 de este diagrama, la facilidad 3 en el bloque 5, y la facilidad 4 en el bloque 8.

La aplicación de la facilidad 4 permite también graficar en la computadora, usando colores, el área de influencia de cada fuente.

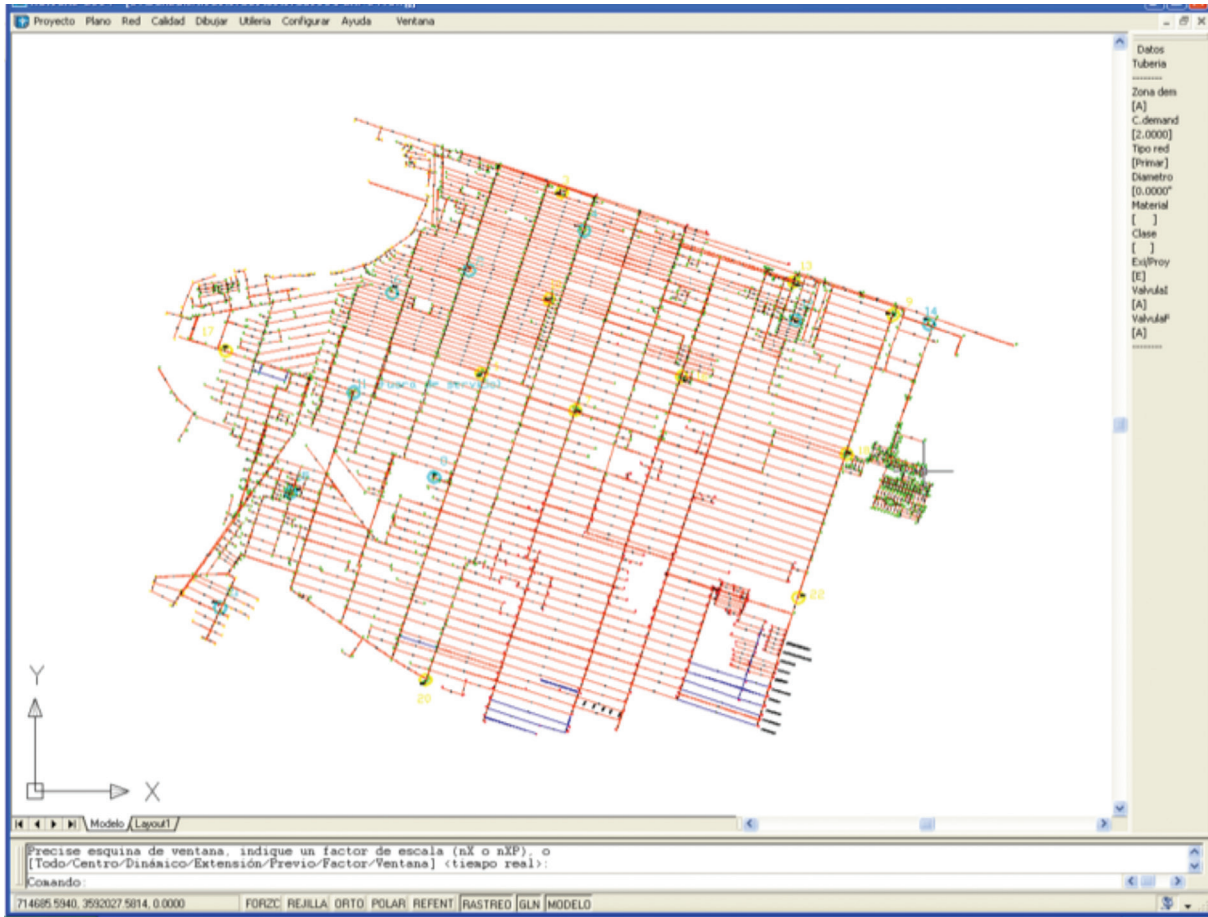


Figura 2.2.1 Red de distribución completa de San Luis Río Colorado, estado de Sonora, México, digitalizada en SCADRED (1,954 nodos y 2,706 tramos)

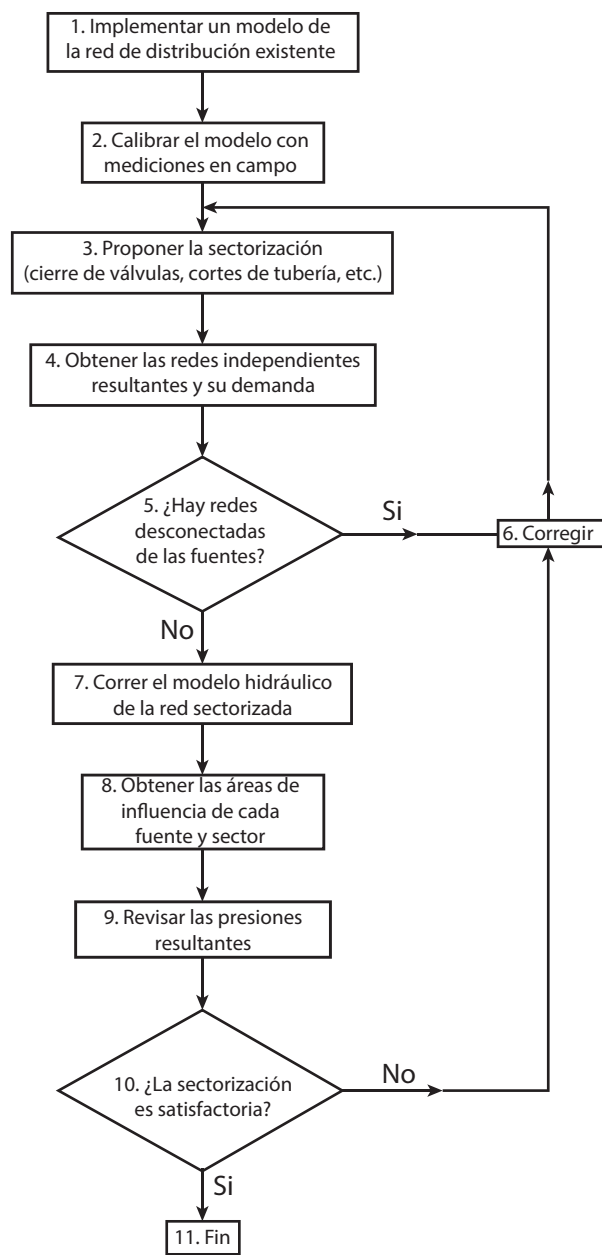


Figura 2.2.2 Diagrama de flujo del diseño de una sectorización con la ayuda de los algoritmos propuestos

2.2.2 TRABAJOS PREVIOS

En parte, una solución de las necesidades planteadas en la Introducción de este capítulo, puede ser dada por el análisis de calidad del agua con flujo permanente que algunos programas comerciales contienen. Como un ejemplo, para obtener la zona de influencia de una fuente dada bastaría con asignar una concentración ficticia de 100 unidades a esa fuente y

una concentración igual a cero en las restantes, y correr un modelo de calidad del agua para la red con sustancia conservativa (no reactante). El conjunto de nodos para los cuales se obtendría una concentración diferente de cero en el resultado de ese análisis daría directamente la zona de influencia de la fuente. Repitiendo este proceso para cada fuente se puede obtener el porcentaje de contribución (influencia) de cada fuente sobre los nodos. Tzatchkov y Arreguín (1996) presentaron algoritmos de este tipo, que también obtienen el tiempo de residencia del agua en la red, y la concentración para sustancias no conservativas (reactantes). El proceso de cálculo que utilizan esos primeros algoritmos para ubicar los nodos vecinos de cada nodo es iterativo, por lo que funcionan bien para redes pequeñas, pero se vuelven muy lentos en redes grandes. Por esta razón se desarrollaron los algoritmos que se describen a continuación, con el uso de una memoria temporal llamada *pila* (*stack* en inglés), que son muy rápidos, también en redes grandes.

2.2.3 EL SISTEMA DE CÓMPUTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE REDES (SCADRED)

Es un sistema para el análisis y diseño de redes de agua potable, que corre dentro de AutoCAD, y tiene las siguientes facilidades:

- Análisis de flujo permanente en la red. Se utiliza el método de Todini y Pilati (1987).
- Análisis de flujo no permanente en la red, por medio de cambio consecutivo de estados de flujo permanente (el así llamado análisis de periodos extendidos).
- Consideración en el análisis de la red de fugas y consumo, como función de la presión.
- Selección (diseño) de los diámetros de los tramos nuevos de la red, basado en un procedimiento de enumeración restringida.
- Visualización de los resultados de los análisis hidráulicos por medio de curvas de nivel, superficie 3D, y coloreado.
- Diseño automático de piezas especiales en los cruceros, para materiales hierro fundido con bridas, PVC y polietileno.
- Cuantificación de cantidades de obra y piezas, y cálculo del presupuesto de la obra.
- En Tzatchkov e Izurieta (1996) se describe una de las primeras versiones del SCADRED. La Figura 2.2.3 muestra cruceros armados de manera automática con el SCADRED, con el Cuadro de cuantificación de piezas correspondiente.

2.2.4 IMPLEMENTACIÓN ALGORÍTMICA DE UNA PILA

Las *pilas* son estructuras básicas, que se utilizan en muchos algoritmos computacionales. Una pila es una estructura dinámica de almacenamiento temporal de datos. Su objetivo es almacenar temporalmente cierto número de elementos, con la posibilidad de añadir nuevos elementos y extraer elementos almacenados, uno por uno. Un nuevo elemento puede ser añadido solamente al final de la pila, y extraído también del final. De esta manera, el último elemento que ingresó en la pila, es el primero en salir (esquema LIFO (“Last In, First Out”) en inglés).

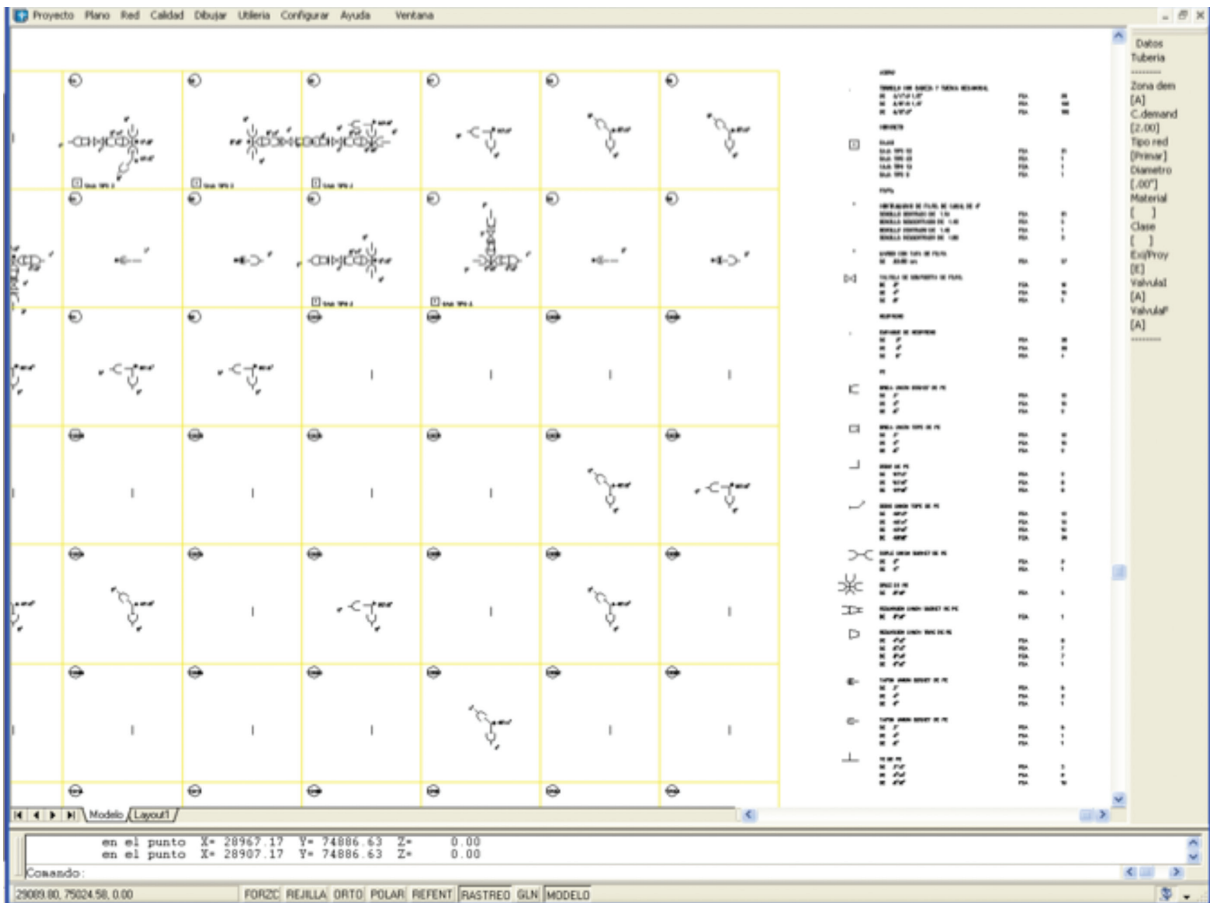


Figura 2.2.3 Diseño de piezas especiales en cruceros y cuadro de cuantificación correspondiente, obtenidos automáticamente por el SCADRED

Las pilas son fáciles de implementar en un programa de cómputo. Bastaría con declarar un arreglo de elementos, y un puntero (una variable de tipo entero) o índice que contenga la posición del último elemento almacenado. Para agregar un nuevo elemento a la pila se incrementa el valor del índice, y se almacena el nuevo elemento en la posición resultante (al final de la pila). Para extraer un elemento de la pila, se toma el elemento al cual apunta el índice, y se decrementa el valor del índice.

2.2.5 ALGORITMO PARA OBTENER LAS SUBREDES SEPARADAS

Para este análisis no se ocupa el sentido del flujo en las tuberías, por lo que éste se puede realizar antes del análisis hidráulico de gastos y presiones. En la terminología de la teoría de los grafos en este caso la red se maneja como un *grafo no dirigido*, que es conveniente representar con una lista en que para cada nodo se indican sus nodos vecinos. La determinación de las subredes se realiza de la manera siguiente:

- Se declara un arreglo de tipo Booleano con dimensión igual a la cantidad de nodos en red. Este arreglo se usa para marcar los nodos visitados, por lo que puede nombrarse *Visitados()*.

- A todos los elementos de *Visitados()* se les asigna valor “Falso” (es decir en el inicio ningún nodo se encuentra visitado).
- Se revisa el estado de los nodos (visitado o no) uno por uno. Si el nodo *i* no está visitado, se ejecuta la rutina *BP (i)* descrita al final de este algoritmo. Si el nodo ya está visitado se pasa a revisar el siguiente nodo.
- En resultado de la ejecución de la rutina *BP (i)*, algunos nodos que no estaban visitados pasan a ser visitados. El conjunto de esos nodos forma una subred separada con raíz en el nodo *i*.

Rutina *BP(i)*, donde *i* indica el *nodo raíz* de la subred:

1. Se revisan los vecinos no visitados de *i*. Al detectar un vecino no visitado, éste se almacena en una pila y se declara visitado.
2. Se toma como nodo *i* el último nodo almacenado en la pila, y se repite el punto 1 de la rutina.
3. El proceso termina cuando se vacía la pila.

La rutina *BP(i)* realiza lo que en la teoría de los grafos se conoce como una *Búsqueda en Profundidad* (de ahí el nombre *BP*), conocido en inglés como *depth first search*, por la razón de que el proceso avanza en profundidad (alejándose del nodo raíz). En la teoría de los grafos se muestra que en este algoritmo cada nodo se visita sólo una vez, por lo que es bastante rápido.

2.2.6 ALGORITMO PARA REVISAR NODOS DESCONECTADOS

Para este análisis tampoco se ocupa el sentido del flujo en las tuberías, por lo que éste se puede realizar antes del análisis hidráulico de gastos y presiones. La determinación de las subredes se realiza de la manera siguiente:

1. Se declara un arreglo de tipo Booleano con dimensión igual a la cantidad de nodos en red. Este arreglo se usa para marcar los nodos visitados, por lo que puede nombrarse *Visitados()*.
2. A todos los elementos de *Visitados()* se les asigna valor “Falso” (es decir en el principio ningún nodo se encuentra visitado).
3. Cada nodo en la red que puede servir como una fuente de abastecimiento (como un tanque o una bomba), se declara como visitado (es decir, se asigna valor “Verdadero” a cada elemento del arreglo *Visitados()* que corresponde a un tanque o una bomba).
4. Se revisa el estado de los nodos (visitado o no) uno por uno. Si el nodo *i* está visitado, se ejecuta la rutina *BA (i)* descrita al final de este algoritmo. Si el nodo ya está visitado se pasa a revisar el siguiente nodo.
5. Los nodos que quedan no visitados después de concluir el punto 4, no están conectados a ninguna fuente (no les puede llegar el agua).

Rutina *BA(i)*, donde *i* indica el *nodo raíz* de la subred:

- El nodo i se coloca en una pila.
- Se toma el último nodo almacenado en la pila, y se revisan sus nodos vecinos. Cada nodo vecino no visitado se coloca en la pila, y se declara como visitado.
- El proceso termina cuando se vacía la pila.

La rutina $BA(i)$ realiza lo que en la teoría de los grafos se conoce como una *Búsqueda en Amplitud* (de ahí el nombre BA), conocido en inglés como *breadth first search*, por la razón de que en el proceso primero se recorren todos los nodos vecinos del nodos en cuestión, antes de pasar a otro nodo no visitado. En la teoría de los grafos se muestra que en este algoritmo también cada nodo se visita sólo una vez, por lo que es bastante rápido.

2.2.7 ALGORITMO PARA DETERMINAR LA CONTRIBUCIÓN DE LAS FUENTES AL CONSUMO EN LOS NODOS

En este análisis se ocupa el sentido del flujo en las tuberías, por lo que éste se puede realizar apenas después de correr el análisis hidráulico de gastos y presiones. En la terminología de la teoría de los grafos en este caso la red se maneja como un *grafo dirigido*, que para los fines del algoritmo que aquí se describe es conveniente representar por dos listas. En la primera lista se indica, para cada nodo, cuáles son los nodos que introducen agua al nodo. En la segunda lista se indica, para cada nodo, cuáles son los nodos que reciben agua del nodo.

El algoritmo para determinar la contribución de una fuente al consumo en los nodos de la red se desprende del algoritmo de cálculo de la concentración de una sustancia química conservativa en los nodos de la red, dada su concentración en las fuentes de abastecimiento. Por esta razón se explica primero ese algoritmo. Los conceptos básicos se ilustran en la Figura 2.2.4.

Los dos números en los subíndices en la Figura 2.2.4 tienen el significado siguiente: Cuando los dos subíndices son iguales, por ejemplo C_{33} , la variable se refiere a la concentración en un nodo (el nodo 3 en este caso). Cuando los dos subíndices son diferentes, por ejemplo C_{13} , se refiere a la concentración en el tramo definido por los dos nodos cuyos números representan los dos subíndices (nodos 1 y 3, y el tramo entre los nodos 1 y 3, en este caso). En un estado permanente, una sustancia conservativa no cambia su concentración a lo largo de una tubería, por lo que, como se muestra en la Figura 2.2.4, $C_{12}=C_{11}$ en la Figura 2.2.4-(a) y $C_{12}=C_{22}$ en la Figura 2.2.4-(b). En un nodo de distribución, como en la Figura 2.2.4-(c), los flujos que salen del nodo llevan la concentración que se tiene en el nodo. En un nodo de mezcla, como el nodo en la Figura 2.2.4-(d), el agua se mezcla en el nodo obteniéndose una nueva concentración, que llevarán los flujos que salen del nodo. Asumiendo una mezcla completa en el nodo, la concentración en los flujos salientes se calcula como:

$$C_u = \frac{\sum_{j \in N_{in}} Q_j C_{ji}}{\sum_{j \in N_{in}} Q_j} \quad 2.2.1$$

donde N_{in} indica el conjunto de nodos que introducen agua al nodo i . Los conceptos representados en las Figura 2.2.4-(a), (b), (c) y (d) se extienden fácilmente a nodos en los cuales se unen más de tres tuberías, como se muestra, por ejemplo, en las Figura 2.2.4-(e) y -(f).

Con esta base, la concentración de una sustancia conservativa en los nodos de una red, dada su concentración en las fuentes, se calcula por el algoritmo siguiente:

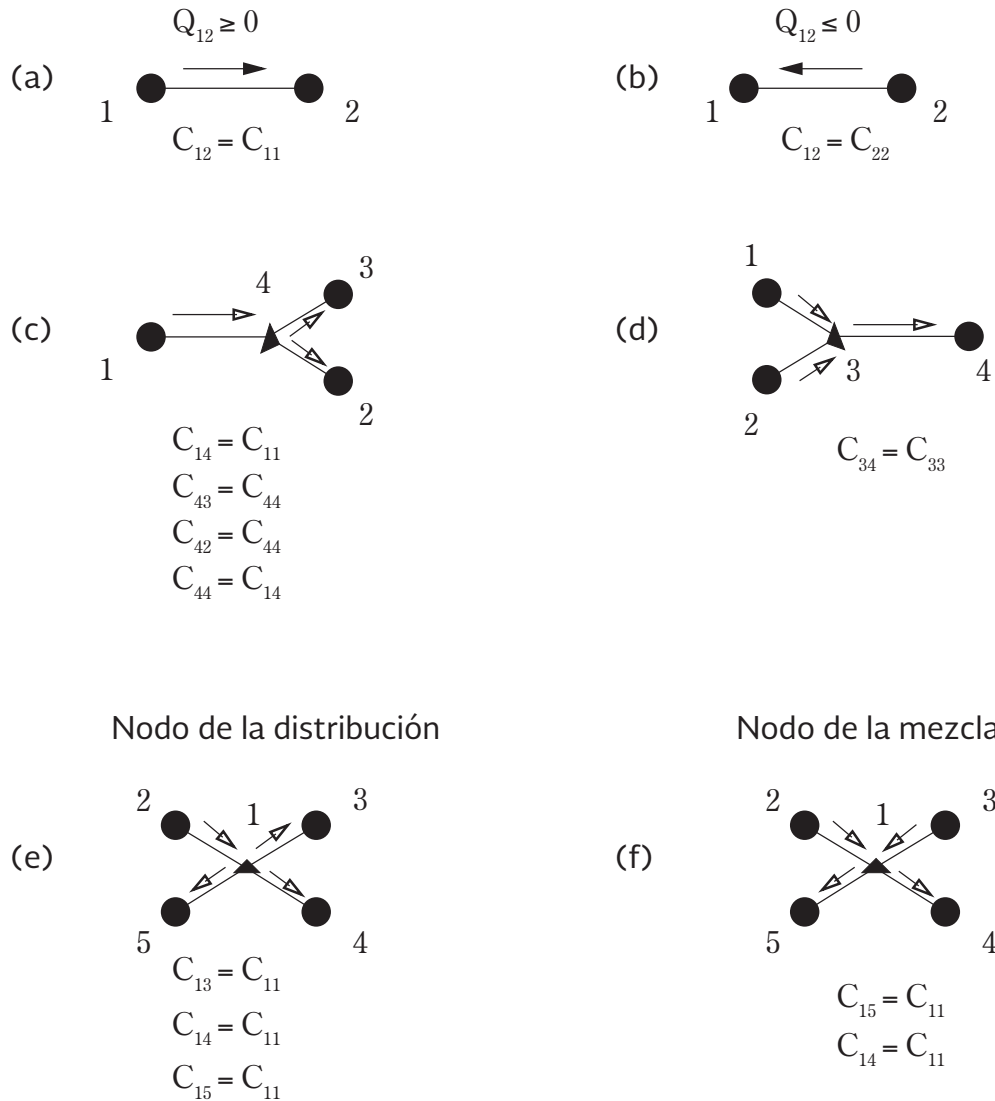


Figura 2.2.4 Conceptos en el cálculo de la concentración de una sustancia conservativa en nodos de distribución y de mezcla en una red

1. A los nodos que representan las fuentes se les asigna la concentración dada correspondiente.

2. Se revisa el estado (con concentración asignada o no) de los nodos uno por uno. Si el nodo i tiene concentración asignada se pasa al siguiente punto 2.1 de este algoritmo.
 - 2.1.-El nodo i se coloca en una pila (será el primer nodo en la pila).
 - 2.2.-Se extrae el último nodo almacenado en la pila. Sea éste el nodo j .
 - 2.3.-Se revisa el estado de los nodos vecinos que reciben agua del nodo j uno por uno. Sea un nodo vecino de ese tipo k .
 - 2.4.-Si el nodo k no tiene concentración asignada, la concentración del nodo j se asigna al tramo jk , y luego se revisa si tienen concentración asignada todos los tramos que introducen agua al nodo k . Si este es el caso, se calcula la concentración en el nodo k por la ecuación (2.2.1), y el nodo k se agrega a la pila.
 - 2.5.-Se ejecuta nuevamente el punto 2.2 hasta que la pila quede vacía.
3. Al concluir el ciclo del punto 2 arriba, queda definida la concentración en todos los nodos de la red.

Ahora bien, como fue mencionado anteriormente para obtener la zona de influencia de una fuente se asigna una concentración ficticia de 100 unidades a esa fuente y una concentración igual a cero en las restantes fuentes, y se ejecuta el algoritmo así descrito. Se obtiene un valor de la supuesta concentración para cada nodo, que viene siendo el porcentaje de contribución de la fuente al consumo en el nodo. El SCADRED muestra ese resultado en dos formas: en forma de un cuadro en un archivo de texto (Figura 2.2.5) y en forma gráfica en un diagrama tipo “pastel” (*pie chart* en inglés) con diferente color para cada fuente y letreros con el número de la fuente (Figura 2.2.6). En la Figura 2.2.7 se muestra una vista del resultado de

nodo	1619	159	6010	6011	6002	6000	1593	6003	6014
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	94.02	0.00	1.99	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	61.59	0.00	38.41	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	70.37	0.00	29.63	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	90.32	0.00	9.68	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.00	0.00	0.51	6.88	90.76	0.00	1.85	0.00	0.00
23	0.00	0.00	1.38	19.75	77.39	0.00	1.58	0.00	0.00
24	0.00	0.00	2.51	24.55	71.48	0.00	1.46	0.00	0.00
25	0.00	0.00	11.08	25.42	62.51	0.00	1.25	0.00	0.00
26	0.00	0.00	19.70	25.06	54.13	0.00	1.11	0.00	0.00
27	0.00	0.00	28.41	22.96	49.00	0.00	1.02	0.00	0.00
28	0.00	0.00	32.72	21.00	45.36	0.00	0.93	0.00	0.00
29	0.00	0.00	39.84	6.29	33.59	0.00	0.28	0.00	0.00
30	0.00	0.00	78.85	7.23	13.48	0.00	0.28	0.11	0.04
31	0.00	0.00	78.85	7.23	13.48	0.00	0.28	0.11	0.04
32	0.00	0.00	77.60	8.44	11.79	0.01	0.27	0.79	0.10
33	0.00	0.00	75.48	10.47	12.97	0.02	0.26	0.59	0.21
34	0.00	0.00	75.25	12.63	12.03	0.03	0.26	0.99	0.13
35	0.00	0.00	70.62	14.83	12.23	0.04	0.25	1.13	0.52
36	0.00	0.00	67.94	17.04	11.79	0.06	0.24	1.19	0.74
37	0.00	0.00	65.10	19.24	11.34	0.08	0.23	1.00	1.00
38	0.00	0.00	62.13	21.43	10.87	0.11	0.22	1.98	1.29
39	0.00	0.00	59.03	23.47	10.37	0.13	0.21	1.88	1.63
40	0.00	0.00	55.78	25.41	9.84	0.16	0.20	6.62	3.99
41	0.00	0.00	0.00	0.00	32.40	0.00	67.60	0.00	0.00
42	0.00	0.00	0.00	0.00	51.96	0.00	48.04	0.00	0.00
43	0.00	0.00	0.00	0.00	58.75	0.00	41.25	0.00	0.00
44	0.00	0.00	0.00	0.00	58.75	0.00	41.25	0.00	0.00
45	0.00	0.00	0.00	0.00	65.88	0.00	34.12	0.00	0.00
46	0.00	0.00	0.00	0.00	66.99	0.00	33.01	0.00	0.00
47	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48	0.00	0.00	0.00	0.00	65.99	0.00	0.02	0.00	0.00
49	0.00	0.00	0.00	54.59	45.40	0.00	0.01	0.00	0.00
50	0.00	0.00	0.00	84.02	34.94	0.00	0.02	0.00	0.00
51	0.00	0.00	0.00	84.12	33.86	0.00	0.02	0.00	0.00
52	0.00	0.00	0.00	95.32	4.46	0.00	0.02	0.00	0.00
53	0.00	0.00	0.00	95.32	4.46	0.00	0.02	0.00	0.00
54	0.00	0.00	0.00	0.00	8.30	0.00	26.00	0.00	65.70
55	0.00	0.00	0.00	0.00	8.30	0.00	26.00	0.00	65.70
56	0.00	0.00	0.00	0.00	7.19	0.00	22.52	0.00	70.29
57	0.00	0.00	0.00	0.00	31.09	0.00	29.15	0.00	39.76
58	0.00	0.00	0.00	0.00	32.57	0.00	30.25	0.00	37.19
59	0.00	0.00	0.00	0.00	36.32	0.00	31.72	0.00	32.34
60	0.00	0.00	0.00	0.30	35.13	0.02	31.20	0.00	49.13
61	0.00	0.00	0.00	4.45	29.77	0.32	28.14	0.00	36.97
62	0.00	0.00	0.00	11.19	41.02	1.21	25.14	0.00	38.88
63	0.00	0.00	0.00	11.40	49.10	10.68	19.29	0.00	5.13
64	0.00	0.00	0.00	21.19	42.71	11.11	17.14	0.00	5.75
65	0.00	0.00	0.00	24.28	39.10	17.77	30.32	0.00	8.53
66	0.00	0.00	0.00	20.63	31.42	41.23	0.00	0.00	29.75
67	0.00	0.00	0.00	6.73	36.93	0.00	0.00	0.00	37.14

Figura 2.2.5 Cuadro con la contribución de cada fuente sobre el consumo en cada nodo, obtenida en el SCADRED para una red con 10 fuentes de abastecimiento

contribución de las fuentes obtenido en el SCADRED para una red completa, permitiendo identificar enseguida las zonas de influencia de las fuentes, y visualizando con esto la eventual sectorización.

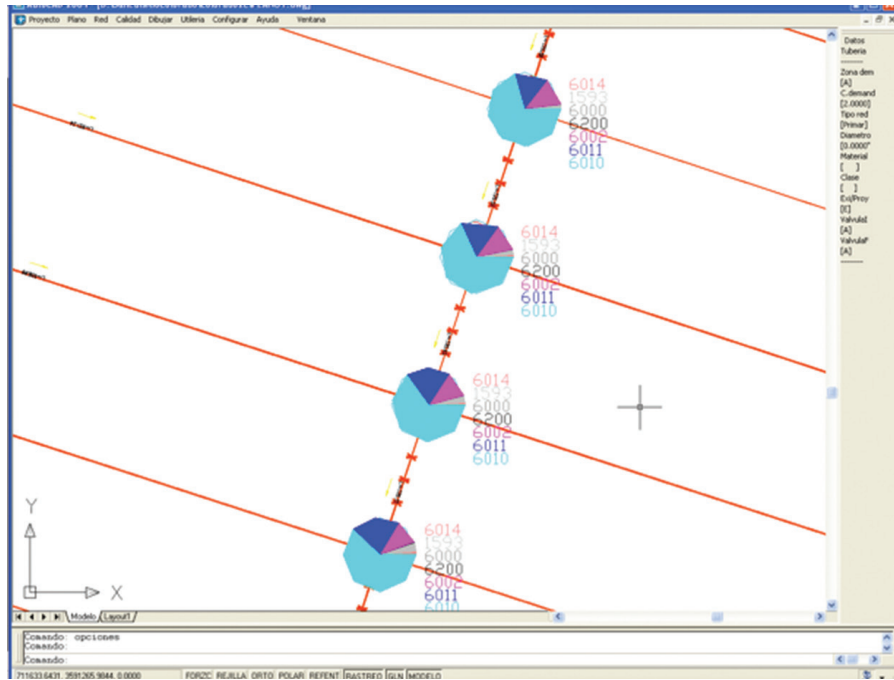


Figura 2.2.6 Cuadro con la contribución de cada fuente sobre el consumo en cada nodo, obtenida en el SCADRED para una red con 10 fuentes de abastecimiento

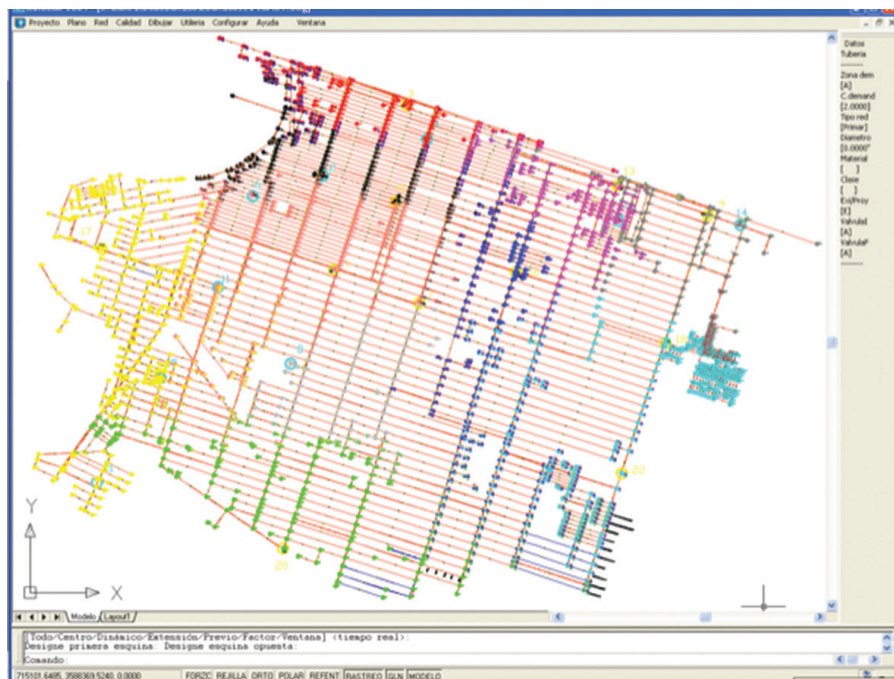


Figura 2.2.7 Resultado de la contribución de las fuentes, visualizado en el SCADRED para una red completa. Se distinguen claramente por color las áreas de influencia de las fuentes.

2.2.8 APLICACIÓN DEL ALGORITMO EN UNA RED EN SERVICIO. CASO SAN LUIS RÍO COLORADO

La ciudad de San Luis Río Colorado se encuentra en el estado de Sonora, en la frontera entre los Estados Unidos de Norteamérica y México, prácticamente en un punto común de cuatro estados: Sonora y Baja California en México, y California y Arizona en los Estados Unidos de Norteamérica (Figura 2.2.8). Su clima en promedio se considera templado, con escasas lluvias en verano. Tiene una precipitación pluvial anual de 15.00 milímetros y temperaturas que oscilan de -2.0 a 50.0° centígrados. En la región predomina el suelo de tipo arenoso propio de las zonas desérticas. La carretera federal No. 2, cruza por el centro comercial de San Luis Río Colorado y por ella se llega a las principales ciudades del sur del estado, así como a Mexicali, Tijuana y Tecate. La situación geográfica de esta ciudad la ha colocado como una importante frontera para el transporte de mercancías hacia grandes centros urbanos tales como San Diego y Los Ángeles, en California y Yuma, Phoenix y Nogales en Arizona.



Figura 2.2.8 Localización del sitio de estudio

De acuerdo con el Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la ciudad (OOMAPAS) se tienen los siguientes indicadores de agua potable promedio anual:

Cobertura de agua potable:	96%
Producción:	2,734,070 m ³ /mes
Dotación promedio:	459.26 L/hab/día
Número de tomas:	48,400

La clasificación de las tomas por tipo de usuario y estado de medición del consumo se muestra en la Tabla 2.2.1 y Tabla 2.2.2.

Tabla 2.2.1 Clasificación de tomas por tipo de usuario

Tipo	Doméstica	Comercial	Industrial	TOTAL
No. de tomas	45,850	2,445	105	48,400

La red de agua potable tiene una antigüedad de hasta 50 años aproximadamente y se compone de tuberías de asbesto cemento y PVC de diámetros que comprenden los 3 a 24 pulgadas, incluidos tramos de 15" que no son comerciales en México. Las fuentes de agua potable son pozos que bombean directamente a la red. No hay tanques, y la red está completamente interconectada (no hay separación entre las áreas de influencia de los pozos). Algunos de los pozos están equipados con variadores de velocidad, que por lo general hacen que la bomba siga la variación de la demanda y la paran en horas de la noche.

Tabla 2.2.2 Clasificación de tomas con y sin medidor

Tipos	Medido	No medido	TOTAL
Doméstica	29,940	15,910	45,850
Comercial	2,010	435	2,445
Industrial	90	15	105
TOTAL	32,040	16,360	48,400

El servicio de agua potable es continuo. El consumo de agua potable se incrementa considerablemente (más de 40%) en los meses de verano, debido al aumento de temperatura que llega a 50°C. Por tal motivo los habitantes de la ciudad, con el objetivo de mitigar la temperatura durante esta temporada, emplean de aparatos de enfriamiento evaporativo, llamados en el lugar "coolers", por su nombre en inglés.

En términos de eficiencia el OOMAPAS reporta con base en sus ingresos y egresos monetarios una eficiencia comercial de 72 por ciento.

2.2.9 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo de este estudio es con base en la implementación de un modelo de simulación hidráulica de la red de agua potable de la ciudad de San Luis Río Colorado y análisis correspondientes, generar recomendaciones para sectorización y otras acciones dirigidas a incrementar la eficiencia del organismo. Asimismo se tienen los siguientes alcances producto del objetivo anteriormente planteado:

- Desarrollar un modelo de simulación hidráulica de la red de distribución, con una base de datos debidamente actualizada y representativa de las condiciones reales de operación, que a partir de este, permita la formación de distritos hidráulicos y la planeación que abarque el crecimiento de la ciudad y el futuro desarrollo del sistema.
- Proponer una sectorización de toda la ciudad tomando en cuenta la ubicación actual de los pozos y definiendo áreas de influencia de cada uno de ellos.
- Calibrar el modelo de simulación hidráulica a través de mediciones de presión y de caudal en las fuentes de abastecimiento de la ciudad y dentro de la red de distribución.

2.2.10 MODELO DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE LA CIUDAD

El trazo de la red de distribución de la ciudad se introdujo dentro del sistema SCADRED. De forma posterior, se procedió a revisar las interconexiones de la red, así como detectar posibles errores o inconsistencias en el plano otorgado por el organismo operador. La red de agua se conformó por 1,954 nodos y 2,706 tramos. A partir de este proceso de implementación y captura de la red de distribución dentro de un programa de cómputo, se detectaron al menos 131 errores en el plano, como los siguientes:

- Tramos de tubería inconclusos sobre todo en cruceros. En forma conjunta con el OOMAPAS se definió si existía conexión o no del tramo analizado hacia el cruce.
- Válvulas que existen dentro de la red de distribución y no se encuentran incluidas dentro del plano.
- Incertidumbre en la configuración de algunos cruceros.
- Incertidumbre sobre la ubicación exacta de válvulas.

Todas y cada una de las observaciones fueron analizadas en gabinete y en campo. Para esto último fue necesario el respaldo de una brigada que el OOMAPAS designó especialmente. Una vez esclarecidas todas las inconsistencias, se realizaron los trabajos de medición de caudal y presión en fuentes de abastecimiento y puntos dentro de la red. Por tal motivo fue necesaria la realización de dos campañas de medición: una en verano y otra en invierno.

La campaña de medición fue fundamental debido a que la demanda (incluidas las fugas) proveniente de los usuarios difiere en promedio entre 323 y 522 L/hab/día entre las estaciones de invierno y verano (500 y 809 L/hab/día respectivamente, considerando el coeficiente de variación horaria establecida por la CONAGUA). Esta situación obliga al diseño de los sectores, con la ayuda de la teoría de los grafos, a cumplir con ambas condiciones estacionales.

Mediciones de caudal

El caudal de cada uno de los pozos se monitoreó a la salida del mismo. Algunos pozos tienen más de una salida, por lo que fue necesario colocar un medidor de caudal en cada salida. La medición de caudal se llevó a cabo durante siete días continuos en cada pozo y con intervalos de registro de un minuto. En la Figura 2.2.9 se muestra la evolución del caudal medido para uno de los pozos equipado con variador de velocidad. Se observa que el gasto máximo se presenta entre las 08:00 y las 18:00 horas alcanzando un valor de entre 120.0 y 130.0 l/s. Después de este periodo el gasto cae de forma lineal hasta alcanzar un valor de 0.0 l/s entre las 18:00 y las 24:00 horas manteniéndose en este valor hasta las 08:00 horas del día siguiente (La figura se representa con una escala diaria en el eje de las abscisas). Este comportamiento se debe al variador de velocidad.

En la Figura 2.2.10 se muestra la evolución del caudal medido para otro pozo que no tiene variador de velocidad. Se observa que el gasto máximo se presenta entre las 11:00 y las 14:00 horas alcanzando un valor de entre 70.0 y 75.0 l/s, incluso máximos que alcanzan los 140.0 l/s. Durante el resto del día el gasto se mantiene en los 50.0 litros por segundo (La figura se representa con una escala diaria en el eje de las abscisas).

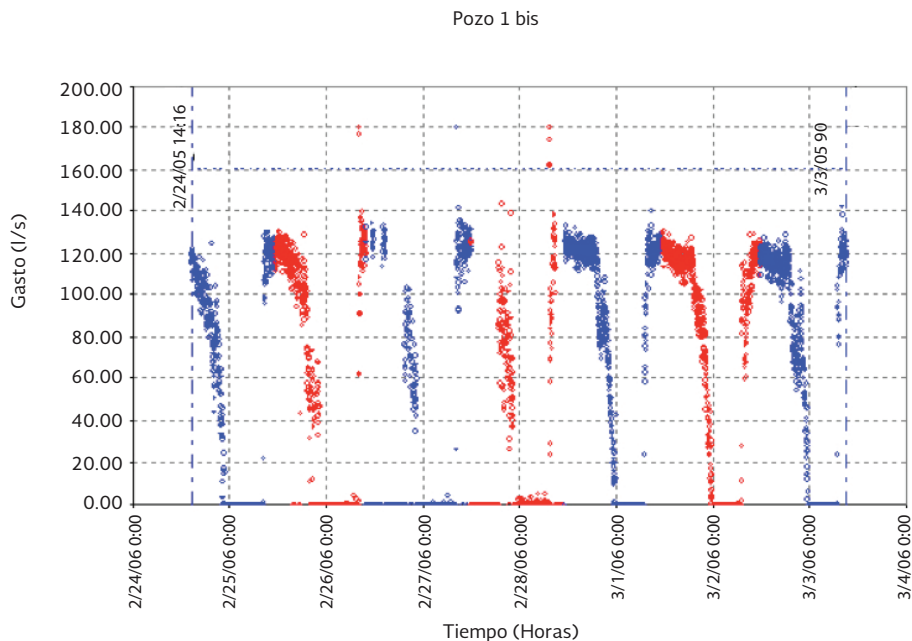


Figura 2.2.9 Evolución del caudal medido en el Pozo 1 (equipado con variador de velocidad).

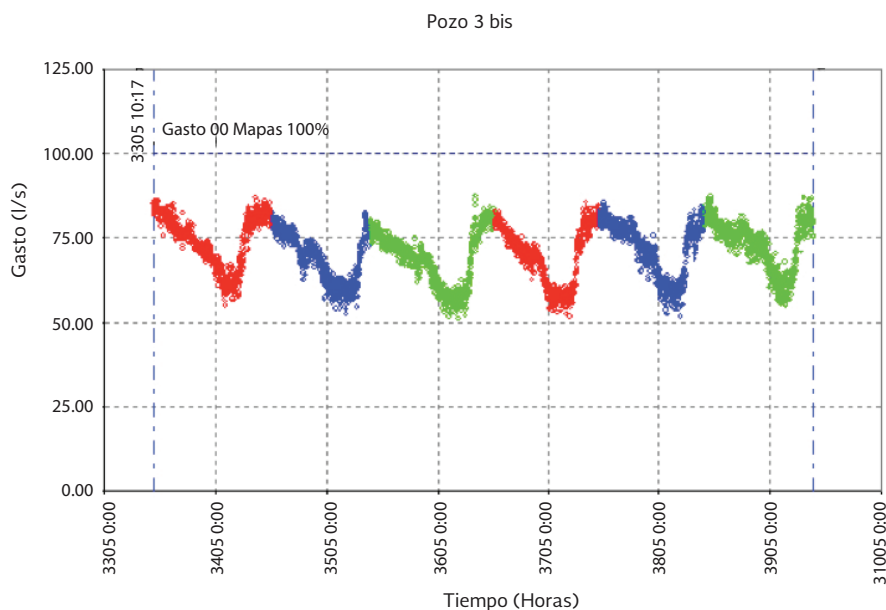


Figura 2.2.10 Evolución del caudal medido en el Pozo 3 (sin variador de velocidad).

En total, las mediciones de caudal mostraron un volumen de producción de 1'836,304.17 m³/mes, situación que difiere con los registros del Organismo Operador.

Medición de presión

La presión en los pozos se midió utilizando los manómetros colocados en los trenes de descarga. Estos manómetros tienen una aproximación de 2 lb/pulg². Los valores fueron

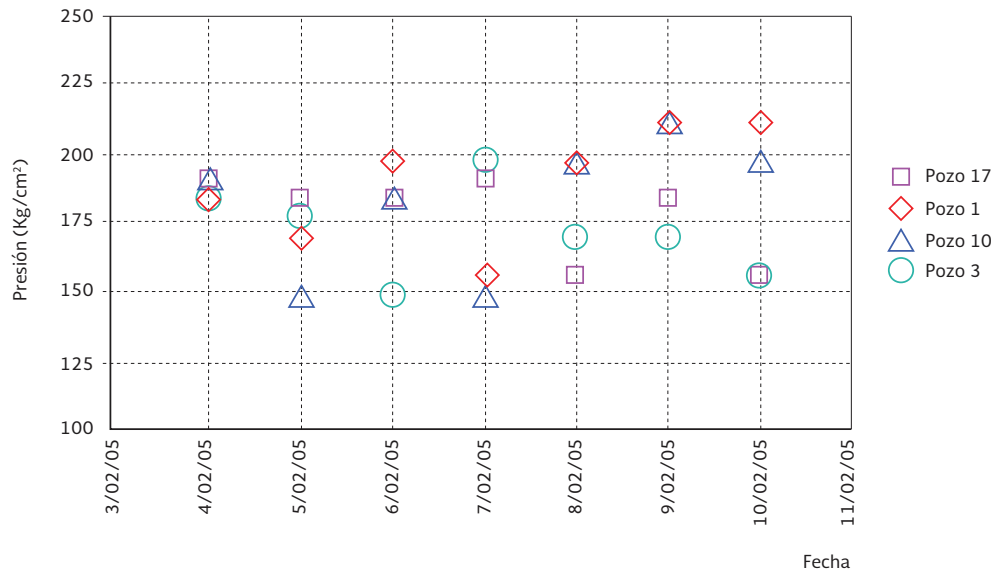


Figura 2.2.11 Comportamiento de la presión para los pozos 1, 3, 10 y 17

convertidos a Kg/cm² y así es como aparecen graficados. En la Figura 2.2.11 se observa el comportamiento de la presión para los pozos 1, 3, 10 y 17; en general las presiones varían de 1.5 hasta 2.1 Kg/cm².

Se obtuvo también la presión manométrica en tomas domiciliarias dentro de la red de distribución, seleccionadas de forma aleatoria para conocer la distribución de ésta en la red.

Medición de niveles dinámicos en pozos

Se utilizó una sonda eléctrica, que consiste en dos alambres con forro de goma o plástico, una fuente de energía eléctrica (baterías), y un amperímetro. El circuito eléctrico se forma por: batería, timbre o amperímetro, alambre que baja al pozo, y alambre que sube del pozo y que conectándolo con la batería completa el circuito. Los dos alambres se proveen de puntas desnudas en sus extremos cubiertas con cinta aislante o hilo para que las citadas puntas estén sin tocarse entre sí. Mientras bajan los alambres al pozo se observa el amperímetro o el timbre y al momento en que dicho amperímetro marque corriente, es cuando las puntas desnudas inferiores tocan la superficie del espejo cerrando la misma agua el circuito. De forma general el nivel dinámico obtenido por las mediciones en todos los pozos, oscila entre 32 y 44 metros.

Evaluación de eficiencia de los equipos de bombeo

De acuerdo con la metodología correspondiente de la Comisión Nacional del Agua (CNA 1993), se evaluó la eficiencia de los equipos de bombeo, con la siguiente información: a) Caudal del pozo, b) Presión manométrica en el tren, c) Curva característica de cada una de las bombas, d) Información sobre el motor del sistema de bombeo (potencia, velocidad de giro, entre otros) y e) Recibos de consumo de energía de cada uno de los pozos evaluados. Se realizó también una comparación gráfica sobre de la curva característica de la bomba de cada pozo, entre la operación actual y el punto de operación óptima que debería tener la bomba.

La recomendación de la Comisión Nacional del Agua es que cuando la eficiencia global del conjunto bomba-motor sea menor del 55% es recomendable reparar o sustituir el equipo de bombeo. En 6 de los 10 pozos la eficiencia obtenida fue menor de este número.

2.2.11 INTRODUCCIÓN DE GRANDES CONSUMIDORES DE AGUA EN EL MODELO

A pesar de que la demanda de agua potable en muchas partes de la red en realidad puede ser distribuida a lo largo de los tramos (en tomas o conexiones de otras tuberías), en los modelos de cálculo hidráulico de redes de agua potable se supone que la demanda de agua potable está concentrada en los nodos de la red. Para cumplir con ese requisito, el SCADRED maneja dos tipos de demanda:

- a) Demanda concentrada. Es la demanda que realmente se extrae de manera concentrada del nodo. El valor de esta demanda se introduce manualmente por el usuario.
- b) Demanda distribuida. Es la demanda de las tomas de los usuarios. El SCADRED concentra esta demanda en los nodos de la red, utilizando el concepto de gasto de demanda distribuida por metro lineal de tubería, que se obtiene dividiendo el gasto máximo horario entre la *longitud virtual* de toda la red (Tzatchkov e Izurieta 1994).

Como grandes consumidores de agua potable, en la ciudad de San Luís Río Colorado destacan dos industrias: EXPORTEX DE MEXICO y CRISTAHIELO, con un promedio mayor a los 10,000 metros cúbicos por mes.

2.2.12 DETERMINACIÓN DE EFICIENCIAS FÍSICA Y DE FACTURACIÓN

Considerando las definiciones publicadas por la Comisión Nacional del Agua (Ochoa, 2004), se tiene que la *eficiencia física*, que se refiere a la conservación del agua en el sistema de abastecimiento, se calcula como la relación entre los volúmenes consumido y suministrado. El volumen consumido es la cantidad de agua, medida o no (cuota fija), que reciben los usuarios en sus tomas, registradas o no. El volumen suministrado es la cantidad de agua

producida e introducida a la red. A su vez, la *eficiencia de facturación* está definida como la relación entre los volúmenes facturado y suministrado.

Para conocer la eficiencia de facturación fue necesario obtener la base de datos o matriz completa de usuarios de toda la ciudad de San Luis Río Colorado. A través de consultas realizadas dentro de esa base de datos, fue posible conocer el total de consumo con y sin grandes consumidores en cada una de rutas de lectura. Dentro del análisis se determinó que los comercios, hoteles, restaurantes, industrias y todo aquel usuario con un consumo mayor a 100 metros cúbicos al mes, representan grandes consumidores.

El volumen consumido se determina a partir de la sumatoria de los volúmenes registrados por concepto de servicio medido (asumiendo que el registro de los medidores es lo que realmente consumen) y un estimado del volumen consumido para aquellos con cuota fija como medio de facturación. Los lotes baldíos y las casas deshabitadas son otro rubro que se deberá restar del volumen facturado. En la ciudad, por concepto de lotes baldíos y casas deshabitadas se tiene un aproximado de 8% del total facturado, 4% corresponde a lotes baldíos y otro porcentaje similar a las casas deshabitadas.

El total de usuarios domésticos que pagan cuota fija, excluyendo grandes consumidores, lotes baldíos y casas deshabitadas se reduce a 12,142 tomas, de los cuales se facturan 453,943.20 metros cúbicos por mes. Sin embargo para conocer el consumo real de las 12,142 tomas domésticas por cuota fija, fue necesario realizar un estudio durante los meses de febrero y marzo de 2005, instalando micromedidores nuevos en 150 casas a que se les factura por cuota fija. El OOMAPAS maneja facturación por cuota fija en los siguientes rangos: 20, 25, 35, 40, 50, 55, 60, 75 y 100 m³/mes. Los resultados del estudio realizado por el OOMAPAS en las 150 casas, muestran que en promedio se factura un 20.67% más de lo que realmente se consume (Figura 2.2.12).

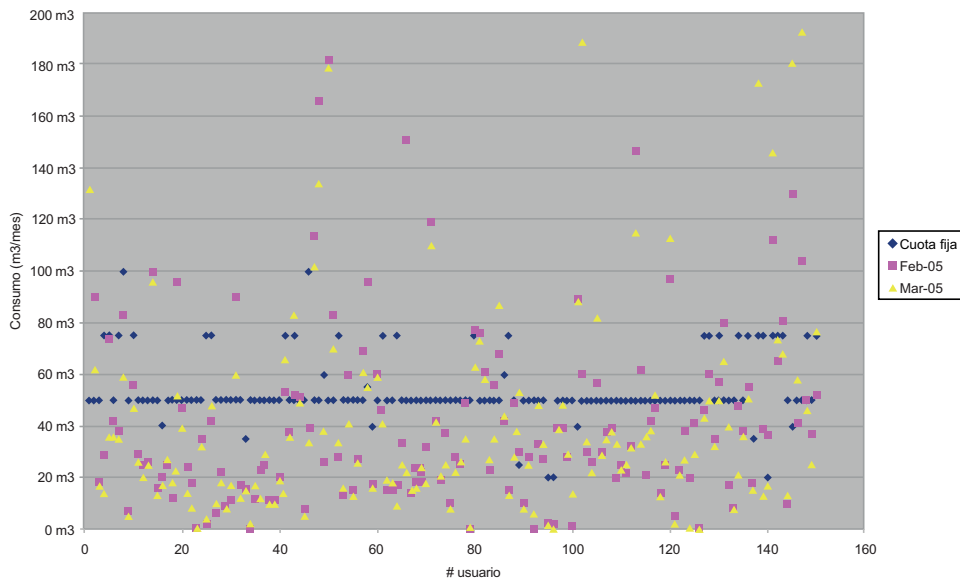


Figura 2.2.12 Comportamiento del consumo en viviendas monitoreadas

Durante los dos meses analizados la facturación por cuota fija promedio de los usuarios fue de 54 metros cúbicos. Por su parte los registros obtenidos a partir de la lectura en los micromedidores mostraron 45 y 41 metros cúbicos durante los meses de febrero y marzo respectivamente, considerando todos los registros de consumo incluso aquellos que se alejan de la media. Analizando un segundo escenario, se excluyen aquellos registros que se alejan de la media en términos estadísticos, por lo que en caso de eliminar estos puntos distantes, los resultados promedios de los meses mostrarían una disminución superior al 30% con respecto a los promedios calculados anteriormente, por lo que los valores para los meses monitoreados serían de 31 y 29 metros cúbicos. Este valor resulta con mayor apego a los reportados en otras ciudades del país. Por lo anterior para el cálculo de la eficiencia física y de facturación se emplea este valor.

Obtenidos los datos anteriores, se procede a determinar el volumen consumido por usuarios que estén bajo el régimen de cuota fija. Existen 12,142 tomas domésticas bajo este concepto, por lo cual el volumen sería aproximadamente de 352,118 metros cúbicos, considerando los 29 m³ por toma. Para el caso del OOMAPAS, se tendría que proyectar el promedio de 54 metros cúbicos que registraron los usuarios monitoreados en la muestra, teniendo un volumen facturado (para este caso el OOMAPAS supone que el rango por cuota fija es consumido en su totalidad por los usuarios) proyectado de 655,668 m³/mes.

Con estas consideraciones, se procedió a calcular la eficiencia física. Se calculó primeramente con los datos de los volúmenes de producción y facturación reportados por el OOMAPAS. La eficiencia física obtenida fue de 81.34%, y la comercial de 78.53%. Con los caudales de producción medidos por el IMTA y la estimación de consumo se obtuvo una eficiencia física de 93.44%, y una eficiencia de facturación de 106.18%. Estos números definen cierta oportunidad de mejora en el departamento comercial en cuanto al estimado en el volumen consumido por los usuarios del servicio medido. Lo anterior puede deberse a diferentes causas destacando dos de ellas: 1) Lectura de consumo deficiente por parte del personal del OOMAPAS, y 2) Mal estado de los micromedidores. Además se deberá recordar que en este ejercicio de cálculo de la eficiencia física se asumió que el consumo facturado a los usuarios con servicio medido será igual al consumo real. Esta situación se deberá atender en futuro a través de campañas de verificación de consumos a través de una muestra estadísticamente representativa.

Asimismo se observa que la eficiencia en la facturación es alta en comparación a los estándares nacionales, esto se debe a tres situaciones: 1) Los usuarios domésticos con cuota fija consumen en promedio 20.67% menos a lo establecido por el OOMAPAS, 2) Existe un alto número de lotes baldíos que son facturados, 3) De acuerdo a lo proyectado por el IMTA, evidentemente la eficiencia de facturación aumentó con respecto a lo calculado por OOMAPAS debido a que se mantuvo el volumen total de facturación y el volumen suministrado disminuyó con las mediciones del IMTA en los pozos.

La eficiencia de facturación actual, con base en los volúmenes reportados por el OOMAPAS es de 78.53%. Este valor es elevado en comparación con otros organismos operadores del país. Sin embargo, con los datos de producción obtenidos a través de las mediciones realizadas por el IMTA, la eficiencia de facturación se eleva a más de 100 por ciento. Esto se debe en parte a que se continúa facturando a los lotes baldíos y a las casas deshabitadas, por lo que el valor final del volumen facturado se eleva. Otro punto que contribuye es que los consumidores que se encuentran por cuota fija consumen menos que el límite establecido.

Construcción del modelo de simulación

Dado que la sectorización es una técnica que consiste en dividir una red de distribución en varias redes subredes más pequeñas, cada "subred", que llamaremos "sector", constituye una unidad de distribución, suficientemente limitada y homogénea para que el manejo de los datos a captar y analizar sea lo más rápido y fiable posible. La delimitación de cada sector precisa de un trabajo preparatorio cuidadoso. Todos los elementos que garanticen dicha división física deberán ser revisados y eventualmente reparados, en particular las válvulas de corte.

Es imprescindible realizar un estudio de viabilidad, de manera que se asegure que los cambios provocados por la sectorización no resultan drásticos, y que el nivel de servicios que prestará la red sectorizada será, como mínimo, de la misma calidad que el nivel existente anteriormente. Ello implica realizar comprobaciones teóricas del funcionamiento de la red sectorizada, mediante simulaciones con un modelo de simulación matemática.

De forma resumida, el desarrollo de los escenarios de sectorización a través del modelo de simulación, se sujetó a las siguientes actividades:

- Recopilación de información del sitio de proyecto;
- Introducción de la red de distribución dentro del modelo de simulación hidráulica;
- Mediciones de caudal en pozos;
- Mediciones de presión en pozos y puntos dentro de la red de distribución;
- Ajuste y calibración del modelo de simulación;
- Análisis de la contribución de cada pozo;
- Recopilación de reportes de facturación;
- Determinación de eficiencias física y de facturación.

Una vez recopilada la información mencionada con anterioridad, se procedió a realizar las simulaciones dentro del programa de cómputo SCADRED, con el objetivo de definir los sectores hidrométricos. Se simuló primero la situación existente con fines de calibrar el modelo de la red. Las facilidades algorítmicas 1 y 3 arriba descritas se aplicaron primero para detectar y corregir errores en los datos de la red proporcionados y capturados. La demanda de agua potable considerada fue de 323 l/hab/día, obtenida con base en los reportes de

facturación y muestreo en campo, con un coeficiente de variación horaria de 1.55, de acuerdo con las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua (CNA, 2004).

Se realizó después el análisis para conocer la contribución de cada fuente de abastecimiento sobre la demanda en cada nodo de la red de distribución de la ciudad, utilizando la facilidad 4 arriba descrita. Este análisis reveló que las áreas de influencia de los pozos no estaban bien balanceadas, muy grandes para algunos pozos, y muy pequeñas para otros, algo que en realidad se esperaba, dada la situación de una red completamente interconectada con múltiples fuentes y operación empírica. El análisis explicó también algunos problemas de baja presión que se tenían en una parte de la ciudad, y justificó una vez más la necesidad de sectorizar la red. Se procedió luego a proponer varias variantes de sectorizar la red, analizando cada una de ellas con el modelo Scadred adicionado con las cuatro facilidades algorítmicas descritas.

2.2.13 SECTORIZACIÓN DE LA RED

Una vez recopilada la información mencionada con anterioridad, se procedió a realizar las simulaciones dentro del programa de cómputo SCADRED, con el objetivo de definir los sectores hidrométricos. Para ello fue necesario realizar el proceso de calibración del modelo de simulación hidráulica con base en las mediciones de presión y caudal realizadas por el IMTA. Normalmente en redes de gran tamaño se establece que se realicen mediciones de presión en al menos 2% del total del número de nodos (Haestad, 1999) para asegurar un nivel de calibración aceptable, vale la pena mencionar que éste es el rango mínimo.

Por su parte la demanda incluida dentro del modelo fue con base en los reportes de facturación y el muestreo en campo. La demanda incluida fue de 323 l/hab/día con un coeficiente de variación horaria de 1.55, de acuerdo con las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua (CNA, 2004). Después de realizar los ajustes necesarios, los resultados de la simulación mostraron diferencias dentro de los rangos establecidos por las recomendaciones internacionales de ± 2 lb/pulg² para el 90% de las lecturas de presión.

Una vez simulada la condición de demanda, se realizó el análisis para conocer la contribución de cada fuente de abastecimiento en la red de distribución de la ciudad. De forma resumida se obtuvo un modelo de simulación hidráulica calibrado y su respectivo análisis de contribución de cada fuente sobre cada uno de los nodos de los cuales se compone la red de distribución.

Para definir los sectores dentro de la red de distribución fue necesario considerar que la demanda de invierno difiere con respecto al verano. La ciudad de San Luis Río Colorado reflejaba una deficiente distribución espacial en la ubicación de sus pozos, por esta razón se propuso en común acuerdo con el personal de operación del OOMAPAS, la activación del pozo 22 y el paro del pozo 16. Esto se debe principalmente a tres razones:

- A partir de los resultados de las simulaciones, en la zona sureste los nodos presentaron presiones de menor magnitud con respecto al resto de la red esto se debe en parte a que dentro de la zona sólo existe el pozo 18.
- En la zona centro de la ciudad existe un número elevado de pozos, lo que se traduce en ineficiencia hidráulica. Por ello se determinó el paro del pozo 16 durante la época invernal.
- El paro del pozo 16 se determinó con base en las simulaciones realizadas dentro del modelo. En primera instancia se comenzó dentro del modelo de simulación con el paro del pozo 10, posteriormente con los pozos 13 y 7 y finalizando con el 16. De acuerdo con los resultados de las simulaciones este último fue el que presentó menor impacto dentro de la red de distribución ante el paro del mismo.

En esta etapa de elaboración del proyecto no se propone la adición de tanques de almacenamiento y variadores de velocidad, en una segunda etapa se definirá ello, cuando se analice la condición de verano.

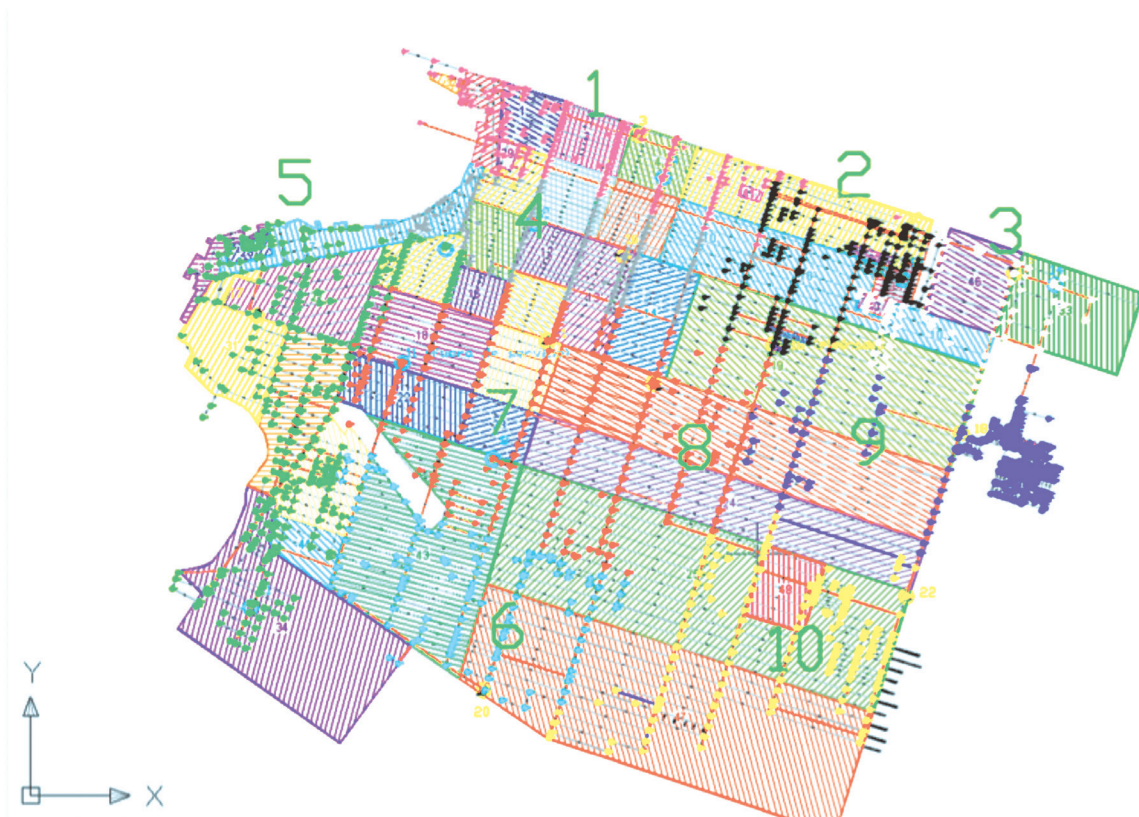


Figura 2.2.13 Definición de 10 sectores hidrométricos en la red de distribución de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora.

Considerando las recomendaciones mencionadas, se definieron 10 sectores hidrométricos de la ciudad de San Luis Río Colorado (Figura 2.2.13).

Las acciones requeridas para implementar la sectorización propuesta consisten en cortes de tuberías o incorporaciones de cajas de válvulas en los límites entre los sectores. Resultan necesarios 342 cortes de tubería o colocaciones de válvulas de seccionamiento, considerando el peor de los casos cuando ninguna de las válvulas existentes pueda ser usada. Estas cantidades son para cada uno de los sectores por separado, en caso de realizar trabajos de forma independiente en cada sector, pero en realidad pueden ser mucho menos cuando las obras se realicen en varios sectores de forma simultánea, gracias a que se comparten trabajos de corte y colocación de válvulas entre los sectores colindantes. También se pueden aprovechar aquellas válvulas de seccionamiento que estén en buen estado. El importe por colocación de caja de válvulas resulta 8.31 veces mayor en comparación con realizar únicamente cortes de tubería. Sin embargo las válvulas ofrecen cambios constantes en la operación, situación contraria a los cortes, donde los trabajos quedan de forma permanente.

2.2.14 CONCLUSIONES

Los proyectos de sectorización en redes grandes requieren facilidades algorítmicas adicionales, como análisis de conectividad, zona de influencia y contribución de las fuentes sobre el consumo. Esas facilidades normalmente no se tienen en los paquetes de análisis de redes de distribución de agua potable disponibles en el mercado. En el presente capítulo se presentan algoritmos eficientes, basados en la teoría de los grafos, para obtener las subredes separadas, revisar para nodos desconectados de las fuentes, y determinar la contribución de las fuentes sobre el consumo en los nodos. Los algoritmos descritos están implementados en el Sistema de Cómputo de Análisis y Diseño de Redes (SCADRED), con facilidades gráficas que permiten, entre otros detalles, visualizar la contribución de las fuentes sobre el consumo en los nodos y definir con esto sus áreas de influencia, algo que es de suma importancia en los proyectos de sectorización.

Finalmente es importante señalar que actualmente no existe un programa comercial que aborde esta problemática basada en la sectorización de redes de agua potable a nivel nacional e internacional.

REFERENCIAS

- Alcocer-Yamanaka, V. H.; Tzatchkov, V.; Martín Domínguez, A. (2005) "Modelación hidráulica de la red de distribución de agua potable de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora". *Informe final*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México.
- Conagua, 2004, "Planeación de acciones de incremento y control de la eficiencia en sistemas de agua potable", *Manual técnico*, Comisión Nacional del Agua.
- Doe, S. R., Duncan, G. (2003), "Water Informatics: State of the arts in the integration of water supply and geographic information systems", *Environmental Informatics Archives*, Volume 1 (2003), 524-531.

- Todini, E., Pilati, S. (1987), *"A gradient method for the analysis of pipe networks."* International Conference on Computer Applications for Water Supply and Distribution, Leicester Polytechnic, United Kingdom, September 1987.
- Tzatchkov, V. (2007) *"Redes de distribución"*, *Manual de diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento(MAPAS)*, Comisión Nacional del Agua.
- Tzatchkov, V.; Arreguín Cortés, F.I. (1996), *"Modelo de calidad del agua en redes de distribución con flujo permanente"*, *Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XI, núm. 1, enero-abril de 1996, p. 61-70.
- Tzatchkov, V.; Izurieta Dávila, J.L. (1996). *"Sistema de cómputo para el análisis y diseño óptimo de redes de distribución de agua potable"*, *Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XI, núm. 2, enero-abril de 1996, México, p. 55-63.
- CNA (1993), *"Guía para evaluación de la eficiencia en equipos electromecánicos en operación para pozo profundo. Segunda edición."* Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Comisión Nacional del Agua , México.
- CNA (2004), *"Datos Básicos. Segunda edición, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento"*, Comisión Nacional del Agua, México.
- Haestad Press, (1999), *"Calibration Accuracy"*, *Current Methods*, Vol. 1, núm. 1, p. 21.
- Ochoa Alejo, L.H.; Cortés Mejía, P.E.; Caldiño Villagómez, I. (2004), *"Planeación de acciones de incremento y control de la eficiencia en sistemas de agua potable"*. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana, Unidad de Agua Potable y Saneamiento, Gerencia de Estudios y Proyectos, México.
- Ochoa Alejo, L.H.; Bourguett Ortiz, V.J. (editores) (2001), *"Reducción integral de pérdidas de agua potable"*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México.
- Tzatchkov, V.; Alcocer Yamanaka, V. H.; Bourguett Ortiz V. J. (2005), *"Modelos de redes de agua potable útiles para proyectos de sectorización"*, V Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua. Valencia, 29 de noviembre al 2 de diciembre de 2005.
- Tzatchkov, V.; Arreguín Cortés, F.I. (1994), *"Calidad del agua en redes de distribución de agua potable con flujo permanente"*, XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Santiago, Chile, 7 a 11 de noviembre de 1994, p. 373-384.
- Tzatchkov, V.; Noda Rojas, L.A. (2002), *"Modelación numérica de fugas y consumo en redes de agua potable"*, XVII Congreso Nacional de Hidráulica, Monterrey, México, noviembre 2002, p. 327-332.

Este capítulo representa una traducción al español de siguiente artículo presentado en la Décima Conferencia Internacional de Informática, y publicado en sus memorias:

V. G. Tzatchkov, V. H. Alcocer-Yamanaka, "Graph partitioning algorithms for water distribution network sectorization projects", 10th International Conference on Hydroinformatics HIC 2012, Hamburgo, Alemania, julio 14-18, 2012.

2.3.1 INTRODUCCIÓN

Las redes de distribución de agua potable de una ciudad están integradas por miles de nodos de consumo interconectados con tuberías y múltiples fuentes de abastecimiento. La división de la red de distribución en sub-redes más pequeñas independientes, denominada sectorización, sigue la estrategia de "divide y vencerás", en que una gran red de distribución altamente interconectada se divide con el fin de lograr un mejor control sobre el agua suministrada y consumida. Al realizar la sectorización es importante el diseño óptimo de las zonas hidráulicas, debido a que el número de posibles sectorizaciones que se pueden realizar es enorme. El diseño de los sectores se puede considerar como un problema de partición de grafos. Existen sin embargo importantes limitaciones al usar las técnicas conocidas de partición de grafos para ser aplicadas en redes de distribución de agua. En este trabajo se analizan las limitaciones y se propone un algoritmo específico para sectorizar redes de distribución de agua. El primer paso del algoritmo es encontrar los caminos más cortos desde cada fuente de abastecimiento hasta cada nodo de la red. A continuación, se encuentra para cada nodo la fuente que corresponde al camino más corto hasta este nodo, y el nodo se asigna para ser abastecido solamente *pr* esta fuente. De esta manera el conjunto de nodos es dividido en subconjuntos de nodos, sin traslape entre ellos, uno para cada fuente de abastecimiento de la red. Si la capacidad de la fuente es restringida, solo se le asignan algunos nodos y el resto de los nodos son asignados a otras fuentes de abastecimiento. El siguiente paso es encontrar el conjunto de aristas (tuberías de la red) que deben cerrarse con el fin de lograr que se formen los subconjuntos. Estas tuberías son los bordes donde los dos nodos que las unen pertenecen a diferentes subconjuntos. Esta metodología se aplica a un caso de estudio de una red de distribución existente.

Una de las técnicas más eficientes para mejorar la gestión y el control de un sistema de distribución de agua consiste en dividir la red en subsistemas (llamados “distritos” o “sectores”) delimitados por válvulas. Esta metodología, ya implementada en muchos países, tiene dos grandes objetivos: simplificar el cálculo del balance de agua para cada distrito y facilitar el manejo de la presión en la red. Se pueden definir dos tipos de diseño de distritos de medición para la gestión y control del agua dependiendo de los objetivos del proyecto. El primero, llamado en este trabajo partición en DHs (por sus siglas de Distritos Hidrométricos, en inglés District Meter Areas), se realiza con la definición de distritos hidrométricos permanentes relativamente pequeños, a través del cierre de las válvulas existentes en las fronteras, o la instalación de nuevas válvulas y medidores de gasto, esto para obtener subsistemas en donde se simplifican los cálculos para el balance y la identificación de las pérdidas de agua. El segundo, que se aplica a redes de distribución de agua que son abastecidas por múltiples fuentes, es llamado aquí sectorización y consiste en dividir el sistema en distritos independientes, donde cada uno de ellos es alimentado por una fuente de agua y sin conexión entre ellos, a fin de lograr sectores con suministros de agua independiente (Tzatchkov *et al.* 2006), o para mejorar la protección de la red (Grayman *et al.* 2009, Di Nardo *et al.* 2011).

Una red de distribución de agua potable puede ser representada en forma natural como un grafo cuyas aristas son las tuberías de la red y cuyos nodos son las uniones de las tuberías o los puntos de consumo. Entonces, el diseño de una sectorización puede ser considerado como un problema de partición de grafos, para lo cual, en principio, se ha desarrollado una gran cantidad de técnicas. Existen sin embargo limitaciones importantes cuando se intenta aplicar las técnicas conocidas a una red de distribución de agua.

2.3.2 ALGORITMOS CONOCIDOS PARA PARTICIONAR GRAFOS

Las técnicas de partición de grafos son comúnmente aplicadas en la computación distribuida (Schloegel *et al.* 2000). Las simulaciones numéricas de gran escala que se realizan con procesadores paralelos, tales como los basados en el método de elementos finitos, requieren de una distribución de malla de elementos finitos entre los procesadores. Esta distribución se debe hacer de manera que: 1) el número de elementos asignados a cada procesador sea el mismo, a fin de equilibrar la carga de trabajo; 2) el número de elementos adyacentes asignados a diferentes procesadores se reduce al mínimo para reducir la sobrecarga de comunicación. Paquetes de programas que realizan dichos algoritmos de particionamiento están libremente disponibles al público, por ejemplo, CHACO, METIS, PARMETIS, PARTY, SCOTCH, JOSTLE y S-SHARP (Fjallstrom 1998, Schloegel *et al.* (2000).

Según el mejor saber de los autores de este trabajo, solamente dos intentos de aplicación de técnicas de particionamiento de grafos en la sectorización de redes de distribución de agua han sido publicados hasta el momento (Sempewo *et al.* 2008, Di Nardo *et al.* 2011). Ambos utilizan un paquete de particionamiento de grafos libremente disponible (METIS). En estas publicaciones el objetivo principal de la distribución de las cargas de trabajo por igual entre los procesadores de cómputo paralelo en METIS es equiparado con la creación de zonas de

un sistema de distribución de agua con la misma demanda, y el objetivo de minimizar la comunicación entre procesadores a la reducción al mínimo del número de cortes de tuberías o el número de válvulas de seccionamiento entre las zonas. Desafortunadamente, los objetivos de los proyectos de sectorización son diferentes, como se describe a continuación, por lo tanto estas técnicas de partición solo pueden tener una aplicación limitada para proyectos reales.

2.3.3 CRITERIOS DE PARTICIONAMIENTO ESPECÍFICOS PARA UNA SECTORIZACIÓN

Tradicionalmente los diseños de los DHs se han basado en sugerencias empíricas (número de usuarios o la longitud de las tuberías en cada sector, etc.) (WIR 1999) y en enfoques de tipo “prueba y error”, que son muy difíciles de aplicar en grandes sistemas de suministro de agua, y no se ha definido criterios para una óptima sectorización. Recientemente se han propuesto técnicas basadas en la teoría de grafos aplicadas para el diseño de los DHs ((Tzatchkov *et al.* 2006, Deuerlein 2008, Di Nardo and Di Natale 2010), pero éstas no hacen uso de la extensa investigación sobre particionamiento de grafos que se ha desarrollado en otras áreas del conocimiento.

Una condición natural para una buena sectorización en redes de distribución de agua abastecidas por múltiples fuentes es que cada nodo de consumo debe ser suministrado por la fuente de agua más cercana a él. De esta manera un posible criterio puede ser la minimización de las distancias entre un nodo de origen (fuente) y cada uno de los nodos que suministra. Este criterio se puede ampliar para tener en cuenta la cantidad de agua suministrada minimizando el producto del gasto suministrado a cada nodo por la distancia de la fuente de abastecimiento al nodo. Otro criterio similar, es reducir al mínimo el costo del suministro del agua, considerando el diámetro de las tuberías (y por lo tanto su costo) a lo largo de la trayectoria del flujo desde el nodo fuente a cada nodo de consumo. En todos estos casos no se necesita considerar el sentido de la velocidad del flujo en las tuberías y el grafo que representa la red de distribución de agua se maneja como un grafo no dirigido. Después de obtener la propuesta de sectorización se debe llevar a cabo un análisis de presión y gasto, usando programas de análisis de la red de distribución de agua, tales como EPANET (Rossman 2000), con el fin de revisar su viabilidad hidráulica.

Otro criterio, importante para la calidad del agua en redes de gran tamaño, puede ser reducir al mínimo el tiempo de transporte del agua en las tuberías de la red antes de ser consumida. Por último, una medida más refinada para una sectorización óptima es la potencia disipada en la red P_D , según lo propuesto por Di Nardo y Di Natale (2010), dada por:

$$P_D = \gamma \sum_{j=1}^m Q_j H_j \quad 2.3.1$$

donde Q_j and ΔH_j son el gasto y la pérdida de carga de cada tubería de la red, m es el número de tuberías de la red, y γ es el peso específico del agua. En estos dos últimos casos, el grafo

que representa la red de distribución de agua se maneja como un grafo dirigido y se necesitan los caudales y las pérdidas de carga en cada tubería, por lo tanto, se necesita obtener el análisis de presión y gasto antes de analizar las opciones de sectorización. Después de obtener la propuesta de sectorización se debe llevar a cabo el análisis de presión y gasto una vez más, con el fin de revisar su viabilidad hidráulica, ya que la hidráulica de la red puede cambiar con la sectorización.

Cualquiera de estos criterios de optimización se puede utilizar para implementar el algoritmo propuesto, como se explica a continuación. Además, la capacidad de las fuentes de abastecimiento puede ser considerada como restringida o no restringida.

2.3.4 EL ALGORITMO PROPUESTO

Dado que las redes de distribución de agua pueden contener circuitos cerrados de tuberías, el agua de una fuente de abastecimiento normalmente puede llegar a un nodo de consumo determinado por más de una trayectoria de flujo. El primer paso en el algoritmo propuesto en este trabajo es encontrar los caminos más cortos de cada fuente de agua hasta cada nodo de la red. Lo que se necesita, de hecho, no son los caminos más cortos en sí, sino la distancia recorrida a lo largo de ellos, donde el término *distancia* depende del criterio de optimización aplicado como se explica en la sección anterior. Puede ser la distancia real, a lo largo de la trayectoria (la suma de la longitud de los tubos), si el objetivo de la sectorización es suministrar a los nodos más cercanos, para cada fuente de agua, o el producto del valor del consumo en el nodo y la distancia, si el objetivo es reducir al mínimo el costo del suministro, o la potencia disipada expresada por la ecuación (2.3.1), y así sucesivamente.

Varios algoritmos para encontrar el camino más corto se pueden encontrar en la literatura (Skiena 1990); en este trabajo el algoritmo de Dijkstra (1959) ha sido elegido, debido a que permite el cálculo de la distancia a lo largo de los caminos más cortos sin almacenar esos caminos, y se puede aplicar a los grafos dirigidos y no dirigidos (un grafo dirigido se usará si se desea considerar la potencia disipada (ecuación 2.3.1)). El resultado de aplicar el algoritmo de Dijkstra en este caso puede ser resumido como una matriz de dos dimensiones. Cada fila de esta matriz representa un nodo de la red y cada columna una fuente de suministro de agua, de modo que su contenido es la distancia de cada fuente a cada nodo de la red.

Ahora, a partir de esa matriz para cada nodo de la red se encuentra la fuente con el camino de distancia más corta y el nodo se asigna a ser suministrado exclusivamente por esa fuente. De esta manera el conjunto de nodos de la red se divide en varios subconjuntos de nodos que no se traslapan. El número de estos subconjuntos es igual al número de fuentes de suministro y cada uno de los nodos en el subconjunto es suministrado por una fuente.

Si la capacidad de la fuente de abastecimiento es restringida, los nodos de cada subgrupo se clasifican en orden ascendente de acuerdo a la distancia de la fuente correspondiente y la demanda de agua se acumula en el mismo orden. Los primeros nodos de la lista cuya

demanda de agua acumulada no es mayor que la capacidad de la fuente son asignados a ella, y el resto de los nodos en el subconjunto son marcados para ser asignados a otras fuentes.

El siguiente paso es encontrar el conjunto de aristas (tuberías de red) que van a ser cerrados con el fin de lograr la forma de suministro propuesta. Estas son las aristas cuyos dos nodos pertenecen a diferentes subconjuntos de nodos. En términos de la teoría de grafos este conjunto se llama separador de borde (en inglés se conoce como “edge separator”) (Diks *et al.* 1993).

2.3.5 CASO DE ESTUDIO

La metodología propuesta se ha aplicado a un estudio de caso real de la red de abastecimiento de agua de San Luis Río Colorado, cuyas características fueron explicadas en el capítulo anterior. Las fuentes de abastecimiento de agua son 10 pozos profundos, sin tanques y se encuentran completamente interconectadas por la red de distribución de agua, antes de que las acciones de sectorización tuvieran lugar. La Figura 2.3.1 muestra la sectorización resultante en 10 sectores, uno para cada fuente de abastecimiento de agua (cada pozo de agua) basado en el criterio de la distancia física mínima, logrado mediante la instalación de 156 válvulas de contorno que permiten aislar completamente los sectores.

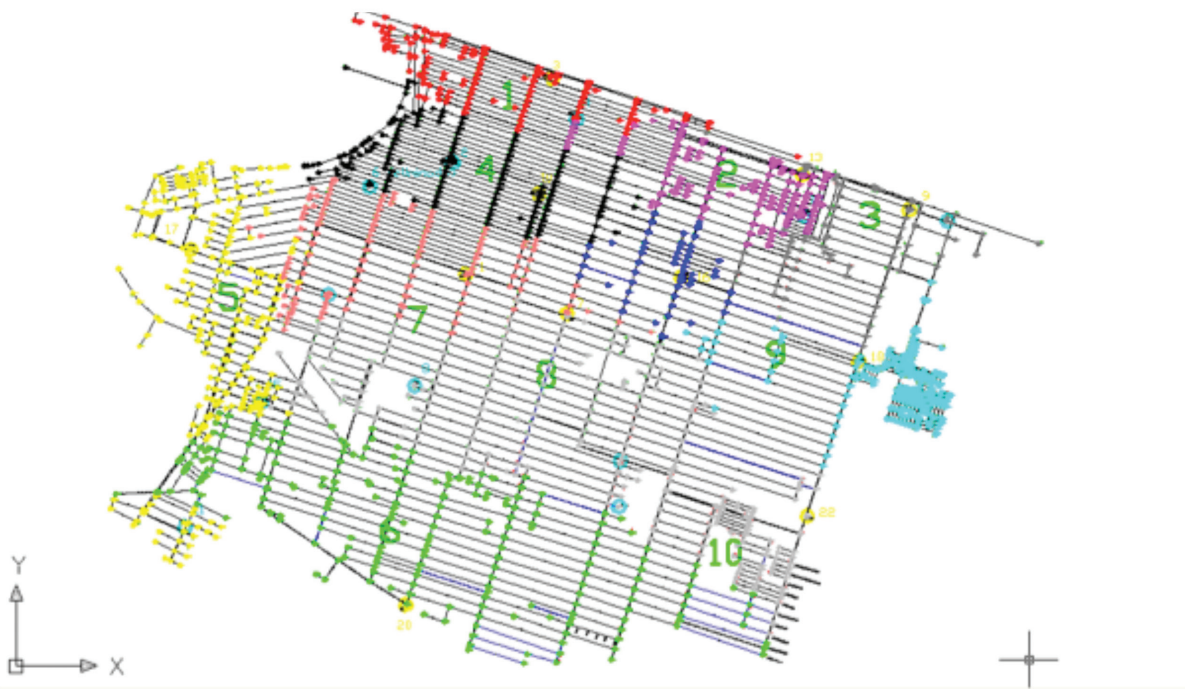


Figura 2.3.1 Diseño de la Sectorización de la red de agua con 10 sectores de San Luis Río Colorado.

2.3.6 CONCLUSIONES

Las técnicas conocidas de particionamiento de grafos, comúnmente aplicadas en la computación distribuida, no son directamente aplicables al diseño de sectorización de una red de

distribución de agua. La razón principal es que los criterios de partición son diferentes en los dos casos. En este trabajo se delinearon los criterios de particionamiento de grafos básicos específicos para la sectorización de redes de agua potable y se propone un algoritmo que los considera. En trabajos futuros se debe de considerar la inclusión de la viabilidad hidráulica directamente en el algoritmo propuesto.

REFERENCIAS

- Tzatchkov V.G., Alcocer-Yamanaka V.H., Ortiz V. Bourguett, "Graph theory based algorithms for water distribution network sectorization projects". *Proc. 8th ASCE Annual water distribution systems analysis symposium*, Cincinnati, OH, USA, (2006), pp. 1-15.
- Grayman W.M., Murray R., Savic D.A., "Effects of redesign of water systems for security and water quality factors", *Proc. EWRI-ASCE World Environmental and Water Resources Congress*. Kansas City, MO, USA, (2009), pp. 504-514.
- Di Nardo A., Di Natale M., Guida M., Musmarra D., "Water supply network protection from malicious attacks by sectorization", *Proc. VI EWRA International Symposium*, Catania, Italy, Vol. 6, (2011).
- Schloegel K., Karypis G. and Kumar V., "Graph Partitioning for high performance scientific simulations", In: *Parallel Computing Handbook*, Dongarra J., Foster I., Fox G., Kennedy K. and White A. (Eds.), Morgan Kaufmann (2000) pp. 491-541.
- Fjallstrom P. O. "Algorithms for graph partitioning: A survey", *Linkoping Electronic Articles in Computer and Information Science*, Vol. 3, No. 10 (1998).
- Sempewo J., Pathirana A. and Vairavamoorthy K. "Spatial analysis tool for development of leakage control zones from the analogy of distributed computing" *Proc. 10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference*, Kruger National Park, South Africa. (2008), pp. 676-690.
- Di Nardo A., Di Natale M., Santonastaso G. M. and Venticinque S. "Graph partitioning for automatic sectorization of a water distribution system", *Proc. 11th International Conference on Computing and Control for Water Industry*, Exeter, UK, Vol. 3 (2011), pp. 841-846.
- Water Industry Research Ltd., *A Manual of DMA Practice*, London, UK, Water Industry Research, (1999).
- Deuerlein, J.W. Decomposition Model of a General Water Supply Network Graph, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 134, No. 6, (2008), pp. 822-832.
- Di Nardo, A. & Di Natale, M. A heuristic design support methodology based on graph theory for district metering of water supply networks, *Engineering Optimization*, Vol. 43, No. 2, (2011), pp. 193-211.
- Rossman L.A., EPANET2 User's Manual. Cincinnati, OH, USA, (2000).
- Skiena S., *Implementing Discrete Mathematics: Combinatorics and Graph Theory with Mathematica*. Redwood City, CA, Addison-Wesley (1990).
- Dijkstra E.W. "A note on two problems in connexion with graphs", *Numerische Mathematik*, Vol. 1, (1959).
- Diks K., Djidjev H. N., Sýkora O., Vrt' o I., "Edge separators of planar and outerplanar graphs with applications", *Journal of Algorithms*, Vol. 14, No. 2, (1993), pp 258-279.

Este capítulo representa una traducción al español de siguiente artículo publicado en una revista de la American Society of Civil Engineers (2013):

Armando Di Nardo, Michele Di Natale, Giovanni F. Santonastaso, Velitchko G. Tzatchkov, and Victor H. Alcocer-Yamanaka, "Water Network Sectorization Based on Graph Theory and Energy Performance Indices", *ASCE Journal of Water Resources Planning and Management*, Posted ahead of print 28 Feb 2013.

Otros artículos relacionados con este capítulo son los siguientes:

A. Di Nardo, M. Di Natale, G.F. Santonastaso, V.G. Tzatchkov and V.H. Alcocer Yamanaka, "Water supply system sectorization based on graph theory and energy performance indices", *International Conference on Drinking Water Safety, Security and Sustainability*, organizado por la US Environmental Protection Agency y la Universidad de Zhejiang, Hangzhou, China, 9 al 11 de octubre de 2011.

A. Di Nardo, M. Di Natale, G.F. Santonastaso, V.G. Tzatchkov and V.H. Alcocer Yamanaka, "Water Network Sectorization Based on Genetic Algorithm and Minimum Dissipated Power Paths", *IWA WATERLOSS EUROPE Conference*, Ferrara, Italia, 23-25 de mayo 2012

2.4.1 INTRODUCCIÓN

El desarrollo de nuevas tecnologías de monitoreo y control y el reciente crecimiento exponencial de la potencia de cálculo utilizada por programas de simulación permite cambiar el enfoque de análisis tradicional, diseño y gestión de las redes de abastecimiento de agua, de las acciones pasivas a medidas activas e inteligentes.

La disponibilidad de dispositivos de monitoreo y manejo controlados por sistemas remotos a bajo costo, permite mirar al futuro con gran optimismo y acelerar el proceso de modernización indispensable para alinear los sistemas de distribución de agua con otras redes de servicio como electricidad, gas, Internet, etc. En esta perspectiva la posibilidad de manejar a distancia las válvulas de seccionamiento favorece al desarrollo de la sectorización, para la medición en los distritos y para mejor control, que puede ser una metodología para el manejo moderno de los sistemas de abastecimiento de agua, específicamente para lograr un balance del agua (Water Authorities Association y Water Research Centre, 1985), aplicar técnicas de control de presiones (Alonso *et al.*, 2000; Nicolini y Zovatto 2009; Di Nardo y Di Natale 2011) y para la protección a los usuarios de ataques maliciosos (Poulin *et al.* 2008; Grayman *et al.* 2009; Di Nardo *et al.* 2012a). La sectorización de redes de distribución de agua se puede obtener mediante la definición de distritos permanentes, llamados distritos

hidrométricos (DHs, en inglés District Meter Areas (DMAa)), a través de la colocación de válvulas (o cierre de tuberías existentes) y medidores de gasto para crear subsistemas con fines de una simplificación del balance del agua y identificación de las pérdidas. Las válvulas pueden ser cerradas de forma permanente o controladas por un sistema remoto.

El monitoreo del ingreso de agua a los DHs permite la identificación de la aparición de nuevas fugas al aumentar el gasto mínimo nocturno. Esta información ayuda a la empresa del agua determinar el momento adecuado para intervenir y reparar las fugas una vez que el nivel óptimo de fugas es excedido. Esta metodología fue desarrollada inicialmente y aplicada en el Reino Unido y después adoptada en otros países (Farley 2001; AWWA 2003; Morrison 2007). Un reciente estudio (Fanner *et al.* 2007) ha demostrado que sectorización de las redes de distribución tiene que considerar tres principales problemas: el DH tiene que cumplir los requisitos de diseño y de combate de incendios, el agua debe de medirse de una manera práctica y económica, y se debe garantizar la calidad del agua. Específicamente Sturm y Thornton (2005) y Fanner *et al.* (2007) identificaron el siguiente diseño general y los criterios de planificación para cumplir los requisitos mencionados para un DH: a) las válvulas rompedoras de presión cerradas y las de no retorno (válvulas check) se pueden utilizar como válvulas de contorno con el fin de proporcionar un gasto contra incendio cuando se requiere, b) Las válvulas de contorno deben de colocarse en tuberías de menor diámetro para minimizar los efectos de los extremos cerrados, c) tratar de incluir a los grandes usuarios cerca de las fronteras o extremos cerrados para evitar problemas de estancamiento del agua y con esto problemas de su calidad, d) si el DH no puede proporcionar por una sola alimentación los gastos requeridos contra incendio o la presión mínima para los sistemas de rociadores contra incendio, entonces es necesario proporcionar dos alimentaciones al DH donde una de ellas está equipada con medidor y la otra con un válvula rompedora de presión que abre sólo en un evento de incendio o si la demanda es demasiado alta para una sola alimentación, e) es posible abastecer el DH a través de múltiples líneas medidas una vez al día y cuando se requieran datos para un análisis suministrar al DH temporalmente por una sola línea con medidor.

Las reconocidas como mejores prácticas actuales de gestión, respaldadas por la IWA (Lambert 2002), WHO (Farley 2001) y AWWA (2003), para el control de pérdidas reales de agua (pérdidas físicas) se pueden resumir en las cuatro acciones siguientes: a) control de presiones, b) control de las fugas, c) rapidez y calidad de las reparaciones de las fugas, y d) aumento en la sustitución y rehabilitación de tuberías.

El control de presiones en una fuente de agua individual es complicada en redes interconectadas, ya que se ve afectado por las otras fuentes, por lo tanto, es preferible tener una sola alimentación. El control activo de fugas implica la medición del gasto mínimo nocturno (GMN) y el cálculo de indicadores. Las mediciones de GMN son esencialmente aplicables solamente a zonas aisladas que corresponden a pequeños DH con metodologías de acercamiento o pasos por etapas (Water Industry Research Ltd, 1999; Farley 2001; Di Nardo *et al.*, 2012b). En las redes interconectadas, los indicadores de rendimiento sólo se pueden calcular

de forma global (para toda la red), y no de forma individual (para cada fuente). Además, las reparaciones de fugas, y el reemplazo y la rehabilitación de tuberías pueden ser efectuadas de manera más rápida y más sencilla en zonas aisladas, ya que sólo una fuente de alimentación necesita ser cerrada durante el mantenimiento sin alteraciones de las otras partes de la red. Por otra parte, la mayoría de las ciudades, especialmente las ciudades medianas y grandes, son alimentadas por múltiples fuentes de agua. Esta operación no es el resultado de un proceso único de planificación y diseño, sino el resultado de años de urgentes respuestas a las nuevas demandas y aumento continuo y expansión de las redes de distribución de agua. Por lo tanto, las fuentes en muchas ciudades están hidráulicamente conectadas entre sí por la red de distribución de la ciudad, sin una clara delimitación de las zonas abastecidas por cada fuente. Aunque esta situación puede ser una ventaja para la redundancia hidráulica de un sistema de agua, crea un desafío para la gestión de la calidad del agua. La calidad del agua de cada fuente puede ser diferente, lo que hace que la predicción y el control de la calidad del agua en el interior de una red de distribución con las fuentes interconectadas sea más difícil. En estos casos, que son comunes en los países en desarrollo, los beneficios de muchos circuitos cerrados de tuberías son menos importantes en comparación con los beneficios obtenidos con el uso del paradigma de “divide y vencerás” en la red de suministro de agua (Tzatchkov *et al.* 2006a, 2006b). Además, la sectorización puede reducir el riesgo de contaminación intencionada o accidental de una red de suministro de agua (Poulin *et al.* 2008.; Grayman *et al.* 2009), y un aislamiento total de un DH es más eficaz para la protección de la red (Di Nardo *et al.* 2012A).

Una buena solución es dividir la red de distribución de agua en zonas aisladas (*sectores*) de tal modo que cada zona es alimentada por su fuente de agua (o fuentes de agua); este proceso se conoce como *la sectorización*. Esto se logra mediante el cierre de válvulas de seccionamiento en las tuberías de la red que enlazan los DHs. Aunque el término “sectorización” también se utiliza como sinónimo de “división en DHs”, en este trabajo este tipo de particionado del sistema de agua se define como *sectorización por fuente* (SF) para resaltar la condición de que cada distrito es completamente separado (o aislado) de los demás distritos, y por lo tanto puede ser llamado un *Distrito hidrométrico independiente o aislado* (i-DH). La sectorización de la red de agua representa un desafío más difícil que otras formas de división de la red debido a que hay un mayor número de válvulas de seccionamiento en los límites y los distritos no están conectados. Debido a que los sistemas de agua son diseñados tradicionalmente con muchas conexiones y circuitos (Mays, 2000), el cierre de válvulas de seccionamiento tiene el potencial de degradar el rendimiento hidráulico de las redes de agua, si no está correctamente diseñado. La reducción en el número de tuberías a través de las cuales el agua puede llegar puede reducir la presión, especialmente durante la demanda pico, que puede conducir a una disminución de los niveles de servicio para los usuarios y la redundancia del sistema de agua (Di Nardo y Di Natale, 2011).

En este capítulo se muestra la posibilidad de obtener una red sectorizada teniendo un buen rendimiento hidráulico. Vale la pena observar que la mayoría de los sistemas de distribución de agua han sido diseñados sin criterios de optimización, sólo con la idea general de definir

circuitos con la inserción de tuberías en cada calle. Por lo tanto, a pesar que la redundancia es un buen objetivo, es posible que algunos circuitos puedan ser interrumpidos en favor de los beneficios de la sectorización. Por otra parte, dispositivos de costo relativamente bajo pueden ser encontrados actualmente en el mercado para una sectorización automática (válvulas de seccionamiento controladas a distancia) para enfrentar situaciones imprevistas (roturas, mantenimiento, protección contra incendios, etc.) en que se pueden restaurar los circuitos, como también lo proponen Sturm y Thornton (2005) y Fanner *et al.* (2007).

Los DHs e i-DHs tradicionalmente se han diseñado en base a las sugerencias empíricas (tales como el número máximo de las propiedades o la longitud total de las tuberías en un DH) (Water Authorities Association and Water Research Centre, 1985; WRC/WSA/WCA Engineering and Operations Committee, 1994; Water Industry Research Ltd, 1999; AWWA) combinadas con procedimientos de prueba y error, donde las tuberías a ser cerradas son elegidas y se ejecuta un modelo de simulación de la red de distribución repetidamente hasta que se encuentre una solución viable en términos de presión y gasto. Este procedimiento carece de cualquier base racional; si una solución factible es encontrada, su calidad en comparación con otras soluciones factibles es desconocida. Debido a que hay un enorme número de posibles sectorizaciones de la red, incluso en redes pequeñas (Di Nardo y Di Natale, 2011), la identificación de la mejor sectorización por prueba y error resulta muy difícil.

La definición óptima de distritos en una red de distribución de agua es uno de los problemas de diseño de una red de distribución de agua que es ampliamente tratado en la literatura. Tiene dos principales clasificaciones: topología la conectividad (Goulter and Morgan, 1985; Ostfeld, 2005; Giustolisi *et al.*, 2008a; Deuerlein, 2008) y fiabilidad y seguridad (Wagner *et al.*, 1988a, b; Ostfeld and Salomons, 2004).

Algunas técnicas se han publicado para el diseño de DHs, como técnicas basadas en el multi-agente (Wooldridge, 2002), las técnicas de agrupamiento espectral (Ng *et al.*, 2011), los principios de teoría de grafos (Biggs *et al.*, 1986) y particionamiento de grafos (Chevalier y Safro, 2009). Con referencia a la primera técnica, Izquierdo *et al.* (2011) ha propuesto recientemente un procedimiento original basado en un enfoque multi-agente para definir DHs de una red de suministro de agua, en el que cada agente es un nodo de consumo con número de variables asociadas (elevación y la demanda son más importantes), que obtiene diferentes escenarios de sectorización. Una técnica de agrupamiento espectral fue propuesta por Herrera *et al.* (2010) para dividir una red de suministro de agua utilizando matrices de disimilitud (transformadas a matrices kernel ponderadas) obtenidas con la información gráfica y vectorial (tuberías, nodos de demanda y las restricciones de agua).

Al hacer referencia a la aplicación de principios de la teoría de grafos, Ostfeld y Shamir (1996) introdujeron el concepto de un *subsistema de reserva* de agua de la red para definir un subconjunto de tuberías que mantienen un nivel de servicio determinado cuando se produzca una falla. Tzatchkov *et al.* (2006a) sugirieron posteriormente un algoritmo derivado de la teoría de grafos para identificar los sectores independientes de suministro (o distritos) de redes

basado en el enfoque de una pila de tipo el *último en entrar es el primero en salir* (con sus siglas en inglés (LIFO)). Más recientemente, Giustolisi y Savic (2010) describieron un algoritmo para identificar la asociación entre las válvulas y los segmentos aislados (o sectores), basado en el uso de matrices topológicas de una red cuya topología fue modificada para tener en cuenta la existencia del sistema de válvulas y con el uso de un algoritmo genético para minimizar el número de válvulas de aislamiento y la demanda total máxima no entregada. Una metodología de diseño heurística para crear particiones en un sistema de abastecimiento de agua en DHs fue presentada por Di Nardo y Di Natale (2011). Esta metodología, que se basa en la teoría de grafos y el uso de índices energéticos, permite el análisis de las trayectorias de mínima energía que se calculan a partir de cada depósito a cada nodo de una red de agua, y la definición óptimas de los distritos. Por último, técnicas de particionamiento de grafos tomadas de la Informática fueron propuestas por Sempewo *et al.*(2008) y Tzatchkov *et al.* (2012) como herramientas para la óptima demarcación de redes de agua en zonas basadas en un balance longitudes, demanda o gasto dentro de las zonas. Más específicamente, Di Nardo *et al.* (2011) presentaron una metodología para la definición automática de DHs al integrar programas de cómputo con particionamiento de grafos y simulación hidráulica, y para la optimización de la definición de los DHs mediante un enfoque energético. Todas estas obras, excepto la de Tzatchkov *et al.* (2006a), son dirigidas al diseño de DHs, es decir, sectorización, pero no abordan explícitamente i-DHs. Este capítulo presenta un enfoque novedoso para el diseño automático de i-DHs que se basa en principios de la teoría de grafos, junto con una técnica de optimización heurística para la selección de tuberías a cerrar minimizando una función objetiva formulada con criterios energéticos. El método propuesto se aplicó a estudios de caso de redes de distribución de agua reales.

2.4.2 METODOLOGÍA

La metodología propuesta para la sectorización de la red de agua se ilustra en el diagrama de flujo en la Figura 2.4.1. Está compuesta por los siguientes pasos, descritos utilizando el ejemplo ilustrativo de una pequeña red hidráulica que se presenta en la Figura 2.4.2 a.

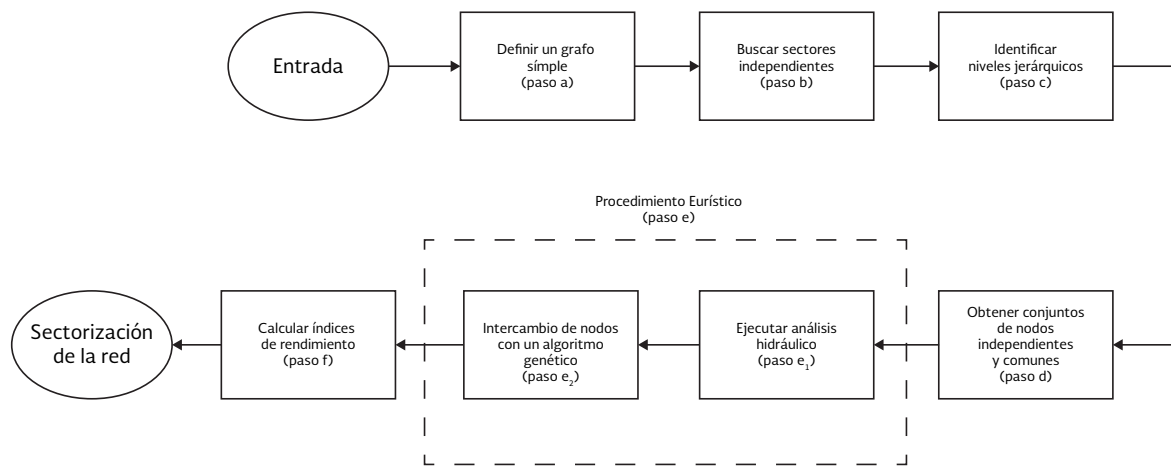


Figura 2.4.1 Diagrama de flujo de la metodología propuesta.

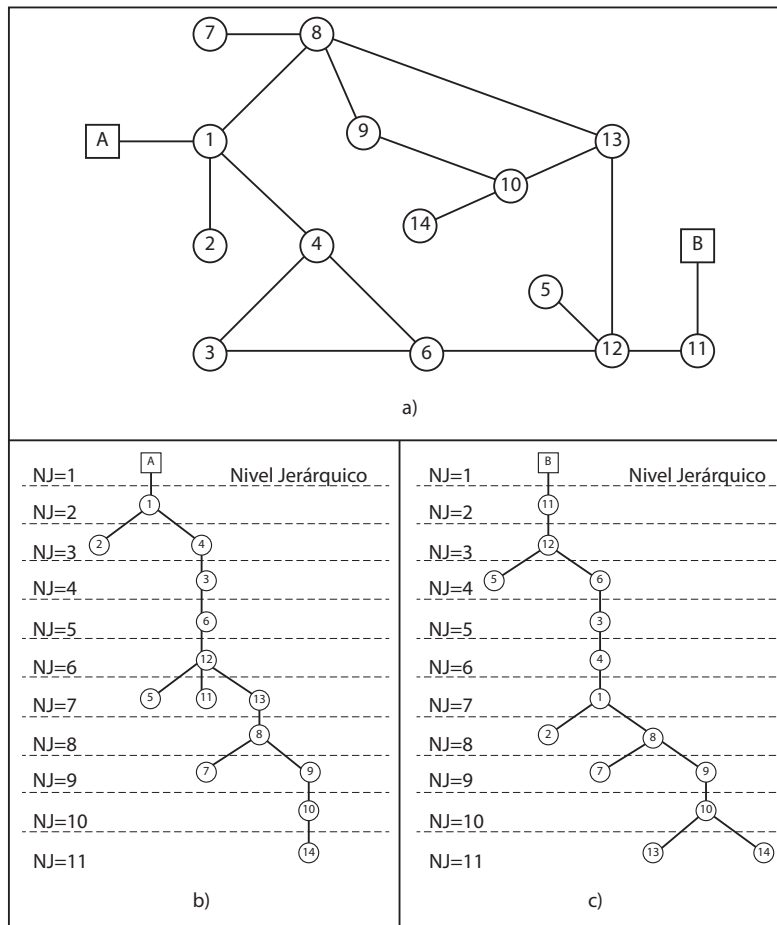


Figura 2.4.2 Red hidráulica propuesta.

- Definir un grafo simple (original) de una red de agua. El primer paso consiste en la definición de un grafo simple de la red de agua $G=(V,A)$, por medio de la matriz de adyacencia $G=(V,A)$, donde V es el conjunto finito de vértices (o nodos) y A es el conjunto de aristas (o tuberías).
- Buscar los sectores independientes, usando un algoritmo de *búsqueda primero en profundidad* (BPP) (en inglés *Depth First Search* o *DFS*). Esta fase se basa en algoritmos de la teoría de grafos que generalmente son más eficientes que los algoritmos basados en álgebra lineal sobre las matrices topológicas en términos de velocidad de cálculo y memoria (Giustolisi *et al.* 2008a, Giustolisi y Savic 2010). El algoritmo de la teoría de grafos que se utilizó, conocido como búsqueda en profundidad, fue propuesto por Tarjan (1972) y permite la exploración de la conectividad de un grafo. El algoritmo BPP comienza en algún nodo y explora cada ruta alejándose tanto como sea posible del nodo inicial (en “profundidad”) hasta que no hay más nodos adyacentes no visitados antes de iniciar un nuevo camino. Este algoritmo es diferente del algoritmo de *búsqueda primero en amplitud* (con sus siglas en inglés *BFS*, de *breadth first search*) (Pohl, 1969), que inicia en un nudo raíz y explora primero todos los nodos adyacentes (en “amplitud”) hasta que no haya más nodos adyacentes no visitados. Perelman y Ost-

feld (2011), que aplicaron el algoritmo BPP a una red de suministro de agua, proponen un procedimiento para agrupación topológica de los nodos que se puede utilizar para diferentes propósitos, tales como mejoras en la seguridad del agua a través de colocación de sensores en grupos o para el aislamiento eficiente de una intrusión de contaminantes. Más específicamente, Tzatchkov *et al.* (2006a) utilizó el algoritmo BPP para identificar los sectores independientes de una red de distribución de agua.

El algoritmo permitió la identificación de todos los posibles sectores independientes (etapa b) empezando de cada nodo fuente en la red (correspondientes a los nodos raíz). La aplicación del algoritmo BPP hace posible identificar una estructura nuevo grafo de la red, que se compone de árboles y ramas, llamado *grafo del bosque de búsqueda en profundidad* (Cormen *et al.*, 1990). Con respecto a la pequeña red de la Figura 2.4.2 a, la rutina BPP, empezando de los nodos A y B (las dos fuentes de la red de agua o raíces del grafo), localizó fácilmente dos árboles con ramas, como se ilustra en las Figura 2.4.2 b y Figura 2.4.2 c.

- c) Identificar el nivel jerárquico NJ (en inglés HL con sus siglas de hierarchical level) del grafo que corresponde a cada fuente (nodos comunes pueden existir). Un enfoque jerárquico (Di Battista *et al.*, 1999) elegido para dibujar el grafo de árbol, en el que todos los nodos de la red son representados por diferentes niveles con una clara jerarquía de conexión. En este enfoque la jerarquía se pueden identificar fácilmente, y hay una correspondencia entre la percepción visual y el análisis de conexión de red, posteriormente, los nodos “ancestros” y “descendientes” pueden ser definidos (Di Battista *et al.*, 1999), los cuales asignan un nivel jerárquico (NJ) específico. Un conjunto de nodos $\{t\}_s$ es un subgrafo de red que puede estar asociado con una categoría específica, llamado un grafo de árbol, en que cada dos vértices cualquiera en el grafo están conectados por un solo camino. Con respecto al ejemplo en la Figura 2.4.2a con $s=2$, los dos grafos de árbol, $\{t\}_1$ y $\{t\}_2$, tienen 11 niveles jerárquicos (paso c), como se ilustra en la Figura 2.4.2b y Figura 2.4.2c.
- d) *Obtener los conjuntos de nodos independientes y comunes para cada NJ del grafo.* En la Figura 2.4.2 b, a partir del primer nivel del árbol $\{t\}_1$ (correspondiente al nodo fuente A), para cada nivel jerárquico, el algoritmo examina si existen nodos comunes para el otro árbol, $\{t\}_2$ (correspondiente al nodo fuente B). La Figura 2.4.3 muestra que hasta el cuarto NJ no hay ningún nodo de conjunto $\{t\}_1^4 \cap \{t\}_2$ perteneciente al conjunto $\{t\}_2^4 \subset \{t\}_1$, por lo tanto, él $\{t\}_1^4$ se fija como un subconjunto de i-DH₁, $\{t\}_2^4$ y él se fija como un subconjunto de i-DH₂. A partir del quinto NJ, hay nodos que pertenecen a los conjuntos $\{t\}_1^5 = \{t\}_1 - \{t\}_1^4$ y $\{t\}_2^5 = \{t\}_2 - \{t\}_2^4$; por lo tanto, es necesario elegir cuál i-DH es mejor para la asignación de estos nodos. Hasta esta etapa de la metodología, la simulación hidráulica de la red es innecesaria, y el grafo se trata como un grafo no dirigido.
- e) Diseñar las válvulas de seccionamiento que limitan los i-DH utilizando un procedimiento heurístico basado en la minimización de la potencia disipada y un algoritmo genético. Este paso, basado en simulación hidráulica y en un procedimiento de optimización, puede ser dividido en dos sub-etapas como sigue:

- e1) *realizar el análisis hidráulico.* Un procedimiento heurístico se aplicó para diseñar los i-DHs requeridos, usando el resultado del análisis hidráulico. El procedimiento heurístico define un nuevo subconjunto:

$$\{C\} = \{\check{t}\}_1 \cap \{\check{t}\}_2 \quad 2.4.1$$

que se divide en dos subgrupos, $\{C_1\}$ y $\{C_2\}$, con $\{C_1\} \cap \{C_2\} = 0$, para obtener un subsistema suministrado por una única fuente a través de la colocación de válvulas de seccionamiento en los enlaces (tubos) entre los nodos que pertenecen a subconjuntos $\{C_1\}$ y $\{C_2\}$; en el ejemplo en la Figura 2.4.2, los nodos pertenecientes a i-DH₁ fueron $\{t\}_1^4 \cap \{C_1\}$, y los nodos pertenecientes a i-DH₂ fueron $\{t\}_2^4 \cup \{C_2\}$.

- e2) *intercambio de nodos entre los conjuntos comunes de nodos de una manera que minimice la potencia disipada.* Para definir los dos subconjuntos $\{C_1\}$ y $\{C_2\}$ (paso e2), una técnica especial de intercambio de nodos (Kernighan and Lin, 1970; Fiduccia and Mattheyses, 1982) ha sido desarrollada por los autores a través de la implementación de un algoritmo genético apropiado (AG) (Goldberg, 1989). Este AG determina el mejor arreglo para los i-DHs mediante la colocación de válvulas en las tuberías a través de intercambio de nodos, es decir, el traslado de algunos nodos pertenecientes a los subconjuntos $\{C_1\}$ y $\{C_2\}$ de un subconjunto a otro, bajo el criterio de una función objetivo específica. La ecuación que define la función objetivo fue elegida siguiendo los resultados apropiados obtenidos a través de un enfoque energético, introducido por Di Nardo and Di Natale (2011), para la selección del cierre de tuberías que minimiza la potencia disipada de la red de agua. La sectorización de la red de agua cambia el arreglo del sistema mediante el aumento de pérdidas de carga y la disipación de potencia interna, disminuyendo la “disponibilidad” de diámetros (es decir, la cantidad de tuberías a través de las cuales el agua puede viajar) y la redundancia energética; este efecto es causado por las válvulas cerradas que reducen el número de tuberías de la red y eliminan algunos circuitos de la red. Por lo tanto, la sectorización obtenida con válvulas de seccionamiento y, en consecuencia, el cierre de algunas tuberías, incrementaran la potencia disipada y reducen la resiliencia del sistema; por esta razón la resiliencia de la red puede ser una forma útil para comparar diferentes arreglo de diseños de sistemas por su potencia disipada.

Antes del intercambio de nodos, es necesario realizar un análisis hidráulico que asigne el gasto y la pérdida de carga a cada tubería que se utilizan para calcular la potencia disipada (Di Nardo y Di Natale, 2011). Un análisis basado en la presión (ABP) (Giustolisi *et al.*, 2008; Giustolisi *et al.*, 2011) fue utilizado, similar al presentado en el Capítulo 2.1 de este libro.. Para una red con una determinada distribución de la demanda en los nodos Q_j con $i=1..n$; cargas en las fuentes H_s , $s=1..r$, longitud de la tuberías L_j y elevaciones de nodos z_j , el análisis proporciona el gasto en cada tubería q_j ,

con $j=1..m$, la carga H_j y la pérdida de carga ΔH_j para cada tubería (ABP es un enfoque adecuado para el análisis del diseño de la sectorización de la red de agua, porque el rendimiento hidráulico puede verse afectado, lo que resulta en una presión por debajo de la presión de diseño).

El balance de energía de una red de agua (Di Nardo and Di Natale, 2011) se puede definir como

$$P_A = P_D - P_N \quad 2.4.2$$

donde $P_A = \gamma \sum_{s=1}^r q_s H_s$ es la potencia disponible (o la potencia total), q_s y H_s son la descarga y la carga correspondiente a cada depósito, respectivamente, y γ es el peso específico del agua. $P_D = \gamma \sum_{j=1}^m q_j \Delta H_j$ es la potencia disipada (o potencia interna), donde q_j y ΔH_j son el gasto y la pérdida de carga para cada tubería de la red, y $P_N = \gamma \sum_{i=1}^n Q_i H_i$ es la potencia de los nodos (o potencia externa), donde Q_i y H_i son la demanda de agua y la carga en cada nodo de la red, respectivamente.

De esta manera, la función objetivo OF elegida fue la suma de la potencia disipada en todas las tuberías $m_s = (m - N_{bv})$ de la red sectorizada (donde N_{bv} es el número de tuberías en las que se insertan las válvulas limítrofe) de la siguiente manera:

$$OF = \min \left(\gamma \sum_{j=1}^{m_s} q_j \Delta H_j \right) \quad 2.4.3$$

La minimización de (2.4.3) se llevó a cabo con un algoritmo genético (AG) mediante el empleo de la caja de herramientas de MATLAB®. Las variables de decisión en esta minimización consistían en asignar cada nodo en el conjunto $\{C\}$ a $\{C_1\}$ o $\{C_2\}$, y las restricciones eran que i-DH1 e i-DH2 tenían que ser "subgrafos conectados".

Entonces, para cada fuente s cada individuo en el AG se compone de una secuencia de los cromosomas cuya longitud era igual al número de nodos que pertenecían al conjunto $\{C\}$.

Cada cromosoma i (variable de decisión) asume el valor 0 (cero) si el nodo i pertenecía a $\{C_1\}$ y por lo tanto se asigna a i-DH₁, o valor de 1 (uno) si perteneciera a $\{C_2\}$ y se asigna a i-DH₂. A continuación, el procedimiento de optimización tiene que comprobar si i-DH1 y i-DH2 son subgrafos conectados, es decir, si había un camino desde cualquier punto a cualquier otro punto dentro de ellos (restricción de la optimización), algo que en este trabajo fue examinado por un algoritmo BPP. Se realizaron cien generaciones con una población compuesta por 20 individuos y un porcentaje de cruce $P_{cross} = 0.8$. A continuación los restantes i-DHs (o distritos) pueden ser identificados repitiendo el procedimiento descrito en el diagrama de flujo en la Figura 2.4.1 (de la etapa (d) a la etapa (e)) para cada uno de las otras fuentes de $r-1$.

En general, es posible dividir la red en i-DHs solo por un enfoque heurístico, pero hay un número enorme de posibles combinaciones. El algoritmo BPP permitió la identificación del conjunto $\{C\}$, que simplificó significativamente la búsqueda de soluciones sub-óptimas. El AG (u otro procedimiento de optimización heurístico) se aplicó solo a los nodos que pertenecen al conjunto $\{C\}$, lo que reduce en gran medida el dominio de las posibles soluciones, eliminando automáticamente una gran cantidad de soluciones inadecuadas, tales como i-DHs que incluyen nodos desconectados de fuentes, que pueden haber sido incluidos cuando se utiliza un algoritmo puramente heurístico.

- f) *Calcular los índices de rendimiento del nuevo (sectorizado) sistema de agua y compararlos con los IRs del sistema original.* Por último, en el paso f) se calcularon índices de rendimiento para evaluar la alteración esperada del comportamiento hidráulico de la red debido a la sectorización, específicamente se utilizaron los siguientes tres índices para evaluar los diferentes diseños de sectorización:

f1) Índice de resiliencia. Prasad y Park (2004) propusieron el concepto de resiliencia de red, que combina los efectos de excedentes de energía y confiabilidad de los circuitos. Específicamente, el excedente de energía en el nodo i -ésimo está dado por $P_{s,i} = \gamma Q_i (H_i - H_i^*)$, donde $H_i^* = z_i + h_i^*$; y un circuito es considerado confiable si las tuberías incidentes con un nodo no varían ampliamente en diámetros. Por lo tanto, la uniformidad en el i -ésimo nodo está dada por:

$$C_i = \frac{\sum_{j=1}^{n_{p,i}} d_j}{n_{p,i} \max\{d_1, \dots, d_{n_{p,i}}\}} \quad 2.4.4$$

donde $n_{p,i}$ es el número de tuberías incidentes con el nodo i , y d_j es el diámetro de la tubería incidente. De esta manera se define el siguiente índice:

- Índice de resiliencia de red (Prasad y Park, 2004):

$$I_{rn} = \frac{\gamma \sum_{i=1}^n C_i P_{s,i}}{P_{Dmax}} \quad 2.4.5$$

Los valores más altos de I_{rn} indican mejores sectorizaciones debido a los valores más altos de exceso de energía disponible, una distribución más uniforme de tubería incidentes, y por lo tanto mayor capacidad de recuperación de la red. Para comparar diferentes diseños de la red, un nuevo índice se propone en este trabajo que es el siguiente:

- Índice de la desviación de la resiliencia de red:

$$I_{rnd} = \left(1 - \frac{I_n^*}{I_n}\right) \cdot 100 \quad I_{rnd} = \left(1 - \frac{I_n^*}{I_{rn}}\right) \cdot 100 \quad 2.4.6$$

donde I_n^* es el índice de resiliencia de la red de la disposición de la sectorización. Este índice muestra inmediatamente el porcentaje de desviación de la resiliencia entre la sectorización

y la red de agua original (RAO), donde los valores más altos de I_{rnd} indican una peor sectorización.

f2) *Índice de presión.* Los índices energéticos se refieren a toda la red de agua, pero la sectorización también afecta también los i-DHs individuales, por lo tanto, se emplearon otros índices como: presión promedio en los nodos de red h_{mean} , presión mínima y máxima en los nodos de la red h_{min} y h_{max} y la desviación estándar h_{sd} , que son usados tradicionalmente para medir la desviación de la presión en los nodos y ayudan a resumir la información más importante sobre el nivel de servicio de un sistema de agua.

f3) *Índice de déficit del gasto.* Este tipo de índice se calcula con el enfoque ABP, al igual que el índice de la demanda total no suministrada (Giustolisi *et al.*, 2008c); en el enfoque del análisis basado en la demanda (Todini y Pilati 1988) es siempre igual a 1.00, dado que:

$$I_{fd} = \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_i Q_i}{\sum_{i=1}^n Q_i} \left\{ \begin{array}{l} Q_{a,i} > Q_i \Rightarrow \alpha_i = 1 \\ 0 \leq Q_{a,i} \leq Q_i \Rightarrow \alpha_i = \frac{Q_{a,i}}{Q_i} \end{array} \right\} \quad 2.4.7$$

donde $Q_{a,i}$ representa la demanda real entregada al nodo en el enfoque ABP.

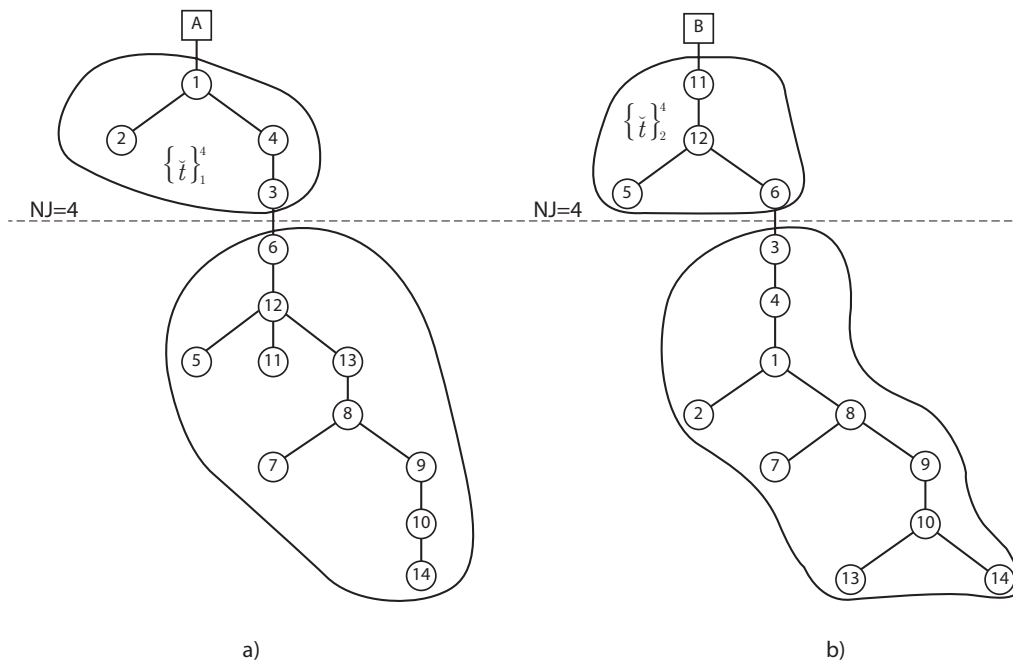


Figura 2.4.3 Nivel jerárquico del grafo.

2.4.3 CASO DE ESTUDIO

La metodología se ha aplicado a dos casos de redes reales de distribución de agua: a) Parete, una pequeña red en Italia (Di Nardo y Di Natale, 2012), y b) San Luis Río Colorado, una red grande en México (explicada en el capítulo 2.2) (Tzatchkov *et al.* 2006b).

Parete, con una población de 10,800, está situada en una zona densamente poblada del sur de la provincia de Caserta (Italia). El consumo de agua se caracteriza por ser exclusivamente residencial con casas de 3 a 4 pisos construidas en los años 1970 y 1980. La red es suministrada por dos fuentes.

El estudio de caso de San Luis Río Colorado es un claro ejemplo de por qué un municipio debería, en condiciones similares, sectorizar su red en i-DHs. Las fuentes de suministro en este caso son 18 pozos, que estaban completamente interconectados por la red de distribución (al comienzo del proyecto de sectorización), y no se contaba con tanques de almacenamiento de agua. Algunas de las bombas de los pozos estaban equipados con motores de velocidad variable que permiten que las bombas sigan la variación de la demanda de agua y eviten que sigan trabajando cuando la demanda sea muy baja. La extensión de las áreas abastecidas por cada pozo era desconocida, y se sospechaba que algunas bombas de los pozos fueran detenidas con frecuencia, no a causa de la baja demanda, sino debido a las altas cargas hidráulicas en otros pozos. Por lo tanto, las mediciones de gasto mínimo nocturno y la gestión de la presión no tenían utilidad, y el cálculo de los indicadores de rendimiento sólo fue posible para toda la red, por lo que los indicadores no eran capaces de revelar las áreas problemáticas (con pérdida de agua grandes) de la red. La división de la red de distribución de agua en i-DHs era la única forma de realizar todas las acciones necesarias siguientes: optimización de la operación de las bombas, análisis del balance de agua para cada fuente, control de la presión y un mejor control de la calidad del agua. Las características principales de los modelos hidráulicos para las dos redes se muestran en la Tabla 2.4.1. Las redes de agua fueron modelados por WNetXL (Giustolisi *et al.*, 2008b) en ABP. Las simulaciones hidráulicas fueron realizadas específicamente para la demanda pico de agua en el verano porque los efectos de la sectorización de la red sobre el rendimiento hidráulico se consideran más importantes en esta condición de operación.

La red de Parete tenía un bajo índice de resiliencia de la red original de $I_{rn}=0.33$ calculado con una presión de diseño de $h^*=25$ m para cada nodo, que indica una “baja disponibilidad” (Greco *et al.*, 2012) del sistema de agua al ser particionado o, en otros términos, para cambiar su diseño original con el cierre de válvulas sin una disminución significativa del rendimiento hidráulico. Esta idea puede ser expresada por la robustez es decir, la capacidad de un sistema para mantener los niveles de rendimiento indicados, en presencia de variaciones desfavorables de las condiciones de funcionamiento (por ejemplo, el cierre o la rotura de una tubería). Debido a que la resiliencia se puede utilizar como un sustituto para la medida de robustez (Greco *et al.*, 2012), fue posible tener en cuenta que la red de Parete tiene una baja robustez y una baja disponibilidad para seccionar.

Por lo tanto, para este estudio de caso, fue un reto desarrollar una sectorización de la red que no afectara significativamente el rendimiento hidráulico con el solo uso de los enfoques tradicionales basados en sugerencias empíricas y técnicas de simulación.

Como era de esperar, el diseño de la sectorización de Parete, que se logró con la metodología propuesta, fue aislando dos i-DHs; cada uno de ellos suministrado por una fuente de

captación. Los resultados correspondientes de la simulación se muestran en la Tabla 2.4.2 y Tabla 2.4.3, donde se ilustra el balance de energía y los índices de rendimiento para la red original, para la sectorización y para cada i-DH. Los resultados generales, mostrados en la Tabla 2.4.2, confirman la eficacia de la metodología propuesta, con los valores adecuados para los índices de desviación de la resiliencia ($I_{rd} = 7.59\%$) que indican una baja alteración del funcionamiento hidráulico de la RAO. La sectorización se logró mediante la inserción de $N_{bv} = 6$ válvulas limítrofes, que permitió el aislamiento completo de cada i-DH. Este resultado es ampliamente compatible con el funcionamiento hidráulico de la red y el nivel de servicio para los usuarios, como lo confirman los índices de presión indicados en la Tabla 2.4.3. Los valores medios, máximos y mínimos fueron muy cercanos a los valores originales correspondientes a toda la red y a cada distrito.

El índice de déficit de flujo mostró un gasto suministrado casi igual a la demanda de diseño ($I_{fd} = 0.999$ en ambas la RAO y la sectorización). Este resultado se esperaba, con base en las implicaciones del enfoque del ABP para los resultados de la presión del agua que fue ligeramente inferior a la presión de diseño (25 m) solamente en pocos nodos de la red, como se deduce de los valores de h_{min} en la Tabla 2.4.3. Por otro lado los resultados de la simulación muestran una ligera mejora de la presión media y mínima debido al diferente arreglo de la red y a una reducción del I_{fd} .

Por último, en la Figura 2.4.4 se muestran los dos i-DHs de la sectorización de Parete (representados con líneas de frontera), que se obtuvieron con la metodología propuesta, donde se cierran válvulas en todas las tuberías que cruzan las líneas de frontera de los DHs.

Red de San Luis Río Colorado. A diferencia de la red de Parete, la red original tuvo un bajo índice de resiliencia $I_{rn} = 0.47$, calculado con una presión de diseño de $h^* = 15$ m basándose en las normas de diseño locales, debido a que la red tiene una fuerte variabilidad de diámetros. Los resultados de la simulación se presentan en la Tabla 2.4.4, Tabla 2.4.5 y Tabla 2.4.6. La metodología propuesta aisló 10 i-DHs, cada uno de los cuales fue suministrado por uno o dos pozos de agua, como se ilustra en la Figura 2.4.5. La Tabla 2.4.4 muestra una muy baja alteración de $I_{rd'}$ igual al 9.39 %, a pesar de la introducción de $N_{bv} = 168$ válvulas limítrofes.

En la Tabla 2.4.5, los índices de presión calculados revelan que los resultados son compatibles con el nivel del servicio para los usuarios en todos los i-DHs, dado que la presión en los nodos de todos los i-DHs se acerca a sus valores originales. Los valores de presión media y máxima, que se muestran en la Tabla 2.4.5, son adecuados para cada i-DH, lo que confirman que la metodología propuesta realiza un cambio en el diseño original del sistema de agua sin afectar significativamente su rendimiento.

Los valores de la potencia disponible suministrada por cada pozo de agua antes y después de la sectorización de la red se enumeran en la Tabla 2.4.6, junto con los valores correspondientes para los i-DHs. Todos los distritos aislados fueron suministrados por un par de pozos, a excepción de i-DH₈ y i-DH₉. Las desviaciones porcentuales fueron entre +8.75% y -5.01%, lo que indica un rendimiento de calidad para todos los pozos.

Este rendimiento hidráulico fue confirmado por los valores del índice de déficit de flujo obtenido que indicaban que los gastos entregados en cada i-DH eran iguales a la demanda de diseño, $I_{fd} = 1.0$, dado que los valores de presión estaban por encima de la presión de diseño (15 m) en todos los nodos de la red, tanto en la RAO como en la sectorización, como se puede observar en la Tabla 2.4.5.

Finalmente, la sectorización obtenida por la metodología propuesta se compara con la sectorización obtenida previamente para la red de San Luis Río Colorado por el procedimiento tradicional de prueba y error (Tzatchkov *et al.* 2006b). Una mejor la sectorización fue obtenida en este estudio, con una mejora significativa en los índices de resiliencia ($I_{rn} = 0.43$ vs el anterior $I_{rn} = 0.32$), que fue sin duda relacionado con un menor número de cierres de tuberías ($N_{bv} = 168$ vs $N_{bv} = 170$) y la minimización de la potencia disipada lograda mediante la metodología propuesta. La SF1 obtenida por Tzatchkov *et al.* (2006b) no satisface la restricción de presión mínima de $h_{min} = 11.42$, y por lo tanto, en el enfoque de ADP, la demanda de agua en los nodos tampoco se cumple, con $I_{fd} = 0.997$, mientras que la SF2 satisface todos los índices con $h_{min} = 16.33$ y $I_{fd} = 1.00$.

Tabla 2.4.1 Características hidráulicas de las dos redes.

Características de la red	Red hidráulica	
	Parete	San Luis Río Colorado
Número de nodos, n	182	1890
Número de tuberías, m	282	2681
Número de fuentes, r	2	18
Número de bombas, p		18
Carga hidráulica de las fuentes o altura geodésica del nivel del agua en los pozos [m]	110.0	-2.00; -8.87; -6.45; -2.85; -9.38; -0.75; -4.10; -7.23; 0.05; 0.62; -3.19; -3.80; 3.55; 2.43; -7.32; -3.71; 1.85; 3.73
Longitud total de tuberías, L_{TOT} [km]	32.7	599.06
Elevación mínima del terreno, z_{MIN} [m]	53.1	0.00
Elevación máxima del terreno, z_{MAX} [m]	78.6	40.11
Material de la tuberías	fierro fundido	asbesto cemento and PVC
Diámetro de tuberías [mm]	60; 80; 100; 110; 125; 150; 200	60; 62.5; 75; 100; 150; 200; 250; 300; 350; 400; 450; 500
Demanda pico, Q [m ³ /s]	0.110	1.735
Carga de diseño, h^* [m]	25	15

Tabla 2.4.2 Índice de potencia y energía de Parete

	Potencia (kWatt)			Índice de resiliencia		N_{bv}
	P_A	P_N	P_D	I_{rn}	I_{rnd}	
				-	%	-
RAO	120.73	104.14	16.59	0.33	-	-
iDH1	54.66	47.91	6.75	0.31	7.59	6
iDH2	66.19	55.64	10.55			

Tabla 2.4.3 Índice de presión de Parete

	h_{media}	h_{min}	$h_{máx}$	h_{sd}
RAO	31.40	21.61	50.53	5.67
RAS	31.66	23.67	49.92	4.31
iDH1	29.93	23.67	38.89	2.90
iDH2	35.08	27.88	49.92	4.61

Tabla 2.4.4 Índice de potencia y Energía de S.L. Río Colorado

	Potencia (kWatt)			Índice de resiliencia		N_{bv}
	P_A	P_N	P_D	I_{rn}	I_{rnd}	
					%	-
RAO	1118.62	1076.77	41.85	0.47	-	-
1	99.74	98.28	1.47	0.43	9.39	168
2	128.90	125.98	2.91			
3	58.13	54.74	3.39			
4	97.10	87.25	9.85			
5	117.94	114.41	3.53			
6	150.53	142.04	8.49			
7	131.08	127.37	3.71			
8	62.09	60.32	1.76			
9	103.56	99.93	3.63			
10	170.68	158.63	12.06			

Tabla 2.4.5 Índices estadísticos de S.L. Río Colorado

	h_{media}	h_{min}	$h_{máx}$	h_{sd}
RAO	28.87	20.97	62.23	4.28
RAS	29.21	16.33	69.28	6.93
1	32.96	23.97	46.23	5.68
2	33.29	29.15	69.28	2.80
3	20.89	16.33	32.73	3.30
4	23.76	18.89	37.75	5.00
5	34.55	29.35	48.01	3.62
6	34.88	28.81	43.36	3.96
7	18.74	16.51	51.54	2.54
8	20.17	19.03	21.48	0.54
9	25.72	23.98	29.00	1.14
10	34.34	31.56	40.16	1.91

Tabla 2.4.6 Potencia disponible para cada pozo antes y después de RAS

Pozos de agua	iDH	P_A [KWatt]		Pozos de agua	iDH	P_A [KWatt]	
		RAO	RAS			RAO	SF
1	2	61.33	61.83	10	1	53.54	52.84
2	9	104.69	103.56	11	7	89.22	86.39
3	6	77.24	76.87	12	7	44.25	44.69
4	10	88.51	90.33	13	5	30.07	30.14
5	8	59.67	62.09	14	4	40.34	42.30
6	4	56.30	54.80	15	10	76.67	80.35
7	1	51.40	46.90	16	3	40.35	41.93
8	6	77.09	73.66	17	2	63.87	67.07
9	5	88.13	87.80	18	3	15.97	16.20

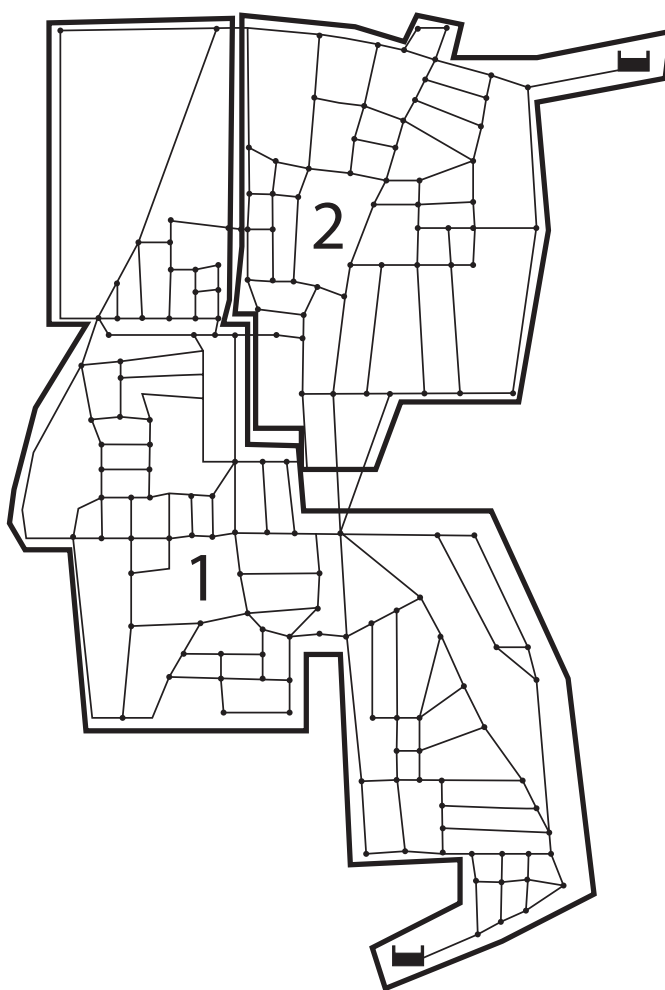


Figura 2.4.4 i-DHs obtenidos con la metodología propuesta para la red de Parete

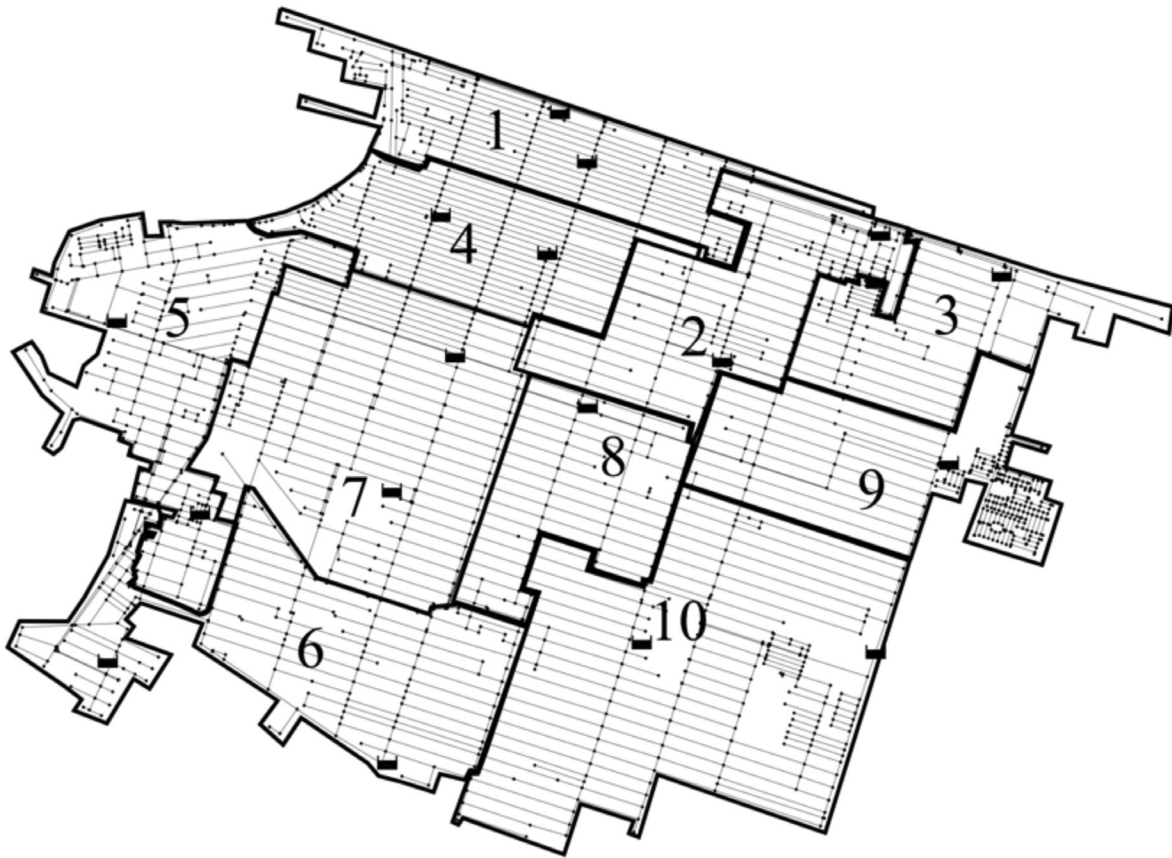


Figura 2.4.5 i-DHs obtenidos con la metodología propuesta para la red de San Luis Río Colorado

2.4.4 CONCLUSIONES

La sectorización de la red de agua, considerada en este capítulo como un sinónimo de la división de una red en distritos hidrométricos aislados (i-DHs), representa una técnica importante para la mejora de la gestión de redes con múltiples fuentes de la red de agua, sin embargo, su diseño es muy complejo en sistemas de distribución grandes. Se han propuesto algunas metodologías relevantes para el diseño de distritos hidrométricos que son compatibles con un rendimiento hidráulico, pero se ellos se centran principalmente en los DHs. En este capítulo, se propone una nueva metodología para el diseño de i-DHs y se aplica a dos casos de redes de distribución reales de agua en ciudades: Parete (Italia) y San Luis Río Colorado (México), donde está en proceso un proyecto de sectorización. Para estos casos de estudio fueron diseñados distritos aislados óptimos suministrados exclusivamente por una o dos fuentes de abastecimiento agua y desconectados de otros sectores a través de válvulas de seccionamiento o mediante el seccionamiento de tuberías existentes. La metodología propuesta se basa en principios de la teoría de grafos utilizando una técnica de búsqueda en profundidad para buscar las ramas independientes de la red, y consideraciones energéticas para minimizar la potencia disipada con el empleo de un algoritmo genético desarrollado especialmente para el intercambio de nodos. Usando índices de rendimiento, se hizo una

comparación de los resultados de la simulación con el diseño de la sectorización obtenido mediante prueba y error que confirmó la eficacia de la metodología que era compatible con el nivel de servicio para los usuarios con una alteración insignificante de rendimiento hidráulico con respecto a la resiliencia de la red y la demanda de agua suministrada. Los resultados de la simulación mostraron que es posible encontrar diseños de sectorización compatibles con la resiliencia de la red y su robustez; que también tienen casi el mismo nivel de protección contra incendios como la red original, demostrado por la ligera alteración de la presión mínima en cada sector. El uso de válvulas de seccionamiento controladas por un sistema remoto puede garantizar una rápida recuperación de la redundancia original, abriendo las tuberías cerradas para hacer frente a situaciones específicas (roturas, mantenimiento, etc.). Cabe también destacar que la metodología propuesta para definir i-DHs en una red de agua se puede utilizar evidentemente también para dividir la red (o para identificar DHs) dejando abiertas algunas tuberías entre distritos. La sectorización en i-DHs representa claramente el reto más difícil y un límite superior para los diseñadores de la división de las redes de agua. Si una sectorización es buena, la correspondiente división de la red en DHs ciertamente será mejor.

Finalmente, la metodología puede ser aplicada a sistemas de agua grandes y ofrece a los organismos operadores una herramienta para el diseño de servicios de agua basada en índices de rendimiento, que supera los enfoques empíricos de prueba y error tradicionalmente usados para la sectorización de las redes.

REFERENCIAS

- Alonso, JM, Alvarruiz, F, Guerrero, D, Hernández, V, Ruiz, PA, Vidal, AM, Martínez, F, Vercher, J and Ulanicki, B (2000). "Parallel Computing in Water Network Analysis And Leakage Minimization", *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol 126, No 4, pp 251-60.
- AWWA (American Water Works Association Water Loss Control Committee) (2003). "Applying worldwide BMPs in Water Loss Control". *J. Am. Water Works Association*, Vol 95, No 8, pp. 65-79.
- Biggs, N., Lloyd, E. and Wilson, R., (1986). *Graph theory 1736–1936*. New York: Oxford University Press.
- Chevalier, C., Safro, I., (2009). "Comparison of coarsening schemes for multilevel graph partitioning", LNCS 5851, Springer, 191-205.
- Cormen, T.H., Leiserson, C.E. and Rivest, R.L. (1990). *Introduction to algorithms*. MIT Press, USA.
- Deuerlein, J.W. (2008). "Decomposition Model of a General Water Supply Network Graph". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol 134, No 6, pp. 822-832.
- Di Battista, G., Eades, P., Tamassia, R. and Tollis, I.G. (1999). *Graph Drawing (Algorithms for the visualization of graphs)*. New Jersey (USA): Prentice Hall.

- Di Nardo, A. and Di Natale, M. (2011). "A heuristic design support methodology based on graph theory for district metering of water supply networks", *Engineering Optimization*, Vol 43, No 2, pp.193-211.
- Di Nardo, A and Di Natale, M (2012). "A design support methodology for district metering of water supply networks", in *Proc. of the 12th Annual International Conference on Water Distribution Systems Analysis 2010, WDSA 2010*, Tucson, AZ, USA, 870-877.
- Di Nardo, A, Di Natale, M, Guida, M and Musmarra, D. (2012a). Water Network Protection from Intentional Contamination by Sectorization, *Water Resources Management*, pp. 1-14, DOI: 10.1007/s11269-012-0133-y.
- Di Nardo, A., Di Natale, A., Di Mauro. A. (2012b). *Water Supply Network District Metering. Theory and Case Study*, CISM Courses and Lectures, Vol 543, Springer, Vienna-Heidelberg.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G.F., Venticinque, S., (2011). "Graph partitioning for automatic sectorization of a water distribution system", *Proceedings of 11th International Conference on Computing and Control for Water Industry (CCWI). Urban Water anagement: Challenges and Opportunities*, Centre for Water Systems, University of Exeter, Exeter (UK), 3, 841-846.
- Fiduccia, C.M., Mattheyses, R.M. (1982). "A linear time heuristic for improving network partitions", in *Proc. 19th IEEE Design Automation Conference*, 175-181.
- Fanner, V.P.R., Sturm, J., Thornton, R. (2007). *Leakage Management Technologies*. AWWARF and AWWA Denver, Colo.
- Farley, M. (2001) *Leakage management and control. A best practice training manual*, World Health Organization, Geneva, Switzerland.
- Giustolisi, O., Kapelan, Z. and Savic, D.A. (2008a). An algorithm for automatic detection of topological changes in water distribution networks. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134 (4), 435–446.
- Giustolisi, O., Savic, D.A. Kapelan, Z., (2008b). "Pressure-Driven demand and leakage simulation for water distribution networks". *Journal of Hydraulic Engineering*, 134 (5), 626–635.
- Giustolisi, O., Kapelan, Z., Savic, D.A., (2008c). Extended period simulation analysis considering valve shutdowns. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 134 (4), 527–537.
- Giustolisi, O., Savic, D.A. (2010). "Identification of segments and optimal isolation valve system design in water distribution networks." *Urban Water*, 7(1), 1-15.
- Giustolisi, O., Savic, D.A., Berardi, L., Laucelli, D. (2011). An Excel-based solution to bring water distribution network analysis closer to users. *Proceedings of Computer and Control in Water Industry (CCWI)*, September 5-7, Exeter, UK, D.A..Savic, Z. Kapelan, D. Butler (Eds) Vol. 3, pp. 805-810.
- Goulter, I.C. and Morgan, D.R. (1985). An integrated approach to the layout and design of water distribution networks. *Civil Engineering Systems*, 2 (2), 104–113.
- Grayman, WM, Murray, R and Savic, DA (2009). "Effects of redesign of water systems for security and water quality actors". In: *Starrett, S. (Ed.), Proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress*. Kansas City, MO.

- Greco, R., Di Nardo, A., Santonastaso, G.F. (2012). "Resilience and entropy as indices of robustness of water distribution networks". *Journal of Hydroinformatics*, IWA Publishing, doi:10.2166/hydro.2012.037.
- Herrera, M., Canu, S., Karatzoglou, A., Pérez-García, R., Izquierdo, J. (2010). "An Approach to Water Supply Clusters by Semi-Supervised Learning", *Proceedings of International Environmental Modelling and Software Society (IEMSS)*.
- Izquierdo, J., Herrera, M., Montalvo, I., Pérez-García, R. (2011). "División of Water Distribution Systems into District Metered Areas Using a Multi-Agent Based Approach", *Communications in Computer and Information Science*, 50 (4), 167-180.
- Kernighan, B.W. and Lin, S. (1970). "An efficient heuristic procedure for partitioning graphs", *Bell Sys. Tech. J.*, (49), 291–307.
- Lambert A. (2002). *International Report on Water Losses Management and Techniques: Report to IWA Berlin Congress, October 2001*. Water Science and Technology: Water Supply 2(4).
- Mays, LW (2000). *Water Distribution Systems Handbook*. New York: McGraw-Hill.
- Morrison J., Tooms S., Rogers D. (2007). *District Metered Areas Guidance Notes*, International Water Association Water Loss Task Force.
- Ng, A.Y., Jordan, M.I., Weiss, Y. (2001). "On spectral clustering: Analysis and an algorithm". In: *Advances in Neural Information Processing Systems 14*, MIT Press, 849-856.
- Nicolini, M. and Zovatto, L. (2009). Optimal location and control of pressure reducing valves in water networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 135(3), 178-187.
- Ostfeld, A and Shamir, U. (1996). "Design of reliable multiquality water-supply systems". *Journal of Water Resources Planning and Management*, 122 (5), pp. 322-333.
- Ostfeld, A. (2005). "Water distribution systems connectivity analysis". *Journal of Water Resources Planning and Management*, 131 (1), 58–66.
- Ostfeld, A. and Salomon, E. (2004). "Optimal layout of early warning detection stations for water distribution systems security", *Journal of Water Resources Planning and Management*, Volume 130, Issue 5, 377-385.
- Perelman L., Ostfeld A. (2011a). Topological clustering for water distribution systems analysis. *Environmental Modelling & Software*, 26, 969-972.
- Poulin, A., Mailhot, A., Periche, N., Delorme, L., Villeneuve, J.P. (2010). Planning unidirectional flushing operations as a response to drinking water distribution system contamination. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Volume 136, Issue 6, 647-657.
- Prasad, T. D., and Park, N.-S. (2004). "Multiobjective genetic algorithms for design of water distribution networks." *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 130_1_, 73–82.
- Savic, D.A. and Walters, G.A. (1995). "An Evolution Program for Optimal Pressure Regulation in Water Distribution Networks", *Engineering Optimization*, 24 (3), 197–219.
- Sturm R. and Thornton, J. (2005). "Proactive Leakage Management using District Metered Areas (DMA) and Pressure Management – Is it applicable in North America?" *Proceedings of Leakage 2005 Conference, Halifax, Canada*.

- Todini, E. and Pilati S. (1988). "A gradient algorithm for the analysis of pipe networks." In: B. Coulbeck and O. Choun-Hou, eds. *Computer Application in Water Supply. Vol. I – System Analysis and Simulation*. London: John Wiley & Sons, 1–20.
- Tarjan, R. (1972). Depth-first search and linear graph algorithms. *SIAM Journal of Computing* 1 (2), 146-160.
- Tzatchkov, V.G., Alcocer-Yamanaka, V.H. and Bourguett-Ortiz, V.H. (2006a). "Graph theory based algorithms for water distribution network sectorization projects". In *Proc. of the 8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium WDSA*, Cincinnati, Ohio, USA.
- Tzatchkov, V.G., Alcocer-Yamanaka V.H. and Rodriguez-Varela, J.M. (2006b) "Water Distribution Network Sectorization Projects in Mexican Cities along the Border with USA", *Proceedings of the 3rd International Symposium on Transboundary Water Management, Ciudad Real, Spain, 2006*, 1-13.
- Tzatchkov, V.G., Alcocer-Yamanaka V.H. (2012) "Graph partitioning algorithms for water distribution network sectorization projects, *10th International Conference on Hydroinformatics, HIC 2012, Hamburg, Germany*, pp.
- Wagner, J.M., Shamir, U. and Marks, D.H. (1988a). Water distribution reliability: analytical methods. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 114 (3), 253–274.
- Wagner, J.M., Shamir, U. and Marks, D.H., (1988b). Water distribution reliability: simulation methods. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 114 (3), 276–293.
- Water Authorities Association and Water Research Centre (1985). *Leakage Control Policy and Practice. Technical Working Group on Waste of Water*. London: WRC Group.
- Water Industry Research Ltd (1999). *A Manual of DMA Practice*. London: UK Water Industry Research.
- Wooldridge, M. (2002) *An introduction to MultiAgent Systems*. John Wiley & Sons, Chichester, UK.
- WRC/WSA/WCA Engineering and Operations Committee (1994). *Managing Leakage: UK Water Industry Managing Leakage, Report A-J*. London: WRC/WSA/WCA.

2.5

ÍNDICES DE RENDIMIENTO PARA SECTORIZACIÓN DE REDES DE AGUA

Este capítulo representa una traducción al español del siguiente artículo presentado en la Quinta Conferencia Anual Benchmarking y Evaluación del Desempeño de la International Water Association, y publicado en sus memorias:

A. Di Nardo, M. Di Natale, G.F. Santonastaso, V. G. Tzatchkov, V.H. Alcocer- Yamanaka, "Performance indices for Water Network Partitioning", 5th Annual IWA International Conference on Benchmarking and Performance Assessment, Medellin, Colombia, 9 al 1 de abril 2013, p.1-10.

2.5.1 INTRODUCCIÓN

El particionamiento de una red de agua (PRA), como sinónimo de división en distritos hidrométricos (DHs), es una metodología de gestión importante que se ha aplicado en muchos países alrededor del mundo. Una variante de PRA, aplicable a redes con múltiples fuentes, consiste en dividir el sistema de agua en distritos independientes, cada uno de ellos alimentado por su fuente de agua (o fuentes de agua) sin conexiones a otros distritos, con el fin de lograr sectores con suministro independiente (Tzatchkov *et al.*, 2006 a; Di Nardo *et al.*, 2011 b, Di Nardo *et al.*, 2013), o para mejorar la protección de la red (Graymann *et al.*, 2009; Di Nardo *et al.*, 2011 a.) En este caso el PRA se puede nombrar *sectorización por fuente* (SF) y los distritos, distrito hidrométricos independientes o distritos hidrométricos aislados (i-DHs).

Los i-DHs facilitan las acciones que deben tomarse para mejorar el control y la gestión de aspectos importantes de la distribución de agua, tales como la calidad del agua (sin mezcla de agua de diferentes fuentes), y la definición de la intensidad y la distribución espacial y temporal de las fugas. Estas acciones pueden incluir: a) eficiencia hidráulica y agua no facturada; b) curva de variación de la demanda del agua, y de manera especial el gasto nocturno; c) detección de fugas, por análisis de la evolución del gasto nocturno d) fraude y submedición, o detección de errores de medición, e) planificación de las inversiones destinándolas a los sectores con más agua no contabilizada; f) aislamiento de los distritos para proteger la red de agua de la contaminación accidental o maliciosa g) manejo de presiones en los distritos.

El diseño tradicional de i-DHs se ha basado en sugerencias empíricas (número máximo y mínimo de tomas o longitud de las tuberías por distrito, etc.) (Wrc/WSA/WCA, 1994; WIR Ltd, 1999) y enfoques de "prueba y error", normalmente en combinación con un programa de simulación hidráulica para verificar viabilidad. El número de posibles PRAs de la red sin

embargo es enorme (Di Nardo y Di Natale, 2010), por lo que es importante definir índices de rendimiento adecuados que se pueden utilizar para comparar diferentes PRAs. Recientemente se han propuesto algunas técnicas basadas en la teoría de grafos para el diseño de DHs (Tzatchkov *et al*, 2006 a; Deuerlein, 2008; Di Nardo y Di Natale, 2011), pero éstas no se basan en índices de rendimiento, o los utilizan de manera limitada. En este trabajo se definen varios índices de rendimiento para PRA y se prueban en los PRA de dos ciudades, una en Italia y otra en México.

2.5.2 MÉTODOS

Los Índices de rendimiento (IRs) probados en este estudio se aplicaron en SFs obtenidas con una técnica original automatizada y eficaz propuesta recientemente por Di Nardo *et al.* (2013), que consiste en dividir un sistema de distribución de agua en sectores con suministros independientes de agua (i-DHs). La metodología se basa en las técnicas de la ruta más corta que define un grafo de árbol de la red con utilización de la potencia disipada como peso de las tuberías (o aristas). Una vez definidos los distritos, en el siguiente paso se realiza un intercambio de nodos utilizando un algoritmo genético (AG) que define la elección de los nodos comunes a asignar a cada distrito. La función objetivo del AG se basa en la presión media de la red. El cálculo de los índices de rendimiento se llevó a cabo con un análisis basado en la demanda (Rossman, 2000), a excepción de los índices de redundancia mecánica que requieren de un análisis basado en la presión.

- a) *Índices energéticos*. El balance de energía de una red de agua (Todini, 2000) se puede definir como

$$P_A = P_D - P_N \quad 2.5.1$$

donde $P_A = \gamma \sum_{s=1}^r q_s H_s$ es la potencia disponible (o la potencia total), q_s y H_s son el gasto y la carga hidráulica correspondiente a cada depósito, respectivamente, y γ es el peso específico del agua; $P_D = \gamma \sum_{j=1}^m q_j \Delta H_j$ es la potencia disipada (o potencia interna), donde q_j y ΔH_j son el gasto y la pérdida de carga para cada tubería de la red, y $P_N = \gamma \sum_{i=1}^n Q_i H_i$ es la potencia en el nodo (o potencia externa), donde Q_i y H_i son la demanda de agua y la carga en cada nodo de la red, respectivamente.

Según Todini (2000), la disminución de la redundancia energética de una red se puede medir con un índice de resiliencia que no involucra análisis estadístico de los diferentes tipos de incertidumbre que se requieren para definir las restricciones de fiabilidad.

Índice de resiliencia (Todini, 2000):

$$I_r = 1 - \frac{P_D}{P_{D_{\max}}} \quad 2.5.2$$

donde $P_{D_{\max}} = P_A - \gamma \sum_{i=1}^n Q_i (z_i + h_i^*)$ es la máxima potencia necesaria para satisfacer la demanda Q_i y la carga, z_i es la carga de elevación y h_i^* es la presión de diseño para el i -ésimo

nodo. Los valores más altos de I_r indican mejores SFs con valores menores de potencia disipada y resistencia con valores más altos.

Índice de la desviación de la resiliencia (Di Nardo y Di Natale, 2011):

$$I_{rd} = \left(1 - \frac{I_r^*}{I_r}\right) \cdot 100 = \left(\frac{P_D^* - P_D}{P_{Dmax} - P_D}\right) \cdot 100 \quad 2.5.3$$

donde I_r^* es el índice de resiliencia de la SF.

Prasad y Park (2004) propusieron el concepto *resiliencia de red*, que combina los efectos de los excedentes de energía y fiabilidad de circuitos. Específicamente, el excedente de energía en el i -ésimo nodo está dado por $P_{s,i} = \gamma Q_i (H_i - H_i^*)$, donde $H_i^* = z_i + h_i^*$; y un circuito es considerado fiable si las tuberías incidentes con un nodo no varían ampliamente en sus diámetros. Por lo tanto, la uniformidad en el i -ésimo nodo está dada por:

$$C_i = \frac{\sum_{j=1}^{n_{p,i}} d_j}{n_{p,i} \max\{d_1, \dots, d_{n_{p,i}}\}} \quad 2.5.4$$

donde $n_{p,i}$ es el número de tuberías incidentes con el nodo i , y d_j es el diámetro de la tubería incidente. De esta manera, el siguiente índice es definido:

Índice de resiliencia de red (Prasad and Park, 2004):

$$I_{rn} = \frac{\gamma \sum_{i=1}^n C_i P_{s,i}}{P_{Dmax}} \quad 2.5.5$$

Los valores más altos de I_{rn} indican mejores SFs debido a los valores más altos de exceso de energía disponible, una distribución de tuberías más uniforme, y por lo tanto mayor capacidad de recuperación de la red. Para comparar los diferentes diseños de la red, se propone un nuevo índice, que es el siguiente:

Índice de la desviación de la resiliencia de red:

$$I_{rnd} = \left(1 - \frac{I_{rn}^*}{I_{rn}}\right) \cdot 100 \quad 2.5.6$$

donde I_{rn}^* es el índice de resiliencia de la SF. Este índice muestra inmediatamente el porcentaje de desviación de la resiliencia entre la SF y la red de agua original (RAO), donde valores más altos de I_{rnd} indican una peor SF.

Índices de entropía. El concepto de entropía de redes de distribución de agua se ha derivado de la entropía de información de Shannon (Shannon, 1948) considerando todos las posibles

caminos del flujo de agua N_p a través de la red, desde los nodos fuente a los nodos de entrega, y suponiendo que la probabilidad P_k que el agua fluya a través de una tubería que pertenece a la trayectoria k -ésima puede ser expresada por la relación entre el gasto de Q_k de la trayectoria y el gasto total Q de la red (Awumah *et al.* 1990). De este modo, las N_p vías de flujo constituyen un conjunto de eventos mutuamente excluyentes y totalmente exhaustivos, para lo que la función de entropía puede ser escrita como (Tanyimboh and Templeman, 1993):

$$S = -\sum_{k=1}^N P_k \ln P_k \quad 2.5.7$$

En este estudio, el cálculo de S se ha llevado a cabo haciendo uso de la expresión equivalente recursiva propuesta por Tanyimboh y Templeman (1993):

$$S = \sum_{i=1}^{N_d} S_i = \sum_{i=1}^{N_i} \sum_{l=l}^{N_i} [-P_{il} \ln P_{il} + P_{il} S_l] \quad 2.5.8$$

En la ecuación (2.5.8) la primera suma se extiende a todos los nodos N_d con demanda no nula y la segunda suma se refiere a los nodos N_i desde los cuales el flujo alcanza al i -ésimo nodo, mientras que la probabilidad P_{il} está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{il} = q_{il} / Q_i^{tot} \quad 2.5.9$$

donde q_{il} es el gasto entre el i -ésimo nodo y el l -ésimo nodo y Q_i^{tot} es el gasto total que llega al i -ésimo nodo.

Índices de presión. Este tipo de índices se utiliza tradicionalmente para medir el nivel de servicio de un sistema de agua. Se definieron los siguientes índices: presión media en los nodos de la red h_{media} , presión mínima y máxima en los nodos de la red h_{min} y h_{max} , y la desviación estándar h_{sd} . Además, los siguientes índices fueron calculados:

Excedente de la presión media (EPM):

$$EPM = \frac{\sum_{i=l}^n h_{S,i} Q_i}{\sum_{i=l}^n Q_i}, \text{ en el cual } \begin{cases} h_{S,i} = 0 & \forall i: h_i \leq h_i^* \\ h_{S,i} = h_i - h^* & \forall i: h_i > h_i^* \end{cases} \quad 2.5.10$$

Un valor alto de EPM denota un exceso de presión en la red.

Déficit medio de la presión (DMP):

$$DPM = \frac{\sum_{i=l}^n h_{D,i} Q_i}{\sum_{i=l}^n Q_i}, \text{ en el cual } \begin{cases} h_{D,i} = 0 & \forall i: h_i \geq h_i^* \\ h_{D,i} = h_i - h^* & \forall i: h_i < h_i^* \end{cases} \quad 2.5.11$$

El DMP mide la disminución de la presión en comparación con la presión de diseño; valores más altos denotan peores condiciones de trabajo.

Cuadrado de la desviación media de la presión de diseño (CDMP):

$$CDMP = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (h_i - h_i^*)^2}{n}} \quad 2.5.12$$

El CDMP muestra la tendencia de las presiones en los nodos de alejarse de la presión de diseño. Un valor bajo de CDMP representa una ligera alteración de la presión, mientras que un valor alto indica que la SF o cualquier otra acción en la red tiene una gran influencia sobre la RAO.

Índices de protección contra incendios (IPI). Se llevaron a cabo simulaciones en condiciones de incendio suponiendo que la demanda contra incendio fue proporcionada en el nodo con el nivel mínimo de presión y que en todos los demás nodos la demanda era igual al 75 % de la demanda media en el día de máximo consumo. El gasto contra incendio para Parete se evaluó siguiendo las sugerencias de Milano (1995), mientras que para Matamoros se siguieron las sugerencias dadas por Tzatchkov (2007). Se compararon de esta manera diferentes casos de simulación: en el caso de RAO se eligió el nodo de presión más baja de toda la red, y para la SF se eligió el peor de los casos para cada sector. Con el fin de comparar estos casos se definió un índice específico basado en el número de nodos con presión inferior a la presión requerida en el nodo hidrante (h_{PI}):

$$IPI = \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{en el cual ; } \begin{cases} x_i = 0 & \forall i: h_i \geq h_{PI} \\ x_i = 1 & \forall i: h_i < h_{PI} \end{cases} \quad 2.5.13$$

Índice de la calidad del agua. Para la estimación de la alteración de la calidad del agua debido a la sectorización se calculó el cambio en la edad del agua. La edad del agua es el tiempo empleado por una partícula del agua en la red por lo que proporciona una simple e indirecta medida de la calidad global del agua potable suministrada (Rossman, 2000). El análisis se llevó a cabo durante un día completo, calculando con ayuda del programa EPANET (Rossman, 2000) la edad media AGE_{mean} , la edad máxima AGE_{max} y su desviación estándar AGE_{sd} en los nodos de la red.

Índices de redundancia mecánica. El análisis de la redundancia de la red se realizó con un enfoque determinista al simular todas las posibles combinaciones correspondientes a una ruptura de un solo tubo, calculando con análisis basado en presiones los siguientes índices (Cheung *et al.*, 2005):

Índice del déficit medio de la demanda (IDD_{mean})

$$IDD_{mean} = \sum_{j=1}^m \frac{QNS_j}{m} \quad 2.5.14$$

Índice del déficit mínimo de la demanda (IDD_{\min})

$$IDD_{\min} = \min(QNS_j) \quad 2.5.15$$

Índice del déficit máximo de la demanda (IDD_{\max})

$$IDD_{\max} = \max(QNS_j) \quad 2.5.16$$

Índice de la desviación estándar del déficit de la demanda (IDD_{sd})

$$IDD_{sd} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^m (QNS_j - IDD_{mean})^2}{m - 1}} \quad 2.5.17$$

En el cual

$$QNS_j = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{R,i} - Q_{a,i})}{\sum_{i=1}^n Q_{R,i}} \quad 2.5.18$$

donde QNS_j es el flujo total que no se suministra cuando la j -ésima tubería es cerrada, $Q_{a,i}$ es el flujo efectivo o real suministrado y $Q_{R,i}$ es la demanda de agua en el nodo i -ésimo.

2.5.3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La metodología se probó en dos sistemas reales de abastecimiento de agua: Parete (una pequeña red en Italia) (Di Nardo and Di Natale, 2011b) y Matamoros (una red grande en México) (Tzatchkov *et al.* 2006b). Parete, con 10,800 habitantes, está situada en una zona densamente poblada del sur de la provincia de Caserta (Italia). El tipo de consumo de agua en Parete es exclusivamente residencial, con casas construidas de 3 o 4 pisos en los años de 1970 y 1980, y la red es suministrada por dos fuentes de abastecimiento.

La ciudad de Matamoros se encuentra en la parte noroeste del estado de Tamaulipas, 23 kilómetros aguas arriba de donde desemboca el Río Bravo en el Golfo de México. El número de tomas en la red de distribución de la ciudad es de aproximadamente 120,000. El agua es tomada en dos puntos y se cuenta con 4 plantas potabilizadoras. El servicio de agua proporcionado a los usuarios supuestamente es continuo (24/7), en el sentido de que no hay válvulas en la red de distribución que se abren y se cierran durante el día. La presión del agua es una parte importante de la ciudad, sin embargo es tan baja durante algunas horas del día, que no reciben agua en estas horas y su suministro en realidad es intermitente. Las principales características hidráulicas de las dos redes se muestran en la Tabla 2.5.1.

Tabla 2.5.1 Características hidráulicas de las dos redes.

Características de la red	Red Hidráulica	
	Parete	Matamoros
Número de nodos, n	182	1283
Número de tuberías, m	282	1651
Número de fuentes, r	2	9
Carga hidráulica de la fuente [m]	110.0	29.0; 31.46; 26.99; 28.14; 36.06; 36.26; 26.12; 30.64; 30.73
Longitud total de tuberías, L_{TOT} [km]	32.7	376.6
Elevación mínima del terreno, z_{MIN} [m]	53.1	5.33
Elevación máxima del terreno z_{MAX} [m]	78.6	12.9
Material de tuberías	fierro fundido	PVC and AC
Diámetro de tuberías [mm]	60; 80; 100; 110; 125; 150; 200	76; 95; 152; 190; 238; 300; 338; 380; 428; 476; 508; 600; 762; 914
Demanda Pico, Q [m ³ /s]	0.110	0.987
Presión de diseño, h^* [m]	25	12
Gasto contra incendios, [l/s]	20	45.4
h_{p_i} [m]	10	5

Las dos SFs, obtenidas con la técnica propuesta por Di Nardo *et al.* (2013), se ilustran en la Figura 2.5.1 en la que cada i-DH es representado por líneas discontinuas. Los IRs calculados se presentan en las Tabla 2.5.2 a Tabla 2.5.10. Ambas redes presentan un bajo índice de resiliencia I_r , que disminuyó ligeramente después de la sectorización, como se muestra en la Tabla 2.5.2 (8.26% para la red de Parete y 2.28% para la red de Matamoros). La entropía S disminuyó después de la sectorización para la red de Matamoros, debido al cierre de tuberías, pero aumentó para la red de Parete, probablemente debido a una mejor distribución del flujo después de sectorizar, aunque se requiere de trabajo futuro para explicar dicho aumento. La presión del agua cambió de forma imperceptible en ambas redes después de la sectorización, como se muestra en las Tabla 2.5.3 a Tabla 2.5.6. La presión del agua en tres i-DHs de la red de Matamoros es inferior a la presión de diseño (12 metros de carga), antes y después de la sectorización, lo que refleja la situación real en esa ciudad donde son necesarias acciones adicionales para alcanzar la presión de diseño. Los índices de protección contra incendio en las Tabla 2.5.7 y Tabla 2.5.8 muestran algunos valores de presión negativa. Dado que se utilizó un análisis basado en demanda, en realidad esto significa que el agua no puede llegar a algunos nodos de la red durante las condiciones de incendio, con IPI=1 para la RAO y IPI=2 en uno de los i-DHs. La red de Matamoros es claramente insuficiente para la lucha contra incendios, tanto para la RAO como para la SF, lo que refleja la situación de que en México las redes de distribución de agua normalmente no se diseñan para enfrentar incendios.

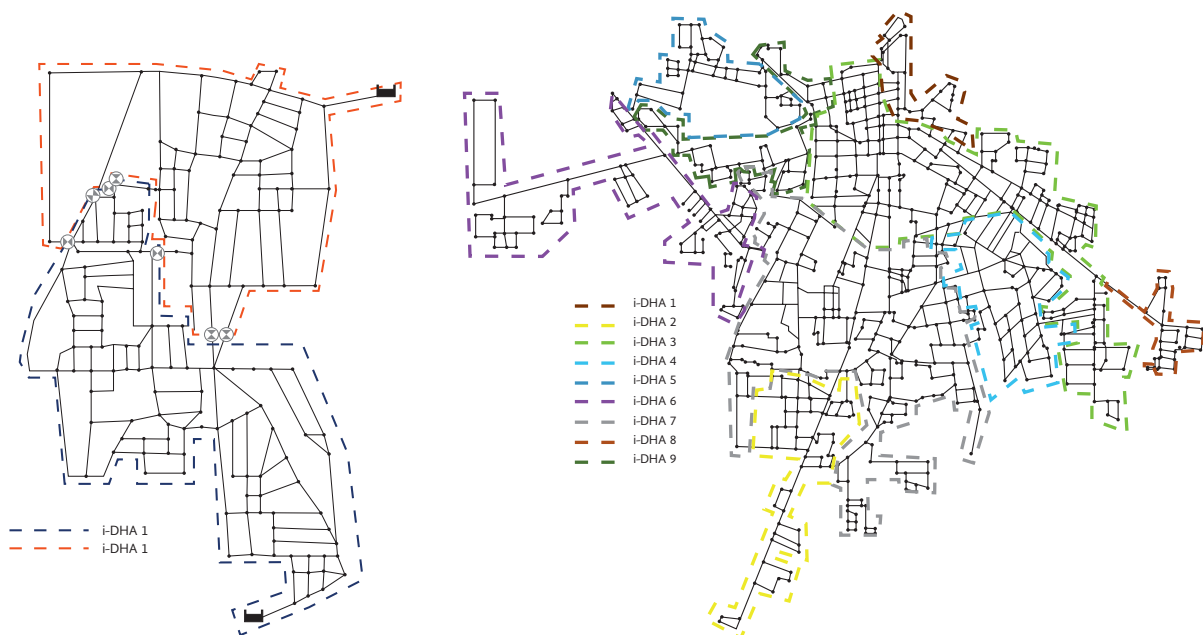


Figura 2.5.1 Redes sectorizadas de Parete y Matamoros obtenidas con técnicas propuestas por Di Nardo et al. (2013).

Tabla 2.5.2 Índices energéticos y entropía para las dos redes.

	RAO			SF				
	I_r	I_{rn}	S	I_r	I_{rd}	I_{rn}	I_{rnd}	S
Parete	0.351	0.318	5.771	0.322	8.262	0.290	8.805	6.327
Matamoros	0.439	0.390	10.125	0.429	2.278	0.383	1.795	8.568

Tabla 2.5.3 Índices de presión para la red de Parete.

	h_{media} [m]	h_{min} [m]	$h_{máx}$ [m]	h_{sd} [m]	EPM	DMP	CDMP
RAO	31.05	21.36	50.47	5.66	8.43	0.07	8.27
SF	31.33	23.74	49.77	4.10	7.67	0.00	7.53

Tabla 2.5.4 Índices de presión para cada i-DH en la red de Parete.

	Nodes	RAO							SF						
		h_{mean} [m]	h_{min} [m]	h_{max} [m]	h_{sd} [m]	EPM	DMP	CDMP	h_{mean} [m]	h_{min} [m]	h_{max} [m]	h_{sd} [m]	EPM	DMP	CDMP
i-DH1	116	27.64	21.36	32.92	2.90	3.81	0.15	4.18	29.74	23.74	34.31	2.65	5.73	0.01	4.58
i-DH2	66	37.04	30.60	50.47	4.14	12.16	0.00	6.21	34.11	26.99	49.77	4.69	9.24	0.00	2.65

Tabla 2.5.5 Índice de presión para la red de Matamoros.

	h_{media} [m]	h_{min} [m]	$h_{máx}$ [m]	h_{sd} [m]	EPM	DMP	CDMP
RAO	17.46	2.93	31.34	3.62	5.18	0.60	6.56
SF	17.16	3.04	31.39	4.61	4.81	0.83	6.92

Tabla 2.5.6 Índice de Presión para cada i-DH en la red de Matamoros.

	Nodes	RAO							SF						
		h_{mean} [m]	h_{min} [m]	$h_{m\acute{a}x}$ [m]	h_{sd} [m]	EPM	DMP	CDMP	h_{mean} [m]	h_{min} [m]	$h_{m\acute{a}x}$ [m]	h_{sd} [m]	EPM	DMP	CDMP
i-DH1	35	16.94	13.24	28.62	3.43	4.54	0.00	5.67	18.31	14.69	28.72	3.19	5.99	0.00	7.12
i-DH2	84	13.77	2.93	17.79	4.18	2.08	3.62	4.63	13.79	3.04	17.85	4.11	2.06	3.57	4.62
i-DH3	337	19.41	17.22	31.34	2.05	7.17	0.00	8.24	19.64	17.17	31.39	2.25	7.19	0.00	8.49
i-DH4	117	19.51	15.93	28.73	1.46	7.31	0.00	7.55	19.86	15.39	28.85	1.57	7.64	0.00	8.07
i-DH5	72	17.12	11.78	19.02	1.96	4.94	0.00	6.79	16.88	15.24	18.00	0.75	4.84	0.00	5.77
i-DH6	154	11.90	4.96	18.26	3.94	1.25	2.47	5.11	10.52	3.11	18.08	4.39	0.83	3.56	4.45
i-DH7	352	17.51	13.25	23.05	1.63	5.68	0.00	4.58	15.70	9.15	20.32	3.21	3.64	0.19	5.82
i-DH8	55	21.95	18.83	26.80	2.08	9.61	0.00	9.99	26.55	25.58	27.61	0.54	14.52	0.00	14.49
i-DH9	77	18.16	11.11	21.26	2.95	5.14	0.03	5.90	18.89	13.28	21.25	2.16	6.18	0.00	5.69

Tabla 2.5.7 Índice de protección contra incendios para la red de Parete.

	h_{media} [m]	h_{min} [m]	$h_{m\acute{a}x}$ [m]	h_{sd} [m]	EPM	DMP	CDMP	IPI
RAO	42.72	-45.58	54.18	9.40	12.22	29.69	20.05	1
SF-1	42.28	-7.80	55.57	8.76	12.18	13.80	19.36	2
SF-2	42.82	19.20	52.60	5.03	11.34	2.45	18.51	0

Tabla 2.5.8 Índice de protección contra incendios para la red de Matamoros.

	h_{media} [m]	h_{min} [m]	$h_{m\acute{a}x}$ [m]	h_{sd} [m]	EPM	DMP	CDMP	IPI
RAO	17.43	-72.51	31.36	7.74	5.66	6.46	9.45	21
SF-1	18.12	-68.28	31.42	6.00	5.31	5.59	8.57	14
SF-2	17.65	-79.29	31.42	8.91	5.96	7.12	10.55	38
SF-3	18.36	1.50	31.40	3.52	5.64	0.81	7.26	1
SF-4	17.98	-311.45	31.42	13.72	5.83	19.54	14.96	4
SF-5	18.01	-11.97	31.42	5.29	5.78	1.90	8.00	19
SF-6	16.38	-37.28	31.39	6.82	4.53	4.18	8.10	76
SF-7	18.02	2.20	31.42	4.67	5.57	1.01	7.62	2
SF-8	18.67	8.72	31.42	3.45	6.22	0.20	7.51	0
SF-9	17.90	-56.11	31.42	7.45	5.82	4.85	9.50	18

Tabla 2.5.9 Índice de la Calidad del Agua de las dos redes.

	Edad _{media} [h]	Edad _{máx} [h]	Edad _{sd} [h]
RAO Parete	2.40	24.00	2.01
SF Parete	2.39	24.00	2.13
RAO Matamoros	5.41	24.00	3.78
SF Matamoros	6.59	24.00	4.70

La edad máxima del agua en la Tabla 2.5.9 de las redes de distribución, originales y sectorizadas, calculada por EPANET, es siempre igual a 24 horas, la duración del análisis, mostrando que no es relevante como un índice de rendimiento en este caso, pero puede ser útil si la simulación se ejecuta durante periodos más largos de análisis. Los otros dos índices de calidad del agua muestran que la SF no influye en forma significativa sobre la edad del agua dado que sus valores son muy similares, y en algunos casos incluso mejores que los de la RAO. Finalmente, los índices de redundancia mecánica mostrados en la Tabla 2.5.10 muestran un cierto empeoramiento de la redundancia después de la sectorización para ambas redes, como se esperaba, pero el déficit de demanda resultante para la SF es sólo ligeramente mayor que el de la RAO.

Tabla 2.5.10 Índice de Redundancia Mecánica de las dos redes.

	IDD _{media} [%]	IDD _{máx} [%]	IDD _{min} [%]	IDD _{sd} [%]
RAO Parete	0.69	28.38	0.09	3.32
SF Parete	1.10	55.38	0.00	5.92
RAO Matamoros	1.69	14.20	1.45	0.90
SF Matamoros	2.49	29.33	2.09	1.81

Todos los índices de rendimiento propuestos permiten comparar y comprender el comportamiento de las redes después de una SF, el análisis mostró que la metodología utilizada para la sectorización de la red es muy eficaz dado que todos los índices indican que la alteración del rendimiento hidráulico y de la calidad del agua es compatible con el nivel de servicio para los usuarios. También se demostró con los índices de protección contra incendios que las dos redes no son aptas para hacer frente a esta situación de emergencia, en el diseño original y en el sectorizado y que el análisis basado en la presión es un enfoque más eficaz para las simulaciones.

2.5.4 CONCLUSIONES

El particionamiento (sectorización) de las redes de distribución de agua es ampliamente utilizado, pero no se tienen desarrollados índices de rendimiento específicos para comparar diferentes posibles sectorizaciones sobre una base racional. En este documento se propone un panel de índices de rendimiento para la sectorización; relacionados con la potencia disipada en la red, la variación de la presión, la capacidad de combate de incendios, la edad del agua, y la redundancia mecánica. La metodología fue probada en dos sistemas reales de suministro de agua: Parete (una pequeña red en Italia) y Matamoros (una red grande en México). Entre los índices propuestos, el índice de resiliencia parece ser el más eficaz, ya que representa mejor el comportamiento energético de toda la red, mientras que los índices de presión expresan mejor el comportamiento de los distritos individuales. El índice de entropía mostró resultados no homogéneos para las dos redes, y ciertamente requiere de más análisis en trabajo futuro, mientras que los índices mecánicos parecen ser útiles, pero deben ser investigadas otras condiciones de operación para entender mejor su eficacia. Por


último, aun cuando la elección de los índices particulares depende del objetivo del análisis de rendimiento, este estudio mostró que es posible una comparación entre RAO y SF con enfoque cuantitativo, aunque se necesitan más estudios para evaluar mejor algunos de los índices de rendimiento.

REFERENCIAS

- Awumah K., Goulter I. and Bhatt S.K. 1990 Assessment of reliability in water distribution networks using entropy-based measures, *Stoch. Hydrol. Hydraul.*, 4(4): 325-336.
- Cheung, P., Zyl, J. V. and Reis, L. 2005 Extension of EPANET for pressure driven demand modeling in water distribution system, *Proceedings of CCWI2005 - Water Management for the 21st Century. Exeter, UK*, 215–226.
- Di Nardo, A., Di Natale, M. 2010 A design support methodology for district metering of water supply networks, *Proceedings of the 12th International Conference on Water Distribution Systems Analysis*, 12-15 September 2010, Tucson, Arizona, ASCE.
- Di Nardo, A. and Di Natale, M. 2011 A heuristic design support methodology based on graph theory for district metering of water supply networks, *Engineering Optimization*, 43(2), 193-211.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Guida, M. and Musmarra, D. 2011a Water supply network protection from malicious attacks by sectorization, *Proceedings of VI EWRA International Symposium, 29 June-2 July 2011, Catania (IT); QUADERNI CSEI*, III(6).
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G.F., Tzatchkov, V.G. and Alcocer Yamanaka, V.H. 2011b Water supply system sectorization based on graph theory and energy performance indices, *Proceedings of International Conference on Drinking Water Safety, Security and Sustainability, October 9-11, 2011, Hangzhou, China*.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G.F., Tzatchkov, V.G. and Alcocer Yamanaka, V.H. 2013 Water Network Sectorization based on genetic algorithm and minimum dissipated power paths, *Journal of Water Science and Technology: Water Supply*, (in press).
- Grayman, W.M., Murray, R. and Savic, D.A. 2009 Effects of redesign of water systems for security and water quality actors, *Proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress. Kansas City, MO*.
- Milano, V. 1995 *Acquedotti Guida alla progettazione*, Hoepli, Milano.
- Prasad, T. D., and Park, N. S. 2004 Multiobjective genetic algorithms for design of water distribution networks, *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 130(1), 73–82.
- Rossman, L.A. 2000 *EPANET 2 User's manual*, Cincinnati (OH): US EPA.
- Shannon, C.E. 1948 A mathematical theory of communication, *Bell Syst. Tech. J.*, 27(3): 379-428.
- Tanyimboh, T.T. and Templeman, A.B. 1993 Calculating maximum entropy flows in networks. *J. Oper. Res. Soc.*, 44(4), 383-393.
- Todini, E. 2000 Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach, *Urban Water*, 2, 115-122.

- Tzatchkov, V.G., Alcocer-Yamanaka, V.H. and Ortiz, V.B. 2006a Graph theory based algorithms for water distribution network sectorization projects, *Proceedings of 8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium, Cincinnati, USA*.
- Tzatchkov, V.G., Alcocer-Yamanaka V.H. and Rodriguez-Varela, J.M. 2006b Water Distribution Network Sectorization Projects in Mexican Cities along the Border with USA, *Proceedings of the 3rd International Symposium on Transboundary Water Management, Ciudad Real, Spain*, 1-13.
- Tzatchkov, V.G. 2007 Datos básicos, 3-ra edición, Manuales de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Comisión Nacional del Agua, Mexico.
- WIR (Water Industry Research) Ltd. 1999 *A Manual of DMA Practice*, London.
- Wrc/WSA/WCA Engineering and Operations Committee 1994 *Managing leakage: UK water industry managing leakage. Report A-J*. London: WRC/WSA/WCA.

III
MODELACIÓN
DE LA DEMANDA
ESTOCÁSTICA DE AGUA
POTABLE



Dado que los instantes en que los usuarios usan el agua en un domicilio no pueden ser conocidos con exactitud a nivel domicilio, o grupo de domicilios, el consumo de agua potable a nivel doméstico tiene carácter estocástico, un tema en que investigadores del IMTA también han trabajado, uniéndose a los líderes mundiales en la materia con que han realizado desarrollos y publicaciones conjuntas. A pesar de ser evidente que el consumo de agua potable es un proceso estocástico, este hecho generalmente no ha sido considerado en los modelos actuales de las redes de agua potable a nivel internacional, que manejan patrones de demanda determinísticos. El Prof. Steven G. Buchberger de la Universidad de Cincinnati en los Estados Unidos de Norteamérica ha sido el pionero en el tema al publicar en 1995 que la demanda de agua potable puede ser modelada como proceso estocástico de Poisson de pulsos de demanda caracterizados con su intensidad, duración y frecuencia. Investigadores del IMTA contactaron con Prof. Steven G. Buchberger desde el año 2001, generándose las siguientes publicaciones, presentadas en una Conferencia Internacional sobre Gestión de los Recursos Hídricos (Water Resources Management) y en el Congreso Mundial de Agua y Medio Ambiente 2003 en Philadelphia, Estados Unidos de Norteamérica:

V. G. Tzatchkov, A.A. Aldama, F.I. Arreguín, S.G Buchberger, Y.-H. Lee, "Advection-dispersion transport in water distribution networks with intermittent flow", *Water Resources Management*, Editors: C.A. Brebbia, P. Anagnostopoulos, K. Katsifarakis, A.H-D. Cheng, WIT Press, ISBN: 1-85312-880-5, 2001, p. 217-226

S. G. Buchberger, Z. Li, and V.G. Tzatchkov, "Hydraulic Behavior of Pipe Networks Subject to Random Water Demands", *World Water & Environmental Resources Congress 2003*, Philadelphia, PA, June 23 to 26, 2003.

Posteriormente el IMTA realizó en México un estudio de resolución temporal ultra fina del comportamiento real e instantáneo de la demanda de agua potable doméstica. En tres viviendas de diferente nivel socio económico de Culiacán, Sin., se colocaron micro medidores nuevos equipados con sensor magnético de pulsos y registradores, todos ellos con la capacidad de registrar el consumo en la vivienda cada segundo. Se registró de esta manera el consumo en las viviendas cada segundo durante 101 días (más de 8'700,000 registros por vivienda). El consumo se presenta en pulsos instantáneos de intensidad y duración aleatorias. Se procesaron los datos de la medición para obtener los parámetros estadísticos de esos pulsos, como duración, intensidad y volumen con sus valores promedio, desviación

estándar, coeficiente de variación y otros. El factor de utilización medio (la relación del tiempo en que hubo uso del agua entre el tiempo total de la medición) se obtuvo entre 3 y 5 %. Estos parámetros posteriormente pueden ser usados en el modelo de Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP) de Buchberger and Wu para generar series de consumo para los fines de modelos dinámicos de las redes de agua potable u otros usos. La información obtenida ayuda también en una estimación más precisa de las dotaciones de agua potable, y en general para un mejor entendimiento de los patrones reales del consumo doméstico de agua potable.

Otras aportaciones originales realizadas por los investigadores del IMTA, únicas y por primera vez en el mundo, se relacionan con el análisis espectral del consumo de agua potable y el flujo transitorio en las redes de distribución causado por la demanda estocástica. Las publicaciones correspondientes a estas aportaciones son las siguientes:

Tzatchkov, V., Alcocer, V., Buchberger, S., "Stochastic demand generated unsteady flow in water distribution networks", Proceedings of the 8th Annual Water Distribution System Analysis Symposium, University of Cincinnati, USA, August 27-30, 2006, p. 1-12.

Alcocer, V., Tzatchkov, V. (2008). "Análisis espectral del consumo doméstico de agua". VIII Seminario Ibero-americano sobre Sistemas de Abastecimiento Urbano de Agua", VIII SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua, Lisboa, 2008.

Alcocer, V., Aldama, A., Tzatchkov, V., Espinosa, A. Arreguín, F., "Análisis espectral de registros de consumo doméstico". Ingeniería Hidráulica en México, volumen XXIV, número 4, octubre-diciembre, 2009.

Víctor Alcocer-Yamanaka, V. Tzatchkov and Zheng Y. Wu (2010) "Spectral analysis of instantaneous residential water demand time series", Integrating Water Systems – Boxall & Maksimovic (eds) Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-54851-9, p. 503-508.

Alcocer, V., Aldama, A., Tzatchkov, V., Espinosa, A. Arreguín, F., "Análisis espectral de registros de consumo doméstico". Ingeniería Civil, Núm. 507, Año LXI, julio 2011.

El tercero de estos artículos, publicado en la revista Ingeniería Hidráulica en México, recibió el Premio Nacional de Ingeniería Civil "José A. Cuevas" del mejor artículo técnico de Ingeniería Civil publicado durante el año 2009, por parte del Colegio de Ingenieros Civiles de México.

Se presentan a continuación capítulos representativos de las publicaciones mencionadas, básicamente en su orden cronológico.

MEDICIÓN Y CARACTERIZACIÓN ESTOCÁSTICA DE LA DEMANDA INSTANTANEA DE AGUA POTABLE

Este capítulo está basado en el siguiente artículo publicado:

Tzatchkov, V., Alcocer, Y. V., Arreguín, C. F., Feliciano, D., "Medición y caracterización estocástica de la demanda instantánea de agua potable", Ingeniería Hidráulica en México, volumen XX, Número 1. Enero-marzo, 2005, p. 67-76

Un desarrollo relacionado con resultados relevantes fue presentado y publicado en los Estados Unidos de Norteamérica en el siguiente artículo:

Alcocer, Y. V., Tzatchkov, V., Buchberger, S., Arreguín, C. F., Feliciano, "Stochastic Residential Water Demand Characterization", Proceedings of the World Water & Environmental Resources Congress, ASCE-EWRI, Salt Lake City, UT, June 27-July 1, ISBN 0-7844-0737-1, 2004.

3.1.1 INTRODUCCIÓN

La estimación correcta de la demanda de agua potable representa una condición indispensable para la planeación y diseño de los sistemas de suministro, que en gran medida determina las inversiones necesarias y la calidad del servicio. A pesar de su importancia, en la práctica la demanda de agua potable se estima de manera muy aproximada con base en datos promedios de facturación mensual o mediciones del gasto suministrado en las fuentes y los tanques que abastecen a la red. La demanda real de agua potable en un domicilio se presenta con pulsos instantáneos de consumo, generalmente de poca duración, seguidos por periodos prolongados sin consumo. En la ingeniería del abastecimiento de agua potable actualmente es común utilizar *curvas de variación horaria de la demanda*, como la que se muestra en la Figura 3.1.1. Curvas tabuladas de ese tipo se contienen en los Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de la Comisión Nacional del Agua (CNA 1992), obtenidas para varias poblaciones de México. Obviamente esas curvas están obtenidas por mediciones en tuberías principales, fuentes y tanques, donde el gasto varía paulatinamente. La demanda real de agua potable en un domicilio, definida por las necesidades de agua y hábitos de sus habitantes, tiene un carácter muy diferente, como el mostrado en la Figura 3.1.2.

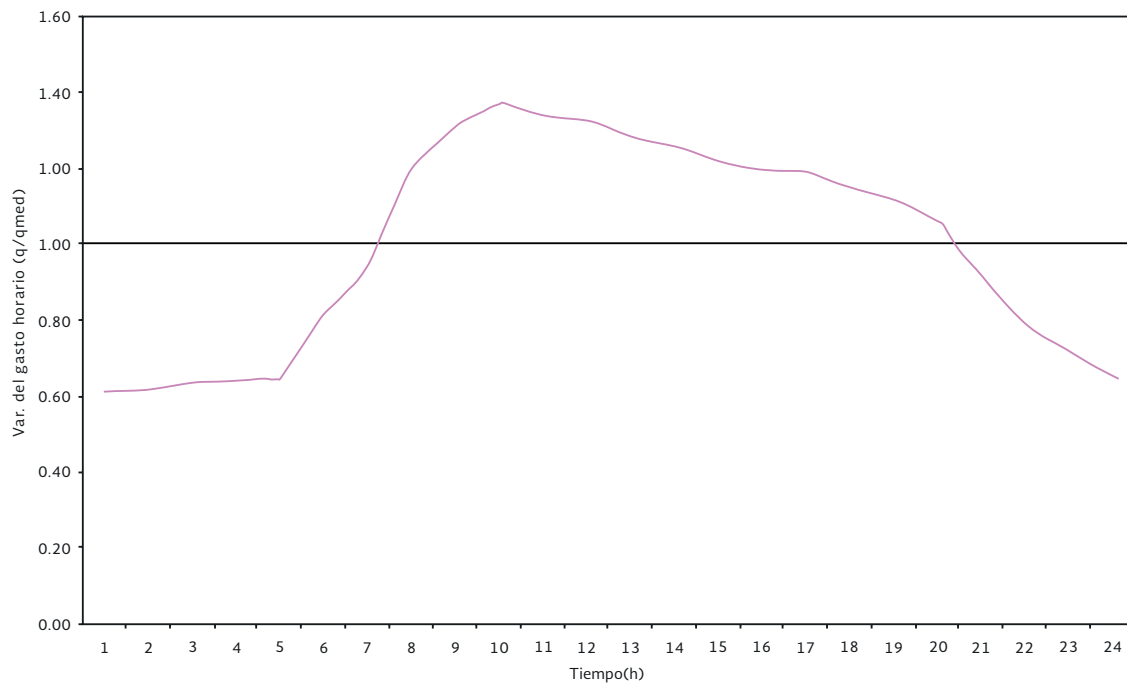


Figura 3.1.1 Curva de la variación horaria de la demanda para diferentes ciudades del país, de acuerdo con el Manual de redes de distribución de la Comisión Nacional del Agua.

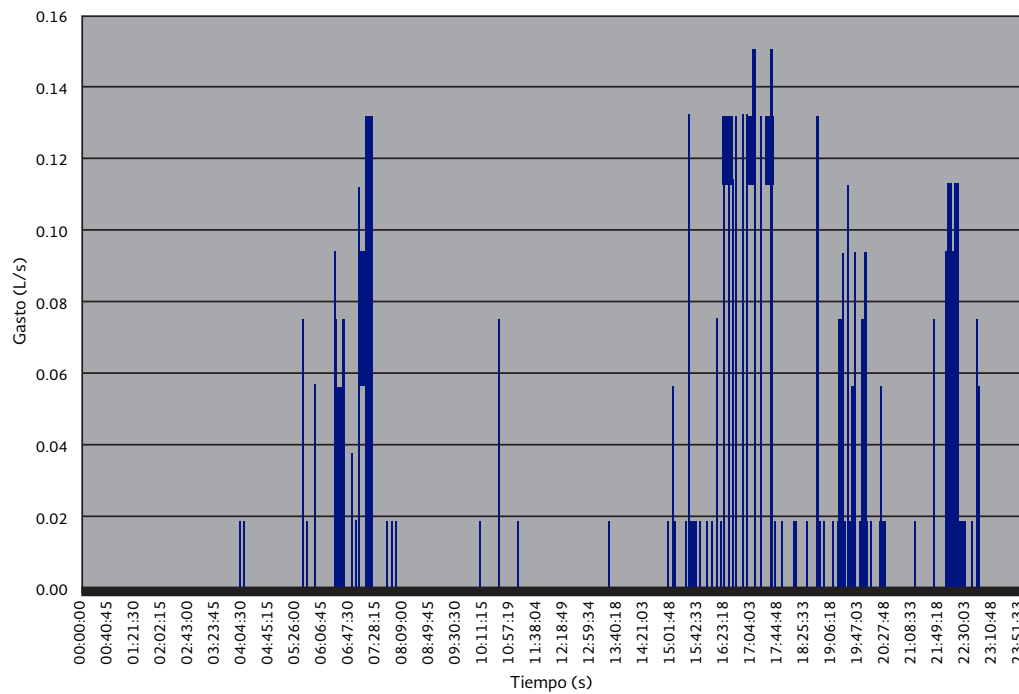


Figura 3.1.2 Variación típica de la demanda domiciliaria en un día

Es necesario considerar la variación temporal de la demanda de agua potable en al menos dos tipos de análisis:

- a) En el análisis del balance de las masas de agua que entran y salen de un tanque, para determinar o revisar el volumen de almacenamiento necesario.
- b) En una simulación (modelación) dinámica del comportamiento hidráulico del sistema de distribución (esta simulación puede incluir en si también el análisis del punto (a) anterior). Existen ahora varios modelos, algunos comerciales (como WaterCAD®) otros de dominio público (como EPANET), que pueden realizar esa simulación dinámica. En cualquiera de ellos se necesita alimentar el modelo con la variación temporal de la demanda en cada nodo.

Una curva de variación de la demanda, como la mostrada en la Figura 3.1.1, daría buenos resultados para el análisis de tipo (a), donde los gastos que entran y salen varían suavemente; pero para la simulación dinámica de la red sería realista solamente para las tuberías principales donde la variación del flujo generalmente es paulatina. En los nodos que se usan para representan el propio consumo, el uso de la curva de demanda mostrada en la Figura 3.1.1 daría resultados incorrectos. Buchberger y Wu (1995), Buchberger y Wells (1996), Buchberger y Lee (1999), y Buchberger and al. (2003) propusieron y validaron un modelo capaz de generar la demanda estocástica doméstica de agua potable, llamado modelo de *Pulsos Rectangulares de Poisson* (en inglés *Poisson Rectangular Pulse model*) abreviado como *modelo PRP*. El modelo PRP asume que la demanda se presenta en pulsos rectangulares (en el plano tiempo-demanda) con duración e intensidad aleatorias, cuyo surgimiento en el tiempo obedece a un proceso de distributivo de Poisson no homogéneo. La aplicación de ese modelo requiere de varios parámetros básicos de la demanda, como la frecuencia de uso del agua por hora del día (u otro intervalo de tiempo), la intensidad y duración promedio de los pulsos, y sus coeficientes de variación. Con el uso de esos parámetros el modelo PRP puede simular la demanda real de agua potable en los domicilios, que luego puede ser usada en modelos dinámicos de la operación de las redes. Tzatchkov *et al.* (2001) y Buchberger *et al.* (2003a) presentan resultados de ese tipo del modelo PRP, con parámetros de demanda obtenidos en los Estados Unidos de Norteamérica, y también analizan la influencia de la demanda estocástica sobre el comportamiento hidráulico de la red y la dispersión del desinfectante.

En este capítulo se reporta una parte de los resultados de un estudio llevado a cabo en México sobre la variación estocástica de la demanda doméstica de agua potable (Alcocer *et al.* 2003). Se instalaron micromedidores con registro electrónico de la demanda en cuatro hogares de diferente nivel socioeconómico, y se registró el consumo de agua potable en esos 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

frecuencia, intensidad y duración de los pulsos de consumo. Aparte de poder ser usados en el modelo PRP para generar series de demanda estocástica para la modelación dinámica de las redes de agua potable, los resultados obtenidos ayudarán a definir de manera certera las dotaciones de agua potable, proporcionan un mayor conocimiento del patrón de uso del agua durante el día y el comportamiento de las fugas dentro del domicilio.

3.1.2 METODOLOGÍA Y PUNTOS DE MEDICIÓN

En cada punto de medición se ocuparon de manera simultánea los siguientes tres dispositivos de medición y registro:

1. Micromedidor de tipo disco nutante termoplástico 5/8", marca BadgerMeter
2. Sensor magnético de los pulsos generados por el micromedidor modelo MS200, marca RADCOM technologies®
3. Registrador de los pulsos magnéticos (*data logger* en inglés), marca RADCOM technologies®

La Figura 3.1.3 muestra el arreglo de estos tres dispositivos en uno de los domicilios.

El micromedidor utilizado tiene las siguientes especificaciones:

- | | |
|-------------------------------|---|
| 1. Rango de operación típico: | ½- 25 GPM (1.90 a 95 L/min) (100% ± 1.5%) |
| 2. Gasto mínimo: | ¼ GPM (1.0 L/min) |
| 3. Gasto máximo: | 15 GPM (57 L/min) |
| 4. Pérdida de presión: | 3.5 PSI a 15 GPM (0.24 bar a 57 L/min) |



Figura 3.1.3. Arreglo de medición usado, compuesto de micromedidor, sensor magnético de pulsos y registrador.

Cada lectura de micromedidor consiste en cierto número de pulsos o unidades, y las lecturas se obtienen y contabilizan cada segundo. Un solo pulso 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 3 y 4 unidades con una mayor frecuencia de 3 unidades. 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 unidades.

El registrador tiene la capacidad de almacenar más de 250,000 datos (3 días con un intervalo de un segundo), consistentes en fecha, hora y número de pulsos. Los datos almacenados pueden ser vaciados en una computadora, empleando el software Radlog® 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 periodicidad establecida de 3 días personal de la Junta de Agua Potable de la ciudad llegaba a los puntos de medición para vaciar los datos almacenados a la computadora portátil, y configurar un nuevo ciclo de medición.

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 3.1.1 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 Figura 3.1.3. 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 tinaco.

Tabla 3.1.1 Datos de los domicilios donde se midió

Punto	Ubicación	Nivel socioeconómico	Habitantes
P ₁	Nevada de Toluca, Col. Pradera Dorada	Alto	2 adultos
P ₂	De la Virtud entre Voluntad y Temple, Fracc. Horizontes	Medio	5 (2 adultos + 3 menores)
P ₃	Avenida Internacional entre Chile y Brasil, colonia Humaya	Bajo	3 (2 adultos + 1 menores)

Calibración de los equipos de medición y registro

Dado que el equipo registra solamente unidades (pulsos), expresadas en números enteros, para obtener el gasto medido fue necesario obtener a qué gasto corresponde una unidad,

en otras palabras calibrar el equipo. Lo anterior se realiza con el siguiente procedimiento volumétrico:

- Se utiliza un recipiente de volumen conocido.
- 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).
- Durante el llenado del recipiente de forma simultánea se revisa que el medidor señale el volumen empleado durante la actividad.
- 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:

$$F = \frac{V_c}{V_{data}} \quad 3.1.1$$

donde:

F = factor de conversión de un pulso a gasto medido

V_c = volumen del recipiente

V_{data} = total de unidades registradas

La Figura 3.1.4 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 unidades registradas fue de 1064, por lo que el factor de corrección es igual a $20/1064 = 0.01879$ L/s por cada unidad marcada por el equipo. El gasto que fluyó a través del medidor fue de $20/148 = 0.1351$ L/s, correspondiente a 7.19 unidades. Dado que el equipo solo registra números enteros, las lecturas oscilaron entre 7 y 8 unidades con una predominancia de las 7 unidades.

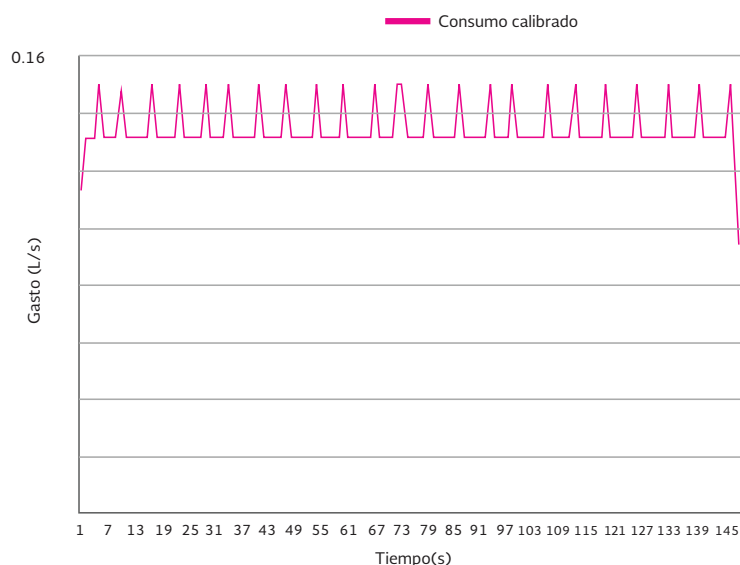


Figura 3.1.4 Lecturas en la calibración del equipo

Para el domicilio P_1 se obtuvo un factor $F=0.019588639$, para el domicilio P_2 se obtuvo $F = 0.018165304$, y para el domicilio P_2' , $F = 0.01879699$. 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.

3.1.3 MEDICIÓN DE LA DEMANDA

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 Figura 3.1.5 muestra el comportamiento típico de los registros para un periodo de 8 horas.

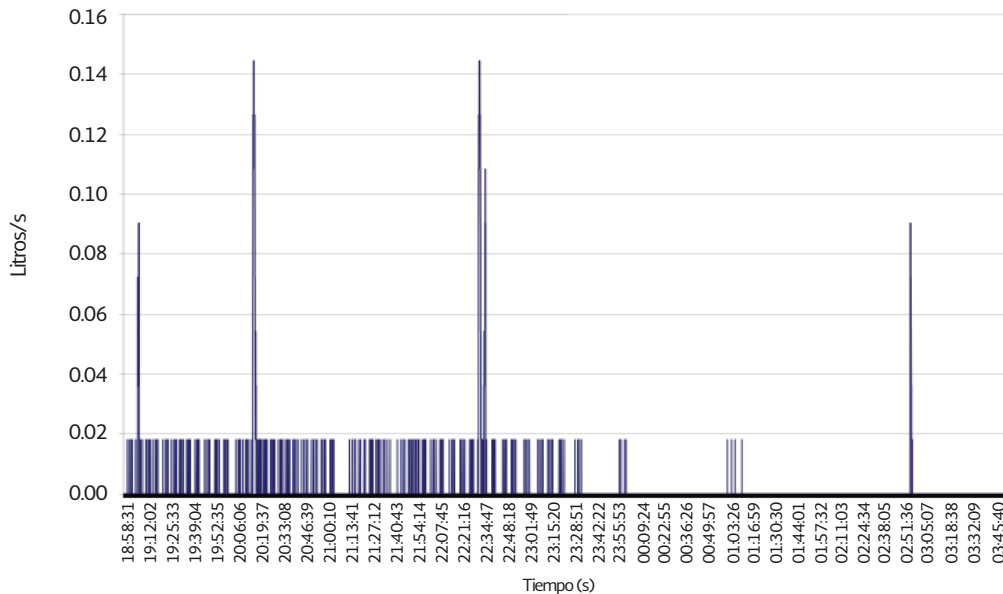


Figura 3.1.5 Variación de la demanda en la casa habitación núm. 2

Se observaron los siguientes patrones en los registros:

- a) Periodos largos con lecturas de cero, interrumpidos por pulsos de consumo de diferente intensidad. Este patrón corresponde a una vivienda donde no hay fugas. La Figura 3.1.6 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.

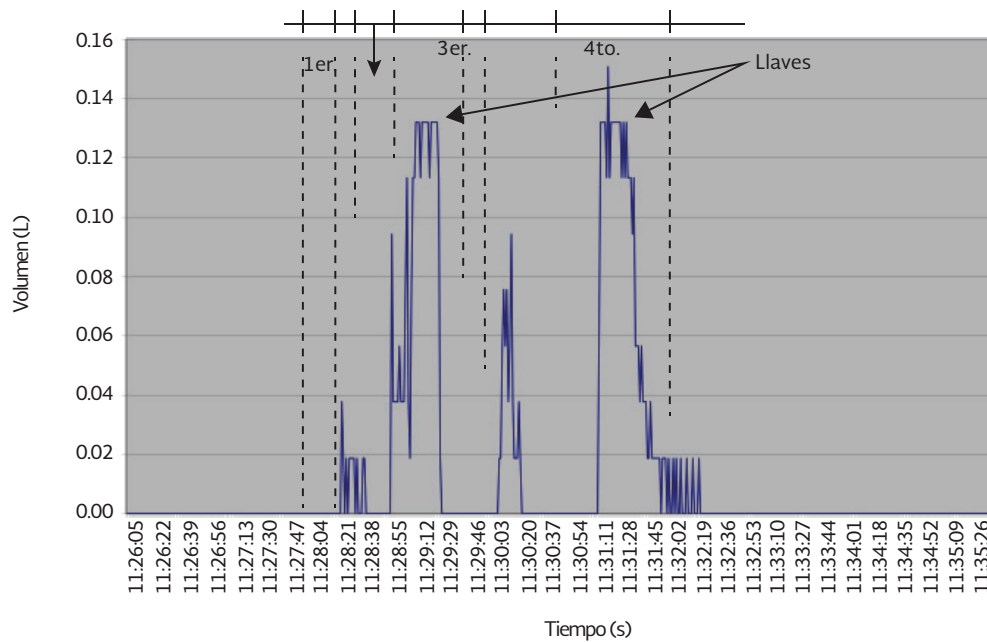


Figura 3.1.6 Comportamiento del consumo en cuatro pulsos de demanda

- b) Lecturas aisladas de una unidad, seguidas por varias lecturas de cero. En la Figura 3.1.5, por ejemplo, se observa ese comportamiento en el intervalo de 01:10:28 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.
- c) Lecturas mantenidas de una unidad, continuas o interrumpidas por intervalos cortos, con eventuales pulsos esporádicos de mayor intensidad. Este patrón de demanda corresponde a una fuga permanente en la vivienda, debida a una llave o válvula que no quedo bien cerrada, o un desperfecto en las tuberías o sus juntas. En la Figura 3.1.7, por ejemplo, se observa este comportamiento registrado en una de las viviendas.

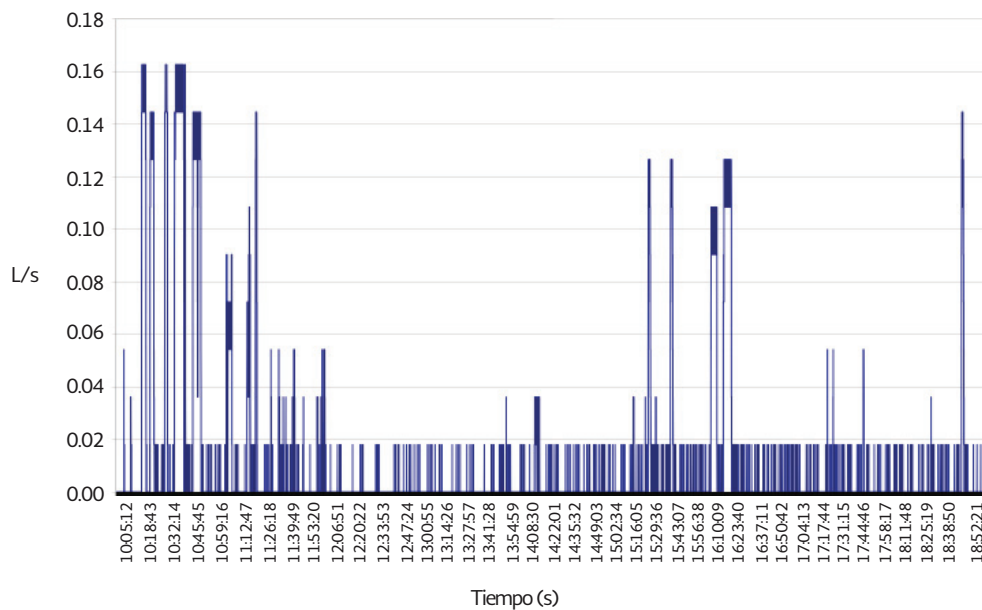


Figura 3.1.7 Variación de consumo en una vivienda con fuga. Fecha 20 agosto de 2003

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 corresponden a un pulso de demanda con duración igual al número de esas lecturas, o a un grupo de pulsos de demanda consecutivos si la intensidad en las lecturas en el grupo varía mucho.

De acuerdo con el comportamiento hidráulico mostrado en la Figura 3.1.6, se definieron los pulsos de demanda y su intensidad de la manera siguiente:

- a) 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 lecturas oscilan entre dos valores consecutivos, como en la Figura 3.1.4, 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 3 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.
- b) 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.
- c) 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.

3.1.4 RESULTADOS

La Tabla 3.1.2 muestra los parámetros de consumo de la serie de pulsos de demanda calculados. Las Tablas 3.1.3 a Tabla 3.1.5 muestran los parámetros estadísticos del volumen, duración e intensidad de los pulsos de demanda, y la Tabla 3.1.6 los parámetros estadísticos de las microfugas.

Tabla 3.1.2 Resultados de consumo obtenidos en los 3 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 ₁	42,241	776	1.83	43,017	414	422
P ₂	29,359	2,651	9.02	32,009	287.8	313.8
P ₃	42,035	543	1.29	42,578	412.1	417.4

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 ₁	138	140.6	5.32	21,780
P ₂	57.6	62.8	3.43	24,639
P ₃	137.4	139.1	4.45	31,524

Tabla 3.1.3 Parámetros estadísticos del volumen de los pulsos de consumo obtenidos en los 3 domicilios para el periodo de medición de 101 días

Domicilio	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación estándar	Coefficiente de variación
	(L)	(L)	(L)	(L)	
P ₁	1.94	0.018	213.6	7.05	49.78
P ₂	1.19	0.018	80.86	4.33	18.72
P ₃	1.33	0.018	123.9	4.42	19.55

Tabla 3.1.4 Parámetros estadísticos de la intensidad de los pulsos de consumo obtenidos en los 3 domicilios para el periodo de medición de 101 días

Domicilio	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación estándar	Coefficiente de variación
	(L/min)	(L/min)	(L/min)	(L/min)	
P ₁	4.40	1.08	18.36	2.56	0.11
P ₂	4.04	1.08	37.44	3.29	0.18
P ₃	5.57	1.08	17.43	3.56	0.21

Tabla 3.1.5 Parámetros estadísticos de la duración de los pulsos de consumo obtenidos en los 3 domicilios para el periodo de medición de 101 días

Domicilio	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación estándar	Coefficiente de variación
	(s)	(s)	(s)	(s)	
P ₁	21.22	1	3,086	74.16	5500
P ₂	12.23	1	1.148	36.27	1316
P ₃	12.38	1	993	33.97	1154

Tabla 3.1.6 Parámetros estadísticos de la intensidad de las microfugas, obtenidos en los 3 domicilios para el periodo de medición de 101 días.

Domicilio	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación estándar	Coficiente de variación
	(L/hora)	(s)	(s)	(s)	(s)
P ₁	7.48	0.002	32.40	10.59	0.031
P ₂	3.95	0.0009	32.40	6.46	0.0116
P ₃	10.8	0.001	32.4	11.25	0.035

3.1.5 CONCLUSIONES

El conocimiento preciso 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 este estudio se concluye que únicamente del 3 al 5 por ciento del total del día se destinan a actividades de consumo de agua. También se contribuye en la propuesta de nuevos estudios sobre la curva de la variación de la demanda, la cual presenta la principal desventaja de incluir implícitamente 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 2%, sin embargo, en la casa habitación dos, se presenta una alta influencia de pulsos provenientes de microfugas del orden de 9.02 por ciento, situación común dentro de las casas habitación del país. También es importante señalar que la magnitud del consumo contrasta considerablemente con los estándares manejados.

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.

REFERENCIAS

- Alcocer, 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.
- Buchberger, S.G. and Wu, L. (1995). "Model for instantaneous residential water demand", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, pp. 232- 245.
- Buchberger, S.G. and Wells, L. (1996). "Intensity, Duration, and Frequency of Residential Water Demands", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE pp. 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, and Schade. T.G. (2003). *Random Demands, Travel Times, and Water Quality in Deadends*, AWWA Research Foundation, 2003.
- Comisión Nacional del Agua (CNA 1992), Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario
- Tzatchkov, V.G., Aldama, A.A., Arreguin, F.I., Buchberger, S.G., and Lee, Y. "Advection-dispersion transport in water distribution networks with intermittent flow", in *Water Resources Management*, WIT Press, Southampton, Boston, 2001, pp. 217-226.

3.2

MODELACIÓN ESTOCÁSTICA DEL CONSUMO DOMÉSTICO DE AGUA POTABLE, EMPLEANDO EL ESQUEMA DE NEYMAN-SCOTT

Este capítulo presenta el siguiente artículo publicado en México:

Alcocer, V., Tzatchkov, V., García, R., Buchberger, S., Arreguín, F., León, T. (2008) "Modelación estocástica del consumo doméstico empleando el esquema de NSRPM". Ingeniería Hidráulica en México, volumen XXIII, número 3, julio-septiembre, 2008.

Otros artículos relacionados con este capítulo son los siguientes:

Alcocer, V., Tzatchkov, V., Buchberger, S. "Instantaneous water demand parameter estimation from coarse meter readings", Proceedings of the 8th Annual Water Distribution System Analysis Symposium, University of Cincinnati, USA, August 27-30, 2006, p. 1-14.

Alcocer, V. y Tzatchkov, V. "Estimación de Parámetros del consumo doméstico de agua potable de lecturas acumuladas", Revista Ingeniería – Investigación y Desarrollo, Volumen X, número 3, julio-septiembre, 2009.

3.2.1 INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas se han realizado avances importantes en la modelación matemática de redes de distribución de agua, sin embargo no es así en cuanto a la modelación del consumo. Existen ahora programas computacionales (software), como EPANET (Rossman, 2000), Scadred (Tzatchkov e Izurieta, 1996) y otros, que permiten introducir la red completa (incluyendo red secundaria) en un ambiente gráfico y modelar su operación en estado permanente (análisis estático) y no permanente (análisis dinámico). Usualmente, para representar los consumos de agua potable de los usuarios para los fines de la modelación dinámica, se emplean curvas de variación horaria (método tradicional). La modelación de las redes con el uso de ese tipo de curvas resulta aceptable para las tuberías principales, donde la variación del caudal conducido es continua, pero es poco realista en las tuberías secundarias que proporcionan el servicio, dado que el consumo real en un domicilio se presenta con pulsos instantáneos, generalmente de poca duración, seguidos de periodos prolongados sin consumo (Figura 3.2.1).

Ante esta situación, para modelar con mayor certeza el comportamiento hidráulico y de calidad del agua dentro de las redes de distribución, incluyendo las tuberías secundarias, surge la necesidad de enfoques más realistas, que incluyan una definición temporal más precisa del consumo doméstico con escalas inferiores a la horaria. En general, resulta útil, y con el enorme potencial de beneficios prácticos, contar con modelos matemáticos capaces de representar con realismo el proceso de la demanda del consumo doméstico de agua y,

a su vez, generar series sintéticas temporales y espacio-temporales de consumos de agua instantáneos.

Con ello se abren las puertas a investigaciones y se posibilita incorporar mejoras en el proceso de análisis del comportamiento de redes, simulación de escenarios futuros en diferentes zonas de las ciudades, proyectos de ampliación y gestión de redes existentes, entre otros. Un ejemplo de lo anterior es el “estancamiento” ($V = 0$) que se presenta con frecuencia dentro de las tuberías en servicio.

3.2.2 TRABAJOS PREVIOS

El reconocimiento de que los consumos se producen aleatoriamente ha motivado a algunos 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 (Buchberger *et al.* 2003).

Un proceso de Poisson es un proceso aleatorio de sucesos independientes, que basa su ocurrencia en una distribución de probabilidades. Además, dicho proceso es estadísticamente no estacionario, debido a que la frecuencia del consumo doméstico de agua a lo largo del día varía considerablemente de unas horas a otras.

Recientemente se han desarrollado modelos de simulación como el PRP, Poisson Rectangular Pulses (Buchberger *et al.* 2003), que permiten generar series de consumos bajo criterios estocásticos. Cada consumo individual de agua se representa como un pulso rectangular con una altura (intensidad) x y un ancho (duración) aleatorios. La generación de las series utiliza los siguientes parámetros básicos: tasa de llegada o frecuencia de los pulsos individuales λ , intensidad promedio de los pulsos μ_x , varianza de esa intensidad $Var(\mu_x)$, duración promedio de los pulsos η 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 sofisticados equipos de medición 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 directamente la evolución del consumo instantáneo, pero es impráctica, dada la enorme cantidad de datos por manejar (del orden de cientos de miles a millones de registros para un solo domicilio, muchos de los cuales son iguales a cero).

Por ello, paralelamente se han desarrollado en los últimos años técnicas orientadas a la estimación indirecta de los parámetros λ , μ_x , $Var(\mu_x)$, η y $Var(\eta)$ de series observadas de la demanda con intervalos de registro más largos, destacando la desagregación espacial y temporal (Alcocer *et al.* 2006; Guercio *et al.* 2001).

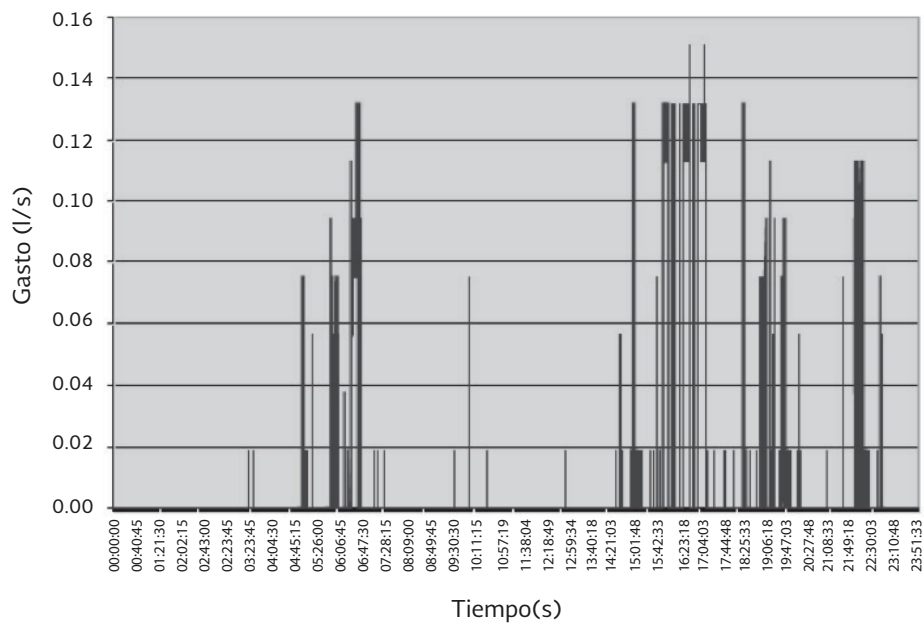


Figura 3.2.1 Variación típica de la demanda de agua potable en un día, medida en un domicilio.

Métodos de esta naturaleza han sido desarrollados para la modelación de la lluvia también (Rodríguez-Iturbe *et al.* 1984). En esas técnicas, la estimación de los parámetros se basa 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 estocástico, 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. 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 de los pulsos, y por el proceso estocástico que se emplea como base para formular los momentos teóricos involucrados (Rodríguez-Iturbe *et al.* 1984). En particular, Nadimpalli y Buchberger (2003) realizaron un análisis para definir la certeza en los valores estimados con cuatro de esas técnicas. Los resultados de su análisis 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, ninguna de las técnicas cumple con la condición de poder trabajar con diferentes escalas de tiempo y simultáneamente obtener resultados favorables en cuanto a la estimación de parámetros, 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.

En este capítulo 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 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 un tipo de proceso estocástico, conocido como proceso o esquema de Neyman-Scott (N-S). El esquema de N-S fue desarrollado en 1958, y aplicado para describir la distribución de las galaxias en el espacio (Neyman y Scott, 1958). La formulación teórica de este método se ha convertido en la representación de algunos fenómenos en el campo de la física, biología y ciencias sociales (Lewis, 1972). Posteriormente, este esquema fue aplicado por Rodríguez-Iturbe y Eagleson (1987), así como por Rodríguez-Iturbe *et al.* (1987) en el campo de la hidrología.

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

3.2.3 FORMULACIÓN MATEMÁTICA DEL MÉTODO PROPUESTO

El comportamiento estocástico de la lluvia ha sido un campo de aplicación de esquemas como NSRPM, sin embargo, en la modelación del consumo doméstico no se ha realizado este tipo de 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 o series de pulsos de consumo doméstico, según sea el caso.

Tabla 3.2.1 Definición de variables del proceso de NSRPM aplicado a lluvia y a consumo de agua potable.

Variable	Tormenta	Consumo de agua potable
$Y(t)$	Intensidad acumulada de la tormenta. Altura de lluvia total de la tormenta en un tiempo t .	Volumen acumulado. La suma del volumen de todos los pulsos en un tiempo t .
$X_u(\tau)$	Intensidad aleatoria de un pulso.	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.	Número de ocurrencias dentro del proceso de Poisson.
μ_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 o lluvia) se presenta simulando un proceso de Poisson con parámetro λ , que representa el número de ocurrencias por unidad de tiempo y donde existe un número aleatorio de celdas (pulsos de demanda) asociadas con cada evento. La unidad dimensional de la tasa de llegada es $1/T$, 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 β . 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 β se expresa dimensionalmente como $1/T$.

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

$$f(u;\beta) = \beta e^{-\beta u} \quad 3.2.1$$

donde:

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

β = 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 pertenezca.

Otra consideración del esquema es que el origen de cada celda o 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 (Figura 3.2.2).

Un argumento adicional del esquema es que la magnitud de la intensidad x y la duración η de los pulsos se gobiernan por una distribución exponencial.

Dimensionalmente, dentro del esquema de N-S, la duración η^{-1} se expresa en unidades T y la intensidad x en V/T, siendo V el volumen acumulado de lluvia o de consumo.

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.* 1996a, 1996b).

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):

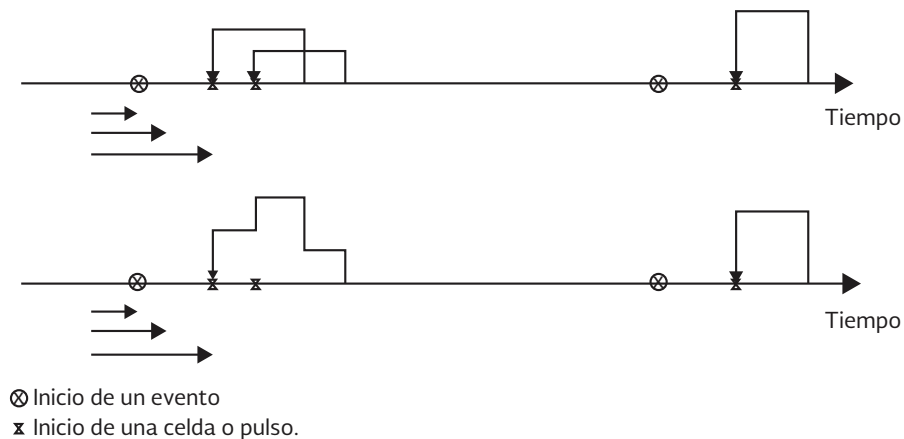


Figura 3.2.2 Representación del esquema de NSRPM (primera parte).

$$Y(t) = \int_{u=0}^{\infty} X_{t-u}(u) dN(t-u) \quad 3.2.2$$

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 λ , la duración promedio por celda y la intensidad promedio de cada celda, teniendo lo siguiente (Rodríguez-Iturbe *et al.* 1987):

$$E\{Y(t)\} = \lambda \mu_c \eta^{-1} \mu_x = \rho \mu_c \mu_x \quad 3.2.3$$

siendo:

$\rho = \lambda/\eta$, parámetro adimensional, que representa el factor de utilización.

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

La covarianza con desplazamiento τ estará dada por:

$$\begin{aligned} C_Y(\tau) &= Cov\{Y(t), Y(t+\tau)\} \\ &= \iint_{00}^{\infty\infty} E\{X_{t-u}(u) X_{t+\tau-v}(v)\} Cov\{dN(t-u), dN(t+\tau-v)\} \end{aligned} \quad 3.2.4$$

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

Como:

$$c(u) = Cov\{dN(t), dN(t+u)\} = \lambda \mu_c \{\delta(u) + h(u) - \lambda \mu_c\} dt du \quad 3.2.5$$

donde δ denota la función de delta Dirac. Por lo que para el proceso de N-S, la función condicional de la intensidad $h(\cdot)$ estará dada por (Rodríguez-Iturbe *et al.* 1987):

$$h(u) = \lambda \mu_c + \mu_c^{-1} E\{C(C-1)\} \int_0^{\infty} \beta e^{-\beta x} e^{-\beta(x+u)} dx \quad 3.2.6$$

De acuerdo con Cox e Isham (1980):

$$c(u) = \lambda \mu_c \left[\delta(u) + \frac{1}{2} \mu_c^{-1} E\{C(C-1)\} \beta e^{-\beta u} \right] \quad 3.2.7$$

donde:

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

También:

$$X_{t-u}(u) = \begin{cases} x & \text{con probabilidad } e^{-\eta u} \\ 0 & \text{con probabilidad } 1 - e^{-\eta} \end{cases} \quad 3.2.8$$

donde X es una variable aleatoria.

Por lo tanto, a partir de la ecuación (3.2.5), y señalando que μ^2

$$C_Y(\tau) = \rho \left\{ \mu_c E(X^2) + \frac{1}{2} \mu_x^2 E(C^2 - C) \beta^2 / (\beta^2 - \eta^2) \right\} e^{-\eta\tau} - \frac{1}{2} \rho \mu_x^2 E(C^2 - C) \times \beta \eta e^{-\beta\tau} / (\beta^2 - \eta^2) \quad 3.2.9$$

Considerando $\tau=0$ en la ecuación (3.2.9), se obtendrá la varianza del volumen del proceso:

$$Var\{Y(t)\} = \rho \mu_c E(X^2) + \frac{1}{2} \rho \mu_x^2 E(C^2 - C) \beta / (\beta + \eta) \quad 3.2.10$$

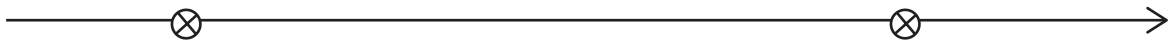
Dicho lo anterior, podremos ahora emplear la función de covarianza $C_Y(\tau)$ expresada en la ecuación (3.2.9) para deducir las propiedades de segundo orden del proceso agregado $Y_i(h)$, donde $Y_i(h)$ representará la intensidad acumulada a través de un intervalo de longitud h . Por lo tanto, el proceso $Y_i(h)$ se define de la forma siguiente (Rodríguez-Iturbe *et al.* 1987; Enthekabi *et al.* 1989):

$$E[Y_i^{(h)}] = \rho \mu_c \mu_x h \quad 3.2.11$$

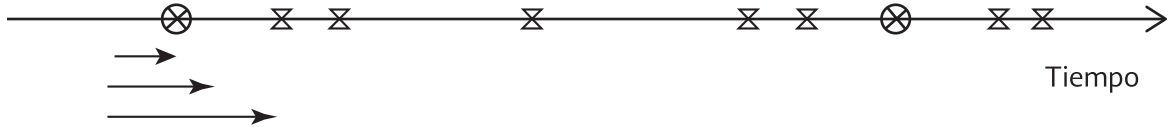
$$Var[Y_i^{(h)}] = \lambda \eta^{-3} (\eta h - 1 + e^{-\eta h}) \left\{ 2 \mu_c E(X^2) + E(C^2 - C) \mu_x^2 \frac{\beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \quad 3.2.12$$

$$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}] = \lambda \eta^{-3} (1 - e^{-\eta h})^2 e^{-\eta(k-1)h} \cdot \left\{ \mu_c E(X^2) + \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C) \mu_x^2 \beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} - \lambda (1 - e^{-\beta h})^2 \cdot e^{-\beta(k-1)h} \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C) \mu_x^2}{\beta(\beta^2 - \eta^2)} \quad k \geq 1 \quad 3.2.13$$

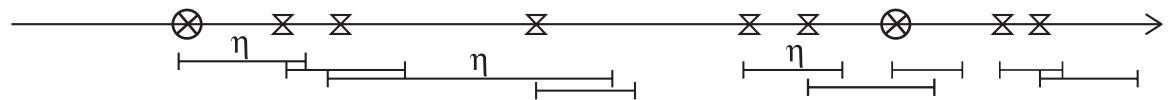
Los orígenes de los eventos ocurren en el tiempo según un proceso de Poisson



Cada evento genera un número aleatorio de celdas o pulsos

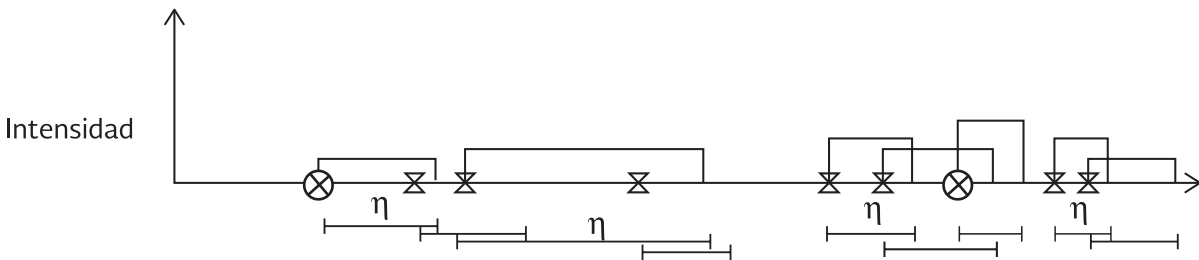


Las celdas tienen una duración distribuida exponencialmente



La intensidad de cada celda/pulso se distribuye exponencialmente

Tiempo



La intensidad del consumo en un instante genérico resulta de la suma de intensidades debidas a los pulsos activos en el momento

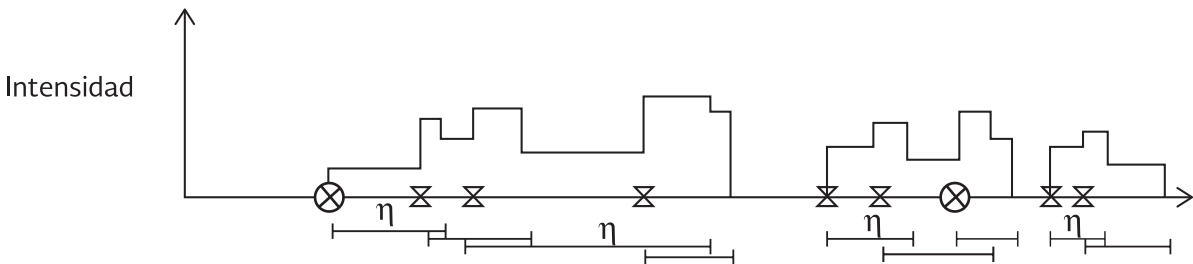


Figura 3.2.3 Esquemización del modelo NSRPM (segunda parte) (Cowpertwait, 1991).

Recordar que:

λ^{-1} representa el tiempo promedio entre dos eventos.

β^{-1} representa el tiempo promedio entre cada pulso individual y el origen del evento.

η^{-1} representa la duración promedio de los pulsos.

μ_x representa la intensidad promedio de los pulsos.

h representa el intervalo agregación/desagregación analizado.

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

$$E(X^2) = 2\mu_x = 2E(X) \quad 3.2.14$$

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

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

Caso del tipo geométrico

$$E(C^2 - C) = 2\mu_c^2 - 2\mu_c \quad 3.2.15$$

Caso del tipo Poisson

$$E(C^2 - C) = \mu_c^2 - 1 \quad 3.2.16$$

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

$$E(C^2 - C) = \mu_c^2 + 2\mu_c \quad 3.2.17$$

En nuestro caso de validación se asume la expresión (3.2.16).

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

$$Z = \left[\left(\frac{F_1(\xi)}{F_1^n} - 1 \right)^2 + \left(\frac{F_2(\xi)}{F_2^n} - 1 \right)^2 + \dots + \left(\frac{F_n(\xi)}{F_n^n} - 1 \right)^2 \right] \quad 3.2.18$$

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 3.2.11, 3.2.12 y 3.2.13), funciones del vector de parámetros, $\zeta(\lambda, \mu_x, \mu_c, \eta, \beta)$. Para este caso de aplicación en consumos domésticos, se consideró $n=3$, que representa la media, varianza y covarianza en la ecuación (3.2.18).

3.2.4 METODOLOGÍA

En la realización del proceso de desagregación se abordan diferentes etapas como el análisis de datos, formulación del modelo propuesto, estimación de parámetros y su validación (Figura 3.2.4).

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.

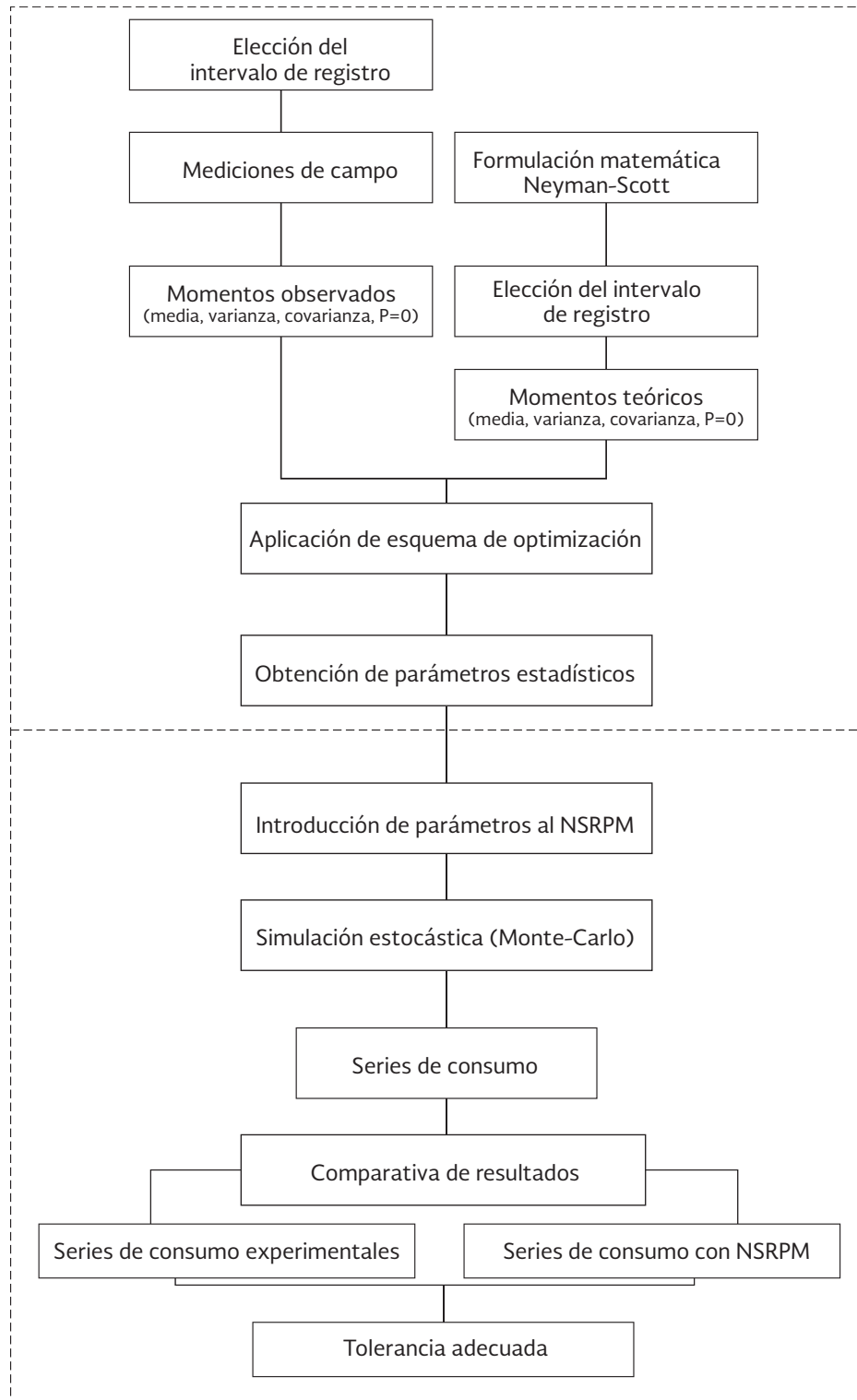


Figura 3.2.4 Metodología utilizada en el desarrollo del trabajo.

Posteriormente estos momentos se introducen dentro de la función objetivo formulada en el esquema de NSRPM (ecuación 3.2.18). En la formulación del esquema de NSRPM 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.

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 NSRPM 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.

Por último, 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 (<http://www.rdmp.org/>).

3.2.5 VALIDACIÓN

El esquema se validó con una base de datos generada como producto de mediciones realizadas en nueve casas habitación de la zona Humaya en Culiacán, Sinaloa, México (Alcocer y Tzatchkov, 2004; Alcocer y Tzatchkov, 2005).

3.2.6 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 NSRPM es estadísticamente estacionario en el tiempo, lo que obliga, por lo tanto, a aplicar el modelo en lapsos 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 distintas probabilidades de eventos entre unas horas y otras.

Por lo anterior se seleccionó una casa habitación de la zona “Humaya”, con domicilio particular en la calle Seres # 2084, con un horario de siete a ocho de la mañana debido a que presenta una actividad elevada en los consumos de las casas monitoreadas (Figura 3.2.6).

Esta misma metodología se aplicó posteriormente a las nueve casas habitación restantes, a fin de realizar un análisis comparativo, considerando el mismo horario, esto es, de siete a ocho 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. En la Tabla 3.2.2 se presentan sus parámetros estadísticos.

3.2.7 APLICACIÓN DEL ESQUEMA DE NSRPM (MOMENTOS TEÓRICOS)

Considerando las expresiones (3.2.11, 3.2.12, 3.2.13 y 3.2.18) para los parámetros teóricos y tomando los valores calculados en la Tabla 3.2.2 para los parámetros observados, se aplica programación matemática no lineal (NLP). Los resultados derivados de la optimización son los que se presentan en la Tabla 3.2.3. Estos resultados reflejan que el tiempo promedio entre la ocurrencia de dos eventos durante las siete y las ocho 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.



Figura 3.2.5 Instalación, programación y almacenamiento de datos en campo.

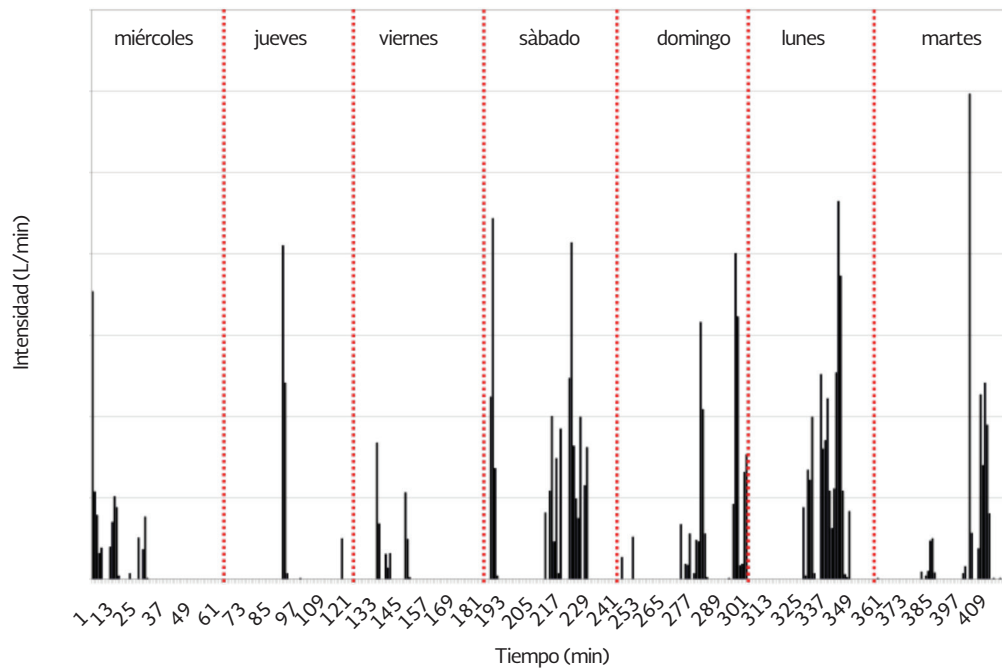


Figura 3.2.6 Variación semanal del consumo en una casa-habitación con domicilio particular calle Seres # 2084, durante las siete y ocho de la mañana.

Tabla 3.2.2 Parámetros estadísticos de la serie observada.

Horario	$E[Y_i^{(h)}](L/min)$	$Var[Y_i^{(h)}](L/min)^2$	$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}]$
7 a 8 a.m.	0.572	2.455	1.230

Tabla 3.2.3 Parámetros teóricos obtenidos a partir del esquema de NSRPM. Horario de 7 a 8 a.m.

λ_1 (min-1)	μ_{c1} (número)	η_1 (min-1)	β_1 (min-1)	μ_{x1} (l/min)
7 a 8 a.m.	0.572	2.455	0.7804	7.935

Generación estocástica del consumo

Los valores de los parámetros obtenidos por el esquema de NSRPM son introducidos dentro del modelo de generación de consumo NSRPM. Dado que el esquema de NSRPM basa la ocurrencia de los eventos siguiendo una distribución de probabilidades de tipo exponencial (Figura 3.2.3), 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.

3.2.8 SIMULACIÓN DE SERIES DE CONSUMO EMPLEANDO EL MODELO NSRPM

Una vez obtenidos los cinco parámetros necesarios (λ , μ_x , μ_c , η y β), 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 (Figura 3.2.6).

Se hicieron 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 Figura 3.2.7 se muestran las series generadas a partir del modelo NSRPM en el horario de siete a ocho horas y se comparan con la serie original. La Tabla 3.2.4 por su parte muestra los parámetros estadísticos obtenidos a partir de las series generadas por el NSRPM.

La comparación entre la Tabla 3.2.2 y Tabla 3.2.4 demuestra que la media y covarianza de la serie original y de las cincuenta series generadas son similares en orden de magnitud.

3.2.9 IMPLICACIONES EN LA MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Actualmente, en los modelos de simulación de redes de distribución de agua comerciales (WATERCAD®, InfoWorks®, etcétera) o de dominio público (EPANET®), las demandas se asignan por medio de valores constantes o por un patrón con la variación horaria durante el día, para el caso de simulaciones con periodos extendidos. Esta situación es poco realista en el nivel de toma domiciliaria, dado que el consumo se expresa mediante pulsos instantáneos de duración corta. En la Figura 3.2.8 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.

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 siete a ocho horas. Una vez aplicado el método de NSRPM, en la Figura 3.2.9 se tiene que la periodicidad (inverso de la tasa de llegada) de cada evento en la muestra seleccionada resultó de $\lambda^{-1}=38.83$ minutos en promedio. Posteriormente se obtiene el número de pulsos μ_c . Para el caso específico de las nueve casas, se obtuvo un promedio en el número de pulsos en el horario de siete a ocho 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 obtienen aproximadamente cinco usos por hora.

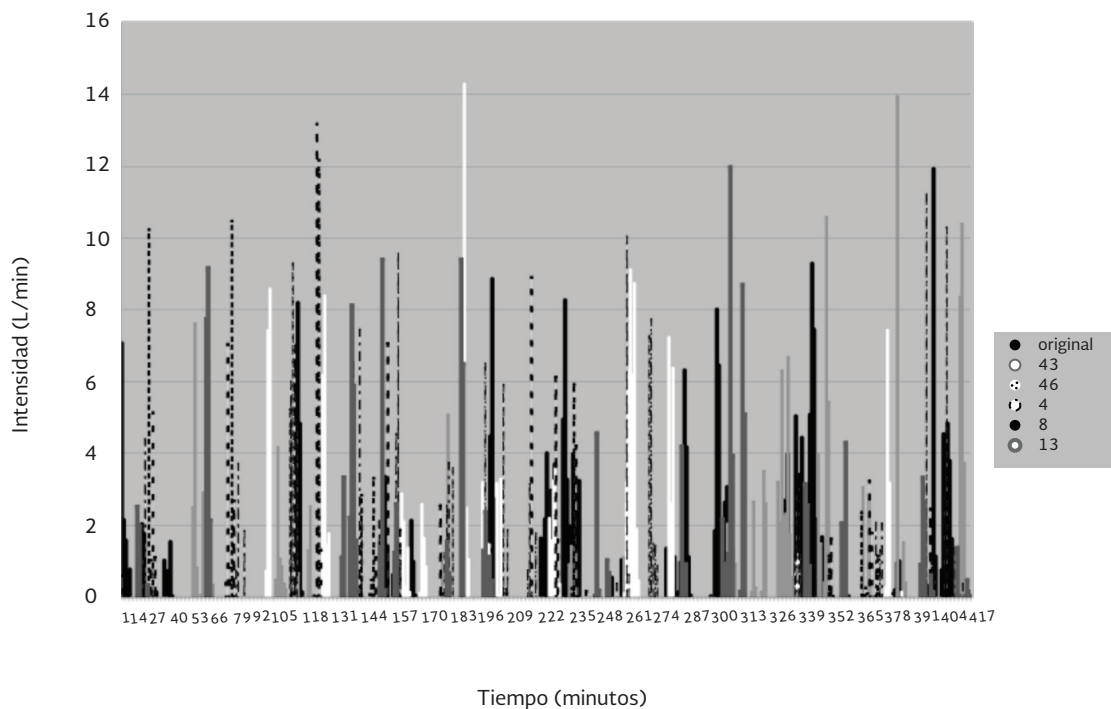


Figura 3.2.7 Comparación de series de consumo generadas con diferentes semillas (horario de siete a ocho horas), empleando el método NSRPM y la serie original medida en campo.

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 (Figura 3.2.10).

Finalmente se tiene la duración η e intensidad μ_x de los pulsos de consumo. La duración promedio de los pulsos resultante en las nueve casas habitación es de 35.32 segundos (Figura 3.2.11). 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 μ_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) (Figura 3.2.12).

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.

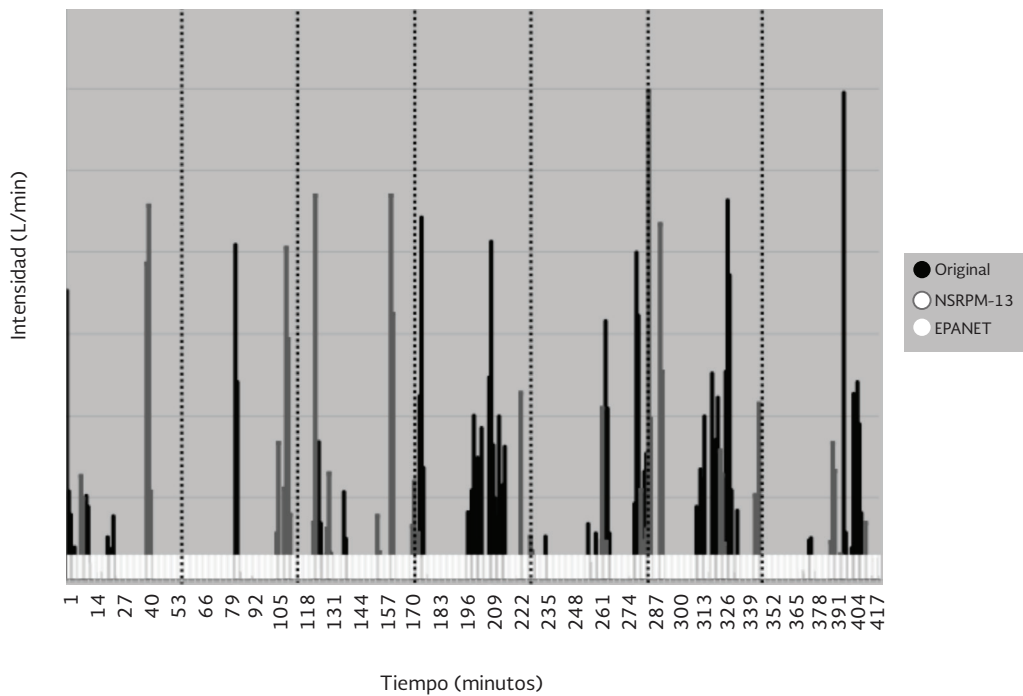


Figura 3.2.8 Comparación de resultados entre los consumos generados por el método NSRPM, la demanda promedio (EPANET) y la serie original medida en campo.

Tabla 3.2.4 Parámetros estadísticos de las series generadas.

Horario	$E[Y_i^{(h)}](L/min)$	$Var[Y_i^{(h)}](L/min)^2$	$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}]$
7 a 8	0.516	3.95	1.20

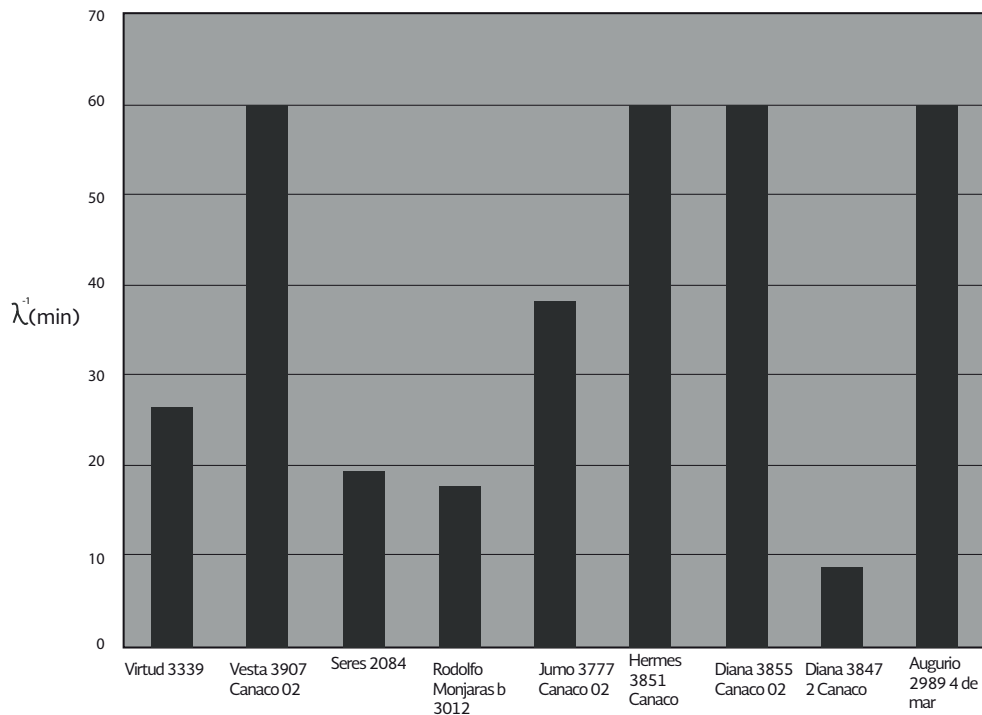


Figura 3.2.9 Periodicidad por evento de consumo (λ^{-1}) expresado en minutos.

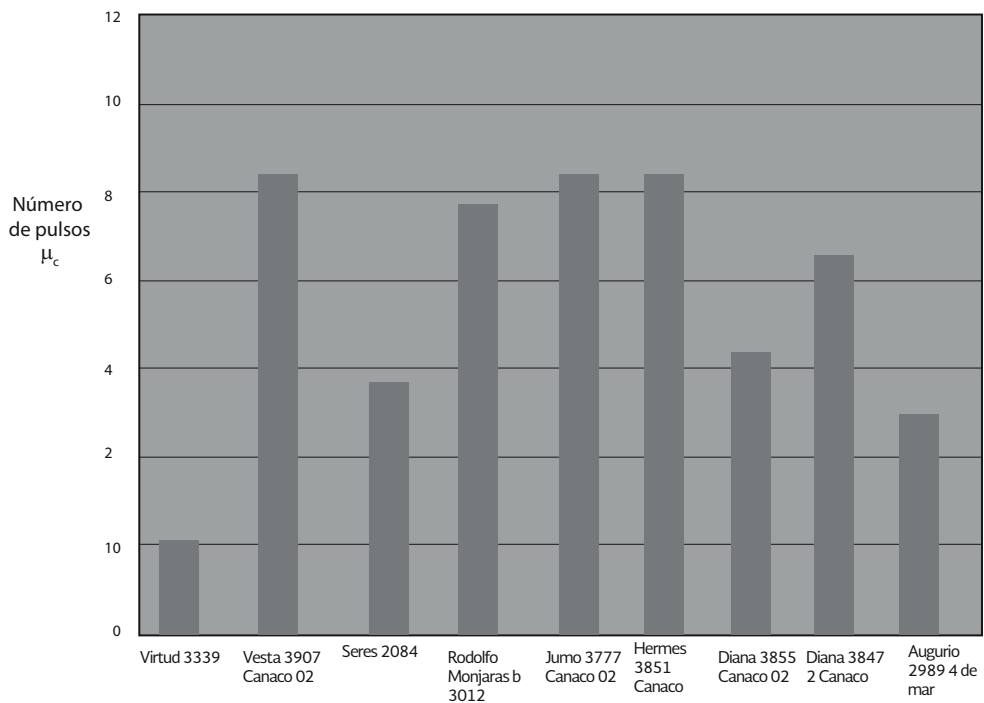


Figura 3.2.10 Número promedio de pulsos por evento, μ_c en las nueve casas.

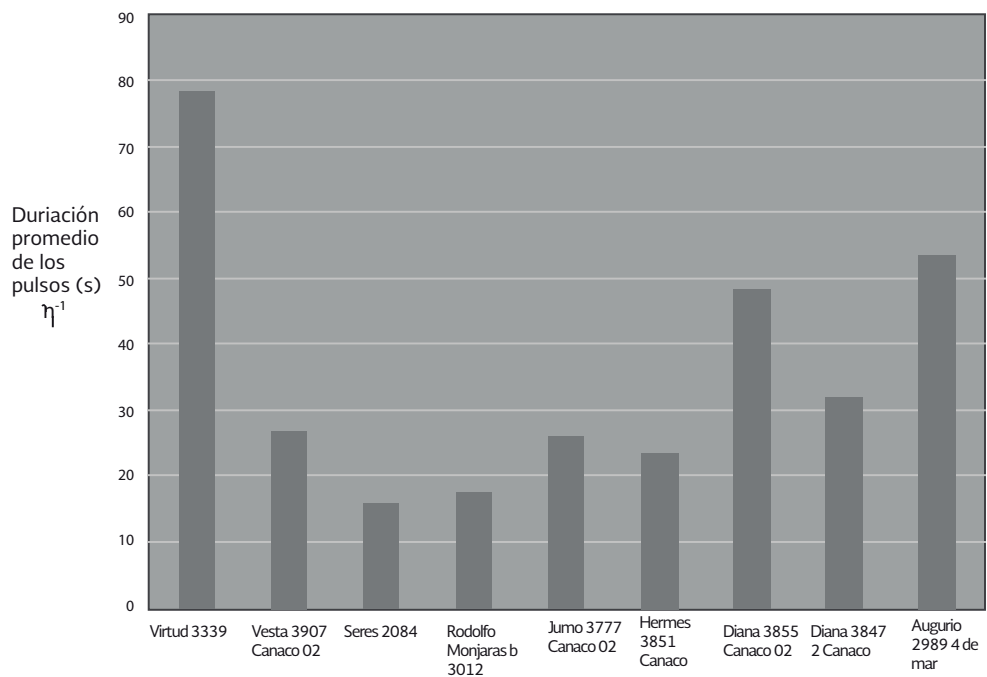


Figura 3.2.11 Duración promedio de los pulsos en las casas habitación seleccionadas.

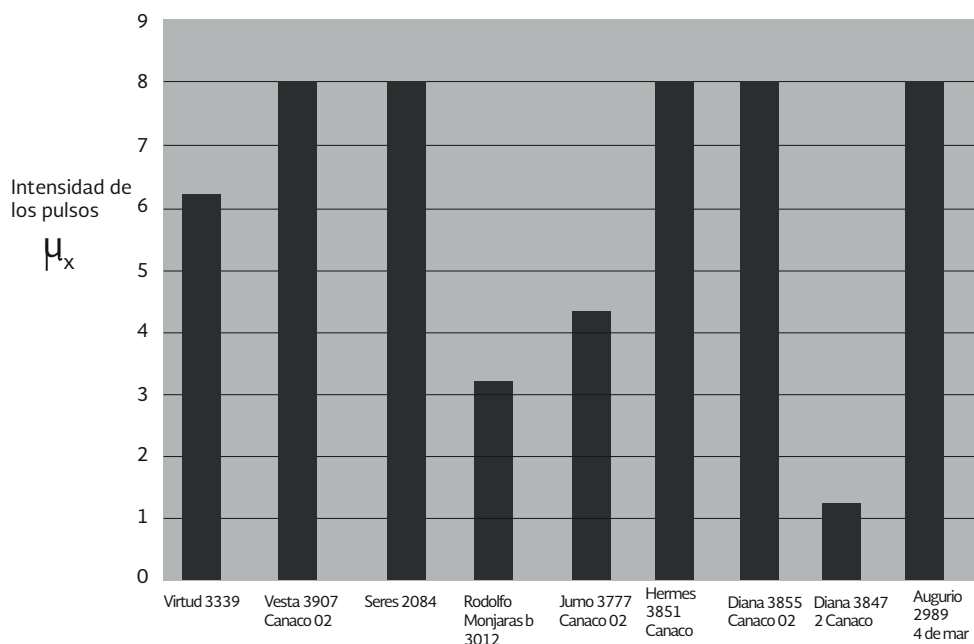


Figura 3.2.12 Intensidad promedio de los pulsos, μ_x , en las casas habitación seleccionadas.

Asimismo, el esquema permite representar adecuadamente los consumos en intervalos de registros menores, comparados al originalmente medido.

Con el empleo de la técnica 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 con 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 y 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).

3.2.10 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 m³/vivienda. mes en promedio), media (hasta 40 m³/vivienda. mes) o popular (12 m³/vivienda.mes en promedio).

En la metodología que se propone en este capítulo, 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 capítulo) hay que considerar los tipos de vivienda con su distribución porcentual y demanda promedio.

3.2.11 CONCLUSIONES

El método propuesto, basado en el esquema de NSRPM, tuvo resultados satisfactorios, comparados con las mediciones realizadas en campo (Tabla 3.2.2 y Tabla 3.2.4). 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 un segundo, sin perder exactitud en el cálculo de las series de consumo. Además, se reduce de forma considerable el esfuerzo asociado con 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 en un futuro podrá acoplarse con esquemas de agregación espacial (Tzatchkov *et al.* 2006) y así generar guías que definan el intervalo de medición, al igual que el grado de esqueletización más adecuado, dependiendo del tipo de estudio, vivienda y simulación que se aborde dentro de las redes de distribución, incluyendo modelos que requieren de mayor detalle hasta el nivel de tuberías con las tomas domiciliarias.

REFERENCIAS

- Alcocer, V., Tzatchkov, V., Buchberger, S., Arreguín, F. and Feliciano, G. Stochastic Residential Water Demand Characterization. World Water & Environmental Resources Congress - 6th. Annual Symposium on Water Distribution System Analysis, June 2004, Salt Lake City.

- Alcocer, V. y Tzatchkov, V. Estudio de la variación espacial y temporal de la demanda en redes de agua potable. Informe técnico. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2004, 272 pp.
- Alcocer, V. y Tzatchkov, V. Estudio de la variación espacial y temporal del consumo intradomiciliario. Informe técnico. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2005, 99 pp.
- Alcocer, V., Tzatchkov, V. and Buchberger, S. Instantaneous water demand parameter estimation from coarse meter readings. 8th. Annual Water Distribution System Analysis, Symposium. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, 2006.
- Alvisi, S., Franchini, M. and Marinelli, A. A Stochastic Model for Representing Drinking Water Demand at Residential Level. *Water Resources Management*. Vol. 17, no. 3, 2003, pp. 197-222.
- Buchberger, S. and Wu, L. A model for instantaneous residential water demands. *Journal of Hydraulics Engineering*. ASCE, Vol. 121, no. 3, 1995, pp. 232-246.
- Buchberger, S.G. Carter, J.T., Lee, Y. and Schade, T.G. Random Demands, Travel Times, and Water Quality in Deadends. AWWA Research Foundation, 2003.
- CNA. Datos Básicos (2a. edición). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Subdirección General Técnica-Comisión Nacional del Agua, 2004.
- Cowpertime, P. Further Developments of the Neyman- Scott Clustered Point Process for Modeling Rainfall. *Water Resources Research*. Vol. 27, no. 7, July, 1991, pp. 1431- 1438.
- Cowpertime, P., O'connell, P., Metcalfe, A. and Mawdsley, J. Stochastic point process modeling of rainfall, I. Single-site fitting and validation. *Journal of Hydrology*. Vol. 175, 1996a, pp. 17-46.
- Cowpertime, P., O'connell, P., METCALFE, A. and MAWDSLEY, J. Stochastic point process modeling of rainfall, II. Regionalization and desegregation. *Journal of Hydrology*. Vol. 175, 1996b, pp. 47-65.
- Cox, D.R. and Isham, V. *Point Process*. London: Chapman and Hall, 1980.
- Devore, J. *Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias*. 5th edition. México, D.F.: Thomson Learning, 2000.
- Entekhabi, D., Rodríguez-iturbe, I. and Eagleson, P. Probabilistic Representation of the Temporal Rainfall Process by a Modified NSRPM Rectangular Pulses Model: Parameter Estimation and Validation. *Water Resources Research*. Vol. 25, no. 2, February, 1989, pp. 295-302.
- Feliciano, D. Análisis y caracterización estocástica del consumo de agua potable en viviendas de Culiacán, Sinaloa. Tesis de maestría. México, D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, 2005.
- Guercio, R., Magini, R. and Pallavicini, I. Instantaneous residential water demand as stochastic point process. *Water Resources Management*. Eds. Brebbia *et al.*, WIT Press, 2001, pp. 129-138.
- Kiya, F. and Mukarawa, S. *Design Load for Water Supply in Buildings*. Tokyo: A.A. Balkema/Rotterdam, 1989.

- Lewis, P.A. Recent results in the statistical analysis of univariate point process. *Stochastic Point Processes: Statistical Analysis, Theory and Applications*. P.A.W. Lewis, editor. New York: Wiley-Interscience, 1972, pp. 199-256.
- Nadimpalli, G. and Buchberger, S. Estimation of Parameters for Poisson Pulse Model of Residential Water Demands. Informe técnico. Cincinnati: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, August, 2003, pp. 43.
- Neyman, J. and Scott, E.L. A statistical approach to problems of cosmology. *J. Royal Stat. Soc., Ser. B. Vol. 20, 1958, pp. 1-43.*
- Rodríguez-Iturbe, I., Gupta, V. and Waymire, E. Scale considerations in the modelling of temporal rainfall. *Water Resources Research. Vol. 20, no. 11, 1984, pp. 1611-1619.*
- Rodríguez-Iturbe, I. Scale of Fluctuation of Rainfall Models. *Water Resources Research. Vol. 22, no. 9, 1986, pp. 15S-37S.*
- Rodríguez-Iturbe, I., Cox, D. e Isham, V. Some models for rainfall based on stochastic point process. *Proc. R. Soc. London. A 410, 1987, pp. 269-288.*
- Rodríguez-Iturbe, I. and Eagleson, P. Mathematical Models of Rainstorm Events in Space and Time. *Water Resources Research. Vol. 23, no. 1, January, 1987, pp.181-190.*
- Rodríguez-Iturbe, I., Cox, D. and Isham, V. A point process model for rainfall: further developments. *Proc. R. Soc. London. A 417, 1988, pp. 283-298.*
- Rossman, L.A. EPANET User's Manual. Cincinnati: US Environmental Protection Agency, National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, 2000.
- Salsón, S. y García, R. Desagregación de lluvias para aplicaciones en simulación de sistemas de recursos hidráulicos. *Revista Obras Públicas. No. 3.378, julio-agosto, 1998, pp. 25-35.*
- SRH. Uso del agua en ciudades. Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1978.
- Alcocer-Yamanaka, V.H. *et al.*, Modelación estocástica del consumo doméstico de agua potable, empleando el esquema de NSRPM 122 ingeniería hidráulica en México/julio-septiembre de 2008
- Tzatchkov, V., Alcocer, V., Arreguín, F. y Feliciano, G. Medición y caracterización estocástica de la demanda instantánea de agua potable. *Ingeniería hidráulica en México. Vol. XX, núm.1, enero-marzo de 2005, pp. 67-76.*
- Tzatchkov, V., Alcocer, V. and Buchberger, S. Stochastic demands generated unsteady flow in water distribution networks. 8th Annual Water Distribution System Analysis, Symposium. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, 2006.
- Tzatchkov, V. e Izurieta, J. Sistema de cómputo para el análisis y diseño óptimo de redes de distribución de agua potable. *Ingeniería hidráulica en México. Vol. XI, enero-abril de 1996, pp. 55-63.*
- Velgue, T., Troch, A., DE Troch, P. and van de Velde, J. Evaluation of cluster-based rectangular pulses point process models for rainfall. *Water Resources Research. Vol. 30, no. 10, October, 1994, pp. 2847-2857.*

MODELACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA USANDO DEMANDA ESTOCÁSTICA

Este capítulo representa una traducción al español de siguiente artículo publicado en la revista *Water Resources Management* de la International Water Association:

Alcocer, V. y Tzatchkov, V., Arreguín C., F.I. "Modeling of drinking water networks using stochastic demand", *Water Resources Management*, May 2012, Volume 26, Issue 7, pp. 1779-1792.

Otros artículos relacionados con este capítulo son los siguientes:

Alcocer, V., Tzatchkov, V. (2010). "Stochastic versus Deterministic Approaches for Water Distribution Network Modeling", International Scientific Conference "People, Buildings and Environment, Noviembre 2010, República Checa.

V. H. Alcocer, V. G. Tzatchkov. (2012). Neyman-Scott-based water distribution network modelling. *Ingeniería e Investigación* (Colombia.), Vol. 32, No. 3. December 2012, pp. 32-36.

Arreguín F., Alcocer-Yamanaka, V., Hernández, D., (2010) "Modelación de redes de agua potable con enfoques determinísticos y estocásticos". *Revista Tecnología y Ciencias del Agua*.

3.3.1 INTRODUCCIÓN

Recientemente, se han desarrollado varios programas de cómputo con el objetivo conocer, en detalle, el comportamiento hidráulico de los sistemas de distribución de agua potable. Una de las variables hidráulicas de estos modelos es la demanda doméstica de agua, misma que ha sido idealizada con una variación horaria usando una curva suave de la Variación Horaria de la Demanda (CVHD). La CVHD es utilizada en programas comerciales de modelación de redes de distribución de agua, como EPANET, InfoWorks®, SCADRED y otros. Sin embargo, a nivel domicilio, esta curva no refleja la realidad. La demanda doméstica es esporádica, caracterizada con impulsos repentinos de la demanda, y tiende a tener un carácter estocástico (Buchberger *et al.* 2003a; Alvisi *et al.* 2003; Alcocer-Yamanaka 2007), especialmente al considerar escalas de tiempo del orden de segundos. Por ello, en los últimos años se han desarrollado técnicas con un enfoque estocástico para representar el consumo doméstico. Estas técnicas incluyen el método de pulsos rectangulares de Poisson (en inglés Poisson Rectangular Pulse Method, abreviado como PRP method) (Buchberger y Wu 1995; Buchberger *et al.* 2003a) y el modelo de Pulsos Rectangulares de Neyman-Scott (en inglés NSRPM Rectangular Pulse Method, abreviado como NSRPM) (Aviso *et al.* 2003; Alcocer-Yamanaka *et al.*, 2008a,b). De las técnicas mencionada el modelo PRP maneja la demanda instantánea con intervalos de registro de un segundo; mientras que el NSRPM puede trabajar con diferentes intervalos de registro, al considerar una desagregación temporal de la demanda. Las series de la demanda generadas por ambos modelos disponen de parámetros estadísticos,

como la media, la varianza, covarianza y distribución de probabilidad, que son similares o idénticos a los de la serie original de la demanda (serie bservada). La estimación de parámetros y la generación de series sintéticas de la demanda hacen posible reducir la cantidad de información necesaria para modelar la demanda doméstica.

Estos modelos se aplican principalmente en el campo de la hidrología, en la generación de series sintéticas que representan lluvias o tormentas, según el intervalo y la duración proyectada (Rodríguez-Iturbe *et al.* 1984; Rodríguez-Iturbe *et al.* 1987; Entekhabi *et al.* 1989; Entekhabi Bras y 1990). Hasta el momento se tiene conocimiento de sólo dos estudios que han utilizado el NSRPM en un intento de representar la demanda doméstica de agua (Alvisi *et al.* 2003 y Alcocer- Yamanaka 2007). Buchberger *et al.* (2003b) y Buchberger *et al.* (2003c) fueron los primeros en aplicar el modelo PRP para generar la demanda estocástica de una red de distribución de agua, pero no se intentó una verificación de campo en su estudio. En este trabajo se aplica demanda estocástica generada por el NSRPM a la modelación de una red real de distribución de agua y los resultados obtenidos se comparan con mediciones de campo y modelos convencionales deterministas.

3.3.2 SITIO DE APLICACIÓN Y ENFOQUE DETERMINISTA

En este estudio, se aplicaron modelos deterministas y estocásticos en la red de agua potable del sector Humaya de la ciudad de Culiacán, Sinaloa, debido a la suficiente información de campo con que se cuenta (Alcocer-Yamanaka y Tzatchkov 2002, 2003, 2004; Alcocer-Yamanaka *et al.* 2004, 2008a, b; Tzatchkov *et al.* 2004, 2005). Los datos disponibles incluyen mediciones de presión y el caudal en las fuentes de abastecimiento y en puntos internos en la red distribución del agua, así como del nivel en el tanque de regulación. Por otra parte, se tienen disponibles datos de mediciones de la calidad del agua en las fuentes de abastecimiento y en puntos dentro de la red de distribución, incluyendo cloro residual, carbono orgánico total, pH y temperatura; así como mediciones del consumo domestico de agua de 69 viviendas, con un intervalo de tiempo de 1 minuto y duración promedio de 7 días (ver capítulo 3.1).

La zona cuenta con dos fuentes de suministro. El primero se consiste de un solo pozo que aporta un gasto promedio de 51 L/s, y el segundo es una batería de ocho pozos que tienen una capacidad máxima de 200 L/s. Hay dos tanques de regulación, uno con capacidad de 3,000 m³ y cota de 82.63 m sobre el nivel del mar. El otro tanque tiene una capacidad de 2,000 m³ y una cota de 80.00 m sobre el nivel del mar.

La población del área de estudio se estimó en 85.483 en el año 2005, en el momento que las mediciones se llevaron a cabo en el campo. Este número se basa en la cantidad de tomas (20,353) el índice de hacinamiento por toma que es de 4.20 habitantes/toma, de acuerdo con información de la Junta Municipal de Agua Potable y alcantarillado de Culiacán (JAPAC)). Se tienen fugas físicas del orden de los 30 %, las cuales se originan, en su mayor parte en las tomas domiciliarias (según informes del organismo operador).

Los datos geométricos de la red de agua potable, incluyendo las tuberías de todos los diámetros (de 2 a 18 pulgadas), y otros datos necesarios para la modelación hidráulica, como la población, la demanda y otros datos necesarios para la modelación hidráulica, se introdujeron en el programa de EPANET®.

El modelo estocástico utilizado es representativo para una semana (168 h). Los resultados obtenidos utilizando el modelo determinista y estocástico se compararon con las mediciones de campo para determinar las ventajas y desventajas de ambos modelos. La Figura 3.3.1 muestra la ubicación de los nodos y tramos analizados en el sector Humaya de Culiacán, Sinaloa. Sin embargo, debido a restricciones de espacio y tiempo, este trabajo analiza sólo unos pocos de ellos.

La curva de variación horaria que aquí se presenta es un modelo idealizado de la demanda de agua. Es generada usando mediciones del consumo de agua en zonas residenciales y comerciales en sectores hidráulicamente aislados de algunas redes de distribución llamados distritos hidrométricos (Figura 3.3.2).

Es importante señalar que la metodología utilizada para construir esta curva incluye los consumos de los usuarios y fugas dentro de las redes analizadas. Además, la curva es suave; sin embargo, al comparar esta curva con mediciones continuas de demanda de los hogares, se ha encontrado que la forma de esta curva no representa la realidad.

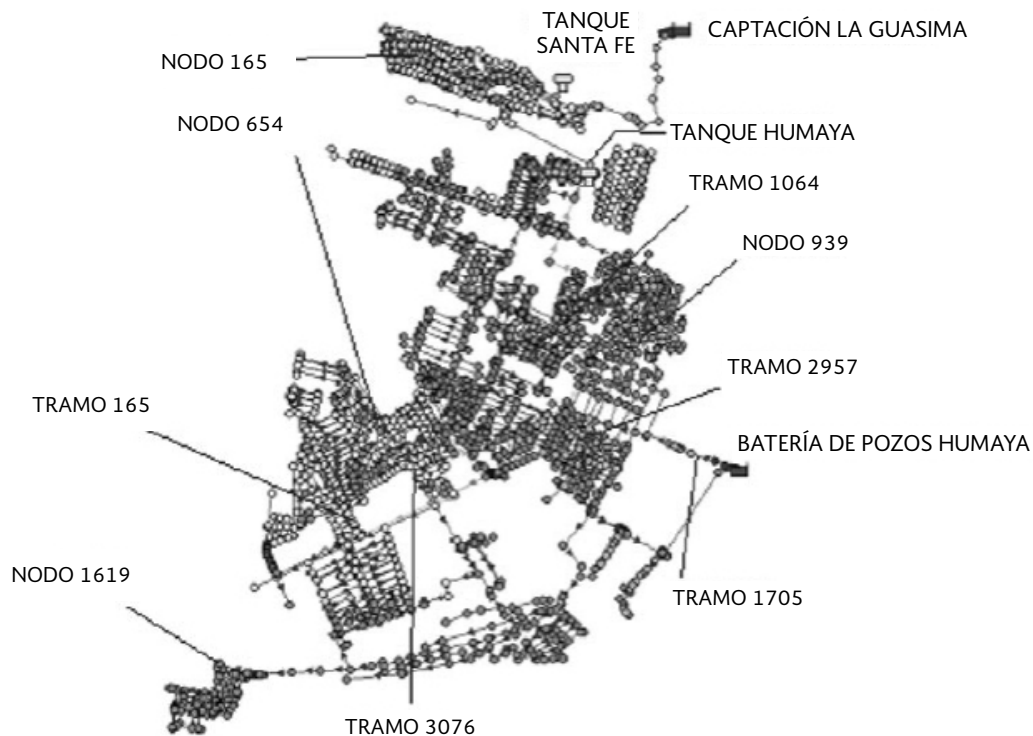


Figura 3.3.1 Ubicación de los nodos y tuberías analizadas de la red.

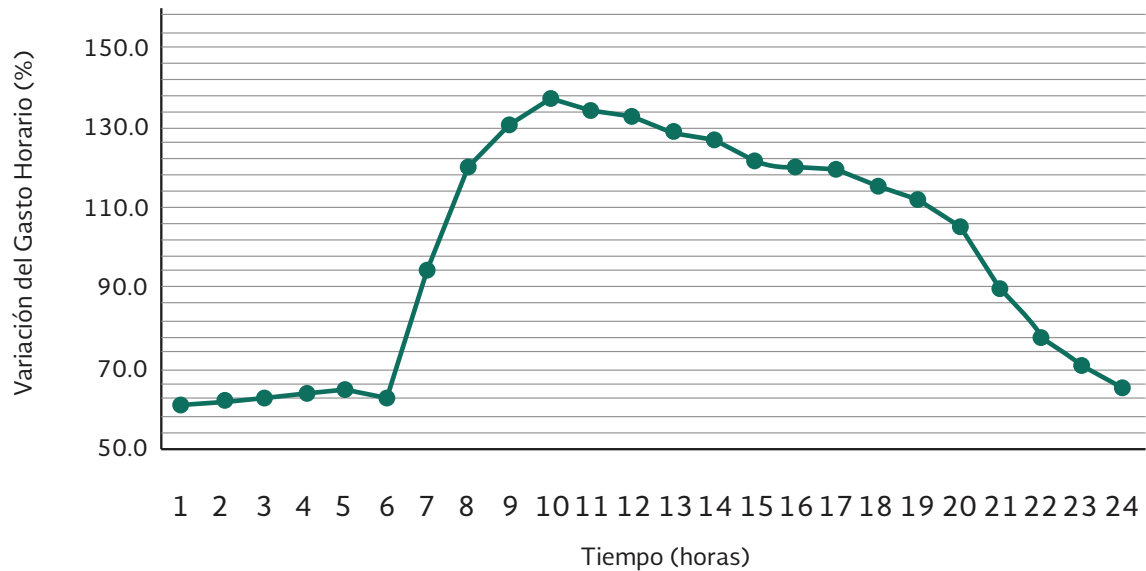


Figura 3.3.2 Curva horaria de la variación de la demanda para todo México (CONAGUA, 2007)

3.3.3 ENFOQUE ESTOCÁSTICO

El reconocimiento de que los consumos se producen aleatoriamente ha motivado a algunos investigadores (Kiya y Murakawa 1989; Buchberger y Wu 1995) a proponer que la ocurrencia de consumos a lo largo del tiempo sigue un proceso de Poisson. Esta hipótesis fue verificada por Buchberger *et al.* (2003a). Dicho proceso resulta no homogéneo debido a que los consumos a lo largo del día varían considerablemente de unas horas a otras. Cada consumo individual de agua se representa como un pulso rectangular cuya altura representa su intensidad y el ancho representa su duración.

Modelos de simulación del consumo fueron recientemente desarrollados, lo que permite la generación de series de consumo usando ciertos criterios estocásticos, donde un ejemplo de este modelo es el modelo PRP (Buchberger *et al.* 2003a). Estos modelos estocásticos desarrollados recientemente se basan en los siguientes parámetros básicos: tasa de llegada o frecuencia de la ocurrencia de los pulsos individuales λ , intensidad promedio de los pulsos μ_x , varianza de la intensidad $Var(\mu_x)$, duración media de los pulsos η y varianza de esta duración $Var(\eta)$. Estos parámetros se obtuvieron generalmente mediante el uso de mediciones de consumo con intervalo de registro de un segundo. Aunque la obtención de mediciones con intervalo de tiempo de un segundo tiene la ventaja de monitorear directamente la evolución en tiempo real de la demanda residencial, se requiere de sofisticados equipos de medición y almacenamiento de datos. También hay un alto costo computacional en el análisis de los datos generados (Buchberger *et al.* 2003a).

En los últimos años se han desarrollado técnicas orientadas a la estimación indirecta de los parámetros λ , μ_x , $Var(\mu_x)$, η y $Var(\eta)$ para los datos de la demanda con intervalos más largos, especialmente cuando se requiere la desagregación espacial y el temporal (Alcocer Yamanaka et al. 2008a, b; 2009a, b; Guercio et al. 2001, Rodríguez-Iturbe et al. 1984; 1987). La estimación de los parámetros se basa en el establecimiento de una función objetivo que expresa la relación entre los momentos estadísticos de las series de datos observados y los momentos teóricos del modelo de consumo. Esta función objetivo minimiza a través de técnicas de programación no-lineal (Bazaraa et al. 1993), obteniéndose los parámetros deseados. Nadimpalli y Buchberger (2003) realizaron una comparación con estas técnicas aplicadas al problema de la estimación de los parámetros con base a ejemplos. Todos los modelos asumen una variación conocida de la demanda en una tubería que suministra un determinado número de casas. Las técnicas se diferencian unas de otras en el tipo de distribución de probabilidad asumida para describir el comportamiento de ciertos parámetros, incluida la duración, la intensidad media y la frecuencia de los pulsos. Los modelos también difieren con respecto al proceso estocástico utilizado para formular los momentos teóricos involucrados (Rodríguez-Iturbe et al. 1984).

El modelo NSRPM fue propuesto inicialmente en el campo de la hidrología donde representa las precipitaciones como un proceso estocástico de dos niveles. En el primer nivel la ocurrencia de eventos de lluvia se modela como un proceso de Poisson con tasa de llegada λ . Un cierto número C de pulsos internos caracteriza a su vez a cada evento, donde C es el número aleatorio con media μ_c . La teoría matemática del método se describe en muchas referencias (Rodríguez-Iturbe et al. 1984, 1987, Entekhabi et al. 1989). El modelo NSRPM se ha utilizado para la generación del consumo agua por Alvisi et al. (2003) y Alcocer-Yamanaka et al. (2008a, b y 2009a, b). La analogía entre los eventos de lluvia y el consumo de agua doméstico mostrada en la Tabla 3.3.1 se utiliza para transferir el método al modelado del consumo de agua. La Figura 3.3.3 muestra un diagrama de flujo de la metodología propuesto en este trabajo, como se explica a continuación.

Los momentos de segundo orden del proceso de agregación $Y_i^{(h)}$ son los siguientes (Entekhabi et al.1989):

$$E[Y_i^{(h)}] = \rho\mu_c\mu_x h \quad 3.3.1$$

$$Var[Y_i^{(h)}] = \lambda\eta^{-3}(\eta h - 1 + e^{-\eta h}) \left\{ 2\mu_c E(X^2) + E(C^2 - C)\mu_x^2 \frac{\beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \quad 3.3.2$$

$$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}] = \lambda\eta^{-3}(1 - e^{-\eta h})^2 e^{-\eta(k-1)h} \cdot \left\{ \mu_c E(X^2) + \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C)\mu_x^2 \beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \quad 3.3.3$$

$$- \lambda(1 - e^{-\beta h})^2 \cdot e^{-\beta(k-1)h} \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C)\mu_x^2}{\beta(\beta^2 - \eta^2)} \quad k \geq 1$$

Tabla 3.3.1 Analogía entre el modelado de eventos de lluvia y la demanda doméstica de agua

Variable	Precipitación	Demanda de agua
Y	Intensidad total de la precipitación (suma de las intensidades hasta el tiempo dado)	Volumen de agua acumulativo (suma del volumen de los pulsos hasta el tiempo dado)
X	Intensidad estocástica del pulso de precipitación	Intensidad estocástica del pulso de demanda de agua, medido en volumen por tiempo
C	Número de pulsos en el evento de precipitación (aleatorio)	Número de pulsos en el evento de consumo de agua (aleatorio)
	Número medio de pulsos en el evento de precipitación	Número medio de pulsos en el evento de consumo de agua

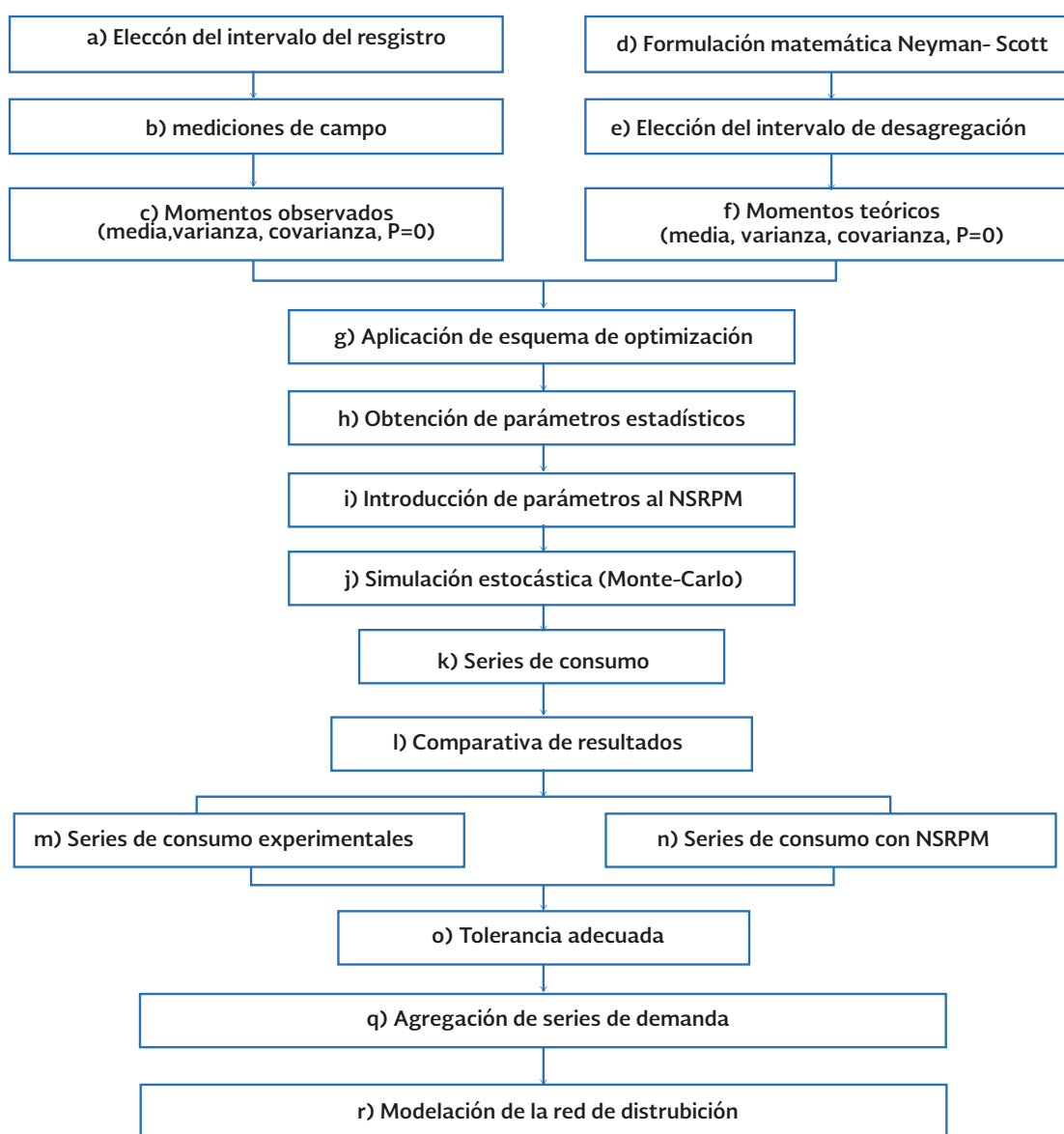


Figura 3.3.3 Diagrama de flujo de la metodología propuesta.

donde λ^{-1} representa el tiempo medio entre dos eventos, β^{-1} es el tiempo medio entre cada pulso individual y el origen del evento, η^{-1} es la duración media de los pulsos, μ_x es la intensidad media de los pulsos, y h es el intervalo de agregación/desagregación analizado.

Una vez que las expresiones del modelo NSRPM se han definido, se formula la función objetivo como:

$$Z = \left[\left(\frac{F_1(\xi)}{F_1^n} - 1 \right)^2 + \left(\frac{F_2(\xi)}{F_2^n} - 1 \right)^2 + \dots + \left(\frac{F_n(\xi)}{F_n^n} - 1 \right)^2 \right] \quad 3.3.4$$

donde F'_1, F'_2, \dots, F'_n son los valores de los momentos observados, que incluyen la media, la varianza y la covariancia (correlacion lag-1). $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ son los momentos teóricos, que son funciones del vector de parámetros $\xi(\lambda, \mu_x, \mu_c, \eta, \beta)$. Se asume un valor de $n=3$ en esta aplicación, en el uso del modelo para estimar el consumo doméstico. Los tres momentos representan la media, la varianza y covarianza de la ecuación 3.3.4.

El intervalo de análisis debe establecerse en la formulación del modelo NSRPM, con el fin de implementar el esquema de optimización (en este estudio, el intervalo de tiempo fue de 1 min). A continuación, se realiza la minimización de la función objetivo a través de técnicas de programación matemática no-lineal (método de gradiente con derivadas centrales y aproximación cuadrática (Bazaraa *et al.* 1993)). La minimización proporciona los valores para cada uno de los parámetros del modelo.

Es necesario asignar al azar los patrones estocásticos generados de la demanda en cada nodo del modelo, para aplicar el modelo NSRPM a una red de distribución de agua potable (cada nodo tiene un número diferente de casas) en función del nivel socioeconómico. Esto da como resultado la introducción de patrones de consumo que consisten de 10,080 datos, correspondientes a cada minuto transcurrido durante una semana. La asignación de los patrones estocásticos debe considerar también el nivel socioeconómico de los hogares. Las familias se dividieron en tres grupos: nivel socioeconómico bajo (18% de los hogares), nivel socioeconómico medio (72% de los hogares) y el nivel socioeconómico alto (10% de los hogares), de acuerdo con los criterios establecidos por la Comisión Nacional del Agua (Tzatchkov 2007), y se generaron patrones estocásticos diferentes para cada grupo.

Para tomar en cuenta el hecho de que la demanda de agua potable es diferente durante el día, las series generadas, con sus parámetros estadísticos, se dividieron en tres bloques horarios, como se describe a continuación. Inicialmente, se determinaron los parámetros necesarios para la generación de series sintéticas para los 69 hogares en los cuales fue registrada la variación temporal de la demanda. Posteriormente, se generaron series sintéticas equiprobables con la aplicación de una técnica de tipo Monte-Carlo para su ensamble y validación. Entiéndase por ensamble al proceso de generación de un número de series y el cálculo de los valores medios de los momentos estadísticos para los datos.

Mediante la comparación de los momentos observados y los momentos de la serie ensamblada para cada bloque horario, se puede determinar si la serie sintética correspondiente debe ser aceptada y usada en el modelo de simulación estocástica. Por lo tanto, este proceso establece que en los casos en los que la diferencia entre los valores de los momentos (de las series observada y ensamblada) es grande, la serie sintética no se considera como válida para el patrón analizado, será desechada, y una nueva serie será generada (como trabajo futuro debe estudiarse la cuestión de por qué el procedimiento matemático de optimización falla con algunas series). Sin embargo, cuando la diferencia entre los momentos es cercana a cero, tanto el proceso como las series sintéticas generadas son considerados válidos. La aplicación de este procedimiento ha mostrado que el número de series depende de su varianza y que en la mayoría de los casos es suficiente para trabajar con 50 series. Dado que las 50 series son equiprobables, cualquiera de ellas puede ser utilizada en la simulación del modelo estocástico, para el bloque horario correspondiente.

A raíz de este análisis, se generaron 69 curvas de patrones de consumos simulados. Asignando aleatoriamente bloques horarios de las series generadas se formó un patrón sintético de una semana de longitud, de lunes a domingo, y los 69 patrones simulados fueron entonces asignados aleatoriamente a cada hogar en función de su nivel socioeconómico.

Tratamiento de los datos registrados para la demanda residencial

Se obtuvieron valores promedio del consumo dividiendo los registros en bloques horarios para los diferentes días de la semana (Tabla 3.3.2). La división de los datos en bloques se basa en la disparidad numérica observada en los valores de los momentos en los diferentes horarios del día. Esta división de los registros facilitó el cálculo de una solución óptima durante el proceso de optimización y, por ende, la generación de series sintéticas más exactas con respecto a la realidad. En principio, los bloques horarios deben ser seleccionados en función del comportamiento típico de la demanda de agua potable, pero en este caso fueron seleccionados de acuerdo con los horarios de las tarifas de la corriente eléctrica ya que los resultados se utilizaron también para algunos análisis de ahorro de energía (no presentados aquí). Los registros también fueron divididos en días hábiles, fines de semana y días festivos.

Tabla 3.3.2 Bloques horarios para el análisis.

Días de la semana	1-er bloque	2-do bloque	3-er bloque
Lunes a Viernes	0:00-6:00	6:00-20:00 22:00-24:00	20:00-22:00
Sábado	0:00-7:00	22:00-24:00	
Domingo y días festivos	0:00-19:00	19:00-24:00	

Una vez que los datos de campo se dividen en bloques, como se muestra en la Tabla 3.3.2, se obtienen ocho bloques horarios, cuatro para el lunes hasta el viernes, dos para el sábado y dos para el domingo.

Una vez obtenidas las series para cada bloque horario se determinan sus momentos, media, varianza, covarianza y volumen acumulado. Entonces, con el fin de obtener parámetros estadísticos que son válidos para el modelo NSRPM, es necesario definir el espacio de solución del modelo de optimización. Esto se hizo mediante el uso de rangos de búsqueda basados en la reducción de intervalos en el orden de magnitud de las variables de decisión, sobre la base de las mediciones de campo. Finalmente, se generan las series sintéticas que se utilizan en el programa de dominio público EPANET.

Generación de series sintéticas y determinación de rangos de búsqueda en el esquema de optimización para obtener los parámetros del modelo NSRPM

Después de los momentos observados para los hogares en donde se hicieron las mediciones, se determinan los parámetros estadísticos $\{\lambda, \mu, C, \eta, \beta\}$ que están implicados en los momentos teóricos representados en la ecuación 3.3.4 (función objetivo). Estos parámetros fueron introducidos posteriormente en el modelo NSRPM.

La generación de las series se basó en el modelo de dominio público contenido en el Rainfall Data Modeling Portal (RDMP) (Mellor 2007). Debido a que la generación de estas series es un evento estocástico, es importante señalar que se deberá realizar cierto número de simulaciones dentro del modelo NSRPM, considerando semillas de generación de números aleatorios diferentes. Finalmente, con fines de verificación, las series sintéticas obtenidas con el modelo NSRPM se compararon con las series obtenidas en el campo.

Una aproximación de los rangos de búsqueda de los parámetros mencionados se realizó utilizando los datos reportados por Feliciano (2005). Se usaron los valores de la tasa de llegada λ^{-1} desde 0.0689 min^{-1} (14.51 min) hasta 0.04305 min^{-1} (23.23 min). Estos valores proporcionaron un rango de búsqueda de 1 min^{-1} (1 min) a 0.0404 min^{-1} (24.75 min). Esta gama más amplia en el modelo de optimización era deseable, ya que se observó que un intervalo menor o igual a 24.75 minutos ocasionaba que el resultado en la función objetivo se alejara de cero. Es importante mencionar que los rangos reportados por Feliciano (2005) corresponden a una zona adyacente a la de este estudio y que el intervalo de registro empleado fue de un segundo.

El siguiente parámetro que se ajustó fue la intensidad media de los pulsos (μ_x). Los valores medios de la intensidad de los pulsos fueron de 1 a 8 L/min Sin embargo, estos valores “forzaban” en cierta forma el esquema de optimización, resultando los valores de la demanda muy altos y poco realistas. Después de varias pruebas, se determinó que el valor tenía que ser disminuido de 8 L/min a 6 L/min con el fin de disminuir la intensidad media y, como consecuencia, disminuir la intensidad de los pulsos de la serie sintética. Ésta dió como resultado una aproximación más exacta de la varianza observada con la varianza de la serie sintética (Tabla 3.3.3).

La Tabla 3.3.4 muestra los resultados de uno de los hogares (el desglose se omite debido a limitaciones de espacio). La última fila contiene el valor de la función objetivo Z definida

por la ecuación 3.3.4. Su valor debería ser cercano a cero para que la solución obtenida sea buena. En la Tabla 3.3.4 es muy pequeño (casi cero) para la mayoría de los bloques horarios, a excepción del bloque de lunes a viernes 6-20 h y domingo 0-19 h. Eso significa que la solución no es buena para estos dos bloques horarios. La razón principal es que la demanda media de agua, y por lo tanto el volumen de agua, que se consume en estos dos bloques horarios es mucho mayor que el consumo medio para el resto de los bloques, que se explica por una fuga continua (Tzatchkov *et al.* 2005). El trabajo futuro es necesario para incluir tales fugas en el modelo propuesto.

Como se mencionó anteriormente, con los parámetros calculados se procedió a la generación de las 50 series sintéticas con datos a cada minuto, para cada uno de los ocho bloques horarios y para cada uno de los 69 hogares. Se generaron así 27,600 series sintéticas, que cubren los consumos de una semana para los 69 hogares analizados.

Cada nodo del modelo tenía un número diferente de casas asignadas. Para cada casa se asigna un patrón estocástico y una demanda media con base en el número de casas en el nodo. La duración se establece en una semana, y los niveles de demanda fueron asignados a los nodos como una función de las áreas que cubren. Las demandas asignadas se obtuvieron a partir de los 69 patrones simulados generados previamente. Es importante mencionar que los patrones sintéticos corresponden al consumo de los hogares, de tal forma que en EPANET se introduce cada patrón sintético a la casa correspondiente.

Los 69 patrones sintéticos se clasificaron en tres grupos de nivel socioeconómico y los hogares dentro de cada nivel socioeconómico fueron asignados con patrones de consumo correspondientes aleatoriamente seleccionados. Cada patrón contiene 10,080 datos, que corresponden a demanda con un paso de tiempo de un minuto y duración de 7 días. A continuación se presentan los resultados de este modelo en los mismos nodos y enlaces que se evaluaron con el modelo determinista junto con las comparaciones entre los resultados del modelo y las mediciones de campo.

3.3.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MODELOS ESTOCÁSTICOS Y DETERMINISTAS

Las mediciones de presión y caudal se realizaron en campo en distintos nodos y tuberías en el sistema, donde se aplicaron los modelos determinista y estocástico. Debido al espacio, una cantidad limitada de datos se presentan en este documento. La Figura 3.3.4 muestra la comparación entre las presiones medidas y los obtenidos con los dos modelos en el nodo 165 (véase ubicación del nodo en la Figura 3.3.1). Se observa una fluctuación diaria debida a la variación estocástica en el patrón de la serie sintética. Las mediciones se representan mejor por el modelo estocástico en términos de comportamiento. La variación de la presión es abrupta y fuerte en los datos medidos y en el modelo estocástico, contrario a la variación suave de la presión predicha por el modelo CVHD. Algunos de los valores obtenidos por el modelo estocástico sin embargo, son mucho más bajos que los valores observados en campo.

Se necesita de trabajo futuro para explicar estas diferencias. Una posible explicación es que al ser un modelo de periodos extendidos (cuasi-dinámico), el modelo de EPANET es insuficiente para representar el efecto altamente variable del consumo estocástico, de modo que un modelo verdaderamente dinámico sea necesario. Sin embargo, este análisis va más allá del alcance de este documento.

Tabla 3.3.3 Rangos de búsqueda para obtener los parámetros del modelo NSRPM

Parámetro	De	A
λ (min ⁻¹)	1	0.0404
β (min ⁻¹)	1	0.05
η (min ⁻¹)	10	0.007
μ_x (min ⁻¹)	1	6
E[C]	1	20

Tabla 3.3.4 Resultados de un hogar obtenido por el modelo NSRPM

	Lun-Vie 0-6 h	Lun-Vie 6-20 h	Lun-Vie 22-24 h	Lun-Vie 20-22 h	Sab 0-7 h	Sab 7-24 h	Dom 0-19 h	Dom 19-24 h
Media (L/min)	0.055	0.627	0.103	0.265	0.086	0.242	0.410	0.098
Varianza	0.040	0.520	0.084	0.164	0.363	0.675	0.646	0.304
Covarianza	0.014	0.394	0.017	0.040	0.080	0.347	0.534	0.041
Volumen (L)	19.81	526.59	12.32	31.79	36.31	246.42	467.62	29.68
λ (min ⁻¹)	0.021	0.085	0.050	0.130	0.024	0.028	0.021	0.034
E [C]	2.673	8.499	6.149	4.515	8.007	7.513	1	8.894
η (min ⁻¹)	8.139	10	8.175	9.472	2.220	4.767	0.434	3.155
β (min ⁻¹)	0.260	0.193	0.156	0.156	0.610	0.526	0.050	0.198
E[X](L/min)	7.953	8	2.753	4.272	1.000	5.450	8	1.023
z	3.35 E ⁻²⁰	0.0729	5,69 E ⁻²¹	5.55E ⁻²¹	2.38E ⁻²⁰	1.86E ⁻²¹	0.0158	1.26E ⁻²⁰

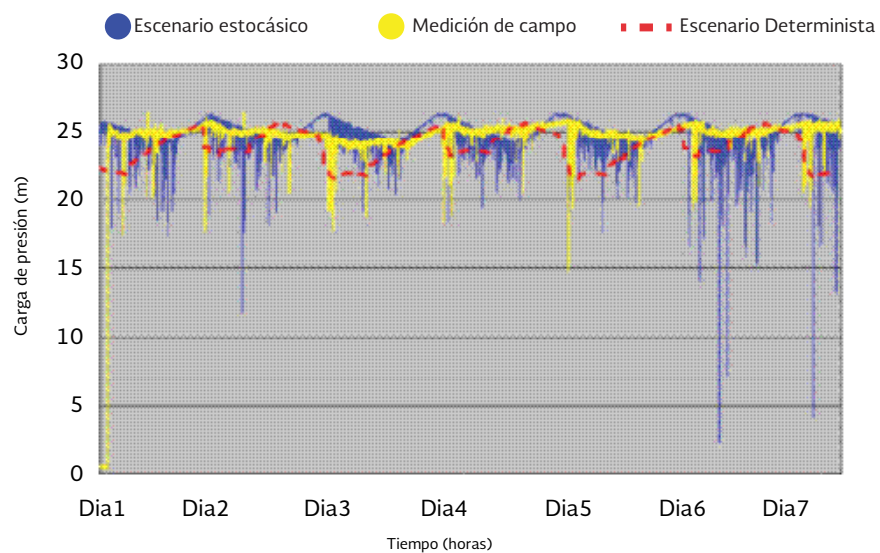


Figura 3.3.4 Comparación de las presiones medidas para el nodo 165 con los valores arrojados por el modelo.

En el modelo estocástico, había presiones muy bajas en el nodo analizado debido a la naturaleza simultánea de la demanda. Después que los usuarios dejan de demandar agua, la presión aumenta.

Las presiones máximas y mínimas que aparecen en el escenario estocástico ocurren en lapsos hasta de un minuto. Este es el tiempo de análisis establecido en los patrones de simulación y estocástico. Cabe aclarar que las presiones mínimas calculadas utilizando el modelo estocástico, en particular la presión negativa que se obtiene, corresponden a las premisas en que se basa el programa EPANET. Es decir, un análisis de períodos extendidos, donde las variaciones de gasto y presión se suponen lentas, pero tales variaciones lentas pueden ser no realistas en el caso de la demanda estocástica que varía bruscamente. Por lo tanto, el modelado debe llevarse a cabo con un modelo dinámico más refinado capaz de representar variaciones abruptas de las variables hidráulicas. La discusión de tal sin embargo, está fuera del alcance de este documento.

El análisis continuó examinando el comportamiento de flujo en el mismo tramo examinado con el modelo determinista (tramo 2597). La Figura 3.3.5 muestra el gasto obtenido para el tramo, de un solo sentido, que suministra a una zona con una tubería de 12 pulgadas de diámetro. El comportamiento del caudal y de las presiones es muy variable en este modelo. Los cambios repentinos son causados por la generación aleatoria de los patrones de consumo. Esto causa que en ciertos instantes (del orden de minutos) existan consumos altos seguidos

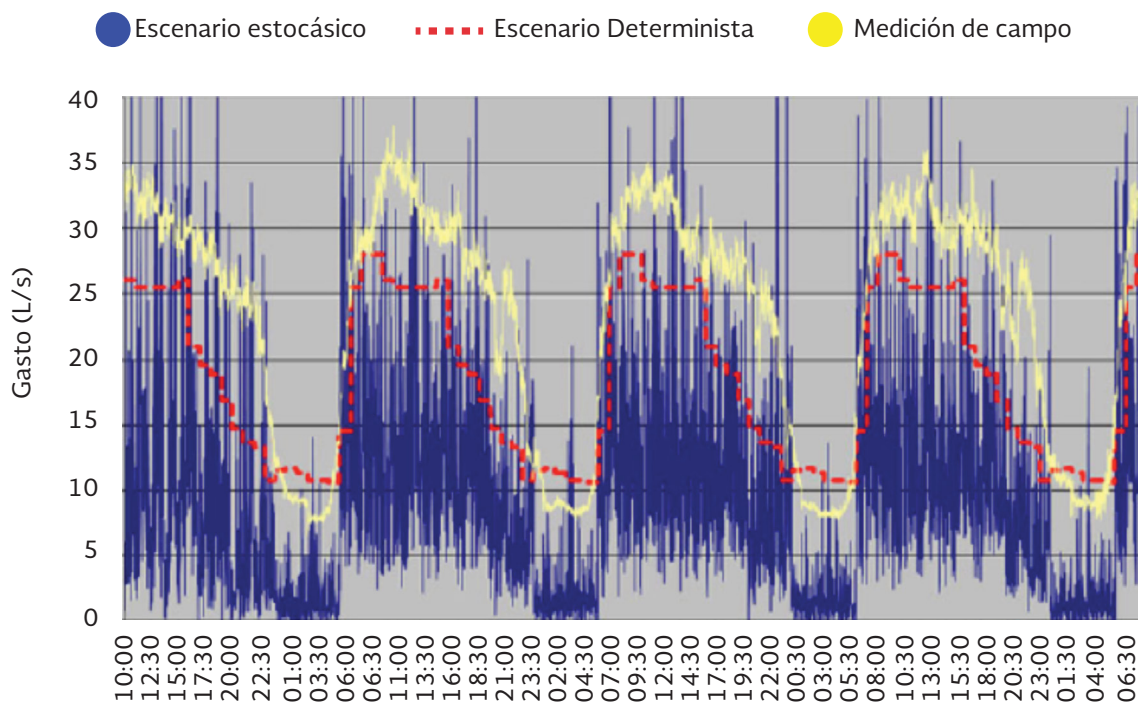


Figura 3.3.5 Comparación del caudal medido con la CVHD y los modelos estocásticos para la tubería 2957.

por instantes que la demanda disminuye hasta el punto de llegar a ser nula. El tanque de regulación y los equipos de bombeo absorben estas variaciones.

El caudal que se presente en las tuberías de este modelo puede variar de positivo a negativo en el tiempo, lo que indicaría un cambio en la dirección del flujo. La ausencia de flujo representa períodos de estancamiento o períodos de mayor tiempo de residencia del agua en las tuberías.

La alta variabilidad del caudal observado fue también mejor representada por el modelo estocástico, ya que refleja el patrón de la demanda por pulsos (Figura 3.3.5), pero los resultados por el modelo estocástico tienen una variación mucho mayor del gasto. Similar a la presión que resulta del modelo, tal vez el modelo EPANET empleado no es capaz de representar tales variaciones bruscas en el caudal y un modelo más refinado (verdaderamente dinámico) debe ser desarrollado en trabajo futuro.

El área de estudio está formado solamente por usuarios de agua residenciales. Otros tipos de demandas que tienen comportamiento estocástico también pueden ser considerados en la metodología propuesta, por ejemplo, demanda comercial, aunque sus parámetros serán diferentes y necesitan ser obtenidos por separado.

3.3.5 CONCLUSIONES

En este capítulo se muestra la aplicación de conceptos estocásticos para el modelado de los patrones de demanda doméstica de agua. Se aplicó el modelo NSRPM a un modelo de simulación hidráulica de una red de distribución de agua potable real, que produjo resultados similares a las presiones medidas y el comportamiento de flujo (pero no necesariamente sus valores), mejores en comparación con el enfoque tradicional de la CVHD.

Los resultados de este trabajo sientan las bases de una nueva herramienta sencilla y práctica para los ingenieros y los investigadores que se dedican al diseño y mantenimiento de los sistemas de distribuciones de agua potable. Este modelo puede ser implementado mediante la incorporación de estos métodos en un módulo dentro de los programas informáticos comerciales y de dominio público, como EPANET.

El enfoque CVHD es simple pero inexacto a nivel local (doméstico). El modelo estocástico representa de forma más realista la demanda de agua, pero predice variaciones excesivas del gasto y de la presión que deben ser explicados en trabajos futuros. Otra ventaja del modelo estocástico es que permite estimar las fugas en la red. La CVHD incluye las pérdidas físicas, y en comparación con las mediciones directas, es posible observar las fugas cuando la CVHD y el caudal medio están por encima de la curva que representa el verdadero nivel de la demanda de aguas de los usuarios.

El trabajo futuro debe centrarse también en la automatización del proceso de generación de series de demanda estocástica y en el establecimiento de un modelo de Monte-Carlo en el proceso de simulación, así como un análisis de la aplicabilidad de los modelos de períodos extendidos (tal como el modelo EPANET, utilizado en este trabajo) para el modelado estocástico de redes de distribución de agua en diferentes escalas de tiempo y espacio.

REFERENCIAS

- Alcocer-Yamanaka V (2007) Flujo estocástico y transporte en redes de distribución de agua potable, Tesis de doctorado, Universidad Nacional Autónoma de México, p. 240.
- Alcocer-Yamanaka V, Tzatchkov V (2002) Implementación y Calibración de un modelo de calidad del agua en sistemas de agua potable. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua–Comisión Nacional del Agua. Informe de proyecto
- Alcocer-Yamanaka V, Tzatchkov V (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 de proyecto.
- Alcocer-Yamanaka, V, Tzatchkov, V. (2004) Estudio de la variación estocástica de la demanda en redes de agua potable. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. .
- Alcocer-Yamanaka V, Tzatchkov V, Arreguín CF (2004) Modelo de calidad del agua en redes de distribución. Ing. Hidraul. en México. volume XIX, num. 2. April–June 2004
- Alcocer-Yamanaka V, Tzatchkov V, García R, Buchberger S, Arreguín F, León T (2008a) Modelación estocástica del consumo doméstico empleando el esquema de NSRPM. Ing. Hidraul. en México, volume XXIII, num. 3, July–Sept 2008, pp. 105–121
- Alcocer-Yamanaka V, Tzatchkov V, Bourguett V (2008b) Desagregación temporal de lecturas acumuladas de consumo de agua potable por medio de métodos estocásticos. Intersci (Venezuela) 33(10):725–732
- Alcocer-Yamanaka V, Aldama A, Tzatchkov V, Espinosa A, Arreguín F (2009a) Análisis espectral de registros de consumo doméstico. Ing. Hidraul. en México, volume XXIV, num. 4, Oct–Dec 2009
- Alcocer-Yamanaka V, Tzatchkov V, Zheng W (2009b) Spectral analysis of instantaneous residential water demand series, Integrating Water Systems - Computing and Control in the Water Industry (CCWI), CRC Press/A.A. Balkema Publishers – Taylor & Francis Group, Joby Boxall and Cêdo Maksimović - Editors 2009, Sheffield, UK. pp 503–508
- Alvisi S, Franchini M, Marinelli A (2003) A stochastic model for representing drinking water demand at residential level. Water Resour Manag 17(3):197–222
- Bazaraa M, Sherali H, Shetty CM (1993) Nonlinear programming: theory and algorithms. Wiley
- Buchberger S, Wu L (1995) A model for instantaneous residential water demands. J Hydraul Eng ASCE 121 (3):232–246
- Buchberger SG, Carter JT, Lee Y, Schade TG (2003a) Random demands, travel times, and water quality in deadends. AWWA Research Foundation, 2003

- Buchberger SG, Li Z, Tzatchkov VG (2003b) Hydraulic behavior of pipe networks subject to random water demands, World Water & Environmental Resources Congress 2003, Philadelphia, PA, June 23 to 26, 2003
- Buchberger SG, Li Z, Tzatchkov VG (2003c) Hydraulic characterization of pipe network subject to stochastic water demands, Water Resources Management. II, Editor: C.A. Brebbia, WIT Press, Southampton, Boston, 2003, pp 161–170
- Entekhabi D, Bras R (1990) Parameter estimation and sensitivity analysis for the modified Barlett-Lewis rectangular pulses model of rainfall. *J Geophys Res* 95(D3):2093–2100
- Entekhabi D, Rodríguez-Iturbe I, Eagleson P (1989) Probabilistic representation of the temporal rainfall process by a modified NSRPM rectangular pulses model: parameter estimation and validation. *Water Resour Res* 25(2):295–302
- Feliciano D (2005) Análisis y caracterización estocástica del consumo de agua potable en viviendas de Culiacán, Sinaloa, Tesis de maestría, UNAM
- Guercio R, Magini R, Pallavicini I (2001) Instantaneous residential water demand as stochastic point process. *Water Resources Management. Brebbia et al. (Eds) WIT Press*, pp. 129–138
- Kiya F, Murakawa S (1989) Design load for water supply in buildings. Tokyo, A.A. Balkema/Rotterdam
- Mellor D (2007) Generalized NSRPM model, Version 3.3.1 beta. GNU (General Public License), Copyright 1989, 1991 Free Software Foundation Inc, Cambridge, MA, USA
- Nadimpalli G, 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, p 43.
- Rodríguez-Iturbe I, Gupta V, Waymire E (1984) Scale considerations in the modeling of temporal rainfall. *Water Resour Res* 20(11):1611–1619
- Rodríguez-Iturbe I, Cox D, Elsham V (1987) Some models for rainfall based on stochastic point process. *Proc R Soc London A* 410:269–288
- Tzatchkov V (2007) 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, p. 89
- Tzatchkov V, Alcocer-Yamanaka YV, Arreguín CF (2004) Decaimiento del cloro por reacción con el agua en redes de distribución. *Ing. Hidraul. en México* volume XIX, num. 1. Jan–March 2004
- Tzatchkov V, Alcocer-Yamanaka V, Arreguín CF, Feliciano G (2005) Medición y caracterización estocástica de la demanda instantánea de agua potable. *Ing. Hidraul. en México*, Vol. XX, No.1, Jan–March 2005

3.4

ANÁLISIS ESPECTRAL DEL CONSUMO DOMÉSTICO DE AGUA POTABLE

Este capítulo presenta el siguiente artículo publicado en México (Premio Nacional de Ingeniería Civil “José A. Cuevas” 2009 del Colegio de Ingenieros Civiles de México):

Alcocer, V., Aldama, A., Tzatchkov, V., Espinosa, A. Arreguín, F., “Análisis espectral de registros de consumo doméstico”. Ingeniería Hidráulica en México, volumen XXIV, número 4, octubre-diciembre, 2009.

Alcocer-Yamanaka, V., Tzatchkov, V., and Zheng Y. Wu (2010) “Spectral analysis of instantaneous residential water demand time series”, Integrating Water Systems – Boxall & Maksimovic (eds) Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-54851-9, p. 503-508.

Otros artículos relacionados con este capítulo son los siguientes:

Alcocer, V., Tzatchkov, V. (2008). “Análisis espectral del consumo doméstico de agua”. VIII Seminario Ibero-americano sobre Sistemas de Abastecimiento Urbano de Agua”, VIII SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua, Lisboa, 2008.

Alcocer, V., Aldama, A., Tzatchkov, V., Espinosa, A. Arreguín, F., “Análisis espectral de registros de consumo doméstico”. Ingeniería Civil, Núm. 507, Año LXI, julio 2011.

3.4.1 INTRODUCCIÓN

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 (Figura 3.3.5), destaca el modelo PRP propuesto por Buchberger *et al.* (1995) y el NSRPM (*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. 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 λ . A cada pulso se asigna una intensidad y duración aleatorias 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 (NSRPM) 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 λ (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 β .

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 NSRPM permite trabajar directamente con diferentes intervalos de registro (Alcocer *et al.*, 2007).

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, por sus siglas en inglés, *Discrete Fourier Transform*) y su transformada rápida (FFT, por sus siglas en inglés, *Fast Fourier Transform*) 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.

3.4.2 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 presenta 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.

3.4.3 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:

$$S_{dd} = (\omega) \mathcal{F} \left\{ \frac{\langle d(t)d(t+\tau) \rangle}{R_{dd}(\tau)} \right\} \quad 3.4.1$$

donde,

$$R_{dd} = \langle d(t)d(t+\tau) \rangle \equiv \underbrace{\lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N d^{(k)}(t)d^{(k)}(t+\tau)}_{\text{Promedio de ensamble}} \quad 3.4.2$$

Si consideramos al proceso como estacionario y ergódico tenemos que (hipótesis de ergodicidad):

$$R_{dd}(\tau; t) = \underbrace{\frac{1}{T} \int_t^T d(\tilde{t} + \tau) d(\tilde{t}) d\tilde{t}}_{\text{Promedio en el tiempo}} \quad 3.4.3$$

$t=0$

$$S_{dd}(\omega) = \frac{1}{T} \hat{d}(\omega) \hat{d}^*(\omega) = \frac{1}{T} |\hat{d}(\omega)|^2 \quad 3.4.4$$

Si consideramos un filtro de caja (Aldama, 1990), tenemos Figura 3.4.2 y Figura 3.4.3,

$$\bar{d}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} G(t-t') d(t') dt' \quad 3.4.5$$

k , número de realizaciones

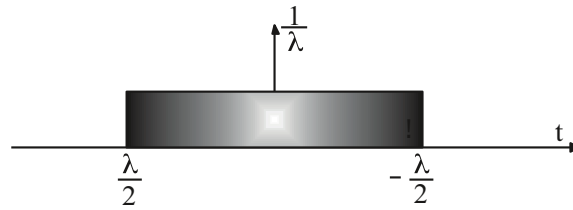


Figura 3.4.2 Representación de filtro de caja en el espacio físico

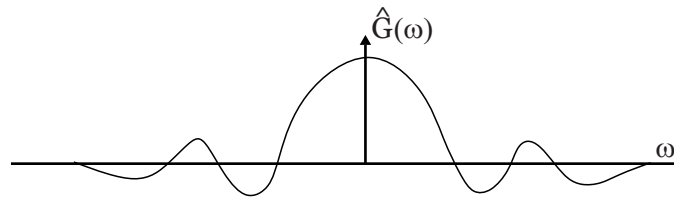


Figura 3.4.3 Representación de filtro de caja (espacio de Fourier)

Dado que se trata de registros “acumulados” o promediados, se emplea el siguiente procedimiento:

Siendo,

$$\hat{G}(\omega) = \frac{\text{sen}\left(\frac{\lambda\omega}{2}\right)}{\frac{\lambda\omega}{2}} \quad \text{la función integradora por emplear,} \quad 3.4.6$$

por lo que, $\hat{d}(\omega) = \hat{G}(\omega) \hat{d}(\omega)$, por lo tanto tenemos, 3.4.7

$$S_{dd}(\omega) = G(\omega) d(\omega) G^*(\omega) d^*(\omega) \quad 3.4.8$$

Sustituyendo obtenemos el espectro acumulado,

$$S_{dd}(\omega) = |\hat{G}(\omega)|^2 \underbrace{|d(\omega)|^2}_{S_{dd}(\omega)} \quad 3.4.9$$

Finalmente el espectro instantáneo se obtendrá de la forma siguiente:

$$S_{dd}(\omega) = \frac{1}{|\hat{G}(\omega)|^2} S_{dd}(\omega) \quad 3.4.10$$

3.4.4 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 en el primer caso se consideran 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.

3.4.5 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, 2) unidad de almacenamiento de registros y, 3) micromedidor nuevo calibrado (Figura 3.4.5).

3.4.6 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”.

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 3.4.1).

Tabla 3.4.1 Parámetros estadísticos de la serie abuela (observada)

Horario	$E[Y_i^{(h)}]$ (L/min)	$Var[Y_i^{(h)}]$ (L/min) ²	$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}]$
7 a 8	0.0206	3.466	0.0011

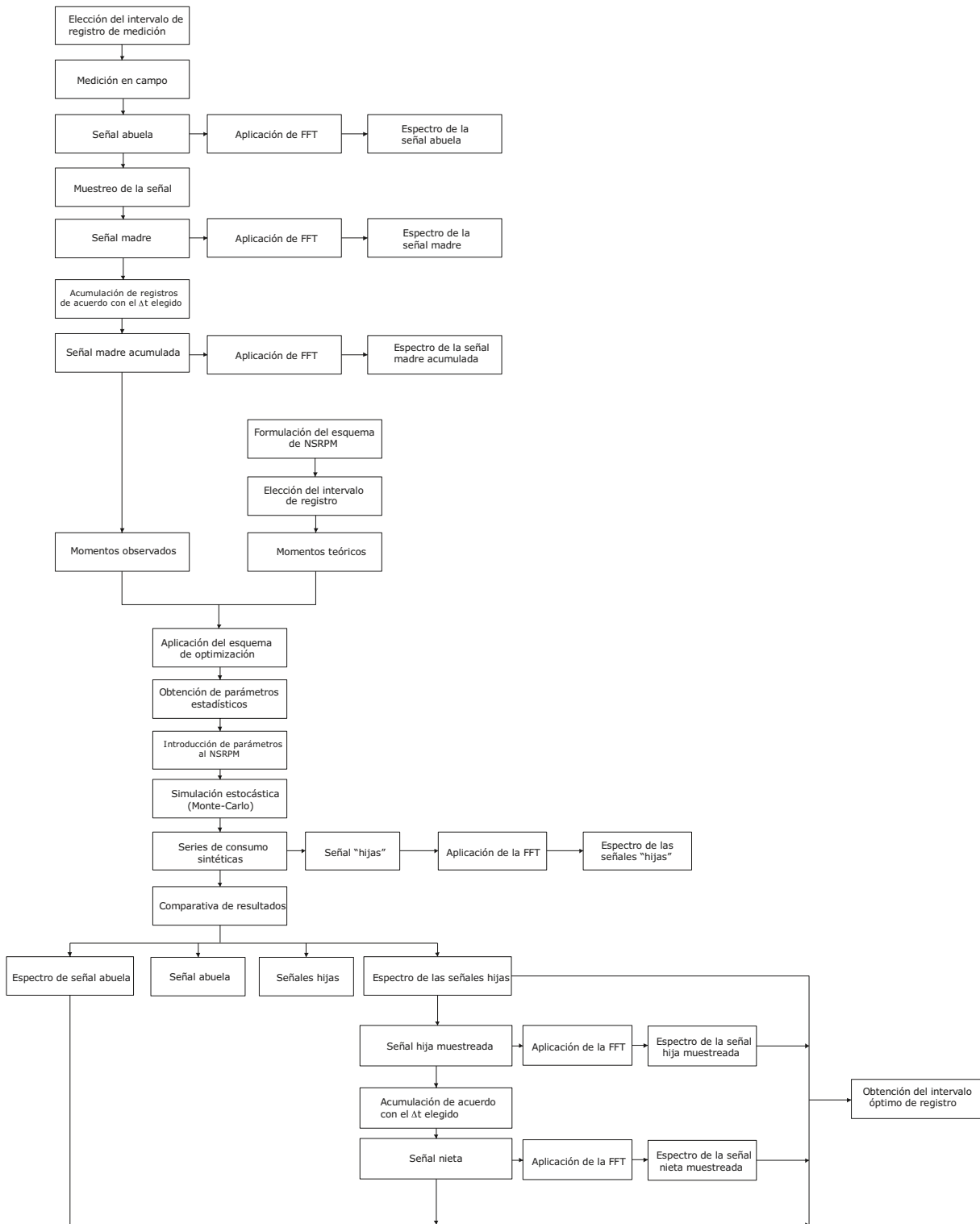


Figura 3.4.4 Metodología propuesta para la obtención del intervalo óptimo de medición de registros de consumo doméstico



Figura 3.4.5 Instalación, programación y almacenamiento de datos en campo

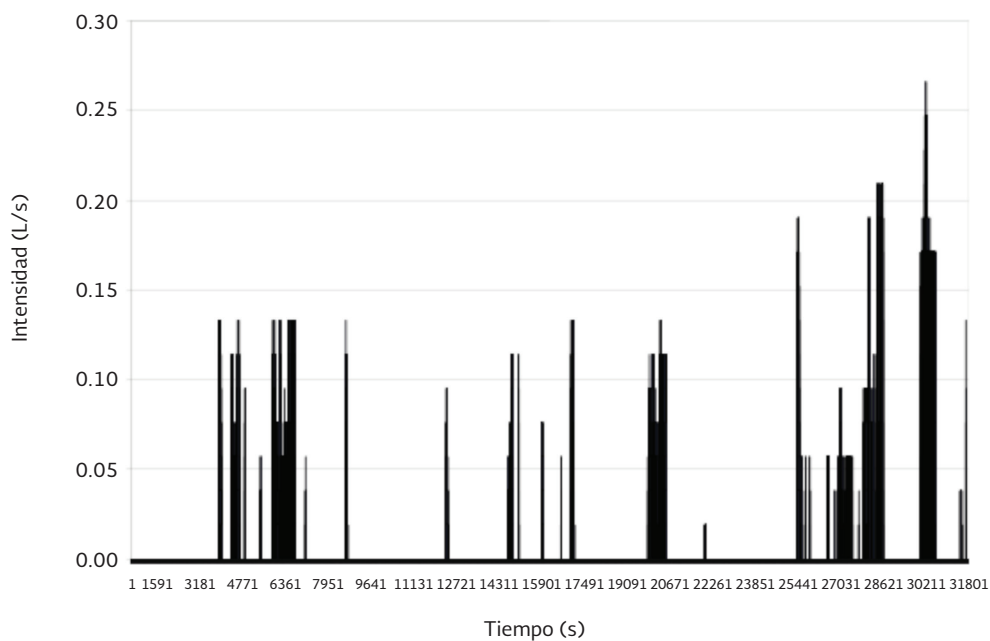


Figura 3.4.6 Variación del consumo en una casa-habitación con domicilio particular calle Virtud, durante el periodo de 7 a 8 de la mañana (señal abuela)

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” (Figura 3.4.7).

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.

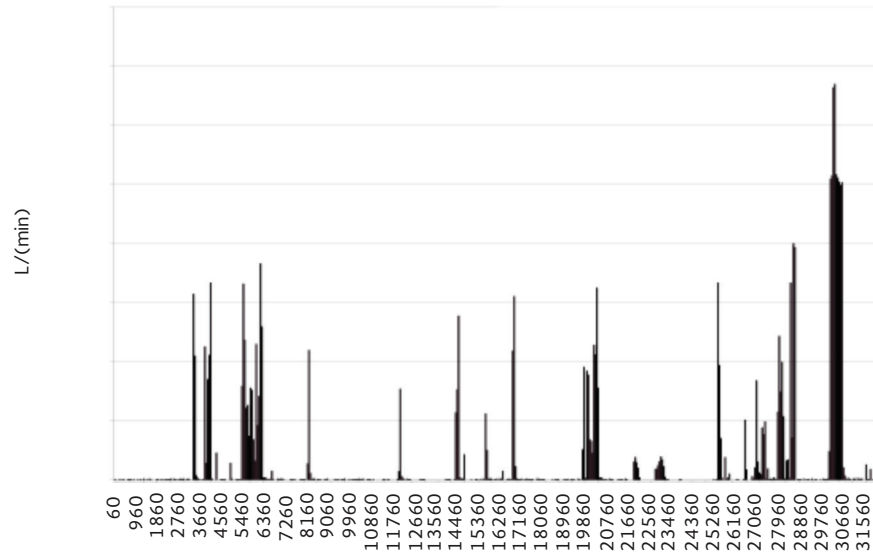


Figura 3.4.7 Señal acumulada con intervalo de registro de un minuto (señal madre)

Tabla 3.4.2 Parámetros estadísticos de la serie madre (observada)

Horario	$E[Y_i^{(h)}]$ (L/min)	$Var[Y_i^{(h)}]$ (L/min) ²	$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}]$
7 a 8	1.844	8.125	6.666

3.4.7 APLICACIÓN DEL ESQUEMA DE NSRPM (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

$$E[Y_i^{(h)}] = \rho \mu_c \mu_x h \tag{3.4.11}$$

Varianza

$$Var[Y_i^{(h)}] = \lambda\eta^{-3}(\eta h - 1 + e^{-\eta h}) \left\{ 2\mu_c E(X^2) + E(C^2 - C)\mu_x^2 \frac{\beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \quad 3.4.12$$

Covarianza

$$Cov[Y_i^{(h)}, Y_{i+k}^{(h)}] = \lambda\eta^{-3}(1 - e^{-\eta h})^2 e^{-\eta(k-1)h} \cdot \left\{ \mu_c E(X^2) + \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C)\mu_x^2 \beta^2}{\beta^2 - \eta^2} \right\} \\ - \lambda(1 - e^{-\beta h})^2 \cdot e^{-\beta(k-1)h} \frac{1}{2} \frac{E(C^2 - C)\mu_x^2}{\beta(\beta^2 - \eta^2)} \quad k \geq 1 \quad 3.4.13$$

Recordar que,

η^{-1} , representa la duración promedio de los pulsos;

β^{-1} , corresponde con el tiempo promedio entre cada pulso individual y el origen del evento;

λ^{-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 o pulsos por evento;

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:

$$Z = \left[\left(\frac{F_1(\xi)}{F'_1} - 1 \right)^2 + \left(\frac{F_2(\xi)}{F'_2} - 1 \right)^2 + \dots + \left(\frac{F_n(\xi)}{F'_n} - 1 \right)^2 \right] \quad 3.4.14$$

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 (3.4.11), (3.4.12) y (3.4.13)}, 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 (3.4.14). Considerando las expresiones anteriores (3.4.11, 3.4.12, 3.4.13 y 3.4.14) que permitirán obtener los parámetros teóricos y tomando los valores calculados en la Tabla 3.4.1 para los parámetros observados, se aplica programación matemática no lineal (NLP). Los resultados derivados de la optimización son los siguientes (Tabla 3.4.3):

Tabla 3.4.3 Parámetros teóricos obtenidos a partir del esquema de NSRPM. Horario de 7-8

λ_1 (min ⁻¹)	μ_{c1} (número)	η_1 (min ⁻¹)	β_1 (min ⁻¹)	μ_{x1} (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 3.4.4 Duración e intensidad de los pulsos (señal abuela y NSRPM)

$\eta^{-1}_{\text{abuela}}$ (s)	η^{-1}_{NSRPM} (s)	μ_{abuela} (L/min)	$\mu_{\text{xNSRPM}\zeta}$ (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 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 obteniendo a partir de los estadísticos de la señal madre. Las series fueron obtenidas con un generador propuesto por (Mellor, 2007).

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.

3.4.8 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 (Figura 3.4.9).

En la figura 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 (Figura 3.4.10). 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.

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

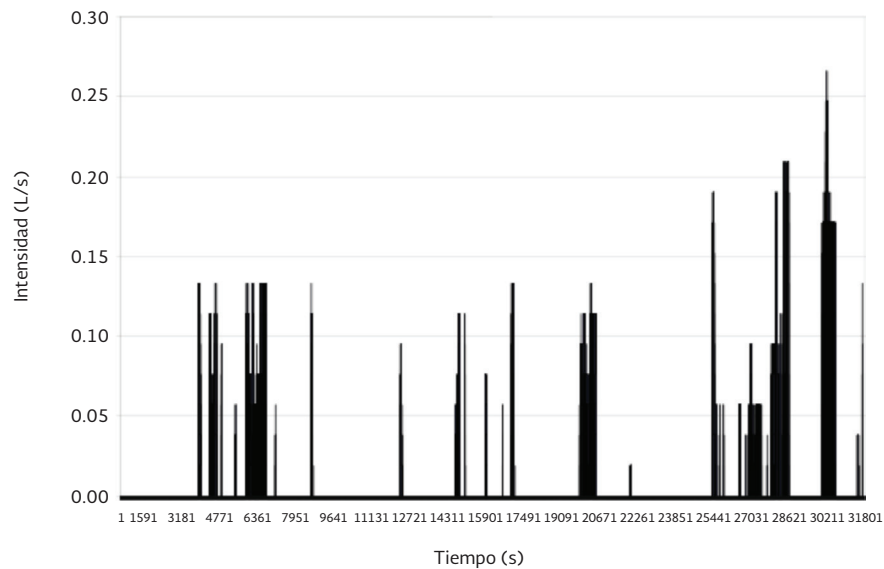


Figura 3.4.8 Señales sintéticas generadas a partir del esquema de NSRPM (Señal hija #1)

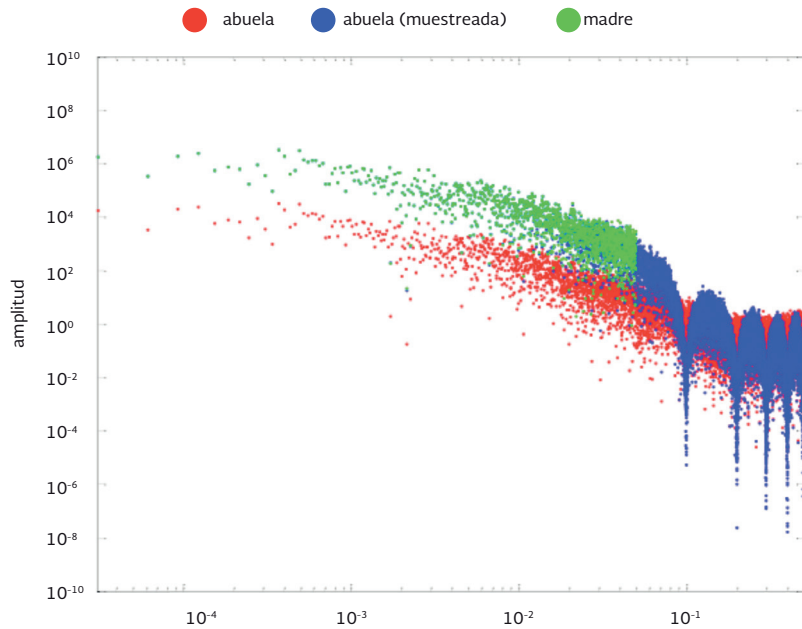


Figura 3.4.9 Espectros de las señales abuela y madre (registros acumulados)

cambio de pendiente en la frecuencia cercana a 5^{-3} 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

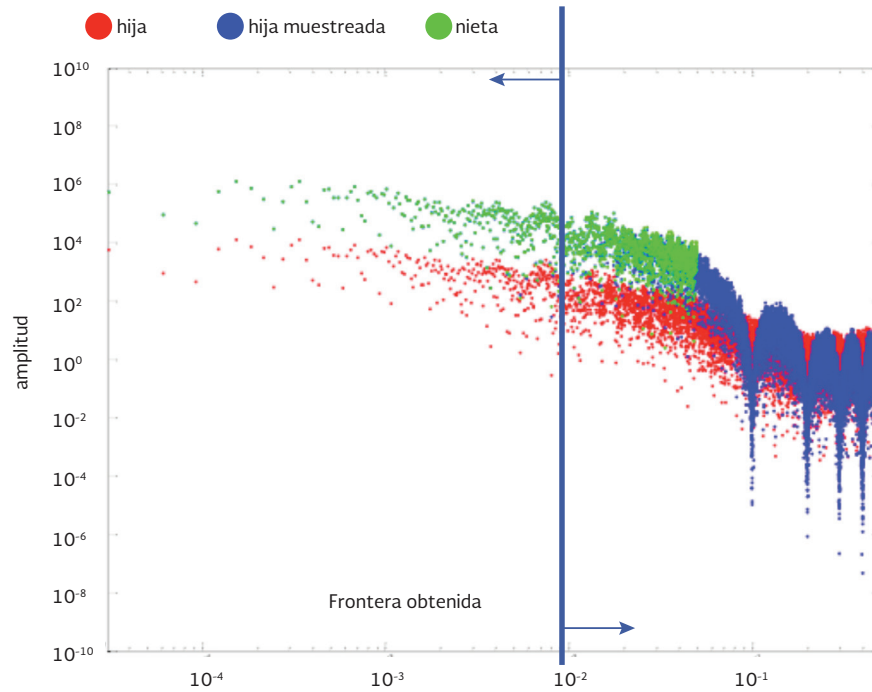


Figura 3.4.10 Espectros obtenidos a partir de la “señal hija”

empleando los datos de la señal abuela y afectando su espectro por la función integradora definida en las ecuaciones 3.4.6 y 3.4.10 obtenemos el espectro final.

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”.

3.4.9 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 minu-

tos. 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.

3.4.10 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.).

3.4.11 METODOLOGÍA

Los pasos a seguir en esta segunda etapa se componen de lo siguiente:

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 (1 s, 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:

$$S_{vv}(\omega) = \mathcal{F}\{R_{vv}(\tau)\} \quad 3.4.15$$

donde,

R_{vv} es la función de autocovarianza

τ , desplazamiento (lag)

La función de autocovarianza se define como:

$$R_{vv}(\tau) = \langle v(t)v(t+\tau) \rangle = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N v^{(n)}(t)v^{(n)}(t+\tau) \quad 3.4.16$$

3.4.12 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 (Figura 3.4.11). 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.

Una vez seleccionadas las series y el intervalo de agregación (h), se aplica la función de autocovarianza (AutoCOVAR) en cada serie de consumo involucrada (Figura 3.4.11). 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):

$$L_c = \frac{L}{5} \quad 3.4.17$$

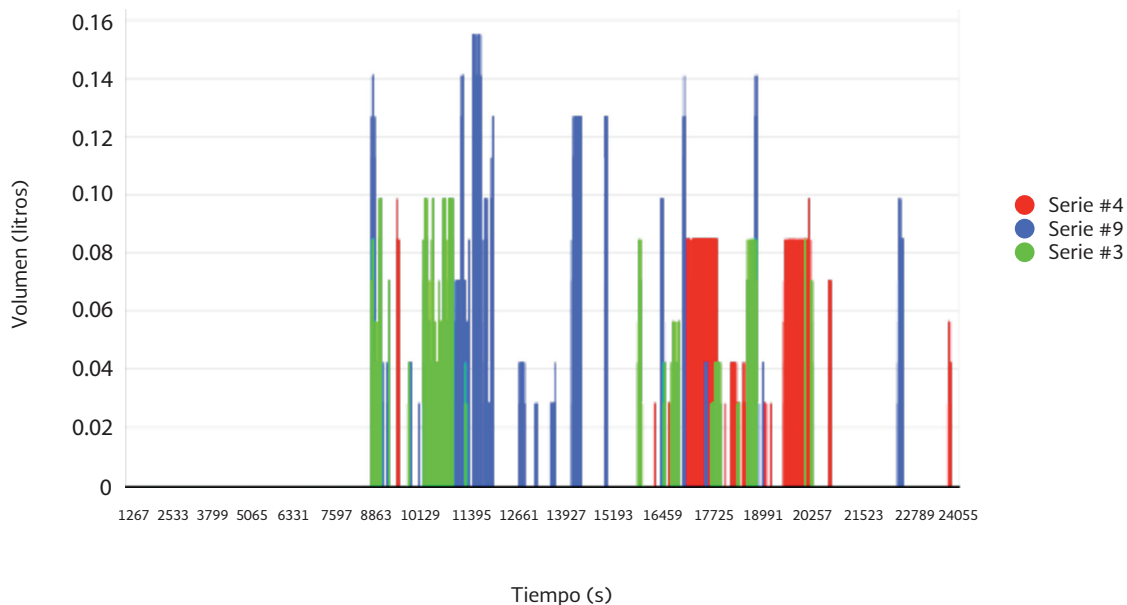


Figura 3.4.11 Series de consumo medidas con intervalo de registro de un segundo (5:00 a.m. – 12:00 p.m.)

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.

3.4.13 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, 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 (Figura 3.4.13). 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

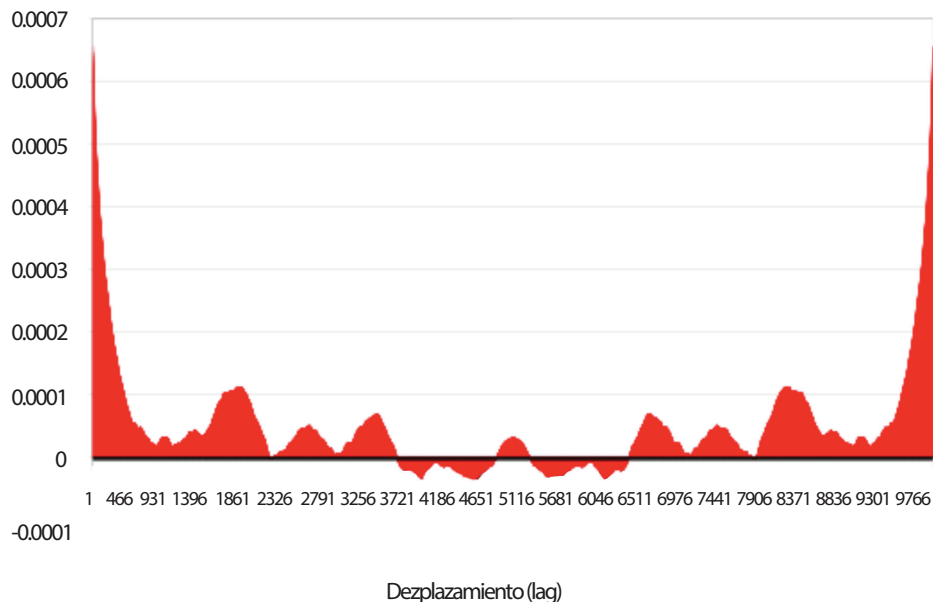


Figura 3.4.12 Señal "abuela" resultante y ensamblada en términos de la función de AutoCOVAR ($h = 1$ s) El intervalo de agregación (h) afectará directamente la longitud de la serie, por lo que entre mayor sea este intervalo, menor será la señal "abuela" resultante y ensamblada.

minutos (Figura 3.4.14). 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 (Figura 3.4.14).

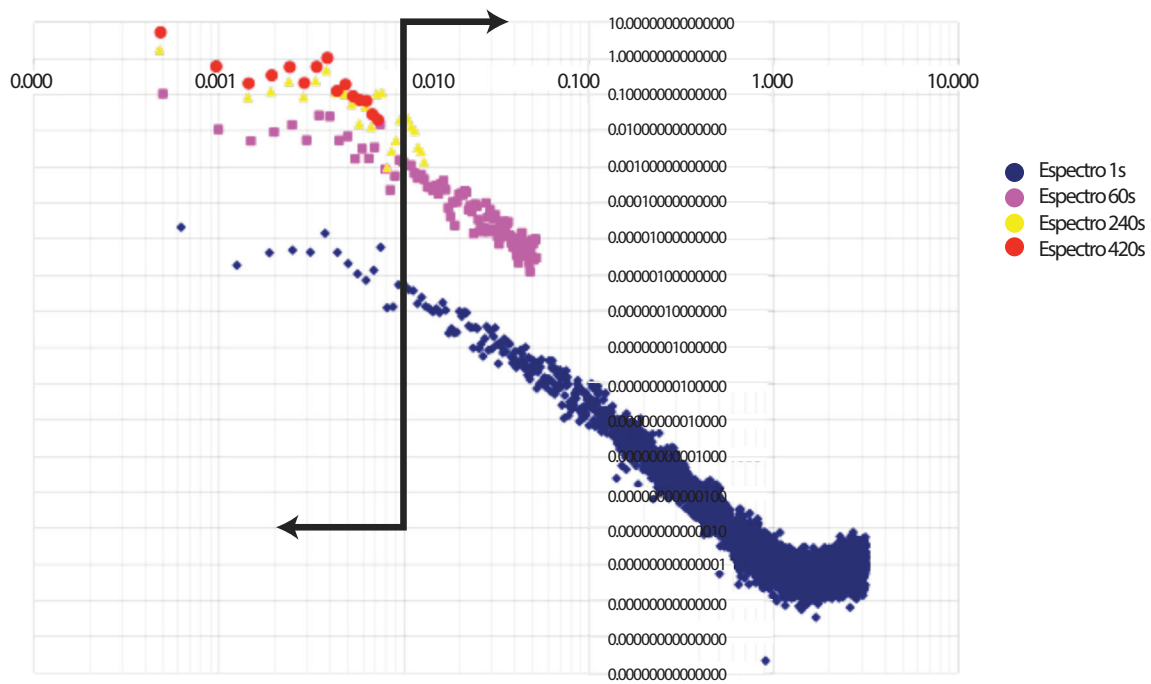


Figura 3.4.13 Espectros obtenidos a partir de las señales “abuelas” y “madres” ensambladas

La ventaja de este procedimiento en nuestro experimento es que se cuenta con la serie de menor intervalo de registro (1 s). Lo anterior permite 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 $h = 60$ s es igual o muy similar a $h = 1$ s, es posible concluir que a partir de registros con $h = 60$ s será posible recuperar información con intervalo de registro de un segundo. Caso contrario cuando la pendiente resulta diferente con respecto a $h = 1$ s, 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.

3.4.14 CONCLUSIONES

El proceso basado en el análisis de Fourier puede ser aplicado como herramienta de desagregación temporal y así 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 está entre los 250 y 1 segundos. En otras palabras, es posible medir con intervalo de registro

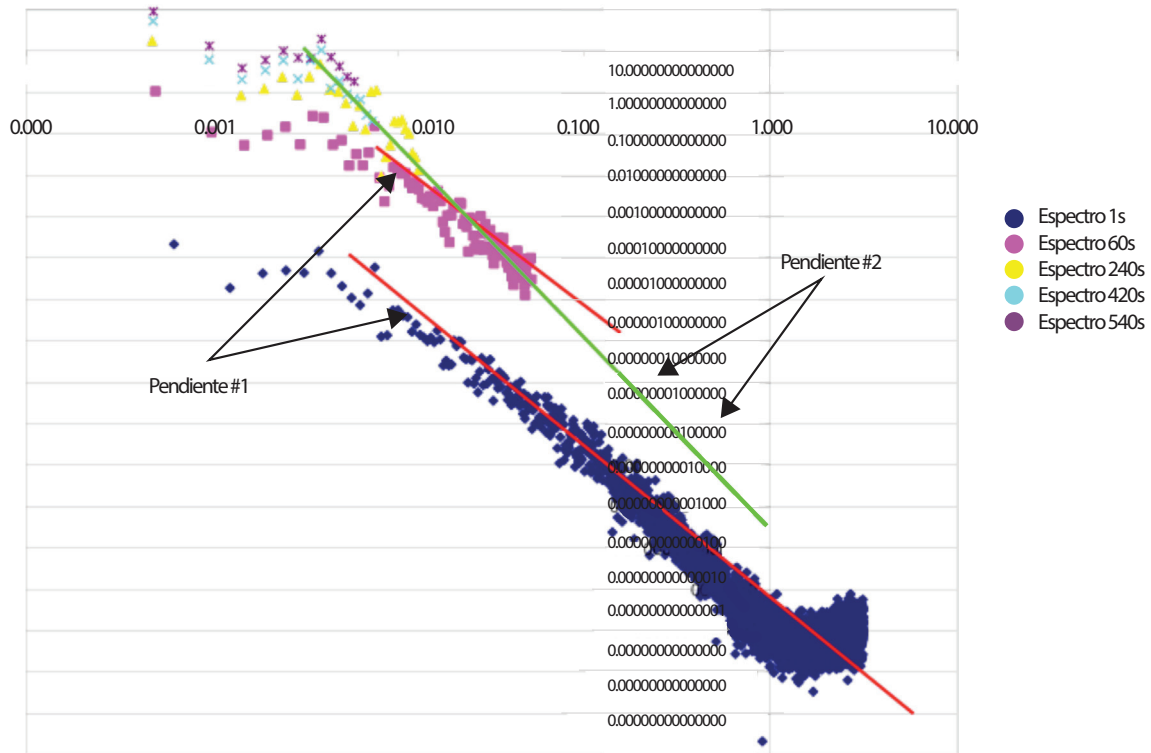


Figura 3.4.14 Comparación de pendientes de los espectros obtenidos a partir de las señales “abuelas” y “madres” ensambladas

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 está 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.

REFERENCIAS

- 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., García, R., Buchberger, S., Arreguín, F., León, T. (2007). “Modelación estocástica del consumo doméstico empleando el esquema de NSRPM”, *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, volumen XXIII, número 3, julio-septiembre, 2008.
- 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.
- Buchberger, S. y Wu, L. (1995). "A model for instantaneuous residential water demands", *Journal of Hydraulics Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 3, p. 232-246.
- 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.
- Entekhabi, D., Rodríguez-Iturbe, I. y Eagleson, P. (1989). "Probabilistic Representation of the Temporal Rainfall Process by a Modified NSRPM Rectangular Pulses Model: Parameter Estimation and Validation", *Water Resources Research*, Vol. 25, No. 2, February, p. 295-302.
- Li, Z. y Buchberger, S. (2006). PRPsym Users Guide. *University of Cincinnati*, Cincinnati, Ohio.
- Mellor, D. (2007). *Generalized NSRPM Model., Version 3.3.1 beta*. GNU (General Public License), Copyright 1989, 1991 Free Software Foundation Inc, Cambridge, MA, USA
- 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.
- 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.

3.5

FLUJO NO PERMANENTE EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA GENERADO POR DEMANDA ESTOCÁSTICA

Este capítulo representa una traducción al español de siguiente artículo publicado:

Tzatchkov, V., Alcocer, V., Buchberger, S., "Stochastic demand generated unsteady flow in water distribution networks", Proceedings of the 8th Annual Water Distribution System Analysis Symposium, University of Cincinnati, USA, August 27-30, 2006, p. 1-12.

3.5.1 INTRODUCCIÓN

Cualquier modelo de redes de distribución de agua incluye, de alguna manera, un modelo de caudal y de presión para las tuberías de la red y un modelo de demanda en los nodos de la red. La gran mayoría de los modelos conocidos de redes de distribución, como EPANET y otros, son los modelos de período extendido que asumen flujo permanente en las tuberías de red durante un cierto intervalo de simulación (por lo general una hora) y una demanda de agua constante durante el mismo intervalo. El flujo en redes de distribución de agua es intrínsecamente no permanente, sin embargo. Los usuarios de agua conectados a las tuberías de la red usan dispositivos de una manera estocástica, haciendo que el flujo se haga no permanente en las tuberías de red. El modelo del Pulsos Rectangulares de Poisson (PRP) de la demanda de agua ha sido desarrollado en los últimos años con el fin de simular de forma realista la demanda de agua estocástica (Buchberger y Wu 2005, Buchberger *et al.* 2003^a) a diferentes niveles, tales como en las casas individuales (punto de uso) y en una tubería con extremo cerrado que suministra un número de hogares (punto de no retorno). El modelo PRP se ha aplicado en modelos de período extendido (Nilsson 2005, Li 2006) con diferentes intervalos de tiempo, incluyendo intervalo de un segundo (Tzatchkov *et al.* 2001, Buchberger *et al.* 2003^b) correspondiente (presumiblemente) al flujo instantáneo en las tuberías. La aplicación más simple de este tipo es obtener la variación del caudal en una tubería que suministra un grupo de casas. La forma en que se lleva a cabo hasta el momento es de generar pulsos de demanda (mediante simulación Monte Carlo) en las casas, y simplemente superponerlos. Lo que de hecho se asume en este tipo de aplicaciones es que las variaciones de flujo, en cualquier punto de las tuberías, se transmiten de forma instantánea a lo largo de ellas. Esto es una consecuencia de la combinación de un modelo dinámico (PRP) para la demanda de agua, y un modelo de estado estacionario para el flujo en las tuberías. Guercio *et al.* (2001) y Alvisi *et al.* (2003) han tratado el problema inverso con el fin de estimar los parámetros del modelo PRP para la demanda de agua en los hogares. Lo que se hace en su trabajo es un registro de la variación del caudal en una tubería de suministro de un grupo de casas, y para estimar los parámetros de los pulsos de consumo suponen implícitamente que la variación medida se obtiene mediante una simple superposición de los pulsos de consumo.

Las redes de distribución de agua de las ciudades son muy grandes, comprenden cientos o miles de kilómetros de tuberías interconectadas. La intuición dice que es cuestionable que cualquier variación de caudal se transmite instantáneamente a través de una gran red. Por ejemplo, es difícil de creer que la apertura de un grifo en una casa podría ser detectada en el mismo momento, y con la misma magnitud, en la fuente de suministro de agua de la red, que puede ser situada a kilómetros de la casa. Un modelo dinámico para el flujo en las tuberías, en combinación con el modelo de PRP para la demanda de agua, es obviamente necesario para modelar la variación de caudal a escalas de tiempo más finas. Los modelos dinámicos disponibles para flujo no permanente en tuberías son basados en la teoría de la columna rígida y en la teoría de la columna elástica de agua. La teoría de la columna rígida de agua asume que los cambios de flujo son de transmisión instantánea a lo largo de los tubos, y por lo tanto no es aplicable. De acuerdo con la teoría de la columna elástica en flujo no permanente, cualquier cambio en la velocidad de flujo en una tubería se mueve a lo largo de la tubería con una velocidad muy alta (llamada también celeridad). El orden de la celeridad es de 1,000 m/s para las tuberías metálicas. El cambio en la velocidad del flujo en un punto de la tubería está relacionado con un cambio en la presión del agua en el mismo punto. Entonces, el uso de un dispositivo de agua conectado a una tubería de red causa una rápida subpresión que se propaga a lo largo de la tubería. Del mismo modo, el cierre del dispositivo provoca un aumento de presión que se propaga. Estos cambios de presión se transforman cuando encuentran un nodo de unión, y siguen propagándose en los tubos conectados en la unión. En este trabajo se presenta un intento de analizar la forma en que pulsos de consumo se transforman en las redes de distribución, sobre la base de la teoría de la columna elástica de agua en flujo no permanente, hasta que llegan a una tubería de suministro o a la propia fuente de agua de la red. Los resultados obtenidos muestran que para tuberías largas de la red, o tiempos de viaje totales largos del cambio del flujo, los pulsos de consumo que llegan a la tubería de suministro pueden ser muy diferentes en comparación con el pulso original de demanda.

3.5.2 HIPÓTESIS Y PARÁMETROS BÁSICOS DEL MODELO PRP

En el método de pulsos rectangulares de Poisson (PRP), propuesto por primera vez por Buchberger y Wu (1995), la demanda de agua en una casa está representada por una serie de pulsos rectangulares con intensidad α y duración τ aleatorias, que ocurren de acuerdo a un proceso de Poisson expresado por una tasa de llegada λ , como se muestra en la Figura 3.5.1. La ordenada en esta figura representa el gasto instantáneo de agua consumida q (la intensidad del pulso). Los pulsos pueden superponerse tal como se muestra en la misma figura. Varios parámetros básicos relacionados con el uso de agua residencial son necesarios para aplicar el modelo de PRP, tales como los datos estadísticos de la frecuencia, la duración y la intensidad de los pulsos de consumo. El modelo y aplicaciones se explican por Buchberger *et al.* (2003a), Li (2006) y en otras referencias. Valores representativos de la intensidad media de los pulsos de la demanda, obtenidos a partir de estudios de campo en Culiacán, México (Alcocer y Tzatchkov, 2004; Alcocer y Tzatchkov 2005) y Milford, Ohio (Buchberger *et al.*, 2003a) son de 6 a 7 L/min, y de 40 a 50 segundos para la duración de los pulsos.

- Las demandas ocurren aleatoriamente siguiendo un proceso de Poisson
- Un pulso con intensidad y duración aleatoria se asocia con cada demanda
- La demanda total en cualquier momento es la suma de todos los pulsos activos

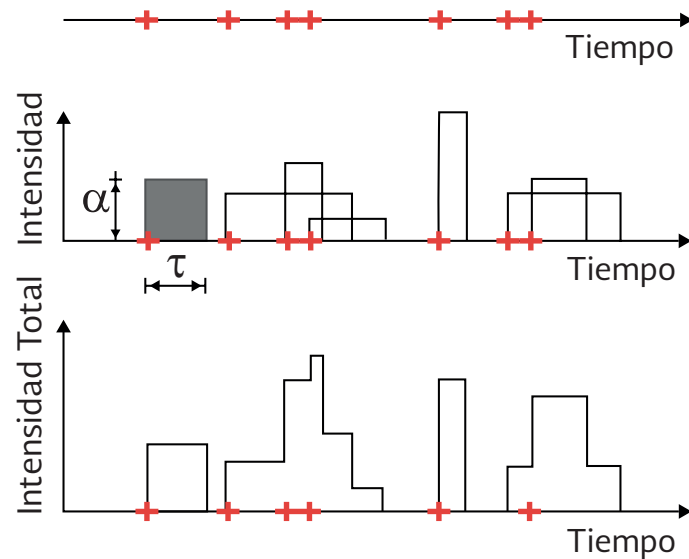


Figura 3.5.1 Representación esquemática del método de pulsos rectangulares de Poisson (Li, 2006)

3.5.3 CONCEPTOS BASICOS DE LA TEORIA DE LA COLUMNA ELÁSTICA DE AGUA EN FLUJO NO PERMANENTE

La teoría básica de la columna elástica de agua se explica en muchos textos sobre golpe de ariete y flujo no permanente, tales como (Parmakian 1963), (Rich 1963) y (Wood et. Al 2004). Aunque su presentación formal se basa en ecuaciones diferenciales parciales, sus efectos relacionados con este trabajo pueden reducirse a lo siguiente:

1. Cada cambio en la velocidad de flujo en un punto de una tubería está relacionado con un cambio en la carga de presión en el mismo punto, de acuerdo con la siguiente relación conocida como ecuación Joukowski:

$$\Delta H = \frac{a}{g} \Delta v$$

donde a es la velocidad de propagación de las ondas de presión (llamada también celeridad), y g es la aceleración de la gravedad. La Figura 3.5.2 muestra este efecto para el caso cuando cierto gasto es extraído de repente lateralmente de una tubería.

2. Cada cambio en la velocidad del flujo Δv , y el cambio relacionado de la carga ΔH , viajan inalterados a lo largo del tubo con la velocidad a hasta encontrar un cruce con otros tubos o un elemento de frontera de la red.
3. Cuando el cambio de velocidad y de carga de presión en movimiento llega a un cruce de la red (Figura 3.5.3), una parte de este cambio se refleja a la tubería en la que se originó, y el resto entra en los demás tubos conectados en el cruce. La parte transmi-

tida a los otros tubos se expresa mediante el coeficiente de transmisión T y la parte reflejada por un coeficiente de reflexión R , dados por las siguientes ecuaciones:

$$T = \frac{2A_i}{\Sigma A} \quad 3.5.1$$

$$R = 1 - T \quad 3.5.2$$

donde A_i es el área del tubo del pulso incidente y ΣA es la suma de las áreas de los tubos conectados en la unión, incluyendo la del tubo de pulso incidente.

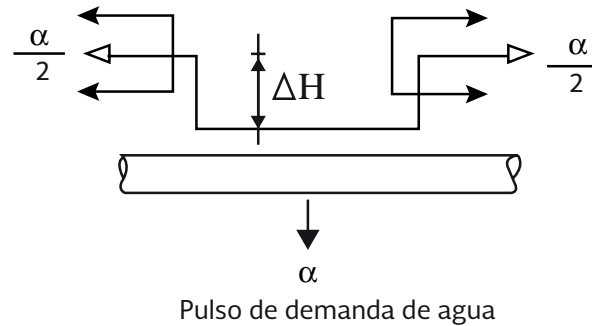


Figura 3.5.2 Un cambio de presión-flujo de Joukowski en un tubo con extracción lateral súbita

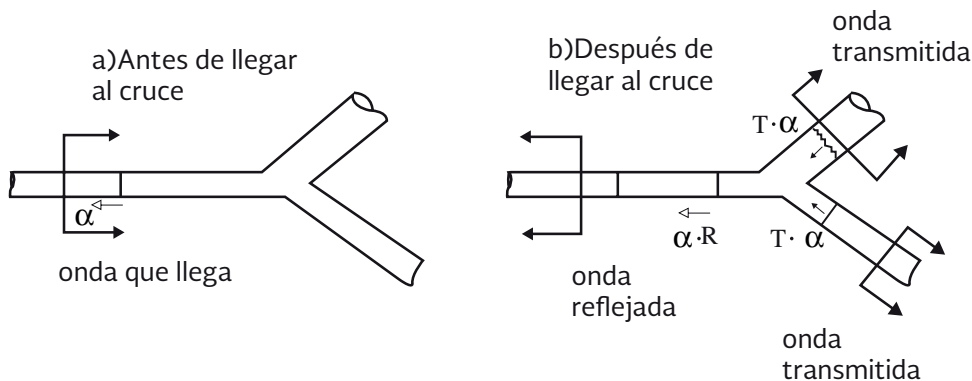


Figura 3.5.3 Un cambio de presión-flujo que llega a un cruce

Cabe señalar que las ecuaciones (3.5.1) y (3.5.2) expresan los cambios transmitidos y reflejados en la velocidad del flujo, pero no en el gasto en la tubería. Los cambios transmitidos y reflejados del gasto en las tuberías se pueden calcular multiplicando los correspondientes cambios en la velocidad por el área de sección transversal de cada tubo. Un caso particular de estas ecuaciones, a que se hará referencia más adelante en este documento, es el caso cuando la onda de presión-velocidad incidente llega a un extremo cerrado. En ese caso $\Sigma A = A_i$, por lo que $T = 2$ y $R = -1$, que significa que el gasto se invierte al llegar a extremos de los tubos cerrados.

Esta formulación de los efectos de flujo no permanente es, de hecho, la base de los métodos numéricos y gráficos manuales antiguos para el análisis de golpes de ariete utilizados en los años 1950-1960, incluso antes de la llegada de los ordenadores (Parmakian, 1963; Rich, 1963). Posteriormente estos métodos fueron desplazados, sobre todo por el método de las características, y están recuperando popularidad en los últimos años (Wood 2005, Wood *et al.* 2004). Hay maneras de considerar la pérdida de carga por fricción en estos métodos, como se explica en Wood *et al.* (2004) y en otros textos sobre análisis del golpe de ariete, pero no se considera en este trabajo como algo irrelevante y de poca importancia. La pérdida de carga por fricción depende del cuadrado de la velocidad de flujo en la tubería. Este artículo se ocupa principalmente de los efectos de los pulsos de demanda individuales, superpuestos sobre el flujo en las tuberías. Puesto que la capacidad de las tuberías de la red es mucho más grande en comparación con la intensidad del pulso, el cambio en la velocidad de flujo debido a un pulso de la demanda es pequeño, y será aún más pequeño el cuadrado, por lo que es insignificante.

3.5.4 FLUJO NO PERMANENTE DENTRO DE UNA CASA

Las tomas domiciliarias y tuberías en las casas (tuberías de fontanería) son de tubos de pequeño diámetro. En México, por ejemplo, las líneas tomas domiciliarias son normalmente tuberías de 12.7 mm, y las tuberías en las casas son del mismo diámetro o menores. La tubería a la que se conectan las tomas domiciliarias, normalmente es de 3 pulgadas (76.2 mm) o de tubo más grande. La relación de los diámetros de la tubería principal y la toma domiciliaria es entonces igual a 6 ó mayor. La tubería en el hogar normalmente es metálica, y relativamente rígida debido a su pequeño diámetro. Para este tipo de tubos la celeridad es del orden de 1,000 m/s o superior. La distancia entre la tubería principal y los dispositivos que utilizan agua dentro de la casa, incluyendo la longitud de la toma domiciliaria y la tubería en el hogar, por lo general es del orden de 5 a 10 metros.

De acuerdo con la teoría de columna elástica, la apertura de un dispositivo de uso del agua dentro de la casa genera un flujo en movimiento y un cambio de presión en la tubería en el hogar. Debido a la pequeña longitud de la tubería, y la alta celeridad de la onda de presión, el cambio de flujo llega en un tiempo muy corto (del orden de entre 0.005 y 0.01 segundos) a la conexión con la tubería principal. La conexión de la tubería es, de hecho, un cruce de red, del tipo representado en la Figura 3.5.3, donde se reúnen 3 tubos (la toma domiciliaria, y los lados izquierdo y derecho de la tubería principal). Puesto que el área de la sección transversal de un tubo es proporcional al cuadrado de su diámetro, para la relación antes mencionada de 6 para los diámetros de los tubos (tubería principal contra toma domiciliaria), las ecuaciones (3.5.1) y (3.5.2) dan un coeficiente de transmisión $T = \frac{2}{7^3} \approx 0.027$, y un coeficiente de reflexión $R \approx 0.973$. Eso significa que sólo una pequeña parte (menos del 3%) del cambio de presión entra a la tubería principal. Sin embargo, casi la totalidad del cambio del gasto se transmitirá a la corriente en la tubería principal (precisamente una $\frac{72}{73}$ parte, calculada multiplicando el coeficiente de transmisión T del área de la sección transversal de la tubería principal, como se explicó antes). De esta manera, el cambio de presión tras la apertura o el cierre de un único dispositivo de uso del agua dentro de una casa puede ser importante sólo en las tuberías en el hogar y en las tomas domiciliarias. Al llegar a la conexión de la toma domiciliaria con la tubería principal de agua, sin embargo sólo una pequeña parte del cambio de presión entra en la tubería principal, ya que su área de la sección transversal es normalmente mucho mayor en comparación con la de la toma domiciliaria. Debido a esto,

la operación de un único dispositivo de agua dentro de una casa es casi imperceptible en las tuberías de la red de distribución.

3.5.5 PROPAGACIÓN DE LOS PULSOS DE LA DEMANDA EN REDES

La propagación del pulso de demanda en un solo tubo

La Figura 3.5.4 muestra un tubo con extremo cerrado de longitud L en que se produce un pulso de demanda de agua en una toma domiciliar situada a una distancia x de la sección A-A', el comienzo de la tubería, donde nos interesa analizar cómo llegarán los pulsos de demanda. La secuencia de eventos, de acuerdo con la teoría de la columna elástica de agua para flujo no permanente, es la siguiente:

1. El pulso de la demanda genera dos ondas de presión en movimiento, comenzando ambos desde la ubicación del pulso. Una de ellas se dirige al extremo cerrado de la tubería, y la otra a su inicio. Cada una de estas dos ondas en movimiento lleva un cambio de flujo igual a $\frac{\alpha}{2}$, donde α es la intensidad del pulso.
2. La onda de presión dirigida de la toma domiciliar al tubo de comienzo llegará allí al tiempo $\frac{x}{a}$, es decir, en el momento $\frac{x}{a}$ la mitad del pulso de demanda llegará al inicio de la tubería.
3. La otra onda viajará al extremo cerrado de tuberías el tiempo $\frac{L-x}{a}$. Al llegar al extremo cerrado de la onda se refleja completamente y viaja en el tiempo $\frac{L}{a}$ hacia la tubería de comienzo. De esta manera la segunda mitad del pulso de la demanda llegará al inicio de la tubería en el momento $\frac{2L-x}{a}$.
4. Dependiendo de los valores de L , x , a y τ , el hidrograma de flujo al inicio de la tubería se verá como se muestra en la Figura 3.5.5 (para $\frac{2L-x}{a} < \tau$) o en la Figura 3.5.6 (válida para $\frac{2L-x}{a} > \tau$). Para $x = L$, es decir, cuando el pulso de la demanda se origina en el extremo del tubo, llegará inalterada al inicio de la tubería en el momento $\frac{L}{a}$.

Propagación de pulsos de demanda en un tubo de ramificación

La Figura 3.5.7 muestra un tubo con una rama y dos extremos cerrados. Sean numeradas las tuberías como 1, 2 y 3, como se muestra en la figura, y sean para simplificar los tres tubos del mismo diámetro y con la misma celeridad de la onda, y que se produce un pulso de la demanda en uno de los extremos cerrados, como se muestra en la figura. La secuencia de eventos, de acuerdo con la teoría de la columna elástica de agua en flujo no permanente, es la siguiente:

1. El pulso de la demanda se desplazará en la tubería 1 por $\frac{L}{a}$ segundos hasta el punto de ramificación.
2. En el punto de ramificación, un tercio del pulso de la demanda se reflejará a la tubería 1, otra tercera parte entrará en el tubo de ramificación de extremo cerrado (tubo 3),

y el último tercio continuará viajando en la tubería 2 hacia al inicio de la tubería y llegará allí en tiempo $\frac{L_1}{a}$.

3. La onda en el tubo 3 (un tercio de la intensidad del pulso original de la demanda) llegará a su extremo cerrado en el momento $(L_1+L_3)/a$, se invertirá en él, y llegará al punto de ramificación en el momento $(L_1+L_3)/a$. En ese momento una onda con la novena parte de la intensidad del pulso de demanda original se transmitirá al tubo 2, llegando a su inicio en el momento $\frac{L_1+L_2+2L_3}{a}$, y otra novena parte será transmitida al tubo 1, donde la onda viajará a su extremo cerrado y volverá al punto de ramificación $\frac{L_1+2L_3}{a}$ segundos más tarde.

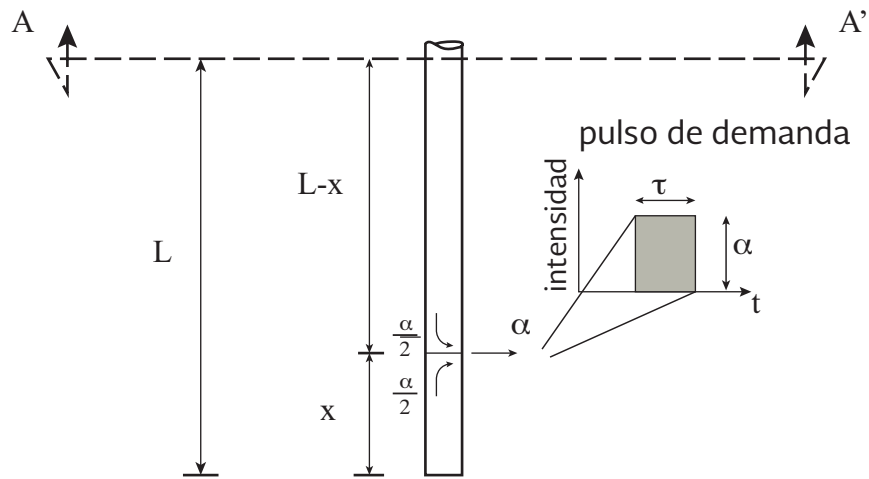


Figura 3.5.4 Pulsos de demanda en un solo tubo.

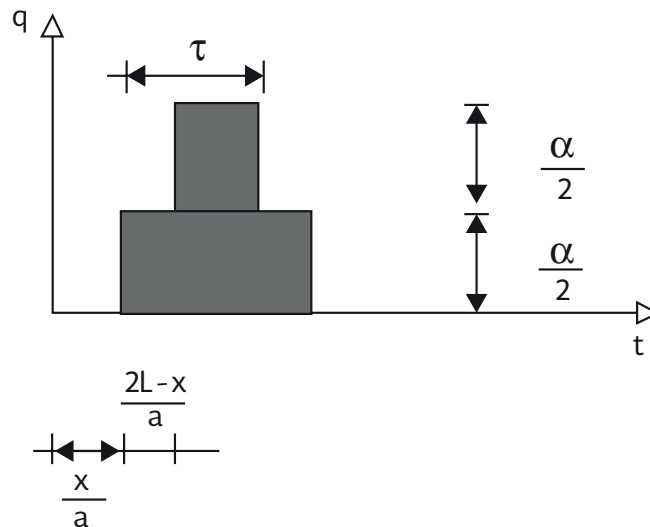


Figura 3.5.5 Hidrograma de flujo al inicio de la tubería después de un pulso de la demanda a distancia x , para $\frac{2L-x}{a} < \tau$

- La onda reflejada en la Tubería 1 (un tercio de la intensidad del pulso original de demanda) llegará a su extremo cerrado en el momento $\frac{2L_1}{a}$, se invertirá de él, y llegará al punto de ramificación en el momento $\frac{3L_1}{a}$. En este momento una onda con la novena parte de la intensidad del pulso de la demanda original se transmitirá al tubo 2, llegando a su inicio en el momento $\frac{2L_1 + L_2}{a}$.
- Con cada movimiento posterior de las ondas dentro de los tubos 1 y 3, estos dos tubos contribuirán a la tubería 2 una tercera parte de la intensidad del pulso anterior. La suma de las porciones del pulso de demanda original, que llegan al principio de la tubería 2 se da entonces por

$$\left(\frac{1}{3} + \frac{2}{9} + \frac{4}{27} + \frac{8}{81} + \dots\right)\alpha = \left(\sum_{i=0}^{\infty} \frac{2^i}{3^{i+1}}\right)\alpha = \alpha$$
- Figura 3.5.8 muestra cómo el hidrograma de flujo al comienzo de la tubería se verá para el caso $L_1 = L_2 = L_3 = L$ y, $2L/a < t$, y la Figura 3.5.9 para las mismas longitudes

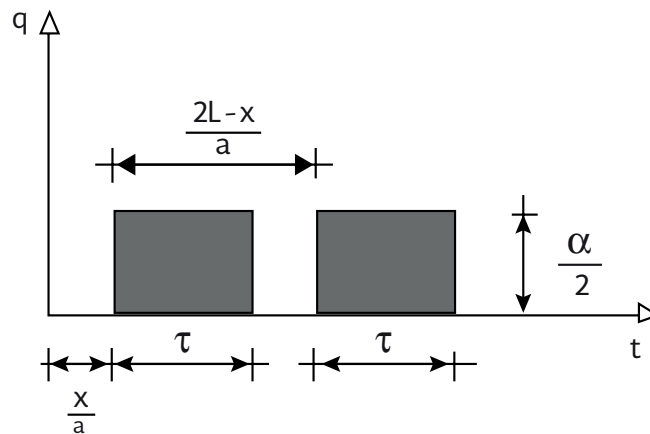


Figura 3.5.6 Hidrograma de flujo al inicio de la tubería después de un pulso de la demanda a distancia x , para $\frac{2L-x}{a} < \tau$

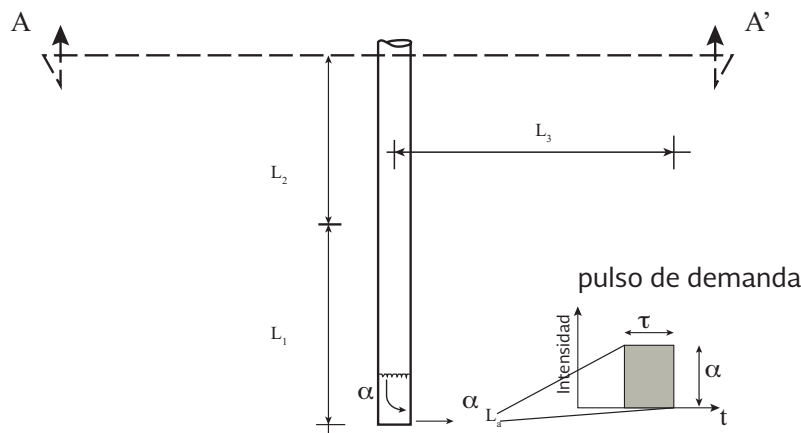


Figura 3.5.7 Configuración de una ramificación de las tuberías.

de tubo y $2L/a > t$. Para longitudes que no sean iguales en las tres tuberías el hidrograma de flujo será más irregular, pero siempre con la suma de la intensidad de los pulsos individuales igual a uno.

Pulsos simultáneos de demanda

Dos efectos deben ser considerados para analizar la propagación de pulsos de demanda, producidos en diferentes puntos de la red y que pueden sobreponerse (parcial o totalmente) en el tiempo:

1. El principio de superposición se podría aplicar a sobreponer en el tiempo los pulsos en propagación, siguiendo de su ruta. Obviamente, esto resulta ser demasiado complicado para hacerse analíticamente (manualmente), pero puede ser implementado mediante un algoritmo informático especial.
2. Cuando una onda de presión-flujo en movimiento, que se originó en algún punto de demanda de la red, llega a otro punto en el que se está utilizando agua, una parte de ella se refleja. La transmisión de la onda a las tuberías de aguas abajo también es parcial. El resto de la onda (que no se refleja ni es transmitida) se disipa en la descarga del segundo punto de demanda. Las fórmulas para la transmisión y coeficientes de reflexión pueden encontrarse en el texto en el análisis de golpes de ariete, tales como Parmakian (1963), Rich (1963), Wood *et al.* (2004) y otros.

3.5.6 IMPLICACIONES DEL COMPORTAMIENTO NO PERMANENTE DEL FLUJO

El análisis de la propagación no permanente de los pulsos de la demanda en redes de distribución muestra que el efecto de los puntos de ramificación de la red deforma los pulsos

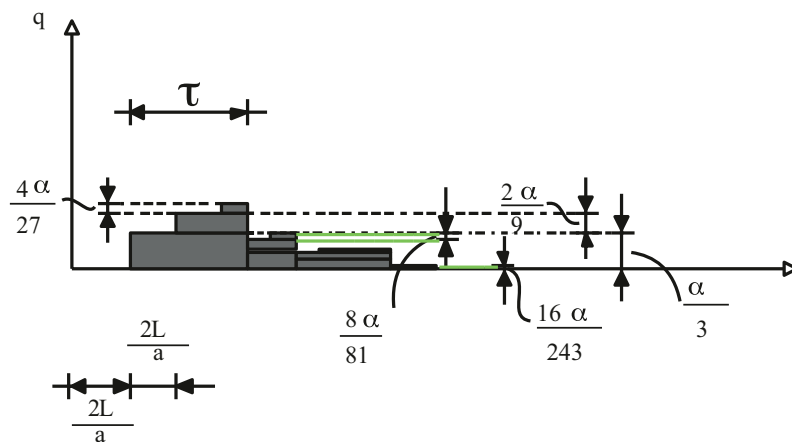


Figura 3.5.8 Hidrograma de flujo al comienzo de la tubería de ramificación para $\frac{2L}{a} < t$

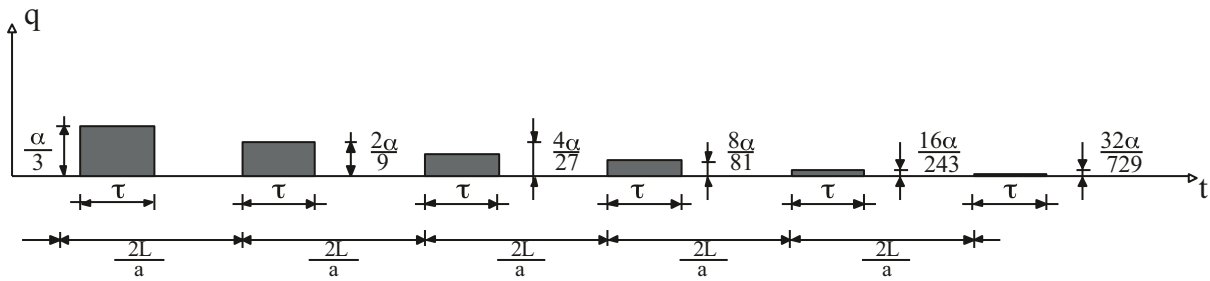


Figura 3.5.9 Hidrograma de flujo al comienzo de la tubería de ramificación para $\frac{2L}{a} > t$

de demanda originales. Hablando en términos generales, aumenta su duración y los aplana, aunque la intensidad máxima del pulso deformado resultante puede ser la misma que la del pulso original. A grandes rasgos, todos los puntos de ramificación encontrados por la onda de presión-flujo en movimiento dividen el pulso de flujo incidente. Por otra parte, los pulsos de consumo simultáneas se disipan entre sí. El efecto total se expresa en la llegada de pulsos de demanda menos abruptos a la tubería de suministro, y por lo tanto en una variación suave del flujo en esa tubería. De acuerdo con la teoría del modelo PRP (Buchberger *et al.* 2003a) el flujo en una tubería que suministra un gran número de usuarios del agua sigue una distribución de probabilidad normal. Mientras que esto es cierto para el flujo obtenido como una simple suma de los pulsos de consumo, los recorridos de las ondas de flujo no permanente desde los puntos de demanda también deben considerarse con el fin de representar realísticamente el comportamiento del flujo en una tubería de suministro. En principio, el efecto de esos recorridos podría ser expresado por alguna distribución también. A continuación, la probabilidad de cierto gasto se puede calcular como la probabilidad compuesta del flujo normalmente distribuido obtenido por el modelo de PRP y la probabilidad correspondiente de la ruta o de la frecuencia.

El efecto real del flujo no permanente en una red en particular depende de la longitud de los tubos de la red y la celeridad de la onda. Para tubos de acero y hierro dúctil a es del orden de 1,000 m/s. Haciendo referencia a la Figura 3.5.6, un pulso de la demanda se divide en dos pulsos separados cuando $(2L - x)/a < t$. Un valor medio representativo de t es 40 segundos. Entonces, la condición representada en la Figura 3.5.6 verifica para tubos muy largos (para L del orden de 20 km), respectivamente largas distancias entre el tubo de suministro y los puntos de demanda.

3.5.7 CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta un intento de analizar el comportamiento complejo del flujo no permanente en redes de distribución de agua sometidos a pulsos de la demanda. El cambio de presión no permanente después de la apertura o cierre de un dispositivo individual de uso del agua en el interior de una casa es importante en las tuberías en el hogar y en las tomas domiciliarias. Al llegar a la conexión de la toma domiciliaria con la tubería principal, sin embargo, sólo una pequeña parte del cambio de presión entra a la principal, debido a que su área de sección transversal es normalmente mucho más grande en comparación con la


de la toma domiciliaria. Debido a esto, la operación de un único dispositivo de agua dentro de una casa es imperceptible en las tuberías de la red de distribución. El análisis del flujo no permanente en redes muestra que los pulsos de consumo se deforman en su camino desde el punto de demanda hasta la tubería de suministro de la red, o la parte correspondiente de la misma. De esta manera el enfoque utilizado habitualmente para obtener el flujo en la tubería de suministro como una simple suma de los pulsos de la demanda aguas abajo, no siempre es justificada, y debe ser revisada. El efecto real del flujo no permanente en una red en particular depende de la longitud de las tuberías de la red, la distancia desde el tubo de suministro, la celeridad de la onda, y el número de puntos de ramificación en la ruta desde el punto de demanda a la tubería de suministro. Es necesario seguir trabajando, obviamente, para una mejor cuantificación de estos efectos, pero incluso estas primeras conclusiones pueden beneficiar las aplicaciones que utilizan demanda de agua generada por el modelo PRP en redes. LOS procedimientos indirectos para estimación de los parámetros de la demanda de agua instantánea, basados en el registro del flujo en tubos que suministran una red (o una parte de ella) (Alvisi *et al*, 2003; Guercio *et al*, 2001) también pueden beneficiarse de ellas.

REFERENCIAS

- Alcocer, V. and 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 pp.
- Alcocer, V. and Tzatchkov, V. (2005). "Estudio de la variación espacial y temporal del consumo intradomiciliario". Informe Técnico, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 99 pp.
- Alvisi, S., Franchini, M., Marinelli, A. (2003). "A Stochastic Model for Representing Drinking Water Demand at residential Level", *Water Resources Management*, No. 17, pp. 197-222.
- Buchberger, S.G. Carter, J.T., Y. Lee, and Schade. T.G. (2003^a). *Random Demands, Travel Times, and Water Quality in Deadends*, AWWA Research Foundation, 2003.
- Buchberger, S.G., Li Z., and Tzatchkov, V.G. (2003^b). "Hydraulic behavior of pipe network subject to random water demands", *Proceedings of the World Water and Environmental Resources Congress*, Philadelphia, PA, June 23-26, 2003, CD-ROM, 10 pp.
- Buchberger, S., Wu, L. (1995). "A model for instantaneous residential water demands", *Journal of Hydraulics Engineering*, ASCE, 121(3), pp. 232-246.
- Buchberger, S., Wells, G. (1996). "Intensity, duration and frequency of residential water demands", *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 122(1), pp. 11-19.
- Guercio, R., Magini, R., Pallavicini, I. (2001). "Instantaneous residential water demand as stochastic point process". *Water Resources Management*, Eds. Brebbia *et al.*, WIT Press, pp. 129-138.

- Li, Z., Buchberger, S. (2003). 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.
- Nilsson, K., Buchberger, S. G. and Clark, R. M. (2005). "Simulating Exposures to Deliberate Intrusions into Water Distribution Systems", ASCE, J. of Water Resources Planning and Management, 131(3), 228–236.
- Parmakian, J. (1963) Waterhammer Analysis, Dover Publications Inc., New York.
- Rich, G.R. (1963) Hydraulic Transients, Dover Publications Inc., New York.
- 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, 2001, pp. 217-226.
- Wood, D. (2005). "Waterhammer Analysis—Essential and Easy (and Efficient)" J. of Environmental Engineering, ASCE , 131(8), 1123–1131.
- Wood, D. J., Lingireddy, S., and Boulos, P. F. (2004) Pressure wave analysis of transient flow in pipe distribution systems, MWHSoft Inc., Pasadena, Calif.

IV
MODELACIÓN
DEL SUMINISTRO
INTERMITENTE DE
AGUA POTABLE



El suministro intermitente de agua puede ser definido como un suministro en que las tuberías de la red de distribución entregan agua a los usuarios menos de 24 horas al día, o no todos los días. Los sistemas de agua potable deberían proporcionar el servicio de agua, con buena presión, a todos sus usuarios las 24 horas del día. Esto es algo normal en muchos países del mundo, ante todo en países desarrollados, que ha dado lugar que en la modelación de estos sistemas el consumo de agua y el agua suministrada se utilicen como dos términos intercambiables. Cuando requiere agua, cada usuario abre su llave, recibe el agua que desea conectado directamente de una de las tuberías de la red de agua potable de la población, y cierra la llave en el momento cuando ya no la necesita. Por la misma razón los modelos de los sistemas asumen que la demanda de agua no depende de la presión. Todos los modelos populares de redes de agua potable, como EPANET (Rossman, 2002), Infoworks WS, Scadred (Tzatchkov e Izurieta, 1996) y otros, se basan en estas suposiciones.

Pero en muchos países en desarrollo el servicio de agua potable no es continuo. Los usuarios reciben el agua en sus domicilios en ciertos horarios por turnos (tandeos). Las causas por esta operación intermitente de los sistemas de agua potable pueden ser varias, siendo las más frecuentes las siguientes:

- a) Las tuberías de la red de agua potable no tienen la capacidad de proveer el servicio a todos los usuarios simultáneamente. El crecimiento de las ciudades sin tener infraestructura de agua potable que responda a ese crecimiento es la principal causa para esta situación. En algún momento pasado la red de tuberías fue diseñada correctamente para la población que se tenía, y operaba sin problema con servicio continuo. Con el paso del tiempo la ciudad creció, en extensión y en densidad de población, pero básicamente con la misma red de tuberías principales de agua potable. Los primeros indicios de una red de tuberías insuficiente es la presión baja en algunas partes de la red, generalmente en las más alejadas de las fuentes de abastecimiento. Al seguir creciendo la ciudad la presión se vuelve tan baja que el servicio continuo ya no es posible y se recurre al servicio intermitente.
- b) El volumen de agua suministrado en las fuentes de abastecimiento no es suficiente para cubrir la demanda completa de la población, industria y servicios. El servicio es racionado, dándosele agua a los usuarios por turnos.
- c) La población está ubicada en una ladera con pendientes de terreno importantes. Al intentar dar el servicio simultáneamente a toda la población el agua se va por

gravidad a las partes bajas, quedándose las partes altas de la red con un servicio deficiente en presión, o incluso sin servicio. En este caso se recurre al servicio intermitente para dar un servicio equitativo a las partes topográficamente bajas y altas, pero por turnos. Existen, naturalmente, soluciones técnicas para dar un servicio continuo en estas situaciones, basadas en zonificación de la red por presión o mediante el empleo de válvulas reductoras de presión, pero éstas últimas requieren de cierto mantenimiento que muchas veces no se da en los países en desarrollo, por lo que dejan de funcionar adecuadamente y son abandonadas recurriendo de nueva cuenta al servicio intermitente.

En el año 2005 el Instituto Mexicano de Tecnología de Agua inició un estudio del comportamiento de diversos indicadores de gestión para organismos operadores de agua potable de las ciudades mexicanas. En ese año participaron 52 ciudades (con población total de 15,102,672 habitantes). En 2009, el número de Organismos se incrementó a 110. Como parte de este estudio se creó una página Internet de libre acceso (<http://www.pigoo.gob.mx/>), donde se pueden ver diferentes indicadores de la operación y los servicios de agua potable de las ciudades mexicanas participantes. Uno de estos indicadores es el porcentaje de tomas de agua potable con servicio continuo. La Figura 4.1 muestra el comportamiento de este indicador en promedio para todas las ciudades participantes en los años 2002 a 2011. Se aprecia una disminución en más de 4 puntos porcentuales de este indicador del año 2002 al año 2011. En el año 2011 28.51% de los usuarios de las ciudades tuvieron servicio intermitente de agua potable.

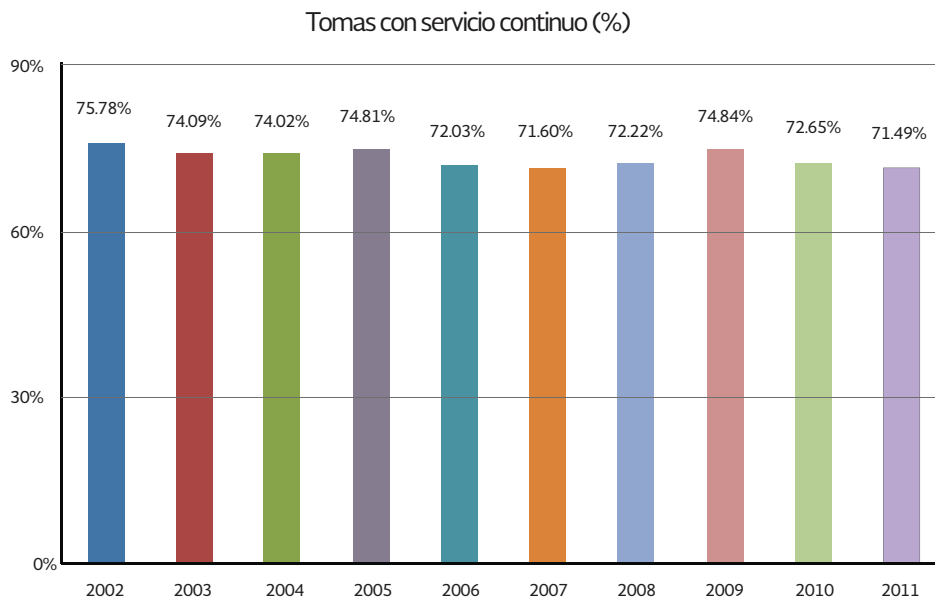


Figura 4.1 Comportamiento del indicador Tomas con servicio continuo en México
(<http://www.pigoo.gob.mx/>)

Para superar las inconveniencias de no recibir agua de la red de distribución todo el tiempo, los usuarios recurren a colocar un tanque de agua en su casa, llamado en México *tinaco* cuando está en el techo del edificio, o *cisterna* cuando está al nivel del piso. Este aditamento proporciona una reserva de agua para las horas sin suministro. Su necesidad varía considerablemente de una zona a otra y de una ciudad a otra. En la Figura 4.1.1 (a) y (b) se muestra el arreglo usado comúnmente en México de un depósito en la azotea. El primero de ellos, que se muestra en la Figura 4.1.1-(a) consiste de un tanque más grande (cisterna) al nivel del suelo y una bomba para llenar el tinaco, y se emplea cuando se necesita más agua para almacenar o cuando la presión del agua de la red de suministro es muy baja en horas de suministro. El segundo, mostrado en la Figura 4.1.1-(b) se usa cuando la presión del agua no es tan baja que pueda ser llenado el tinaco directamente de la red.

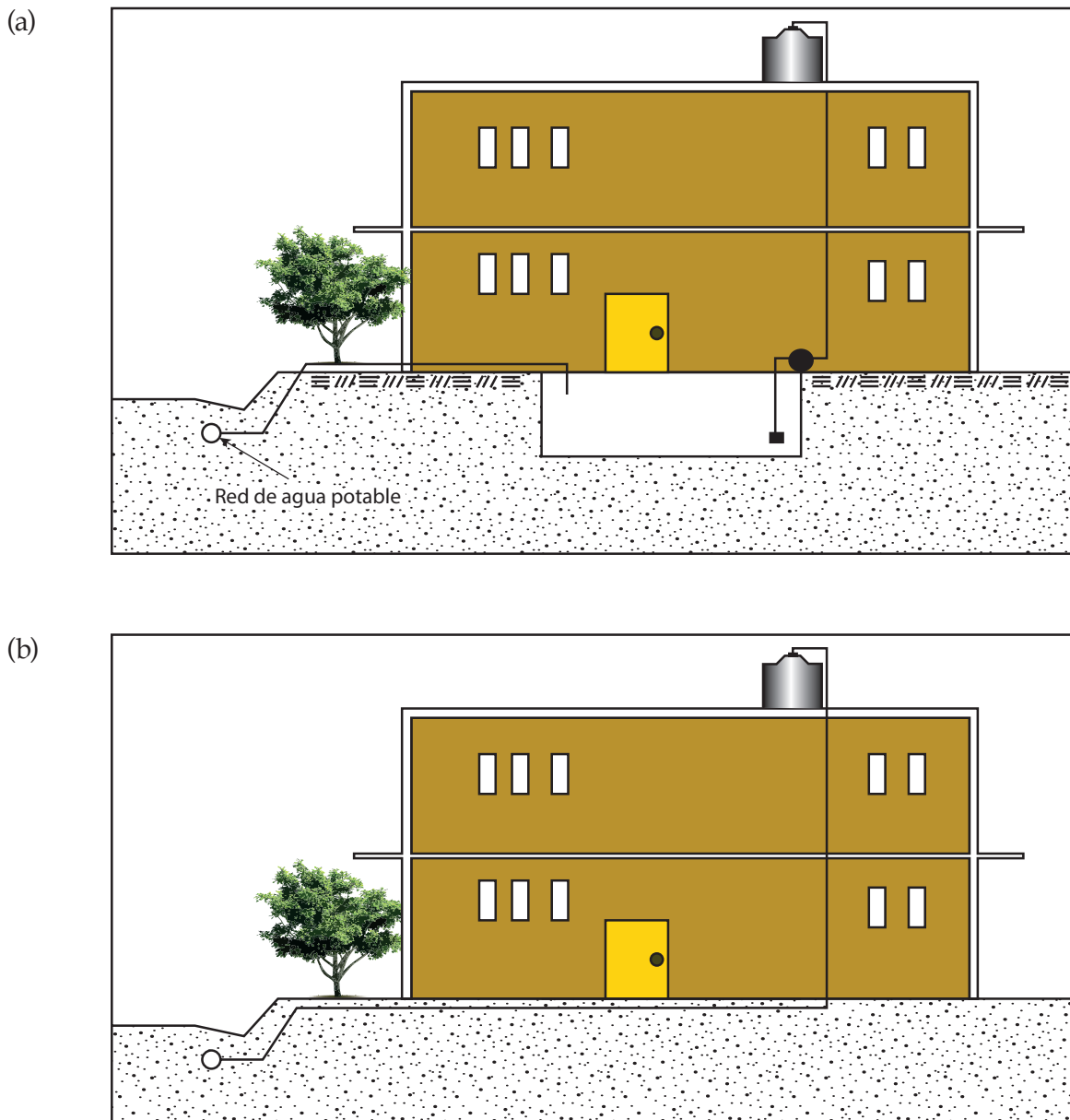


Figura 4.2 Arreglos de depósitos más usados en México: (a) Cisterna al nivel del suelo, bomba de agua y tinaco, (b) Tinaco solo.

El propio usuario cubre el costo de la cisterna, el tinaco, la bomba y la energía eléctrica para el bombeo de la cisterna al tinaco. Los usuarios que no pueden permitirse el lujo de tales medios, se ven en la necesidad de llenar manualmente, con una manguera, los depósitos que tengan en su casa, tales como cubetas u otros similares, en el tiempo que le toca de servicio de agua potable. En casos extremos, algunas casas de bajos ingresos, principalmente en las zonas rurales, tienen un tanque a cielo abierto de poca capacidad situado a nivel del suelo (ver Figura 4.1.2), el cual no cuenta con una instalación hidráulica dentro de la casa. En algunos casos la línea del servicio que llena el tanque durante las horas de servicio permanece abierta sin poder cerrarse (porque no cuentan con llave o válvula de cierre), ya que la cantidad de agua suministrada es tan baja que nunca es suficiente para llenar completamente el tanque, y sí se llena los usuarios permiten que se derrame el líquido.

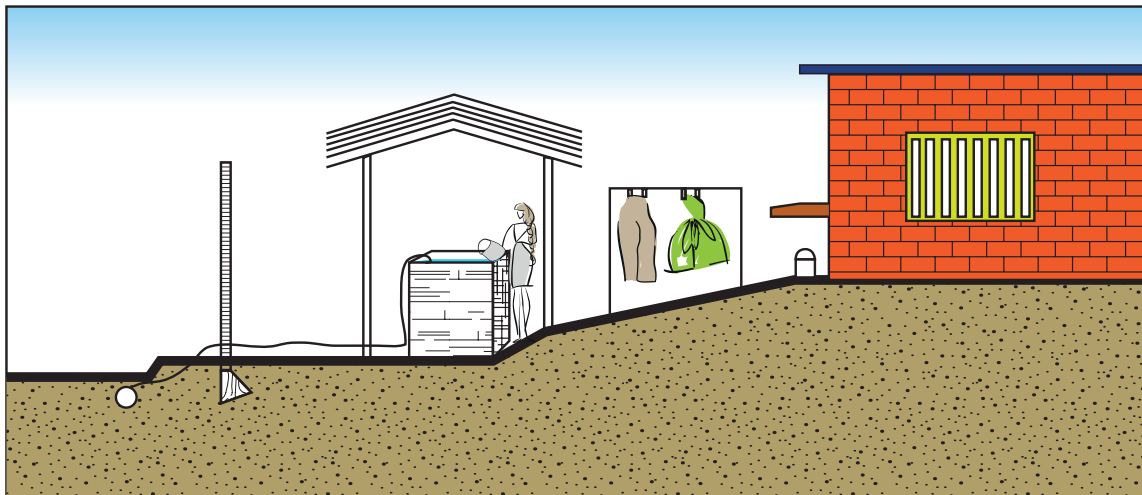


Figura 4.3 Depósito a nivel del piso usado en algunas casas de bajos ingresos en México.

La situación no es mejor en muchos otros países en desarrollo del mundo. Por datos de Batish (2003), un 91% de los abastecimientos de agua en el Sureste asiático son intermitentes, y aproximadamente el 100% en la India. McIntosh e Yñiguez (1997) estudiaron el estado de los servicios de agua potable en 50 ciudades asiáticas, encontrando que, en el año 1995, alrededor de 50% de los organismos de agua potable en aquellas ciudades practicaba servicio intermitente, y para 6 de ellas el servicio era de seis o menos horas por día. De acuerdo con Totsuka *et al.* (2004) en Zaria, Nigeria solamente 11% de los usuarios recibe agua cada segundo día, y en Mombassa, Kenia la duración promedio del servicio es de 2.9 horas por día.

La posible contaminación del agua y las pérdidas de agua en cada llenado y vaciado de las redes, los costos adicionales que se generan, tanto para usuarios como para los operadores, y la inconveniencia de los usuarios, son algunas de las consecuencias más comunes que provoca el suministro intermitente, haciéndolo una práctica indeseable. Hay dos formas de enfrentar el problema. La primera de ellas considera una transferencia directa a suministro continuo mediante la adición de nuevas fuentes de abastecimiento y reducción de las pér-

didadas de agua, y ve al suministro intermitente como una falla en el servicio de agua, la cual debe ser abordada por todos los recursos disponibles hasta que se restauren las 24 horas de suministro. En realidad, las normas de diseño de sistemas de agua potable en México siempre han exigido que los sistemas de agua potable se diseñen para un suministro continuo. Mucho puede ser logrado en este sentido mediante mejoras en la administración del vital líquido. De acuerdo con esta visión, el servicio intermitente se debe principalmente a altos niveles de agua no contabilizada como una consecuencia de deficiente medición del agua entregada, estructuras tarifarias inadecuadas, deficiente facturación y cobro por el agua, pobre mantenimiento preventivo, falta de educación de los usuarios en la importancia de no desperdiciar el agua, etc., y que de esta manera, asumiendo que las fuentes de abastecimiento tiene cantidades de agua suficiente, no hay ninguna justificación para un servicio intermitente. Desafortunadamente en las condiciones actuales en la mayoría de las veces la implementación de una solución de este tipo puede ser muy lenta y puede requerir de importantes recursos económicos.

La otra forma ve al suministro intermitente como una realidad, ya sea por las cantidades escasas de agua en la fuente o por altos costos que se tendrían que pagar para llegar a un suministro continuo, y reconoce que la intermitencia permanecerá para un futuro previsible y por lo consiguiente aboga por la necesidad de proporcionar métodos apropiados de análisis, diseño y operación y tecnologías que puedan minimizar los impactos negativos de intermitencia en los consumidores.

Si bien cada una de las estas dos visiones puede ser aceptada como válida, dependiendo de la condiciones locales de cada población, la segunda de ellas resulta más certera, ante todo cuando de modelación de la operación de sistemas con servicio intermitente se trata. Esto no significa que su objetivo es promover el servicio intermitente de agua potable. Todo lo contrario, los problemas de ese tipo de servicio arriba descritos lo definen claramente como desaconsejable. Si la tarea es diseñar un sistema de agua potable nuevo, o diseñar la rehabilitación de uno existente con recursos económicos y capacidad de las fuentes de agua suficientes, los métodos tradicionales de modelación deben ser usados y el sistema debe ser diseñado para el servicio continuo. Pero si la tarea es analizar un sistema con servicio intermitente para mejorar, dentro de lo posible, su operación, o diseñar un sistema con capacidad insuficiente en sus fuentes, entonces los métodos presentados en este trabajo son los más realistas. Estos métodos son también adecuados para modelar sistemas que ya tienen servicio continuo, pero de todas formas tienen almacenamiento intradomiciliario. Sistemas con esta característica pueden ser encontrados, por ejemplo en México, en dos situaciones: cuando el servicio fue intermitente en el pasado y la red se rehabilitó para servicio continuo o cuando los usuarios por desconfiar de la continuidad del servicio lo construyen en sus casas, aunque no se necesiten. Los investigadores del IMTA han trabajado en esta línea, estudiando las diferencias que se presentan en las redes con ese tipo de operación, comparada con la de las redes con servicio continuo, tales como la variación horaria de la demanda, la presión mínima requerida, el llenado inicial de las tuberías y otros, y han propuesto métodos específicos

para la modelación y diseño de sistemas de suministro intermitente de agua potable. Se han generado al respecto las siguientes publicaciones nacionales e internacionales:

Tzatchkov, V., José Antonio Cabrera Bejar, "Formas de modelar el suministro intermitente de una red de distribución de agua potable", VIII SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua, Lisboa, 2008.

V. G. Tzatchkov, and J. A. Cabrera-Bejar "Intermittent drinking water supply: problems, solutions, modeling and experiences from Mexico, Conference "An international perspective on environmental and water resources", EWRI-ASCE y Asian Institute of Technology (AIT), Bangkok, Tailandia, 5 al 7 de enero de 2009.

J. A. Cabrera-Bejar, Tzatchkov, V., "Inexpensive Modeling Of Intermittent Service Water Distribution Networks", EWRI-ASCE World Environmental & Water Resources Congress 2009. May 17-21 Kansas City, Missouri.

Jose Antonio Cabrera Bejar, V. G. Tzatchkov, "Modelo de llenado inicial de redes de distribución de agua potable con servicio intermitente utilizando los programas EPANET y SWMM", IX SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua. Valencia (España), 24-27 de noviembre de 2009

Jose Antonio Cabrera Bejar, V. G. Tzatchkov (2010) "Modelo de llenado inicial de redes de distribución de agua potable con servicio intermitente utilizando los programas EPANET y SWMM", Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua. Editores: Rafael Pérez-García y Joaquín Izquierdo, Grupo FluIng - IMM - UPV, ISBN 978-84-89487-31-4, p. 297-306.

Cabrera Bejar José Antonio, Tzatchkov V., "Suministro intermitente de agua potable en México. Modelos de redes de distribución", XXI Congreso Nacional de Hidráulica, Guadalajara, Jalisco, México, Octubre 2010.

José Antonio Cabrera Bejar, V. G. Tzatchkov, "Modelación de Redes de Distribución de Agua con Suministro Intermitente", X Congreso Internacional de Ingeniería Hidráulica y VI Seminario Internacional de Uso Integral del Agua, Holguín, Cuba, 28 de septiembre al 1-ro de octubre 2011

José Antonio Cabrera Bejar, V. G. Tzatchkov, "Modelación de redes de distribución de agua con suministro intermitente", Tecnología y Ciencias del Agua, Vol. III, Num. 2, 2012.

El agua suministrada en los tandeos puede residir mucho tiempo en los almacenamientos intradomiciliarios (cisternas y tinacos) afectando la concentración del desinfectante y de esta forma su calidad, algo que no ha sido investigado, tanto en México como a nivel internacional. En los últimos años (a partir del año 2010) investigadores del IMTA han trabajado sobre este tema, generándose las siguientes publicaciones:

Jose Antonio Cabrera Bejar, V. G. Tzatchkov, "Modelación de la calidad del agua en las redes de distribución con depósitos intradomiciliarios", X SEREA - Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua. Morelia, Mich., 10-14 de enero de 2010

Hernández L. Rubén Darío, Tzatchkov Velitchko, "Estudio de la eficiencia de mezcla y distribución del tiempo de residencia del agua en un depósito intradomiciliario", XXII Congreso Nacional de hidráulica, Acapulco, Guerrero, México, Noviembre 2012, p. 1-6.

Hernández L. Rubén Darío, Tzatchkov Velitchko, "Estudio de la eficiencia de mezcla y distribución del tiempo de residencia del agua en un depósito intradomiciliario", Revista Tlaloc., Asociación Mexicana de Hidráulica, No. 57, Octubre - Diciembre 2012, p. 1-6.

El segundo de estos artículos recibió el reconocimiento de ser uno de los mejores artículos en el XXII Congreso Nacional de hidráulica, Acapulco, Guerrero, México, Noviembre 2012.

Se presentan a continuación capítulos representativos de las publicaciones mencionadas, básicamente en su orden cronológico.

REFERENCIAS

- Batish R. *A New Approach to the Design of Intermittent Water Supply Networks*. Proc. ASCE EWRI World Water and Environmental Congress in Filadelfia, EUA. ASCE, Reston, Va., 2003, 1-11.
- Mcintosh, A. C. and Yniguez, C. *Second Water Utilities Data Book: Asian and Pacific Region*. Asian Development Bank, 1997 Manila.
- Rossman, L. *EPANET, Users Manual*. Water Supply and Water Resources División, United States Environmental Protection Agency, 2002.
- Totsuka, N., Trifunovic, N., Vairavamoorthy, K. *Intermittent urban water supply under water starving situations*. Proc. 30th WEDC International Conference, Vientiane, Lao PDR, People-Centred Approaches to Water and Environmental Sanitation 30TH wedc International Conference, Vientiane, Lao PDR, 2004
- Tzatchkov, V.; Izurieta Dávila, J.L. (1996). "Sistema de cómputo para el análisis y diseño óptimo de redes de distribución de agua potable", Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XI, núm. 2, enero-abril de 1996, México, p. 55-63.

4.1.1 INTRODUCCION

Los modelos de redes de distribución de agua se originan en países desarrollados donde el servicio del agua es continuo y la demanda de agua se satisface todo el tiempo. Cuando un usuario necesita agua, sólo basta que él o ella abran la llave y reciban el agua que necesitan. Es por eso que tales modelos son normalmente “modelos dependientes de la demanda”, es decir, que la demanda de agua es fija y el modelo obtiene las presiones en la red en función de la demanda dada. La mayoría de modelos de redes de distribución conocidos, tales como, EPANET (Rossman 2002), Infoworks WS, y otros son de ese tipo. Por el contrario, las redes de distribución de agua con servicio intermitente operan por un tiempo limitado, solo cuando se proveen de agua. La cantidad de agua que el usuario puede captar depende de la presión disponible en su conexión y la duración del servicio; y no siempre la demanda del usuario se satisface completamente, es decir, la operación de dichas redes es dependiente del suministro o “dependiente de la presión” y debería ser modelada de esta manera. El comportamiento hidráulico de un modelo dependiente del suministro o dependiente de la presión es muy diferente de un modelo dependiente de la demanda (Batish 2003, Tzatchkov y Cabrera-Bejar 2008).

Por otra parte, las redes de distribución con servicio continuo están siempre llenas de agua, y las redes con servicio intermitente se llenan de agua cada vez que se reanuda el servicio. El llenado inicial de las redes obviamente no puede ser modelado con los modelos conocidos dependientes de la demanda, por tanto esos modelos especiales tienen que ser desarrollados. Tal modelo daría el tiempo que la red necesita para comenzar el servicio, el volumen de agua que se necesita para llenar la red, cuáles de los usuarios que recibirán el servicio primero, etc.

El funcionamiento hidráulico de las redes de agua potable que operan con servicio intermitente es muy diferente de aquel de las redes con servicio discontinuo. No existen, sin embargo, normas de diseño y operación de las redes con servicio discontinuo, al menos en México. Muchas redes de distribución son diseñadas con principios basados en el suministro continuo pero son operadas con suministro intermitente, y si fueran a ser modeladas son modeladas para un flujo continuo también. Existe de esta forma una gran disparidad entre la modelación y la operación real. Por lo tanto, la aplicación de los métodos convencionales de análisis de redes bajo condiciones de flujo intermitente es inadecuada, y de ahí la necesidad modificar el diseño para los sistemas de distribución con suministro intermitente. Este capítulo presenta las principales características de la modelación de sistemas de agua potable con servicio intermitente, y dos formas de realizar esta modelación de manera realista con programas populares de análisis de redes, como lo es, por ejemplo, el programa EPANET.

4.1.2 DIFERENCIAS ENTRE LA MODELACIÓN DEL SERVICIO CONTINUO Y DEL INTERMITENTE

Las siguientes consideraciones son importantes para la modelación y diseño de redes con suministro intermitente (Batish 2003, Tzatchkov y Cabrera-Bejar 2008):

Demanda del agua

Los modelos convencionales de redes de agua potable asumen que la demanda es satisfecha en cada momento e independiente de la presión. Por esta razón en esos modelos la demanda se maneja como un dato de entrada fijo, y la demanda es equivalente al consumo de agua. Esto también significa que el servicio de agua potable es equitativo para todos los usuarios. En realidad la cantidad de agua que recibirá cada usuario depende de la capacidad de la red y de las fuentes y en la operación intermitente de una red de agua potable la cantidad de agua que llega a recibir cada usuario depende de la presión que él tenga en su toma. El gasto que ingresa al almacenamiento intradomiciliario de un usuario es equivalente al gasto de una descarga de orificio, que según las leyes de la hidráulica se describe por una relación del tipo siguiente:

$$q = Cp^e \quad 4.2.1$$

donde q es el gasto que ingresa, p es la presión, C es un coeficiente que engloba el área y las características geométricas del orificio, y el exponente e tiene el valor teórico de 0.50 para un orificio de área de descarga constante. Una ecuación del mismo tipo, pero generalmente con otro valor del exponente, ha sido usada internacionalmente para una modelación de las fugas en las redes de distribución de agua potable, e incluso para una modelación más precisa del propio consumo (Tzatchkov y Noda, 2002). El valor del exponente e usado por diferentes autores para la modelación de las fugas varía de 0.50 hasta 2.50, siendo quizás el

más aceptado el valor de 1.18. Se necesita trabajo futuro para definir el exponente e para el caso de una descarga al almacenamiento intradomiciliario, donde el área del orificio también varía a la medida que se va llenando el almacenamiento, si éste está provisto de una válvula de flotador o mecanismo similar de control del llenado.

De esta manera, con operación intermitente en general el volumen de agua que reciben los usuarios no es equitativo. Los usuarios que están ubicados en zonas con presión más alta recibirán más agua, comparados con aquellos que se ubican en zonas de menor presión. Si de mejoras en la operación se trata, entonces una componente importante del análisis de una red con operación intermitente sería la de lograr, dentro de lo posible, una presión más uniforme en la red y con esto un servicio más equitativo.

Presión mínima requerida

Las normas de diseño convencionales, basadas en operación continua de las redes, exigen cierta presión mínima en cada punto de demanda de la red. En México, la presión mínima de acuerdo con la normatividad de la Comisión Nacional del Agua (CNA 2007) es de 15 metros de columna de agua (mca) en zonas urbanas y 10 mca en zonas rurales. El diseño de las redes en este caso normalmente consiste en determinar los diámetros de las tuberías y las cargas de tanques y bombes de forma tal que se garantice esa presión mínima. En redes con servicio intermitente la presión que se requiere es aquella que pueda llenar los depósitos intradomiciliarios, que a su vez depende de la altura de los edificios. De esta manera, el propio objetivo del diseño cambia en el caso de redes con operación intermitente.

Variación horaria de la demanda

Para describir la variación de la demanda durante el día los modelos convencionales de redes de agua potable requieren de una curva de variación horaria de la demanda, que depende de las costumbres y actividades de la población y que normalmente expresa que la demanda de agua residencial es mayor durante ciertas horas del día y mínima en la madrugada. Tal curva de variación de la demanda no es aplicable en la modelación de una red con operación intermitente, donde la población recibe el agua en horarios preestablecidos.

Coefficiente de variación de la demanda

Llamado en algunos países también coeficiente pico o coeficiente punta, expresa, para una tubería dada, la relación entre el gasto máximo y el gasto medio que conduciría la tubería, y se utiliza ante todo para revisar su capacidad en el diseño. Aplicado a redes con operación intermitente este concepto tendría otro significado. No es necesario considerar variaciones horarias de la demanda en operación intermitente. En el horario de servicio de cierta zona de la red el gasto en la tubería que la abastece será aproximadamente uniforme. El coeficiente de variación, para fines de revisar si la capacidad de la tubería es suficiente, en este caso se define por la duración del servicio. Si el gasto medio, en litros por hora, se define como el

volumen de agua suministrado en un día en litros entre 24 horas, y el mismo volumen se suministra en N horas, el coeficiente de variación CV es simplemente:

$$CV = \frac{24}{N} \quad 4.2.2$$

Para un servicio de 6 horas diarias, por ejemplo, se tendría un coeficiente de variación de 4, mucho más alto que aquel de un servicio continuo, que normalmente es del orden de 1.40-1.60 (CNA 2007). Es decir, los gastos y las velocidades correspondientes en las tuberías que operan con servicio intermitente son mucho más altos que aquellos del servicio continuo.

Llenado inicial de las tuberías de la red

Las tuberías de las redes con operación intermitente se vacían completamente, o parcialmente según la topografía del lugar, cada vez después de interrumpirse el servicio, y se llenan nuevamente con agua en el siguiente turno de servicio. El proceso de llenado podría ser modelado, pero con métodos diferentes. Modelos de este tipo darían el tiempo en que iniciaría el servicio para los diferentes usuarios en la red, y retraso con que recibirían el servicio los usuarios más alejados de la fuente, así como los posibles procesos de atrapamiento del aire en el llenado.

4.1.3 DESCRIPCIÓN DE UN MODELO DE SUMINISTRO INTERMITENTE

Previo a los trabajos de los investigadores del IMTA, Vairavamoorthy y colaboradores (Vairavamoorthy and Lumbers 1994; Vairavamoorthy and Elango 2002; Vairavamoorthy *et al.* 2000; Vairavamoorthy 2001) fueron los únicos autores que propusieron modelos para redes de distribución de agua considerando suministro intermitente. A pesar de que en algunos de sus artículos mencionan que dichos modelos estarían disponibles, la realidad es que no lo están. Además de eso, de la breve explicación en dichos artículos, sus modelos parecen ser más académicos que prácticos. La facilidad de uso y bajo costo (o no costo) de un modelo son fundamentales para ser usado en países en desarrollo donde los recursos económicos son generalmente limitados. Afortunadamente, existen modelos de computadoras de redes de agua y drenaje el dominio público, tales como el SWMM y el EPANET, que pueden ser usados para modelar las redes de distribución con suministro intermitente, como se propone en este capítulo.

Un modelo del suministro intermitente de agua usando EPANET o un software similar tendría los siguientes componentes:

Nodos de demanda

Los nodos de demanda pueden ser representados por pequeños tanques o por demandas que sean dependientes de la presión.

En un modelo hipotético cada depósito intradomiciliario sería representado por un pequeño tanque conectado con la red por medio de un tubo (que es la propia toma con algunas pérdidas menores adicionales consideradas). El nivel piezométrico en el extremo de este tubo sería igual al nivel en que la toma llega al tanque y el tubo descargaría en el tanque hasta el momento en que una acción, como un cierre manual o una válvula de flotador cerraría esta descarga. Mientras esté abierto, el gasto que se descarga al tanque dependerá de la presión disponible en el punto de conexión de la toma con la red. Desafortunadamente, un modelo de este tipo, que en principio podría ser implementado en un programa como EPANET o similar, podría ser realizado solamente para redes muy pequeñas. Se presentan a continuación métodos alternos, aplicables a redes grandes, en que el suministro del agua a un grupo de tomas se concentra en nodos, como es habitual en los modelos de redes de agua potable.

Substitución de los Nodos de Demanda con depósitos pequeños

En este enfoque se genera un modelo que represente un conjunto de tomas domiciliarias en un nodo. Es práctico colocar un depósito por cruce o unión, el cual debería estar localizado en el centro de gravedad del área de influencia de los usuarios que son asignados para el consumo. La relación de un depósito domiciliario y una unión se asemeja a la demanda nodal tradicional en los cruces de las tuberías. Se tendrá que agregar una tubería para representar la “toma domiciliaria”, la cual conecta el depósito con la unión. Se debe tener especial cuidado para seleccionar los parámetros de la tubería. El flujo al depósito dependerá del diámetro, longitud y las propiedades de resistencia de esta tubería.

Para modelar el llenado y vaciado de los depósitos intradomiciliarios, se debe simular la demanda de agua de las casas. Para ello se agrega una tubería que sale del depósito, y la demanda de agua se agrupa en un punto final. Cada depósito debe tener asignado niveles máximos y mínimos, de tal manera que el flujo hacia o desde él se conviertan en cero cuando dichos niveles son alcanzados.

Nodos de Demanda dependientes de la presión

Cuando no hay información precisa acerca de los depósitos intradomiciliarios, o la red a modelar es grande, se emplearía mucho tiempo para la simulación considerando un pequeño depósito en cada nodo de demanda. Se podría utilizar un procedimiento más simple, en que la demanda en cada nodo se representa como una función de la carga de presión disponible en ese nodo. Cuando la carga de presión sea igual o inferior a un valor mínimo p_{min} la demanda de agua es cero. Cuando es igual o superior a un valor límite máximo p_{max} la demanda del usuario $q_{i,max}$ se satisface completamente; y cuando está entre los valores máximos y mínimos, la demanda de agua está relacionada con la presión con una función creciente. En términos matemáticos (Ingeduld *et al.* 2006):

$$q_i = 0, \text{ cuando } p_i \leq p_{min} \tag{4.1.2}$$

$$q_i = q_i(p_i) = q_{i,\max} \sqrt{\frac{p_i - p_{\min}}{p_{\max} - p_{\min}}}, \text{ cuando } p_{\min} > p_i > p_{\max} \quad 4.1.3$$

$$q_i = q_{i,\max}, \text{ cuando } p_i \geq p_{\max} \quad 4.1.4$$

Se trata de un tipo de análisis hidráulico basado en la presión, donde la demanda de agua no es necesariamente igual a las demandas dadas por el usuario, sin embargo se comprueba la disponibilidad de agua sobre la base de las condiciones de presión en el nodo. Esto puede ser combinado con un modelo basado en la demanda, tal como el EPANET, siempre y cuando se implementen las ecuaciones (4.1.2) a (4.1.4).

El programa EPANET considera un componente físico denominado emisor (en inglés “emitter”), el cual está asociado a los llamados nudos o puntos de la red. Estos emisores simulan el flujo de salida a través de una tobera u orificio descargando a la atmósfera. El caudal de salida por un emisor varía en función de la presión disponible en el nudo, conforme a la Ecuación (4.2.1).

Fugas

Las fugas también son dependientes de la presión. Sobre todo si el agua se suministra de forma intermitente, en tiempos donde el sistema está vacío, no habrá fugas en absoluto. En los modelos hidráulicos tradicionales, las fugas normalmente se distribuyen por igual a la demanda, en general, utilizando un factor de incremento para todas las demandas (suponiendo que hay una gran cantidad de fugas donde se encuentra una gran cantidad de consumos). Sin embargo, este supuesto no puede ser cierto para todas las redes de agua. La descarga de un punto de fuga depende de la presión disponible. La siguiente ecuación describe la descarga a través de un orificio:

$$q_{\text{fuga}} = 0, \text{ cuando } p - p_o \leq 0 \quad 4.1.5$$

$$q_{\text{fuga}} = q_{\text{fuga}}(p) = K(p - p_o)^\beta, \text{ cuando } p - p_o > 0 \quad 4.1.6$$

donde p es la presión aguas arriba del orificio, p_o la presión aguas abajo del orificio ($p_o = 0$ cuando las fugas descargan a la atmósfera) y K representa el coeficiente de orificio, que depende del tipo de orificio. El valor del exponente β es de 0,5 de acuerdo a la teoría de los orificios de área de descarga constante, y porque muchos ingenieros asumen incorrectamente, que la tasa de la fuga es los sistemas de distribución debe variar con la raíz cuadrada de la presión, y de esta manera será casi insensible a los cambios de presión. El valor real de β es diferente debido a un posible cambio de área del orificio debido a la acción de la presión de la red y otros factores. En muchas referencias internacionales se acepta que $\beta = 1,18$. Lambert (2000) estudió con más detalle la relación entre la presión y las fugas de agua en las redes de distribución.

Otro componente que consideraría el modelo, son las denominadas “leyes de control”, éste es un componente no físico en el sistema el cual define el modo de operación de la red durante de la simulación. Así con esto se puede lograr que la línea de alimentación a la red pueda ser cerrada o abierta en cualquier instante durante el tiempo de simulación.

Estas leyes controlan el estado de determinadas líneas de la red en función del tiempo, de los niveles en los depósitos y de las presiones en puntos de referencia de la red. Las instrucciones de las leyes de control simples responden a alguno de los siguientes formatos:

LINK IDlínea estado IF NODE IDnudo ABOVE/BELOW valor

LINK IDlínea estado AT TIME tiempo

LINK IDlínea estado AT CLOCKTIME hora_real AM/PM

donde IDlínea es el identificativo ID de una línea; el estado es OPEN ó CLOSED, la velocidad de giro de una bomba o el estado de una válvula de control; el IDnudo es el identificativo ID del nudo; el valor, es la presión en el nudo o el nivel en un depósito; el tiempo, es el tiempo de simulación expresado en horas, o en horas:minutos; y la hora_real, es una hora del día, en formato AM (hasta mediodía) ó PM (desde mediodía hasta media noche).

Con estos dos componentes, el emisor y la ley de control se puede modelar un suministro intermitente, porque con los emisores se estará cumpliendo con un parámetro de diseño, que es la relación de la presión con el suministro, en donde la demanda depende de la presión en un instante dado. El otro factor que se está cumpliendo es el modo de operación. Regularmente la intermitencia en las redes de agua potable se da cuando se mueven válvulas para cerrar y impedir el paso del agua a una parte o a toda la red.

4.1.4 MODELO DEL LLENADO INICIAL DE LAS TUBERÍAS DE LA RED

Las tuberías de las redes con operación intermitente se vacían completamente, o parcialmente según la topografía del lugar, cada vez después de interrumpirse el servicio, y se llenan nuevamente con agua en el siguiente turno de servicio. El proceso de llenado podría ser modelado, pero con métodos diferentes. Modelos de este tipo darían el tiempo en que iniciaría el servicio para los diferentes usuarios en la red, y retraso con que recibirían el servicio los usuarios más alejados de la fuente, así como los posibles procesos de atrapamiento del aire en el llenado. Otra posibilidad con el uso del programa SWMM.

El Modelo de Manejo de Aguas Pluviales (SWMM con sus siglas en inglés) (Rossman 2008) es un modelo de simulación usado para cuantificar el escurrimiento y la calidad que transporta este escurrimiento a través de un sistema de tuberías, canales, dispositivos de depósitos/tratamiento, bombas y reguladores. Dicho modelo fue realizado por la Agencia de Protección al Medio Ambiente de los Estados Unidos de Norteamérica y puede ser descargado libremente del sitio de Internet <http://www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm/index.htm>. Siendo capaz de modelar la transición de flujos a superficie libre a flujos presurizados en

la red de tuberías. SWMM podría ser usado para modelar el llenado inicial de una red de distribución de agua. Los siguientes procesos pueden ser usados para dicha modelación (explicados en términos de SWMM):

1. No se introducen las áreas de las subcuencas.
2. La fuente o el tanque de agua son representados por un depósito con las dimensiones reales del tanque y se introduce un patrón de entradas correspondiente a un programa de suministro dado.
3. Un valor grande (por ejemplo 100 m) se asigna a la profundidad de sobrecarga (Surcharge depth en inglés) en cada nodo de la red. De esta manera se evita la superficie de inundación en el nodo, por lo tanto se pueden modelar las tuberías con flujo a presión.
4. Cada depósito o tinaco (o grupo de tinacos) se representa como un almacenamiento con sus respectivas dimensiones.
5. La demanda del agua, tomada de los tinacos, es representada como una curva de aportación con valores negativos aplicados a cada almacenamiento.
6. En las opciones de simulación del SWMM se activa el método de la "Onda Dinámica"
7. Bajo la modalidad de onda dinámica del SWMM se requiere tener al menos un nodo de descarga en la red. Puesto que no hay tales nodos en una red de distribución de agua, se agrega un nodo ficticio en alguna parte y se conecta con una tubería ficticia al nodo real más cercano de dicha red. Los diámetros de esta tubería ficticia se asignan con valores pequeños, de 0.001 m, de modo que no influye en los resultados de la simulación.
8. En SWMM se obtiene la evolución del flujo en las tuberías, la evolución de llenado de los tinacos, y así sucesivamente.

La Figura 4.1.5 muestra una red de distribución pequeña localizada en la ciudad de Guadalajara, México modelada en SWMM por un periodo de 3 días con el suministro intermitente del agua, con 5 horas de suministro diario. El itinerario de suministro correspondiente aplicado a la fuente de agua, se muestra en la Figura 4.1.6. El modelo abarca 3 ciclos del llenado de la red, cinco horas de servicio del agua en cada ciclo, y vaciados de la red. El área de servicio comprende 462 predios y 2310 habitantes, que le corresponden un gasto máximo horario de diseño de 1740 l/s de acuerdo con las normas de diseño de México.

La longitud total de las tuberías en la red es 4.090 m, con diámetros que varían de 50 a 150 milímetros. La fuente de suministro es un tanque. En la Figura 4.1.7 muestra el perfil instantáneo de la superficie del agua durante el llenado de la red, obtenido por SWMM para una serie de tres tuberías de 100 milímetros de diámetro. La Figura 4.1.8 muestra la evolución del nivel del agua en uno de los tinacos (el más cercano a la fuente de suministro) obtenidos por SWMM para el período de 3 días. El aumento del nivel del agua corresponde a horas con servicio de agua, y su disminución se da por la demanda de agua durante las horas de no servicio.

Una ligera aproximación diferente sería modelar con SWMM solo el llenado inicial de la red, y después que en el modelo se haya llenado dicha red, continuar la modelación operación con EPANET, según lo explicado en la próxima sección, para hacer uso de más opciones de modelación incluidas en EPANET, que son específicas para redes de distribución de agua.

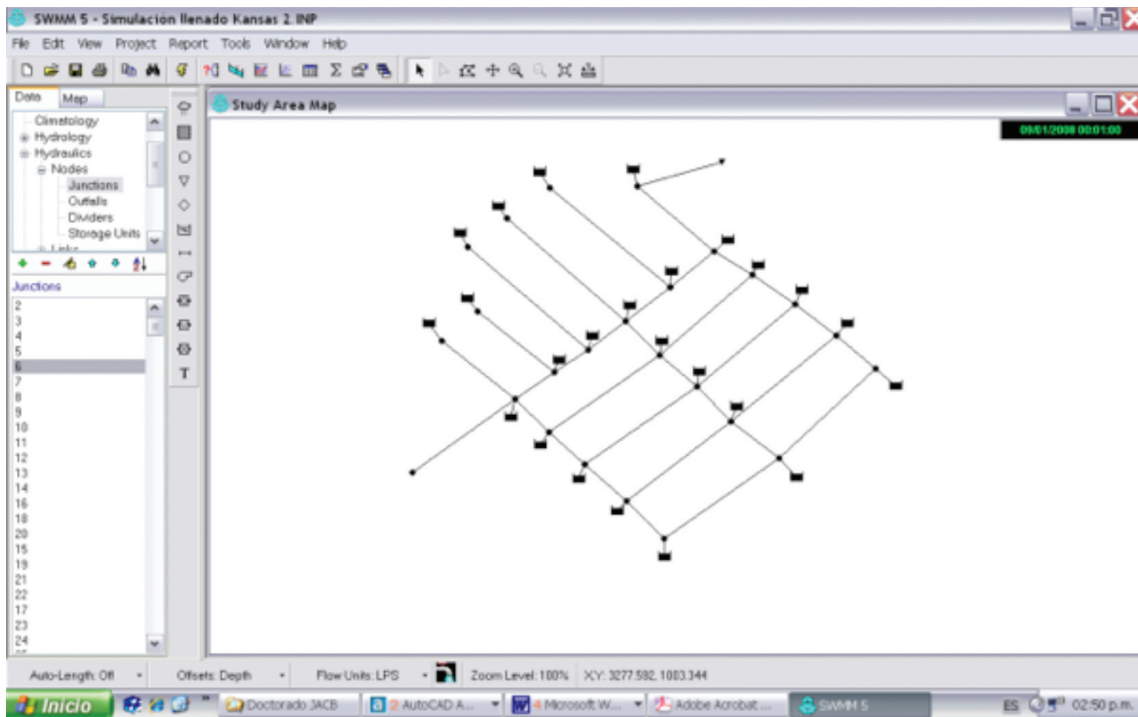


Figura 4.1.1 Red de distribución de agua modelada para el llenado inicial en SWMM.

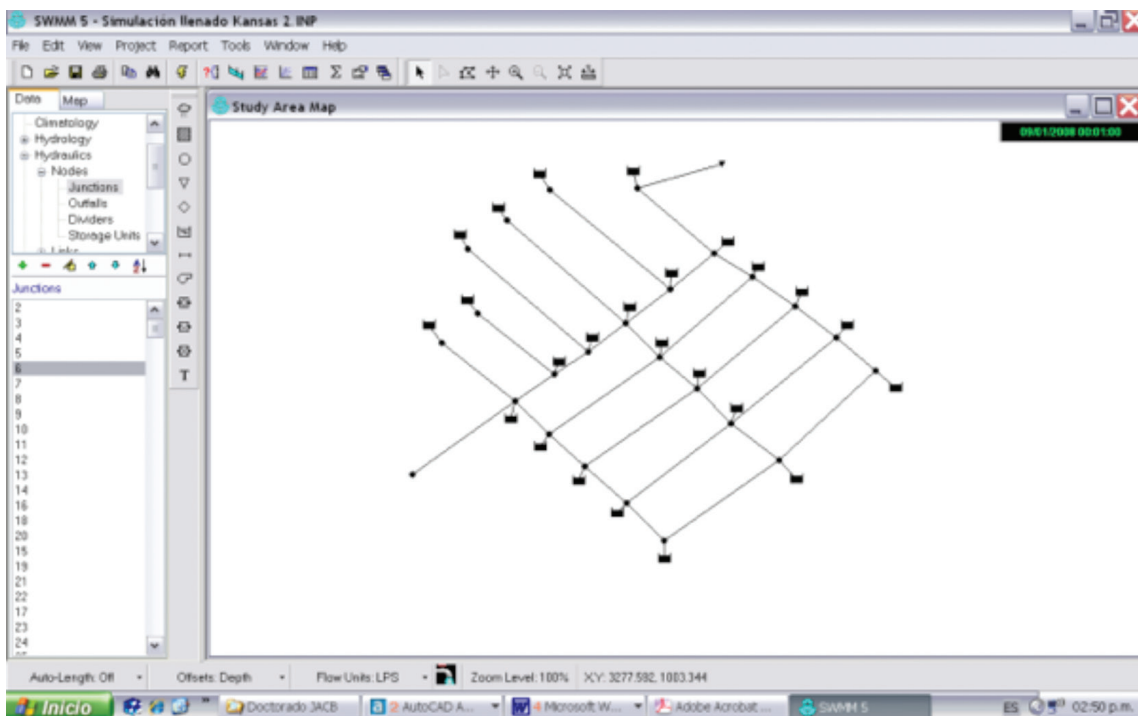


Figura 4.1.2 Evolución del abastecimiento de agua aplicado en el tanque fuente de la red mostrada en la figura 4.1.5.

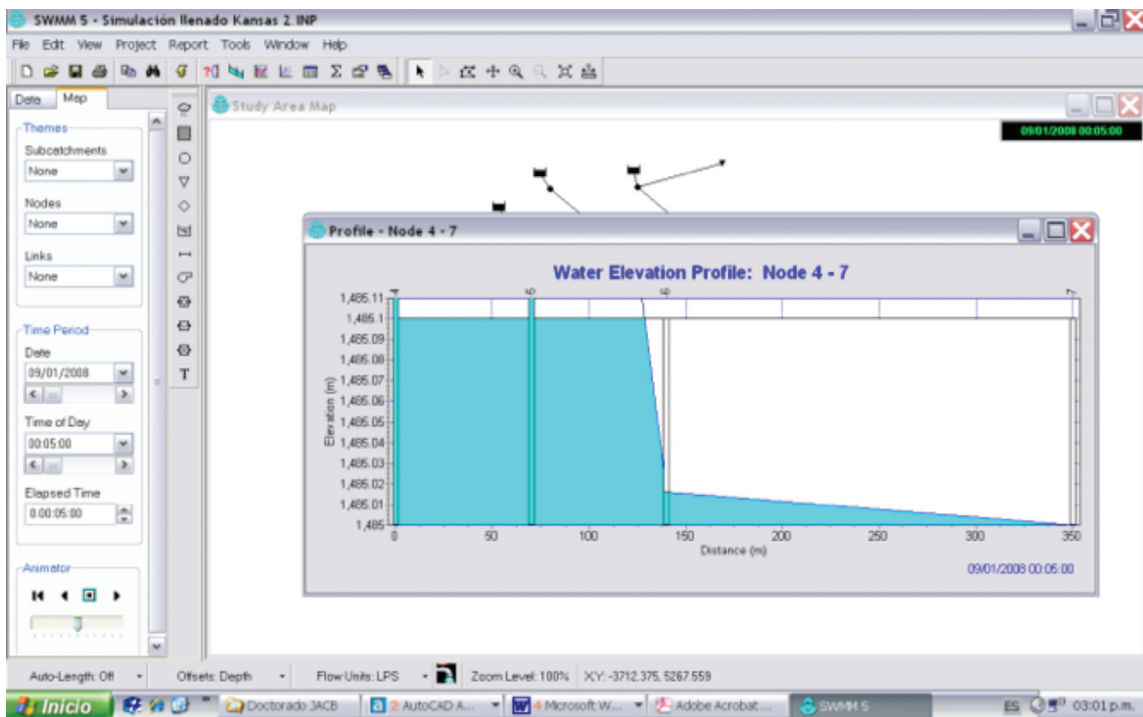


Figura 4.1.3 Perfil instantáneo de la superficie del agua durante el llenado de la red, obtenido por SWMM para una serie de tres tuberías de 100 milímetros de diámetro.

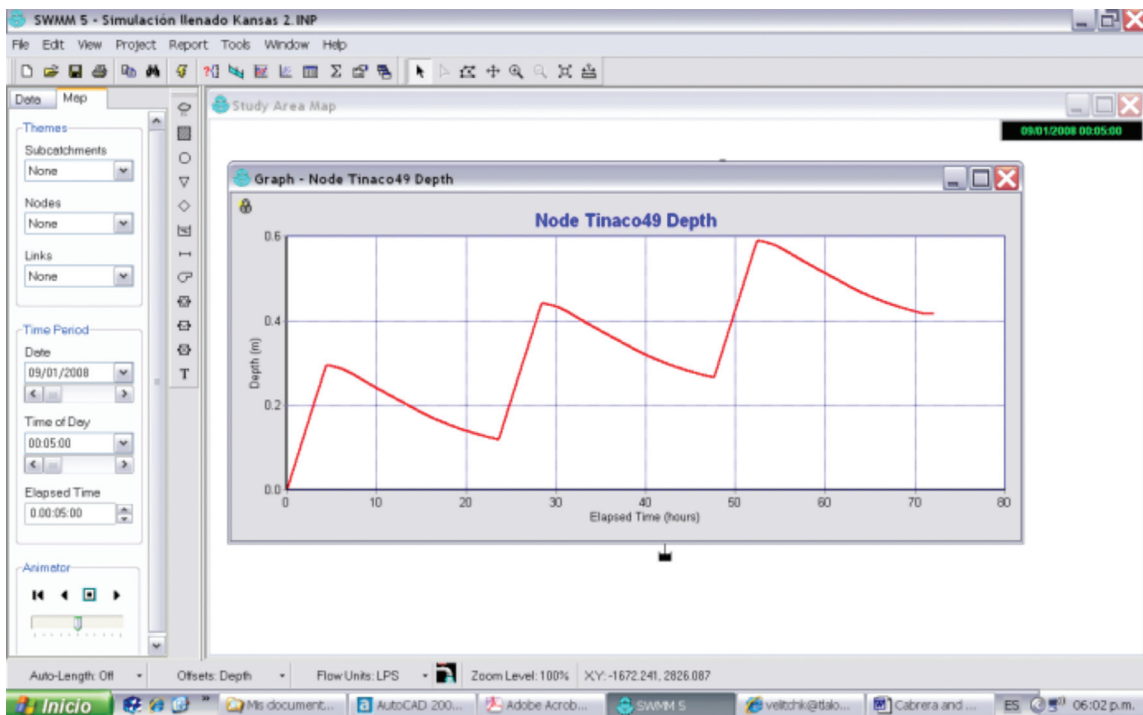


Figura 4.1.4 Evolución del nivel del agua en uno de los tinacos de la red mostrada en la figura 4.1.5, modelado por SWMM.

Modelación de redes de distribución de agua con tinacos en EPANET

Desarrollado también por la Agencia de Protección al Medio Ambiente de los Estados Unidos de Norteamérica, EPANET es un software que modela sistemas de tuberías de distribución de agua. Puede ser descargado libremente del siguiente sitio de Internet <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/EPANET.html>. A pesar que se basa principalmente en un modelo dependiente de la demanda tiene un componente llamado emisor (emitter en inglés) que puede ser usado para modelar el suministro intermitente. La modelación después de un llenado inicial, se puede hacer de dos maneras:

1. Como se mencionó anteriormente, en principio cada tinaco podría ser modelado en EPANET como un depósito conectado con la red. Dado el número extremadamente grande de tomas domiciliarias conectadas a la red de distribución de agua, esta forma obviamente es impráctica, sin embargo podría usarse con depósitos equivalentes, cada uno de los cuales representa un grupo de tinacos, de la misma manera, como la demanda de agua para un grupo de tomas domiciliarias es concentrada en los nodos de la red en los modelos convencionales de redes de distribución de agua. En la Figura 4.1.9 se muestra la red de la Figura 4.1.5 modelada en EPANET con esta suposición. En la Figura 4.1.10 se muestra un acercamiento a uno de los tanques equivalentes. La tubería que sale del tanque es usada para representar el uso del agua dentro de las casas.
2. La representación de cada nodo de demanda como un emisor. Esta suposición es más simple que puede ser más apropiada para redes grandes.

Más detalles y ejemplos son representados por Tzatchkov y Cabrera-Bejar (2008).

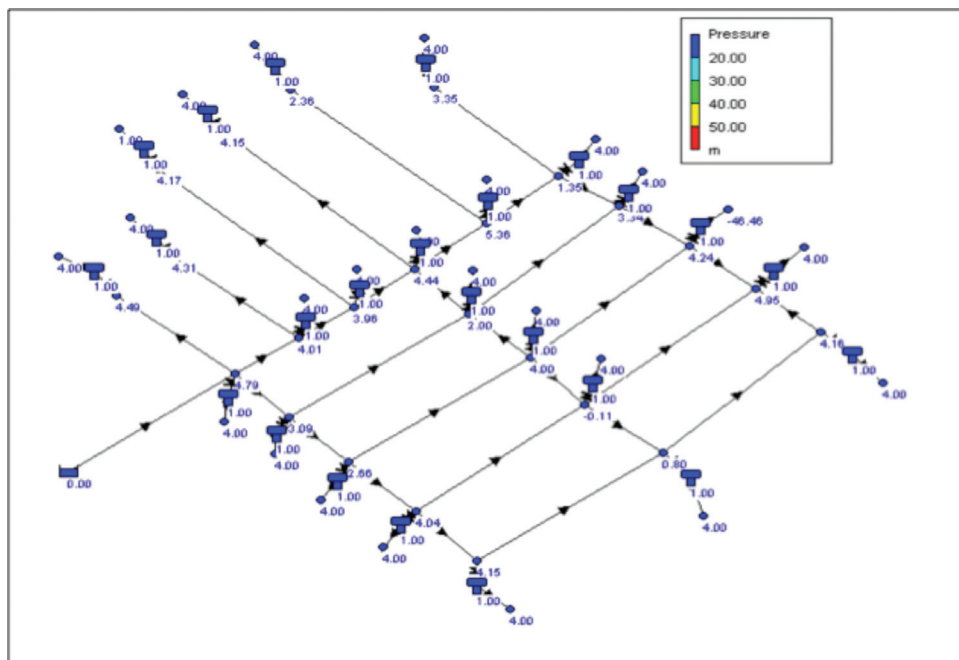


Figura 4.1.5 Red con tinacos modelada en EPANET.

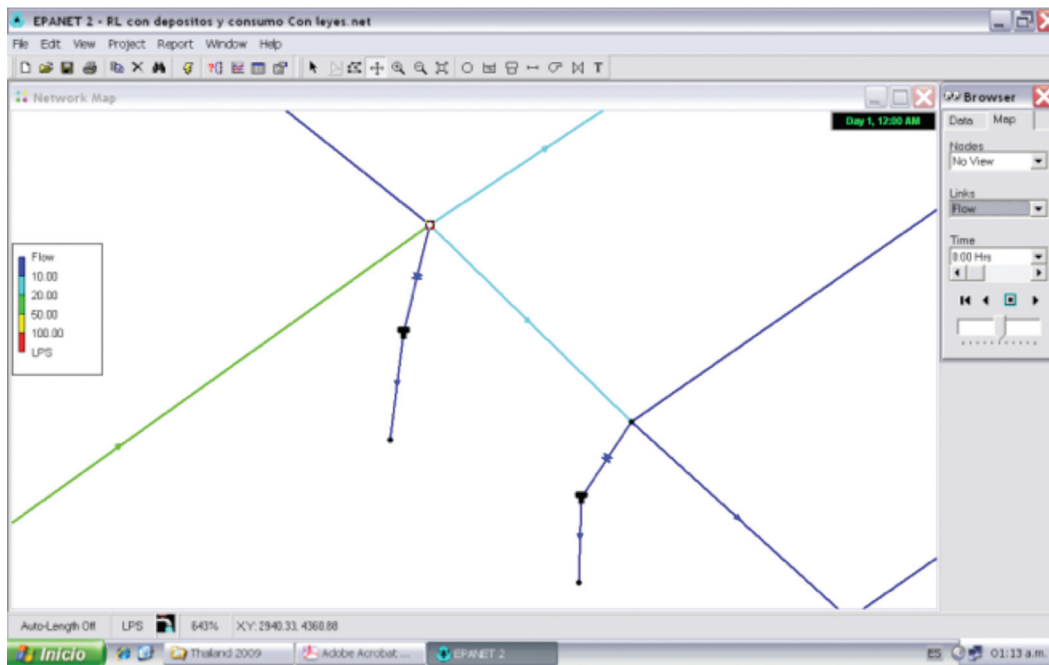


Figura 4.1.6 Red de distribución con depósitos modelados en EPANET. Un acercamiento a un tinaco.

4.1.5 CONCLUSIONES

El servicio intermitente de agua es indeseable, sin embargo se presenta en varios países en vías de desarrollo. Un cambio a 24 horas de servicio continuo es posible mediante la reducción de agua no cobrada y otros medios técnicos, con tal que haya suficiente agua en las fuentes, sin embargo puede tomar muchos años para lograrlo. Mientras tanto, los modelos específicos de servicio intermitente de agua podrían ser usados para un mejor entendimiento del comportamiento hidráulico de las redes de distribución de agua con suministro intermitente y para mejorar su diseño y operación. Los modelos conocidos de redes de distribución de agua no son apropiados para las redes con suministro intermitente ya que éstas son dependientes de la presión y del suministro. Existe software de modelos económicos, como SWMM y EPANET que pueden ser usados para modelar los llenados iniciales y la operación de redes y tinacos.

REFERENCIAS

- Batish R. *A New Approach to the Design of Intermittent Water Supply Networks*. Proc. ASCE EWRI World Water and Environmental Congress in Filadelfia, EUA. ASCE, Reston, Va., 2003, 1-11.
- CNA (Comisión Nacional del Agua) (2007) datos Básicos, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana, Comisión Nacional del Agua, septiembre de 1996.
- Lambert, A. *What do we know about Pressure: Leakage Relationships in Distribution Systems?*. IWA Conference on System Approach to Leakage Control and Water Distribution Systems Management, Brno 2000.

- Rossman, L. *EPANET, User's Manual*. Water Supply and Water Resources División, United States Environmental Protection Agency, 2002.
- Rossman, L. A. *SWMM Storm Water Management Model, User's Manual, Version 5.0*. Water Supply and Water Resources División National Risk Management Research Laboratory Cincinnati, OH 45268, <http://www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm/index.htm>, 2008.
- Tzatchkov, V., Y Cabrera-Bejar, J.A. *Una forma de modelar el suministro intermitente de una red de distribución de agua potable.*, Proc VIII Seminario Ibero-americano SEREA , Lisboa, Portugal 2008.
- Tzatchkov, V.; Noda Rojas, L.A. (2002), "Modelación numérica de fugas y consumo en redes de agua potable", XVII Congreso Nacional de Hidráulica, Monterrey, México, noviembre 2002, p. 327-332.
- Vairavamoorthy, K. and Elango, K. *Guidelines for the design and control of intermittent water distribution systems*. International J. Appropriate Technologies for Water Supply and Sanitation- Waterlines, ITDG, 2002, 21(1):19-21.
- Vairavamoorthy, K., Ali, M. and Lin, Z. *An Appropriate Design Tool For Intermittent Water Supply Systems*. Proceedings of the International Conference on Intermittent Drinking Water Supply system Management, Mumbai, 2002.
- Vairavamoorthy, K. and Lumbers, J.P. New perspectives on the design and operation of sustainable water supply systems in developing countries. CIWEM Symposium, Dec. 1994.
- Vairavamoorthy, K. Launch of new International guidelines for design of water networks in developing countries. Paper presented at CIWEM Metropolitan Branch Jan. 2001.

4.2

MODELACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN CON DEPÓSITOS INTRADOMICILIARIOS

4.2.1 NORMATIVIDAD RESPECTO AL AGUA PARA CONSUMO HUMANO EN MÉXICO

Para garantizar la calidad del agua en las redes de distribución de agua potable es necesario tener concentraciones de los parámetros entre los rangos establecidos dentro de la norma NOM-127-SSA1-1994, que establece los límites máximos permisibles de los parámetros del agua para consumo humano. Por ejemplo, el cloro residual, utilizado como desinfectante, tiene límites permisibles de 0.20 a 1.50 mg/L. (CNA, 2007). La responsabilidad de los organismos operadores llega hasta las tomas domiciliarias de los usuarios. Después de la toma (dentro del domicilio) la responsabilidad es del usuario, y generalmente es ahí donde está falla, ya que la calidad del agua se pierde en los tinacos y cisternas por el alto tiempo de residencia. Así mismo, el consumo humano, del cual habla la norma, se realiza dentro de los domicilios. Es por eso que es muy importante modelar el comportamiento hidráulico y de calidad del agua de los depósitos intradomiciliarios.

Dado que en México normalmente el agua de la llave no se utiliza directamente para beber, estos riesgos para la salud han sido de poca importancia en el país y no hay estudios disponibles relacionados con el tema. Se usa para tomar el agua embotellada (México es el segundo mayor consumidor de agua embotellada en el mundo). La única preocupación de los organismos operadores del agua es entregar agua clorada a los usuarios. El agua de llave es de uso frecuente, se utiliza frecuentemente, para cocinar, para lavar ropa y trastes, y el cepillado de los dientes, por tanto hay riesgos en la salud de los usuarios.

4.2.2 MODELACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA EN TANQUES O DEPÓSITOS

Normalmente los tanques han sido diseñados y operados desde un punto vista hidráulico, sin embargo, bajo un criterio de calidad del agua, su impacto es fundamentalmente negativo. Lo anterior se debe a los largos tiempos que el agua puede permanecer en los tanques/depósitos, causando que pierda el agente desinfectante residual a través de la reacción en su interior y con las paredes de éstos, pudiendo ocasionar el crecimiento microbiano en el sistema de distribución.

Una mezcla pobre del agua dentro de los tanques puede empeorar estos impactos, creando zonas con tiempos de residencia más largos de lo normal. Por lo tanto, los largos tiempos

de residencia se deben a dos causas: subutilización y mezcla pobre. Además, un inadecuado mantenimiento puede proporcionar un camino a la introducción de contaminantes en el tanque.

4.2.3 MODELO DE CALIDAD DEL AGUA

El modelo de 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 las tuberías de la red, y otro fisicoquímico (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. En el presente estudio se utilizó el programa EPANET (Rossman, 2002) que integra ambos submodelos. Dicho modelo calcula las cargas en los nodos y caudales en los tramos para un conjunto fijo de niveles de tanques, y demandas de agua, y la concentración de la sustancia modelada, a lo largo de una sucesión de instantes temporales.

El submodelo de calidad del agua de EPANET utiliza el método Lagrangiano aproximando el transporte de la sustancia modelada a volúmenes discretos de agua que se mueven a lo largo de las tuberías y se mezclan en los nodos en intervalos de tiempo de longitud fija.

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.

El transporte que considera EPANET es el advectivo con reacción, el cual puede ser representado, dentro de una tubería, mediante la siguiente ecuación:

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

donde C_i es la concentración de la tubería i , en función de una distancia x y del tiempo t , (mg/L); u_i es la velocidad de la tubería i , (m/s); y $k(C_i)$ es la función del decaimiento (velocidad de reacción), (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.

Sitio de aplicación

La Figura 4.2.1 muestra una red de distribución pequeña localizada en la ciudad de Guadalajara, México modelada en EPANET por un periodo de 7 días (168 horas) con suministro

continuo y suministro intermitente. La evolución del suministro de agua a la red con servicio continuo se muestra en la Figura 4.2.2. El modelo con suministro intermitente abarca 5 ciclos de llenado de 2 horas durante toda la simulación de 168 horas.

El área de servicio comprende 462 predios y 2310 habitantes. La longitud total de las tuberías en la red es 4.090 m, con diámetros que varían de 50 a 150 milímetros, 24 tinacos que están ubicados a cierta altura de la toma, un nodo de demanda por cada tinaco, la cual tiene un comportamiento estocástico. La fuente de suministro es un tanque. En la Figura 4.2.3 se muestra la evolución del llenado de uno de los tinacos de la red considerando el suministro continuo durante las primeras 50 horas de simulación. Se observa que el tinaco se llena después de una hora y así permanece durante toda la simulación. En la Figura 4.2.4 se muestra la gráfica de la edad del agua dentro del tinaco para el suministro continuo, donde se aprecia que el agua permanece aproximadamente 72 horas durante las 168 horas de toda la simulación. Enseguida se muestra en la Figura 4.2.5 la concentración del cloro dentro del mismo tinaco, el cual muestra que dicha concentración decrece hasta 0.30 mg/L, valor que está muy cerca del límite inferior permisible por la norma.

En la Figura 4.2.6 se muestra la evolución del abastecimiento de la fuente para el caso de suministro intermitente. En la Figura 4.2.7 se muestra la evolución del llenado del mismo tinaco, donde se observa que no alcanza a llenarse completamente en la primera etapa de suministro, después el tinaco se vacía en el tiempo que ha sido interrumpido el servicio. Este comportamiento se presenta durante toda la simulación. En la Figura 4.2.8 se muestra que el tiempo de residencia dentro del agua va variando, crece cuando hay suministro y decrece cuando el tinaco se está vaciando, producto de la interrupción del suministro. De la misma manera la concentración del cloro aumenta cuando el tiempo de residencia es alto y viceversa la concentración del cloro disminuye si el tiempo de residencia es alto.

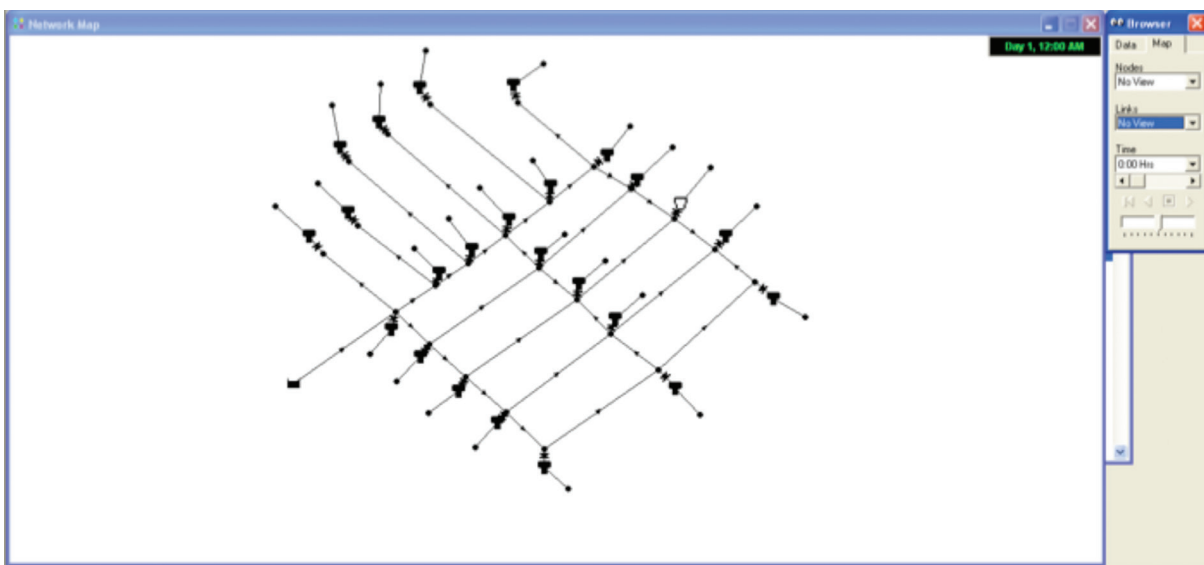


Figura 4.2.1 Red de distribución de agua modelada con tinacos.

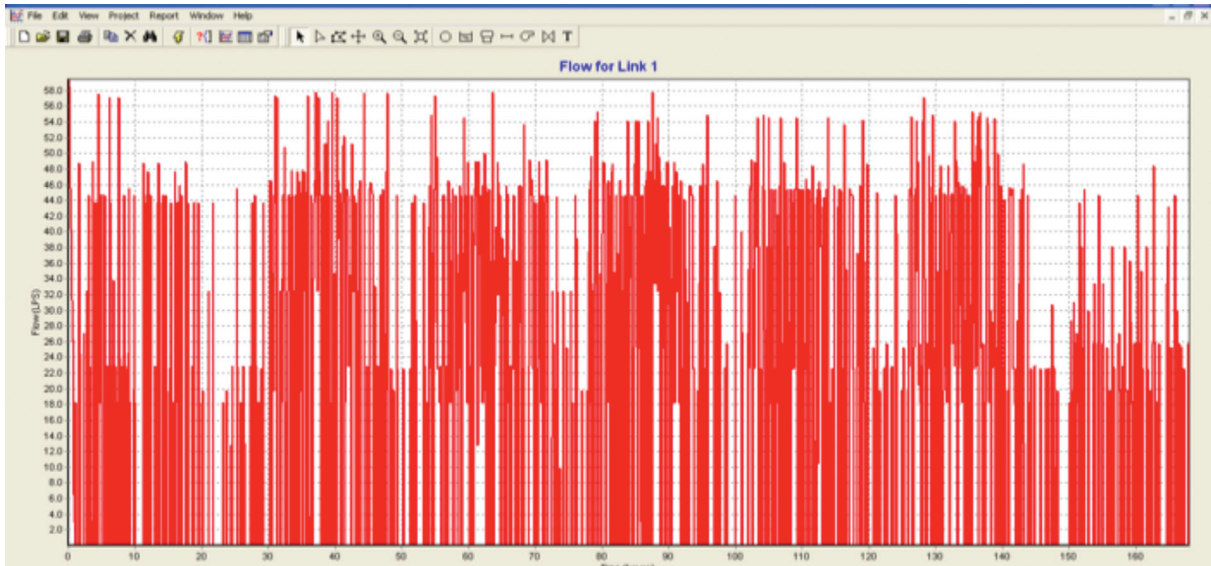


Figura 4.2.2 Evolución del abastecimiento de agua con suministro continuo aplicado en el tanque fuente de la red mostrada en la figura 4.2.1.

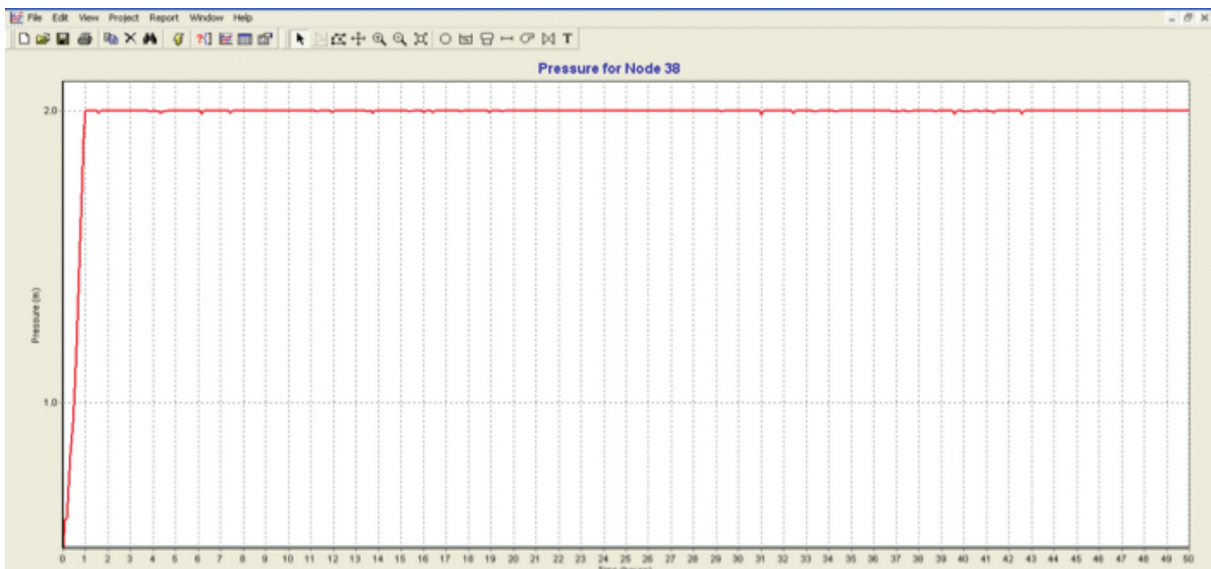


Figura 4.2.3 Evolución del nivel de llenado de uno de los tinacos durante las primeras 50 horas del suministro continuo.

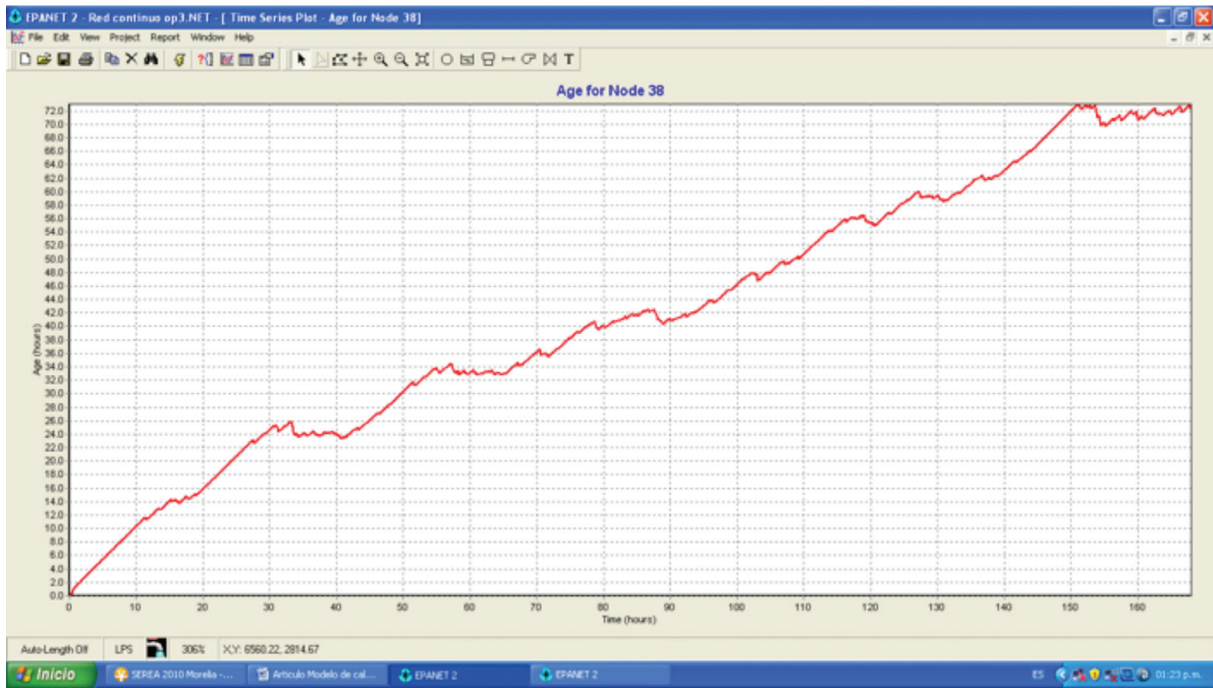


Figura 4.2.4 Edad del agua de uno de los tinacos considerando el suministro continuo.

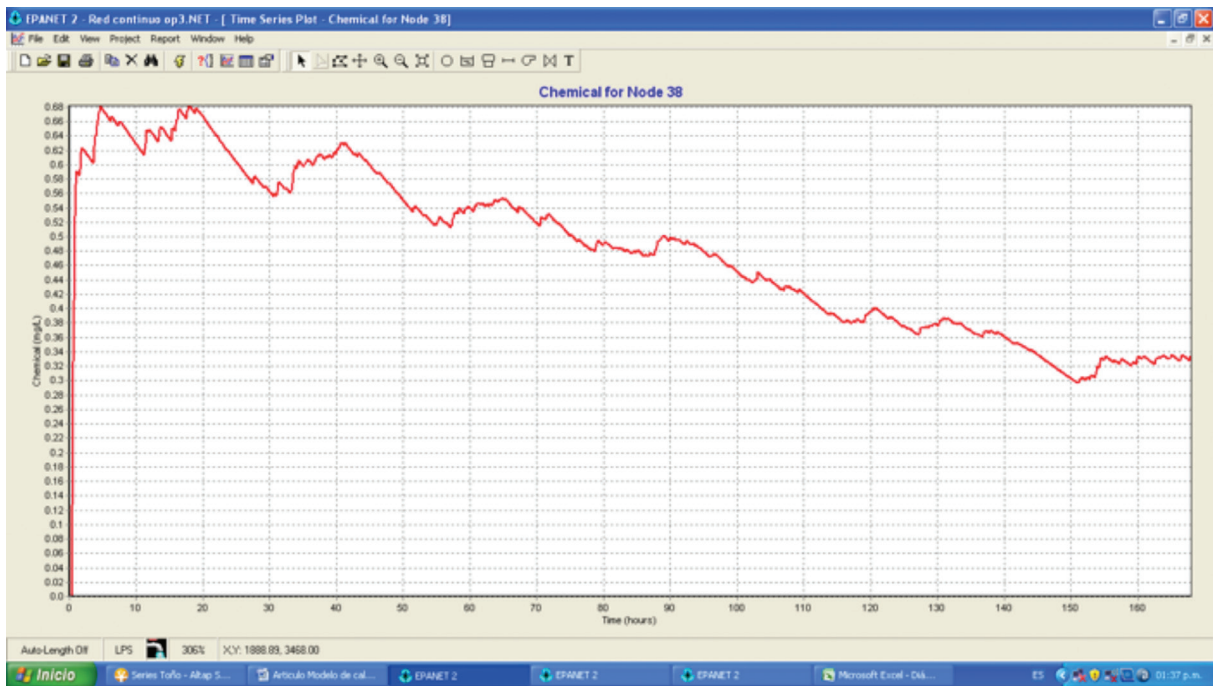


Figura 4.2.5 Concentración de cloro en uno de los tinacos considerando el suministro continuo.

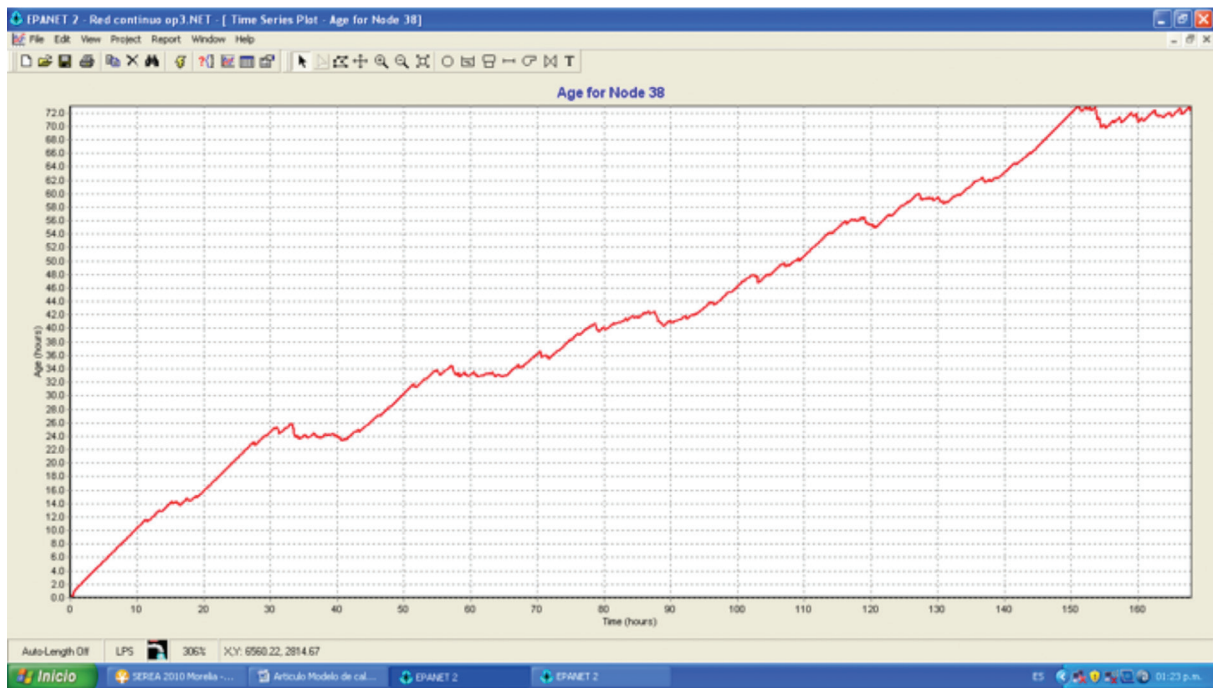


Figura 4.2.6 Evolución del abastecimiento de agua con suministro intermitente aplicado en el tanque fuente de la red mostrada en la Figura 4.2.1

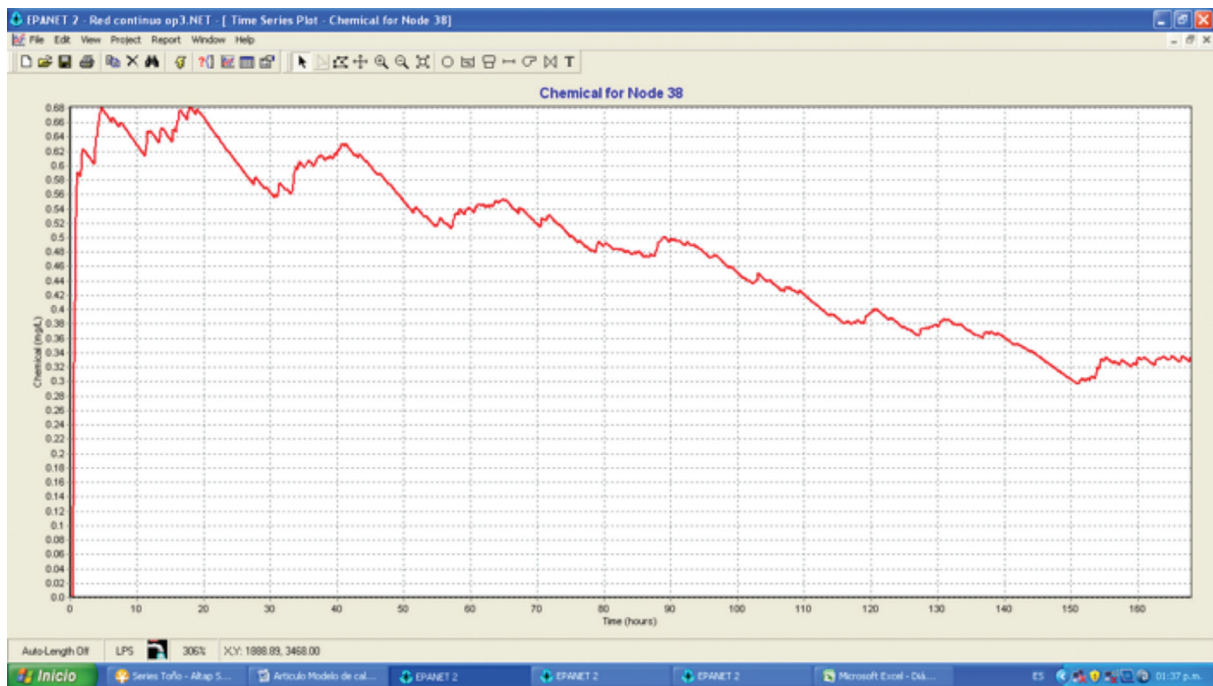


Figura 4.2.7 Evolución del nivel de llenado del tinaco 38 considerando el suministro intermitente.

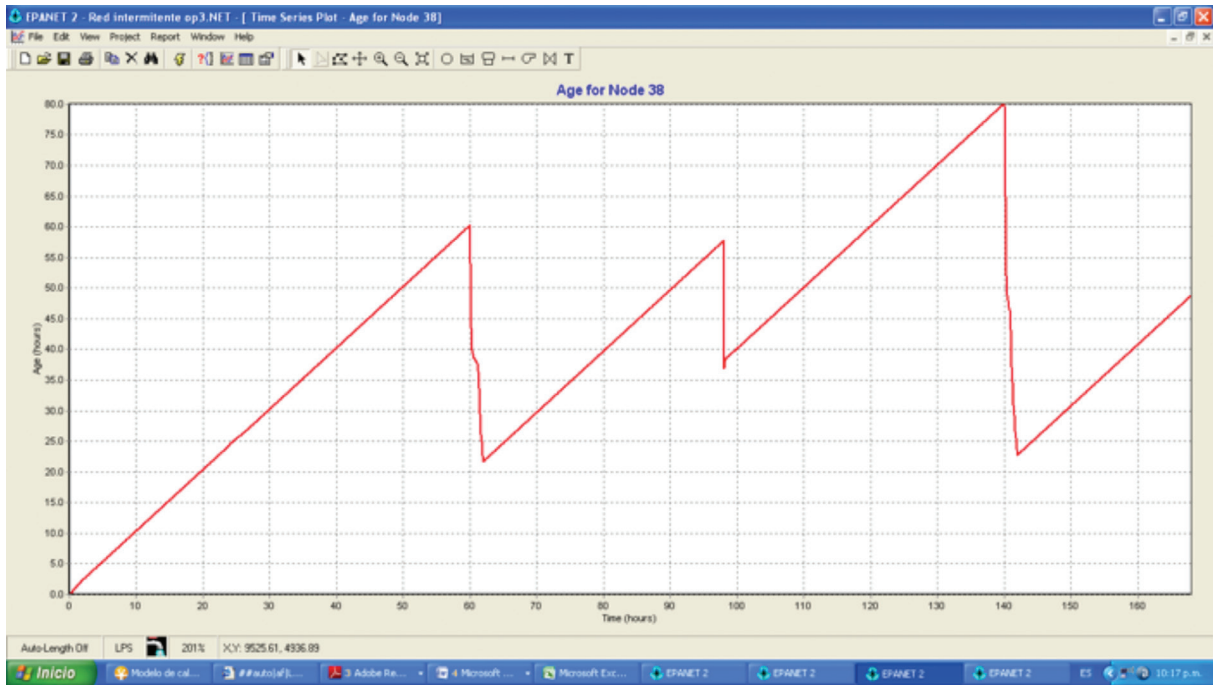


Figura 4.2.8 Edad del agua de uno de los tinacos de la red cuando se suministra de manera intermitente.

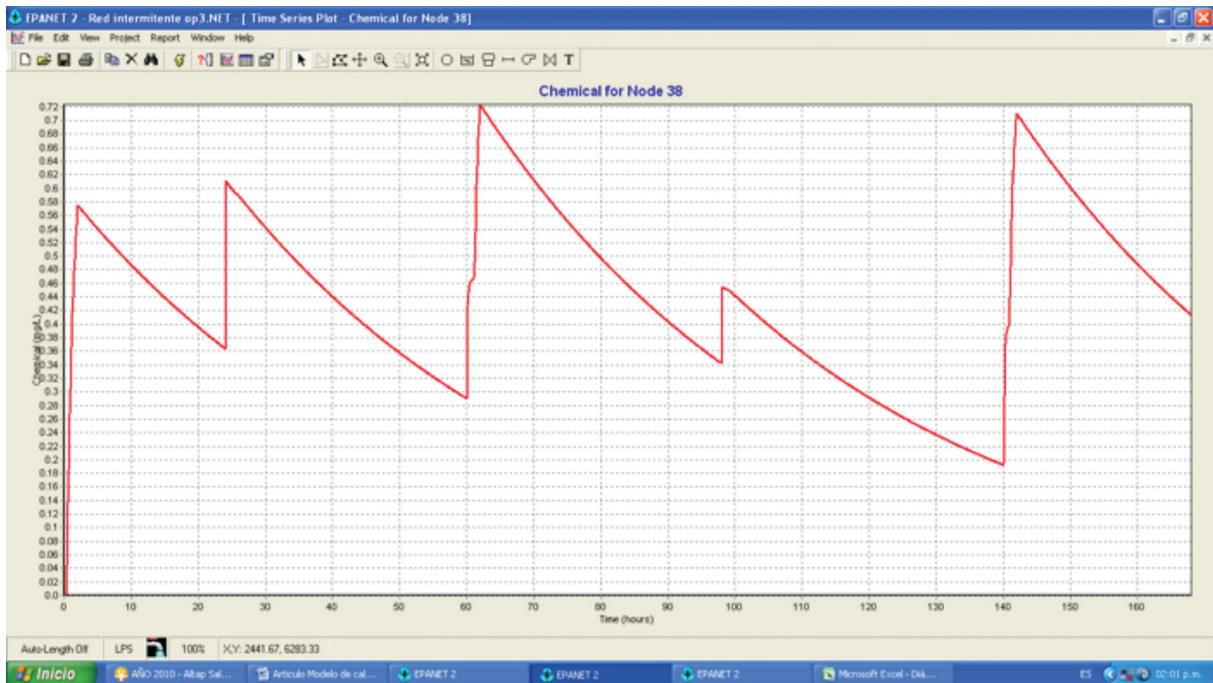


Figura 4.2.9 Concentración de cloro de uno de los tinacos durante la simulación del suministro intermitente.

4.2.4 CONCLUSIONES

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 va decayendo al reaccionar con los elementos de la red y se corre el riesgo de que algunas zonas de la red queden desprotegidas, con el correspondiente riesgo para la salud de la población. Para garantizar la calidad del agua en las redes de distribución es necesario tener concentraciones específicas, de 0.20 a 1.50 mg/l. 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, tal como ocurre en los depósitos intradomiciliarios, como las cisternas y los tinacos. El modelo de calidad del agua revela que el tiempo de residencia del agua en un tinaco es alto cuando el servicio es continuo, lo que conlleva que la concentración del cloro sea baja. De manera contraria cuando el servicio es intermitente el agua permanece muy poco en los tinacos, ya que se consume más rápido; esto implica que la concentración de cloro sea más alta comparada con el servicio continuo. Como trabajo futuro se planea la validación experimental del modelo con tinacos.

REFERENCIAS

- CNA (2007). "Modelación Hidráulica y de Calidad del Agua en Redes de Agua Potable" Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, D.F. México, P. 92-164.
- Rossman L. (2002) *EPANET 2: Users Manual*. Water Supply and Water Resources División, United States Environmental Protection Agency. <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/EPANET.html>.

4.3

ESTUDIO DE LA EFICIENCIA DE MEZCLA Y DISTRIBUCIÓN DEL TIEMPO DE RESIDENCIA DEL AGUA EN UN DEPÓSITO INTRADOMICILIARIO

4.3.1 INTRODUCCIÓN

El agua almacenada en tinacos o en cisternas puede estar expuesta a problemas de contaminación. La contaminación microbiológica de los tinacos puede deberse a la infiltración de agentes al sistema de distribución y por microorganismos suspendidos en la atmósfera. Las partículas orgánicas e inorgánicas suspendidas pueden proporcionar a los microorganismos protección de los desinfectantes y proveer un sustrato disponible para la proliferación bacteriana, con lo que la sobrevivencia y desarrollo de los microorganismos depende de la materia orgánica disuelta en el agua. Los volúmenes de agua almacenados en tanques, se mezclan e intercambian lentamente con el agua que se distribuye en la toma domiciliaria. La estratificación del agua ocurre en algunas instancias debido al diseño de las entradas y salidas. El fenómeno de mezcla en depósitos de abastecimiento de agua tiene un efecto directo en la calidad del líquido saliente, por la creación de zonas de mezcla pobre y la estratificación, que pueden tener efectos negativos en la salud pública (Mujal i Colilles, A. *et al.* 2011). La distribución de tiempos de residencia de un fluido se determina comúnmente utilizando pruebas experimentales, mediante el empleo de trazadores o ensayos de líneas de flujo. El presente trabajo resume el trabajo experimental en un modelo físico a escala real (tinaco) en el laboratorio de hidráulica del posgrado en ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México campus Morelos. El objetivo del experimento fue comprobar la eficiencia de mezcla y el tiempo de residencia del agua dentro del tinaco, en función del tipo de entrada y la influencia de la entrada y salida, así como del caudal entrante. Las pruebas experimentales fueron comparadas con los obtenidos con el modelo numérico mediante el código comercial de CFD de PHOENICS, el cual Martínez, *et al.* (2010) consideran como la mejor herramienta para analizar y predecir la calidad del agua en tanques de almacenamiento.

4.3.2 MÉTODOS

Se construyó un sistema de depósitos de agua patrocinado por la Coordinación de Hidráulica y la Subordinación de Hidráulica Urbana del Instituto Mexicano del Agua (IMTA). Las pruebas se realizaron en el laboratorio de hidráulica de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, campus Morelos, localizado dentro de las instalaciones del IMTA. En la Figura 4.3.1 se ilustra el sistema de depósitos con que se hicieron las pruebas experimentales.

El sistema de depósitos consiste en un tanque inferior rectangular de 1,300 litros el cual lleva el agua directamente al tinaco, que tiene una capacidad de 1,100 litros, por medio de una bomba de 1.5 HP. Una vez que se llena el tinaco en acrílico, se regula la salida para que el caudal que entra sea el mismo que el que sale. El agua que sale del tinaco se deposita en una cisterna marca Rotoplas de 1,200 litros para luego regresarla y reutilizarla en el tanque rectangular de 1,300 litros. En la Figura 4.3.2 se puede observar el sistema de depósitos instalado en el laboratorio.

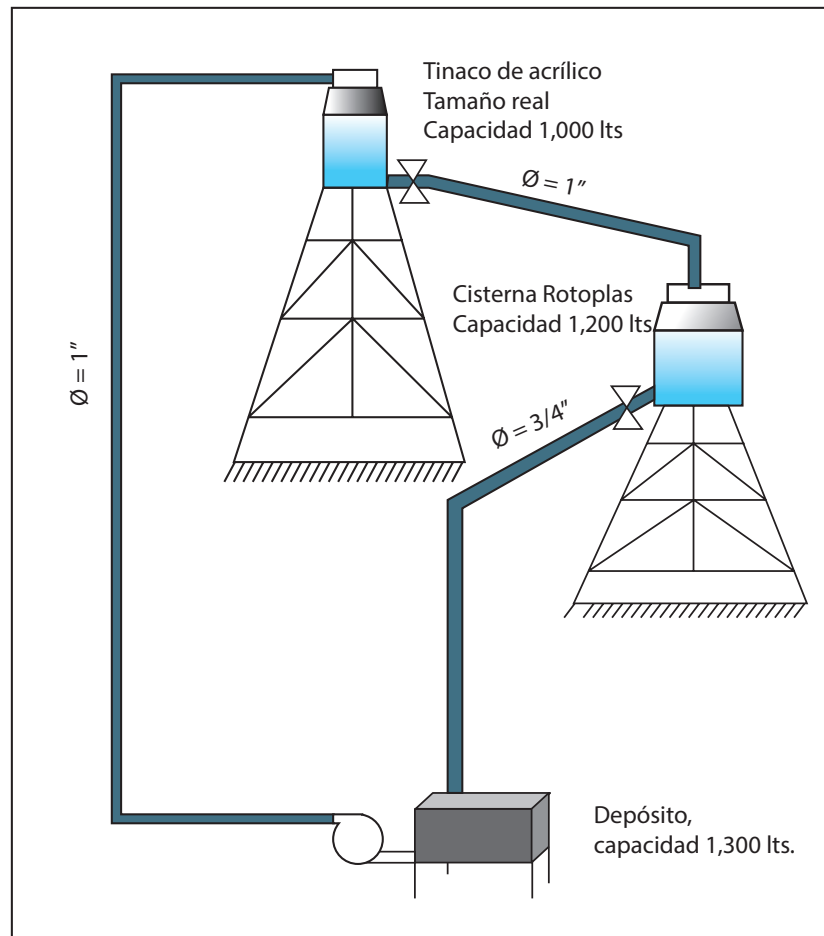


Figura 4.3.1 Sistema de depósitos

La metodología propuesta para este trabajo es aplicar al modelo de flujo y al campo de concentración un trazador y una sustancia conservativa dentro del tinaco con el fin de determinar la mezcla y el tiempo de residencia. Con el uso del código CFD, que para nuestro caso se utilizó PHOENICS, se determinó el movimiento del agua y se definieron los parámetros que representan la evolución de las concentraciones en el interior del tanque, considerando diferentes patrones de intercambio de flujo. Por consiguiente, se analizó la mezcla mediante simulaciones que proporcionan el flujo y el campo de concentración en el interior del tanque. Similarmente con el código se analizó el tiempo de permanencia o de residencia del agua dentro del tinaco.



Figura 4.3.2 Instalación del sistema de depósitos

Se manipuló la posición de la entrada de agua en el modelo numérico con el fin de observar los diferentes patrones de circulación. Por consiguiente se llevaron a cabo cuatro escenarios de simulación con PHOENICS, considerando la salida fija en la parte inferior del tinaco y la

entrada variable en la parte superior del tinaco. Las siguientes son los tres tipos de entrada estudiados que son los más comunes en las instalaciones de los tinacos:

- Tipo I: Entrada en sentido horizontal al mismo nivel de la salida.
- Tipo II: Entrada en sentido horizontal al lado opuesto de la salida.
- Tipo III: Entrada en sentido vertical por el centro del tinaco.

La Figura 4.4.3 muestra la geometría del dominio de solución del tinaco tipo III ingresada a PHOENICS y la que es usada para estudiar de forma numérica la dispersión y mezcla de un trazador inyectado a la entrada del agua.

Con la herramienta PHOENICS se realizaron cuatro escenarios de simulación, uno para cada tipo de entrada y un cuarto con entrada tipo III, a la que se modificó el caudal con el fin de demostrar que el tiempo de residencia es dependiente de este factor. EL caudal de entrada para los tres primeros escenarios es de 1.1 L/s y para el cuarto de 2.0 L/s. Cabe señalar que esta herramienta asume condiciones de volumen lleno en el dominio, razón por la cual los experimentos se realizaron con estas mismas condiciones.

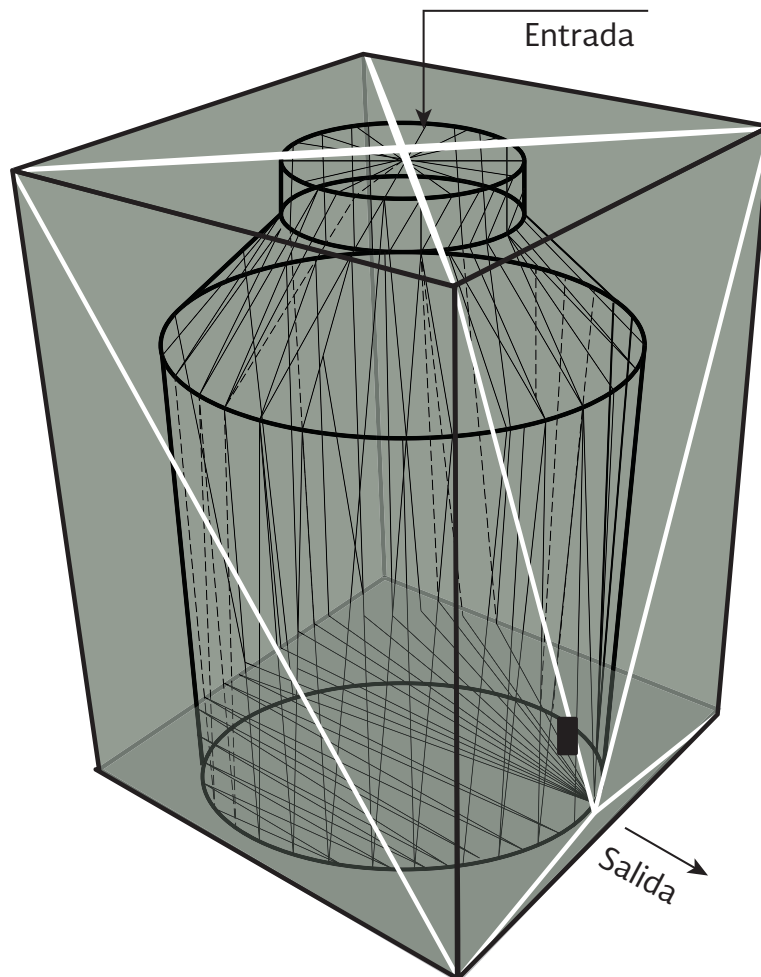


Figura 4.3.3 Geometría del dominio de solución

Para las simulaciones se asumió flujo turbulento e isotrópico, eligiendo como modelo turbulento el basado en las ecuaciones de transporte de KE-EP:

$$\rho \frac{\partial KE}{\partial t} + \rho \frac{\partial}{\partial x_i} \left[U_i KE - \frac{ENUT}{PRT(KE)} \frac{\partial KE}{\partial x_i} \right] = \rho (P_k + \Gamma_b - EP)$$

$$\rho \frac{\partial EP}{\partial t} + \rho \frac{\partial}{\partial x_i} \left[U_i EP - \frac{ENUT}{PRT(EP)} \frac{\partial EP}{\partial x_i} \right] = \rho \frac{EP}{KE} (C_{1e} P_k + C_{3e} \Gamma_b - C_{2e} EP)$$
4.4.1

donde KE es la energía cinética; EP es la energía potencial, Γ_b es el factor de flotabilidad; ρ es la densidad, U es el vector velocidad en la dirección i .

La turbulencia cinemática viscosa ($ENUT$) y la longitud de mezcla, l_m , están dadas por:

$$ENUT = C_u C_d \frac{KE^2}{EP}; \quad l_m = C_d \frac{KE^{3/2}}{EP}$$
4.4.2

De acuerdo con el manual de usuario de PHOENICS, las constantes del modelo son: $C_u = 0.5478$; $C_d = 0.1643$; $PRT(KE) = 1.0$; $PRT(EP) = 1.314$; $C_{1e} = 1.44$; $C_{2e} = 1.92$; $C_{3e} = 1.0$.

PHOENICS utiliza en la ecuación de conservación de masa cantidades de una fase, masa de especies químicas, energía, impulso, cantidades de turbulencia, cambios eléctricos, etc. Además aparecen los términos de convección (flujo de masa dirigido), difusión (movimiento aleatorio de electrones, de moléculas o estructuras como remolinos), tiempo de variación (movimiento directo desde el pasado al presente - acumulación dentro de una celda) y fuentes (gradiente de presión o impulso de fuerza de un cuerpo, reacción química de energía o especies químicas). Una fase simple de la ecuación de conservación resuelta por PHOENICS puede ser escrita de la siguiente forma:

$$\frac{\partial(\rho\phi)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_k} (\rho U\phi - \Gamma_\phi \frac{\partial\phi}{\partial x_k}) = S_\phi$$
4.4.3

donde ϕ es la variable del problema, Γ_ϕ es el coeficiente de intercambio difusivo de ϕ , y S_ϕ es el término fuente.

La ecuación de conservación de masa no puede ser resuelta numéricamente en forma diferencial, por lo que PHOENICS la resuelve por el método de volumen finito. Este método de volumen finito es obtenido integrando la ecuación diferencial en el volumen de cada celda.

Las ecuaciones de Navier-Stokes junto con la ecuación de continuidad son utilizadas por PHOENICS para describir del flujo laminar y turbulento. Para flujo incompresible, estas ecuaciones son:

$$\sum \frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0$$
4.4.4

$$\rho \frac{\partial U}{\partial t} + \rho \sum_j \frac{\partial (U_i C_j)}{\partial x_j} = - \frac{\partial P}{\partial x_i} + B_i + \rho \sum_j \frac{\partial}{\partial x_j} \left[v_L \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \right]$$
4.4.5

donde U_i y U_j son las componentes de la velocidad en las direcciones i y j , P es la presión, y ν_L es la viscosidad dinámica del fluido.

Las ecuaciones para un escalar C , tal como una concentración de una especie cualquiera o un trazador tiene la forma:

$$\rho \frac{\partial C}{\partial t} + \rho \sum_j \frac{\partial (U_j C)}{\partial x_j} = \rho \sum_j \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\nu_L}{Pr_L(C)} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) \quad 4.4.6$$

Se realizaron tres pruebas experimentales, considerando la entrada Tipo III. Las siguientes son las tres pruebas que se realizaron:

Prueba 1: Esta prueba se realizó para conocer el tiempo de residencia y el experimento comprende introduciendo instantáneamente una solución de 250 gramos de cloruro de sodio (sal de mesa) disuelta en 1 litro de agua. Se midió la conductividad eléctrica inicial de la solución salina, del tinaco y del tanque (ver Tabla 4.3.1). Con el tinaco lleno y caudal constante se aplicó la solución salina a la entrada del tinaco y se tomaron los valores de conductividad cada segundo a la salida, hasta que la medición de la conductividad se aproximara al valor de la conductividad del tanque. La medición de conductividad se realizó con un equipo multiparámetro marca Hanna HI 982804-1. Se graficaron los valores de conductividad eléctrica contra el tiempo.

Prueba 2: Esta prueba se realizó para conocer el tiempo de residencia del agua en el tinaco y consistió en los mismos pasos de la prueba 1, pero en lugar de introducir la solución salina instantáneamente se mezcló la solución salina en el tinaco lleno e inmediatamente después se abrieron las válvulas de entrada y salida para hacer las mediciones a la salida. En la Tabla 4.3.2 se muestra las concentraciones iniciales de la conductividad en el tinaco y en el tanque.

Prueba 3: Esta prueba se realizó para conocer la mezcla de agua en el tinaco. Con el tinaco lleno y caudal constante se introdujo instantáneamente al tinaco un trazador o colorante como el azul de metileno y por medio de captura de imágenes se observaron la mezcla y circulación del agua dentro del tinaco.

4.3.3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Tabla 4.3.1 muestra los valores iniciales de conductividad eléctrica para la prueba 1.

Tabla 4.3.1 Valores de conductividad eléctrica inicial, $\mu\text{s}/\text{cm}$, para la prueba 1

Tinaco	Tanque	Solución
215	215	200,000

La grafica que ilustra los valores de conductividad eléctrica en contra del tiempo obtenidos en la prueba uno se muestra en la Figura 4.3.4.

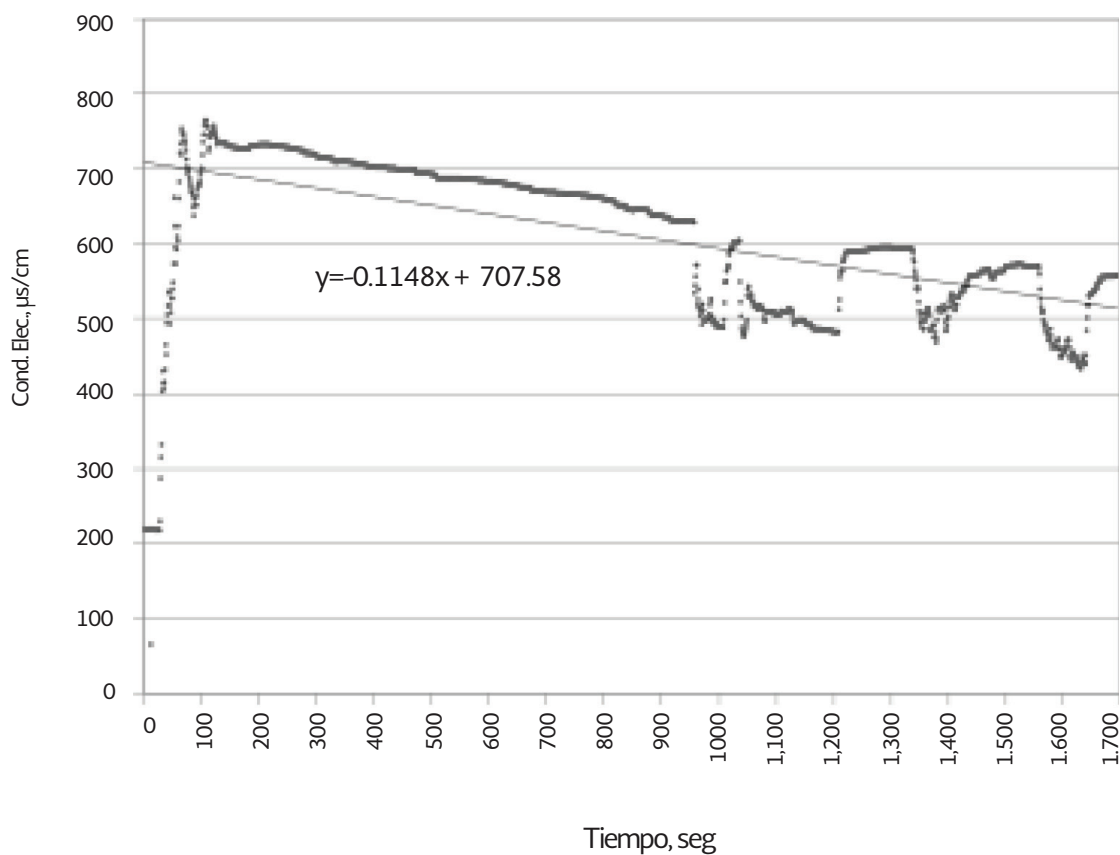


Figura 4.3.4 Conductividad eléctrica para la prueba 1

Prolongando la línea de tendencia hasta la conductividad inicial de 215 $\mu\text{s/cm}$, se obtiene un tiempo de 71 minutos.

La Tabla 4.3.2 muestra los valores iniciales de conductividad eléctrica para la prueba 2:

Tabla 4.3.2 Valores de conductividad eléctrica inicial, $\mu\text{s/cm}$, para la prueba 2

Tinaco	Tanque
1,143	355

La Figura 4.3.5 ilustra los resultados obtenidos de la conductividad eléctrica en contra del tiempo para la prueba 2.

Con esta prueba se obtiene un tiempo de residencia de 54 minutos.

En la Figura 4.3.6 se ilustra la mezcla que se produce después de 22 segundos después de haberse introducido el colorante de azul de metilo al tinaco. En la Figura 4.3.7 se ilustra el tinaco después de 10 minutos de haberse introducido el colorante.

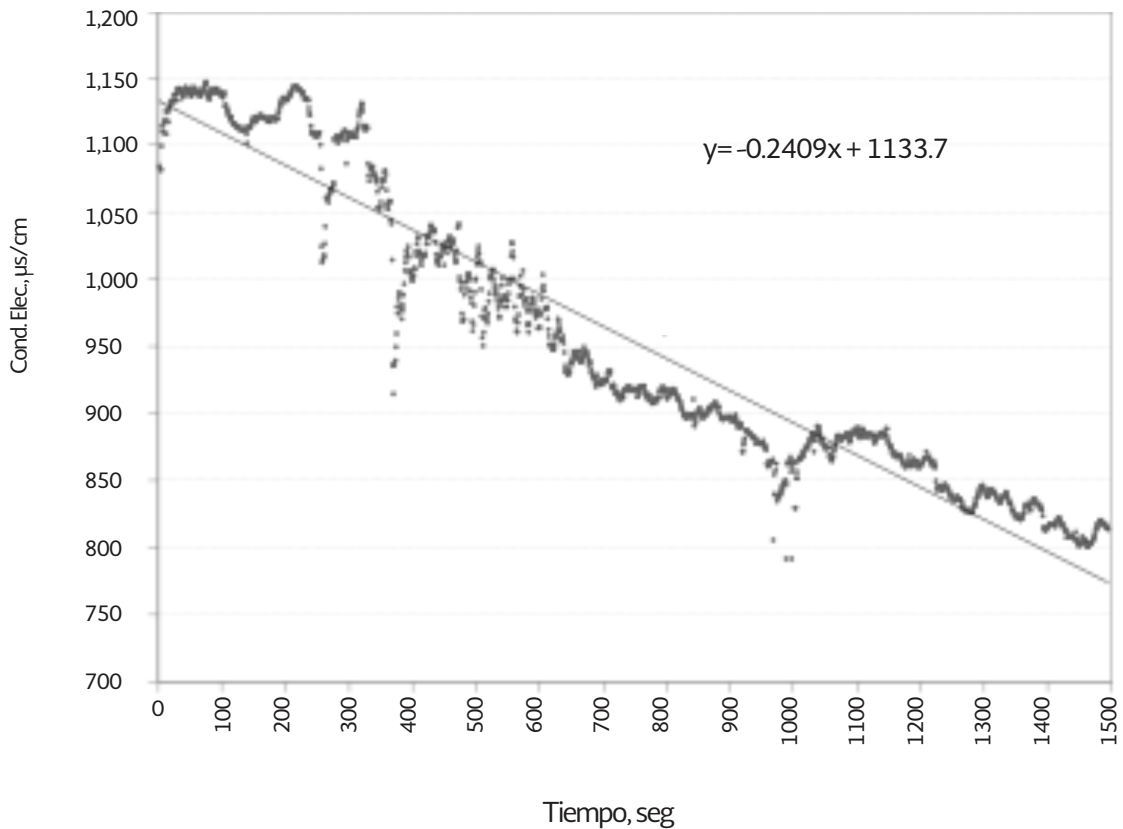


Figura 4.3.5 Conductividad eléctrica para la prueba 2

Los resultados de las simulaciones con PHOENICS indican que para el primer escenario, donde la entrada es del tipo I y caudal de 1.1 L/s el tiempo de residencia fue de 58 minutos. Para el escenario dos, con entrada tipo II y mismo caudal, el tiempo de residencia fue de 35 minutos.

En el escenario tres, con tipo de entrada III y caudal de 1.1 L/s se obtuvo un tiempo de residencia de 52 minutos. En este escenario con el PHOENICS se ajustó la concentración inicial dentro del tinaco a 1,143 $\mu\text{s}/\text{cm}$, misma que tenía el tinaco en el experimento de la prueba dos. El resultado obtenido mostró que a los 54 minutos la concentración a la salida del tinaco era la misma que en la entrada. En la Figura 4.3.8 se ilustra la circulación que se produce dentro del tinaco con las condiciones del escenario tres y en la Figura 4.3.9 se ilustra la mezcla y la concentración que hay dentro del tinaco después de 10 minutos.

Con el cuarto escenario, que tiene tipo de entrada III y caudal de 2.0 L/s, se obtuvo un tiempo de residencia de 45 minutos.

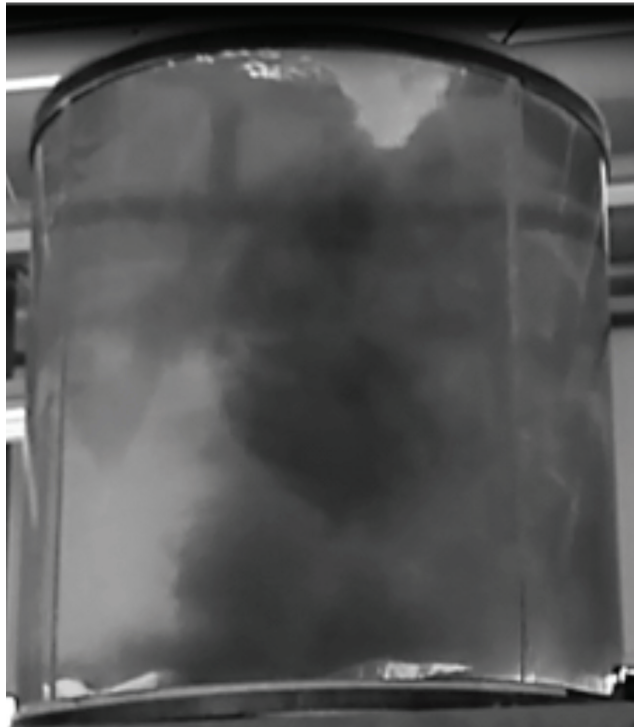


Figura 4.3.6 Prueba con el trazador después de 22 segundos de introducido



Figura 4.3.7 Prueba con el trazador después de 1 minuto de introducido

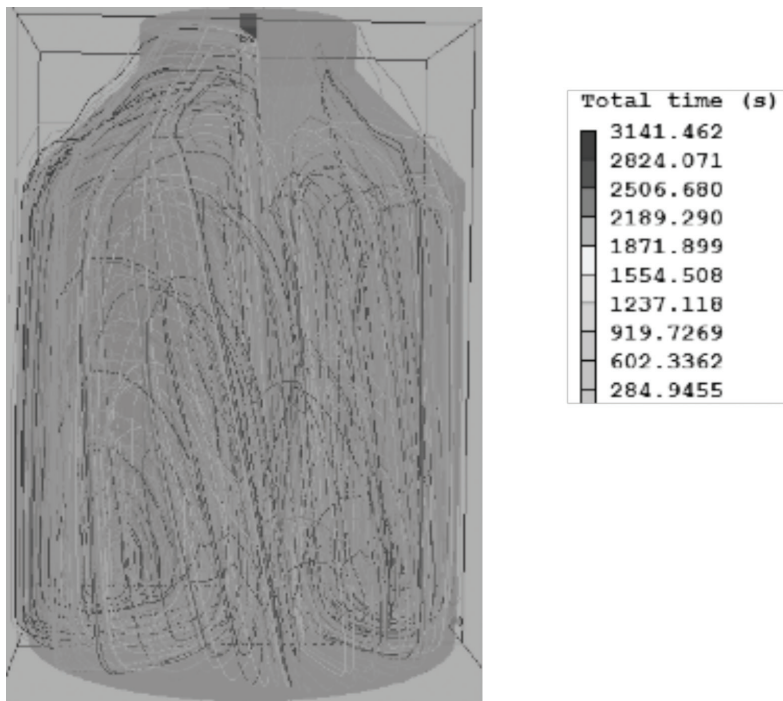


Figura 4.3.8 Circulación del agua dentro del tinaco con las condiciones de entrada tipo III y caudal 1.1 L/s.

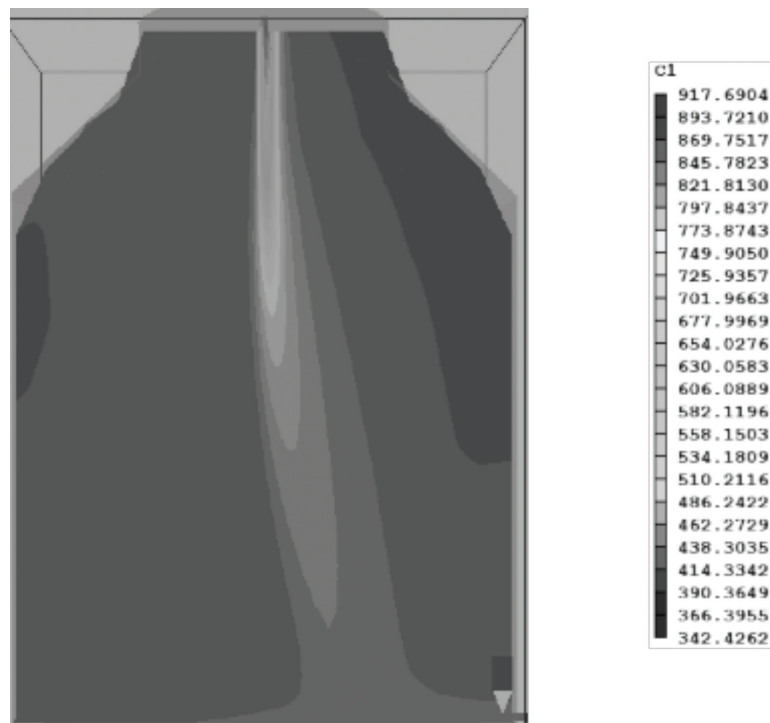


Figura 4.3.9 Concentración dentro del tinaco después de 10 minutos.

4.3.4 CONCLUSIONES

El objetivo de este estudio fue simular los procesos de mezcla y el tiempo de residencia del agua dentro de un tinaco, con diferentes tipos de entrada. Se utilizó la herramienta de CFD, PHOENICS, para hacer las simulaciones numéricas antes de realizar las pruebas experimentales. De las simulaciones realizadas se eligió la mejor que presentara mejor mezcla y menor tiempo de residencia para hacer las pruebas experimentales. Las pruebas experimentales se realizaron en un modelo físico a escala real construido en acrílico.

Los resultados indican que la mezcla depende de la posición y sentido de la tubería entrante, mientras que el tiempo de residencia depende de la distancia entre la entrada y la salida, así mismo de la posición de entrada del flujo.

El cloruro de sodio puede ser un buen trazador para conocer el tiempo de residencia dentro del tinaco ya que es un parámetro conservativo que no actúa con agentes presentes.


De acuerdo con lo obtenido con la herramienta PHOENICS, el tipo de entrada II es el que menor tiempo de residencia tiene, pero es el que peor circulación y mezcla produce. El tipo III es el que mejor circulación y mezcla produce, aunque el tiempo de residencia es mayor que el del tipo I, por lo que se podría considerar que ésta es la mejor opción para la instalación de un tinaco. Este tipo de instalación es la más frecuente en los tinacos del país.

REFERENCIAS

- Martinez-Solano, F. J., Iglesias, P. L. and C. Gualtieri (2010). *Modelling flow and concentration field in rectangular water tanks*. International Environmental Modelling and Software Society (iEMSs), 2010 International Congress on Environmental Modelling and Software, Modelling for Environment's Sake Fifth Biennial Meeting Ottawa, Canada, pp. 1-10.
- Mujal i Colilles A., Bateman-Pinzón A. y V. de Medina-Iglesias (2011). *Estudio experimental de la eficiencia de mezcla en depósitos de abastecimiento de agua*. Tecnología y Ciencias del Agua, vol. II, núm. 3, Julio-Septiembre, pp. 77-95.

V

FATIGA DEL MATERIAL
EN LOS TRANSITORIOS
HIDRÁULICOS



Otra área en que han trabajado los investigadores del IMTA son los transitorios hidráulicos en tuberías a presión. Dado que éstos son más importantes en líneas de conducción y en acueductos, y no tanto en redes, trabajos de esta área no se presentan en este libro. Se presenta no obstante información limitada sobre investigación realizada de fatiga del material en los transitorios hidráulicos, relacionada ante todo con el suministro intermitente de agua, tema prácticamente no estudiado a nivel internacional.

El deterioro progresivo gradual de un material que está sometido a un gran número de esfuerzos variables cíclicos de cierta magnitud, se conoce como fatiga del material. En condiciones de fatiga las piezas o tuberías llegan a romperse con una presión mucho menor, comparada con la presión que pueden soportar normalmente. En el suministro intermitente de agua las tuberías inician y detienen su funcionamiento con frecuencia. Cada arranque y paro de bombas, u operación de válvulas, genera transitorios hidráulicos, con lo que éstas pueden estar sujetos a fallas por fatiga, debido a la variación de la presión en los transitorios, pero ese peligro casi no se considera en las normas de diseño actuales.

Se han generado las siguientes publicaciones al respecto:

V. Tzatchkov, Víctor Hugo Alcocer Yamanaka, Víctor Javier Bourguett Ortiz, "Diseño de Acueductos Seguro Contra Fatiga del Material en los Transitorios Hidráulicos", Memorias del VI Seminario Iberoamericano, Planificación, Proyecto y Operación de Redes de Abastecimiento de Agua (SEREA), Joao Paoa, Brazil, 5 al 7 de junio 2006.

V. Tzatchkov, Victor Hugo Alcocer Yamanaka and Victor Javier Bourguett Ortiz "Material fatigue due to hydraulic transients in pipelines", Water Management Challenges in Global Change, Taylor & Francis/Balkema, London *et al.*, ISBN: 978-0-415-45415-5, 2007, p. 31-38.

Tzatchkov, V., Alcocer, V. "Risk of fatigue failure and reliability of intermittent water supply pipelines", 9-th International Conference on Hydro-Science and Engineering, Chennai, India, 2-5 de agosto 2010.

Tzatchkov, V., Alcocer, V. (2013) "Non-evident causes for material failure in an Operating Gravity Fed Water Supply Pipeline System". International Journal of Civil Engineering and Building Materials (IJCEBM), Volume 3, Number 2, April 2013, pp. 92-105.

Se presentan a continuación versiones reducidas de dos de ellas, una traducida de inglés.

5.1.1 INTRODUCCIÓN

Por diferentes razones, como ahorro de energía eléctrica, capacidad de regularización insuficiente y otros, muchos acueductos operan de manera cíclica, con frecuentes paros y arranques que pueden ser incluso diarios. En cada paro y cada arranque se produce cierto transitorio en el acueducto, con la consiguiente variación, también cíclica, de la presión, normalmente de poca duración. Los efectos de los transitorios se asocian con dos peligros para la tubería y para los accesorios:

- Falla catastrófica por presión muy alta o por presión negativa (aplastamiento de la tubería)
- Falla por fatiga del material, debida al daño acumulativo que pueden ocasionar las variaciones de presiones repetidas un gran número de veces.

Como parte indispensable del proyecto ejecutivo, en el diseño de cada acueducto se analizan los posibles transitorios para obtener la presión máxima y la presión mínima que en ellos se producen, y se toman las medidas necesarias contra esas presiones, tales como usar tubería y accesorios capaces de soportar esas presiones, o prever medios de control de los transitorios como cámara de aire, válvulas de alivio, torres de oscilación, tanques unidireccionales, y otros (CNA 2001). Pero prácticamente nunca en el diseño de los acueductos se toman previsiones contra la fatiga del material. A pesar de que en algunos códigos de diseño internacionales, como el *ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section III*, se reconoce y se reglamenta la necesidad de un diseño seguro contra la fatiga del materia de tuberías y otros componentes, en los manuales de diseño de tubería de acero y de hierro dúctil AWWA M11, ISO 2531 y ANSI/AWWA C150/A21.50-96, por ejemplo, la fatiga del material no se trata en absoluto.

La manera de proteger una tubería contra fatiga del material es diseñarla con un espesor lo suficientemente grande, que asegure que los esfuerzos que se produzcan en la vida del acueducto no sobrepasen ciertos límites, arriba de los cuales puede producirse la fatiga del material. Este capítulo explica la importancia de la fatiga de material en los transitorios hidráulicos y la forma de protegerse contra ella en acueductos de diferentes materiales, como acero, hierro dúctil, concreto presforzado y PVC.

5.1.2 FATIGA DEL MATERIAL EN TUBERÍAS DE ACERO Y HIERRO DUCTIL

La fatiga del material se refiere al deterioro gradual de un material que está sometido a un gran número de esfuerzos variables cíclicos de cierta magnitud. Los daños por fatiga del material inician con grietas superficiales microscópicas no perceptibles, que se van abriendo lentamente ante la acción de los esfuerzos cíclicos hasta ocurrir bruscamente una falla total. En resultado, la pieza o tubería llega a romperse con una presión mucho menor, comparada con la presión que puede soportar sin fatiga. De acuerdo con el manual de diseño de la *Ductile Iron Society* (referencia accesible en <http://www.ductile.org/>) y otras fuentes bibliográficas, la fatiga del material es la causa más probable de entre 75% y 90% de las fallas en diferentes máquinas y estructuras. Se reproduce a continuación, en traducción de inglés, un pequeño abstracto del citado manual:

- “La fatiga es probablemente la causa primaria de 75% de las fallas de servicio que ocurren en máquinas.
- Las fallas por fatiga pueden ocurrir a esfuerzos considerablemente inferiores al esfuerzo de cedencia.
- Las grietas por fatiga pueden crecer lentamente y sin un cambio fácilmente detectable en la dimensión o en el funcionamiento. Al llegar a un tamaño crítico, sucede una falla catastrófica.
- Los esfuerzos de diseño basados en criterios de fatiga serán más bajos que aquellos definidos por los valores de diseño a tensión monótona, y serán reducidos más todavía por la concentración de esfuerzos causada por imperfecciones del material o diseño de componentes.”

El fenómeno de fatiga de material está bien estudiado y documentado en la literatura especializada, en particular se tienen curvas experimentalmente obtenidas del esfuerzo de tensión que rompe una muestra de material para diferentes números de ciclos aplicados de tensión variable. En inglés este tipo de curvas se conoce con el nombre *S-N curves* (de *Stress – Number of cycles*). La Figura 5.1.1 muestra curvas *S-N* típicas para varios materiales incluyendo metales ferrosos de resistencia mediana, como lo son el acero y el hierro dúctil. En esta curva, el eje vertical representa el esfuerzo de ruptura. Aun cuando la resistencia contra tensión del metal es mucho más alta, éste llega a romperse ante esfuerzos considerablemente más bajos, cuando éstos se presentan cíclicamente un gran número de veces. Como un ejemplo, la resistencia de tensión del acero es del orden de los 60,000 psi y su límite de cedencia es de 42,000 psi, pero la pieza llega a romperse con un esfuerzo de 30,000 psi, para

cierto número de ciclos. La curva de la Figura 5.1.1 está obtenida por medio de experimentos en que una muestra (o *espécimen*) del material se somete a ciclos de tensión en una máquina especial.

La presión de ruptura por fatiga es aún más baja cuando la pieza tiene muescas, por la concentración de los esfuerzos en el lugar de la muesca. En la Figura 5.1.2 se muestran curvas *S-N* obtenidas de especímenes sin y con muescas. Como se observa en esa ilustración, la pieza llega a romperse con un esfuerzo de 28,000 psi, si la pieza no tiene muescas, y hasta con 17,000 psi, si la pieza tiene muescas, a pesar de que la resistencia de tensión del hierro dúctil es de 60,000 psi y su límite de cedencia es de 42,000 psi. Por esta razón, los puntos más susceptibles a dar origen de una falla por fatiga son las diferentes esquinas, muescas, u otros cambios que pueda haber en la geometría de la tubería y de las piezas, debido a que en estos puntos normalmente se produce cierta concentración de los esfuerzos. Las uniones de los tramos de tubería de acero o hierro dúctil, sean esas soldadas o de espiga-campana, son puntos de ese tipo.

La zona por debajo de la curva *S-N* representa la así llamada *zona de vida infinita* del material, en el sentido de que no hay riesgo de fatiga si la magnitud de los esfuerzos, y el número de veces que se presentan, corresponden a esa zona. Para materiales como el acero y el hierro dúctil, la curva *S-N* se vuelve horizontal después de cierto número de ciclos. El valor del esfuerzo que corresponde a esa parte de la curva se llama *límite de fatiga* del material. Por lo tanto, la tubería soportará cualquier número de ciclos de presión variable, cuando los esfuerzos que genera la presión no sobrepasan el límite de fatiga del material. El límite de fatiga es aproximadamente igual a 45% a 48% de la resistencia a tensión para el hierro dúctil, y 50% para el acero.

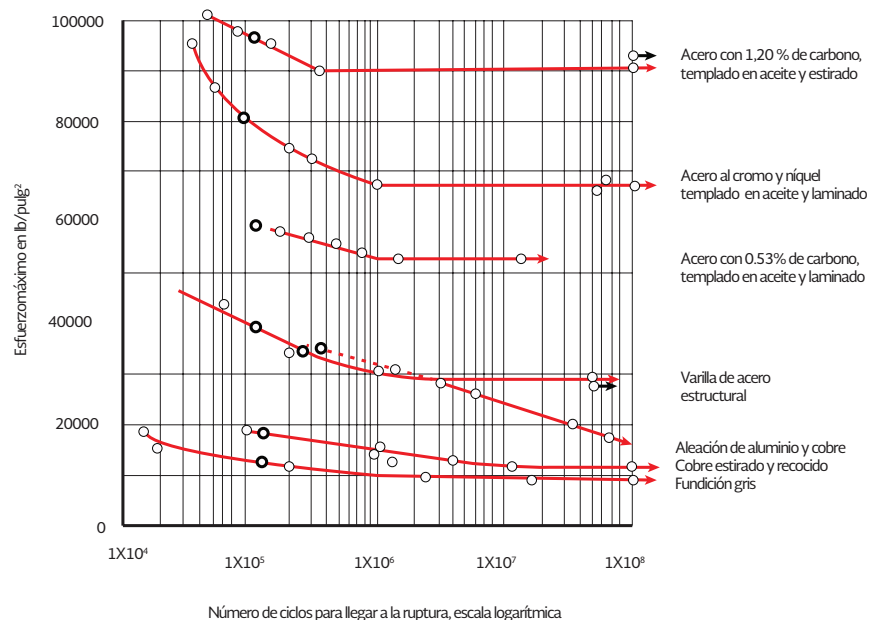


Figura 5.1.1 Curva de esfuerzo de ruptura por fatiga contra número de ciclos de presión para varios materiales

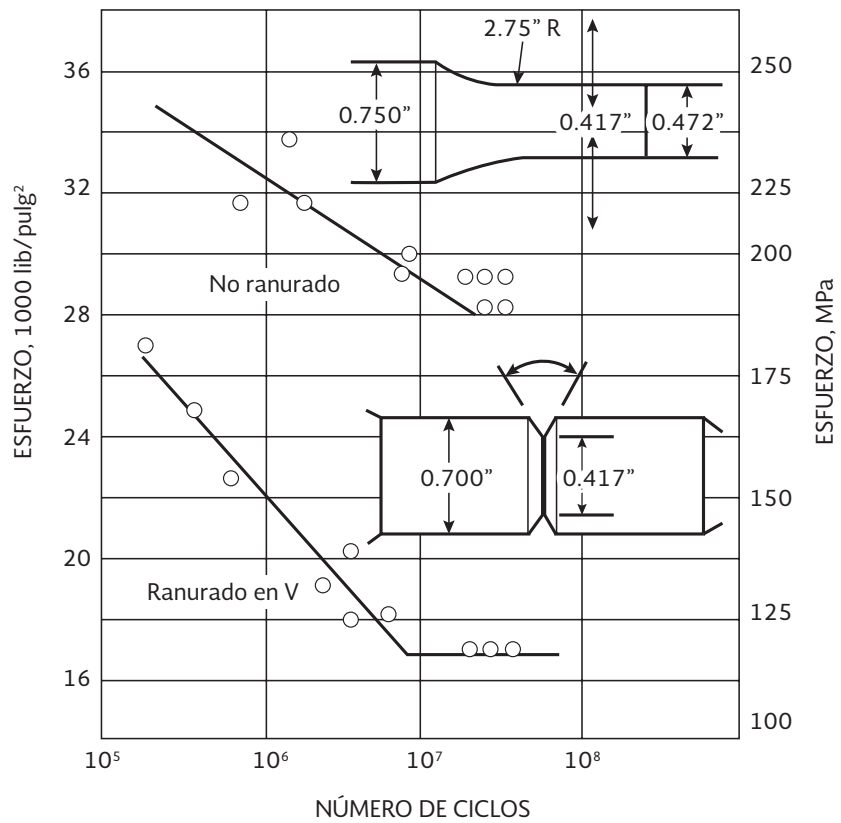


Figura 5.1.2 Curva típica “Esfuerzo-Número de ciclos (S-N curve)” para hierro dúctil

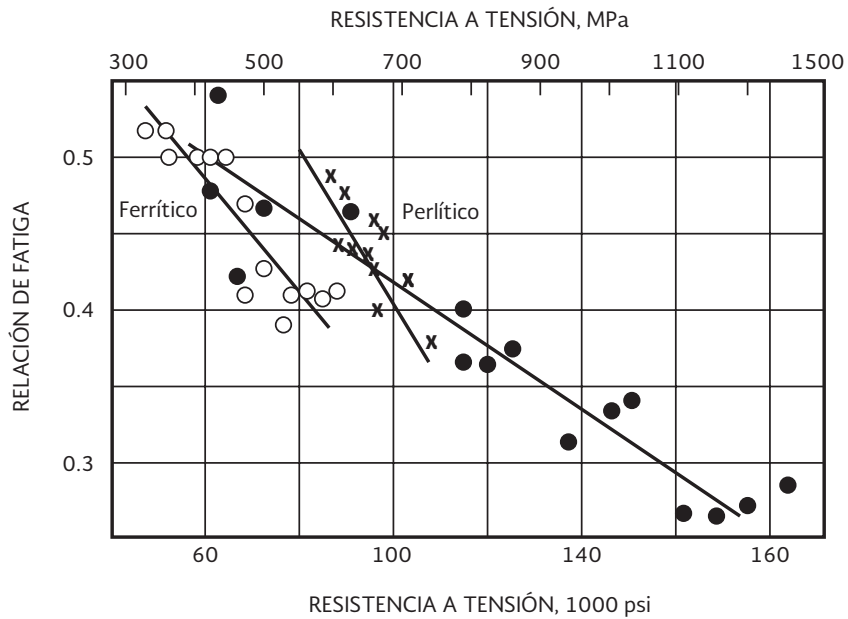


Figura 5.1.3 Límite de fatiga (en fracción de la resistencia de tensión) para hierro dúctil

5.1.3 VARIACIÓN DE LA PRESIÓN EN LOS TRANSITORIOS HIDRÁULICOS

Es bien conocido que en los transitorios hidráulicos se puede presentar una importante variación cíclica de la presión, que se atenúa rápidamente, en cuestión de segundos o minutos. Para los efectos de la fatiga del material, es importante estimar el número de ciclos de presión y la magnitud de su variación. Esto puede ser obtenido por medio de medición en el acueducto en operación, o por medio de un modelo matemático del transitorio. En la Figura 5.1.4 se presenta la evolución de la presión, registrada en un acueducto en operación en México. Como se observa en esa figura, el número de ciclos de presión en el transitorio es elevado, del orden de más de 30 ciclos.

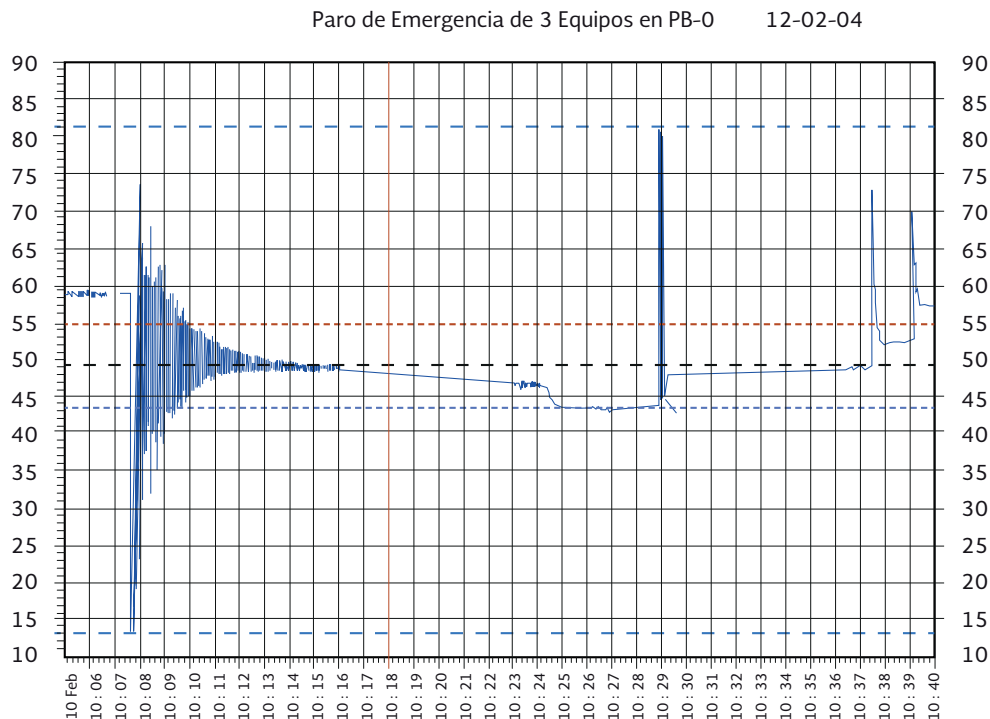


Figura 5.1.4 Variación de la presión en el paro de los equipos de bombeo, registrada en un acueducto en operación en México

5.1.4 DESCRIPCIÓN DE UN ACCIDENTE DEBIDO A FATIGA DEL MATERIAL

En el arranque de un grupo motor-bomba en un acueducto en operación en México, se fracturó una válvula de seccionamiento de 10" de diámetro, la válvula de expulsión de aire de 10" también salió expulsada hacia el techo de la casa de máquinas, posterior a romper el techo, en su caída dañó la válvula de aire y la tubería de descarga del equipo subsecuente y la rejillas del drenaje de la planta de bombeo. La falla ocurrió en un componente diseñado para 125 libras/pulg² y según fabricante con resistencia hasta 200 libras/pulg², misma que se presentó en el arranque de la bomba la cual desarrolla una presión máxima a gasto cero de 114 libras/pulg² denotando que el equipo se diseñó con un factor de seguridad de 2.5, y aun así falló. La Figura 5.1.5 muestra la pieza fracturada, y la Figura 5.1.6 la instalación antes del accidente. Este tipo de fallas, cuando una tubería o una pieza diseñadas para soportar

cierta presión sostenida se revientan con presiones mucho más bajas, se puede explicar con el fenómeno fatiga del material por esfuerzos cíclicos. Todo parece indicar que el accidente ocurrido, es un caso de falla por fatiga del material. Los daños por fatiga del material inician con grietas superficiales microscópicas no perceptibles, que se van abriendo lentamente ante la acción de los esfuerzos cíclicos hasta ocurrir bruscamente una falla total. El acueducto opera de manera cíclica desde hace bastante tiempo y la forma en que se fracturó la tubería, visible en la Figura 5.1.5, indica que se abrió una grieta en la válvula, como esto ocurre cuando hay fatiga del material.



Figura 5.1.5 Accidente de fractura de una válvula de compuerta de 10" clase 125



Figura 5.1.6 Instalación normal de la válvula expulsora de aire a la descarga de las bombas.

5.1.5 DISEÑO SEGURO CONTRA FATIGA DEL MATERIAL

Por todo lo anterior, es importante considerar la posible fatiga del material en la determinación del espesor de las tuberías en el diseño de los acueductos que operarían con frecuentes paros y arranques. La pertinencia del diseño contra fatiga está reglamentado en la norma internacional ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section III. De acuerdo con el inciso NC-3219.2, Condition A, de ese código internacional, la consideración de fatiga es obligatoria para materiales con resistencia a tensión menor de 80,000 psi, cuando el número de ciclos de presión es mayor que 1,000, incluyendo paros y arranques de los equipos. El cálculo del espesor de una tubería de acero o hierro dúctil se realiza por la bien conocida ecuación (5.1.1):

$$t = \frac{pD}{2s} \quad 5.1.1$$

donde:

t = espesor de pared del tubo

p = la presión de diseño

D = diámetro del tubo

S = esfuerzo admisible que considera en si el factor de seguridad

De acuerdo con el Manual AWWA M11, se consideran dos situaciones para la presión de diseño y el esfuerzo admisible (coeficiente de seguridad). En la primera se calcula con la suma de la presión de trabajo más la sobrepresión del transitorio, y 75% del esfuerzo de cedencia del material. En la segunda el espesor se calcula con la presión de trabajo o la presión estática (la que resulte mayor de las dos), y la mitad del esfuerzo de cedencia del material. Para el diseño contra fatiga habría que agregar un tercer cálculo con diferente esfuerzo admisible, de acuerdo con el número esperado de ciclos de presión, la magnitud de la presión, y la curva $S-N$ del material. Son posibles tres escenarios en este cálculo, que se describen a continuación, en orden de más conservador a menos conservador.

Diseño basado en el límite de fatiga:

Un diseño totalmente seguro contra fatiga del material consiste en determinar el espesor de la tubería que garantiza que no se sobrepase el límite de fatiga correspondiente. En este caso la tubería quedaría segura contra fatiga para cualquier número total de ciclos de presión variable que pudiera presentarse en el acueducto, cualquiera que sea la duración de su vida útil. Esta sería la solución más segura, pero también la más cara.

El ASME *Boiler and Pressure Vessel Code, Section III* establece un coeficiente de seguridad de 2 para el esfuerzo admisible. Con esta consideración, la Tabla 5.1.1 presenta los esfuerzos admisibles para un diseño seguro contra fatiga con cierta clase acero e hierro dúctil.

Tabla 5.1.1 Esfuerzos admisibles para un diseño basado en el límite de fatiga

Material	Resistencia a tensión (psi)	Límite de fatiga (psi)	Coficiente de seguridad	Esfuerzo admisible (psi)
Acero	60,000	30,000	2	15,000
Hierro dúctil	60,000	29,000	2	14,500

Diseño basado en el número de ciclos:

En este caso hay que estimar el número de ciclos de presión variable a que estará sometido el acueducto en su vida, y leer el esfuerzo admisible correspondiente de la curva *S-N* del material. Como un ejemplo, si la vida útil del acueducto es de 20 años y será parado y arrancado diario, se tendrían $365 \times 20 \times 2 = 14,600$ paros y arranques. Si en cada paro o arranque se produce un promedio de 20 ciclos de presión transitoria, el número total de ciclos de presión sería $14,600 \times 20 = 292,000$. El *ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section III* establece coeficiente de seguridad de 20 para el número de ciclos, con lo que el número de ciclos de diseño sería $292,000 \times 20 = 5,840,000$. Para este número de ciclos. De la curva *S-N* del material se lee el esfuerzo admisible, se le asigna su coeficiente de seguridad, y se aplica la ecuación con la presión más alta que se produce en los ciclos de presión.

Diseño basado en una clasificación de ciclos por magnitud de la presión (Palmgren-Miner):

Este diseño es el más exacto, pero también requiere de más datos. En los dos escenarios anteriores el cálculo del espesor que garantiza contra fatiga se realiza con la presión máxima. Esto es equivalente a asumir que en cada ciclo de presión se presenta la presión máxima, algo que no es cierto dado que la presión del transitorio se normalmente se amortigua rápidamente, como se muestra en Figura 5.1.7, por ejemplo. Para considerar la variabilidad de la presión se procede de la manera siguiente:

Las presiones máximas que se presentan en los ciclos se clasifican por intervalos. Se obtiene el número de ciclos n_i para cada posible presión máxima i se asume cierto espesor t . Para cada posible presión máxima i se despeja el esfuerzo S_i correspondiente de la Ecuación (5.1.1) de la curva *S-N* del material se lee la vida N_i del material (en ciclos) para cada esfuerzo S_i .

Se calcula la suma $\sum_i \frac{n_i}{N_i}$. Si esta suma es menor que uno, el material es seguro contra fatiga.

Este cálculo supone que el daño por la presión máxima que se presenta en cada ciclo es linealmente acumulativo, y es conocido como *regla de Miner* por ser publicada por M. A. Miner en el año 1945 (Miner 1945), aunque algunos autores argumentan que en realidad fue publicada anteriormente por Palmaren en el año 1924, por lo que es también conocida como *regla de Palmaren-Miner*. En otras palabras, $\frac{n_i}{N_i}$ representa la parte de la vida consumida por los ciclos clasificados en la magnitud i .

5.1.6 FATIGA DEL MATERIAL EN TUBERÍAS DE CONCRETO PRESFORZADO

En un tubo de concreto presforzado, desde el momento de su fabricación el alambre de preesfuerzo mantiene tensado el concreto. El alambre de preesfuerzo está sujeto a esfuerzos de tensión, y el concreto a esfuerzos de compresión. Una vez en operación, la presión del agua en el interior de la tubería actúa en sentido opuesto al pretensado, y el estado de los esfuerzos en el conjunto concreto-cilindro-alambre se determina por el balance de las fuerzas actuantes del pretensado y la presión interna del agua.

Si en un momento dado la presión interna del agua superara la presión del pretensado, el concreto estaría sujeto a esfuerzos de tensión y se incrementaría el esfuerzo de tensión en el alambre de preesfuerzo. Pero si la presión interna del agua no supera la presión del pretensado, el estado de los esfuerzos en el conjunto concreto-cilindro metálico-alambre se mantiene sin alteración alguna, comparado con el pretensado que ya tiene. Dicho en otras palabras y en forma figurada, el conjunto pretensado de concreto-cilindro -alambre “no siente” la presión del agua en el interior del tubo, cuando esa presión no rebasa el esfuerzo permanente del pretensado.

Por estas razones, el análisis por fatiga en las tuberías de concreto presforzado es pertinente únicamente si en la operación de la tubería la presión interna genera en el alambre esfuerzos superiores al esfuerzo de pretensado.

Las tuberías de concreto presforzado que se fabrican en México deben cumplir con los estándares de las normas NMX-C-252, 253 y AWWA C301. En esos estándares se indican los esfuerzos de tensión mínimos y máximos del alambre, que van desde 221,000 psi hasta 282,00 psi, de acuerdo con su calibre. La Sección 5.6.1 de la norma AWWA C304 establece que el preesfuerzo sea igual a 75% del esfuerzo de tensión del alambre, por lo que el alambre estará pretensado a un esfuerzo de $0.75 \times 221,000 = 165,750$ psi.

La siguiente ecuación (equivalente a la ecuación (8-4) en AWWA 304) relaciona la presión interna en el tubo con los esfuerzos resultantes en el alambre de preesfuerzo y en el cilindro metálico:

$$p = \frac{A_y f_y + A_s f_s}{6D_y} \quad 5.1.2$$

donde p = presión interna (psi), A_y = área de la sección transversal del cilindro metálico (pulg^2), A_s = área ($\text{pulg}^2/\text{pie lineal de tubo}$), f_y = esfuerzo en el cilindro metálico, y f_s = esfuerzo en el alambre de preesfuerzo.

De la Ecuación (5.1.2) se puede expresar f_s como:

$$f_s = \frac{6pD_y - A_y f_y}{A_s} \quad 5.1.3$$

Despreciando el aporte del cilindro metálico (a favor de la seguridad), la ecuación (5.1.3) se simplifica en:

$$f_s = \frac{6pD_y}{A_s} \quad 5.1.4$$

Las Tablas 13 y 14 de AWWA 304 indican la cantidad requerida de alambre de preesfuerzo de tubos de concreto presforzado para presiones de trabajo de 0, 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175 y 200 psi, y diferentes profundidades y condiciones de instalación del tubo. La Tabla 5.1.2 abajo muestra el cálculo del esfuerzo en el alambre de preesfuerzo f_s con el área mínima de las Tablas 13 y 14 de AWWA 304, para las presiones de trabajo de 150, 175 y 200 psi, y diámetros de 54" y 60". Como se observa en esa tabla, el esfuerzo resultante no sobrepasa el esfuerzo mínimo de pretensado (que es de 165,750 psi, como se explicó anteriormente).

Tabla 5.1.2 Esfuerzo de tensión correspondiente a la presión interna en tubos de concreto presforzado

D_y (pulg)	Clase (psi)	A_s min (AWWA 304) (pulg ² /pie lin)	f_s (psi)
54	150	0.49	99,184
54	175	0.57	99,474
54	200	0.64	101,250
60	150	0.53	101,887
60	175	0.62	101,613

En conclusión, para tuberías de concreto presforzado de 54" con presión de diseño de 150, 175 y 200 psi, y de 60" con presión de diseño de 150 y 175 psi; fabricadas de acuerdo con AWWA 304, no es necesario revisar la tubería por fatiga del material, dado que los esfuerzos que se producen por presión interna no llegan a la presión de pretensado.

5.1.7 FATIGA DEL MATERIAL EN TUBERÍAS PLÁSTICAS

La siguiente ecuación, obtenida experimentalmente por (Vinson 1981), fue por largo tiempo el estándar en la estimación de la vida de tuberías de PVC sometidas a presión cíclica:

$$C = (5.05 \times 10^{21}) S^{-4.906} \quad 5.1.5$$

donde C es el número de ciclos que resistirá la tubería y S es el esfuerzo en su pared.

Posteriormente, Marshall, Brogden, and Shepherd (1998) estudiaron los efectos de fatiga derivada por transitorios en tuberías de PVC y polietileno. En la Figura 5.1.8 se muestra la curva S-N obtenida por ellos para tuberías de PVC.

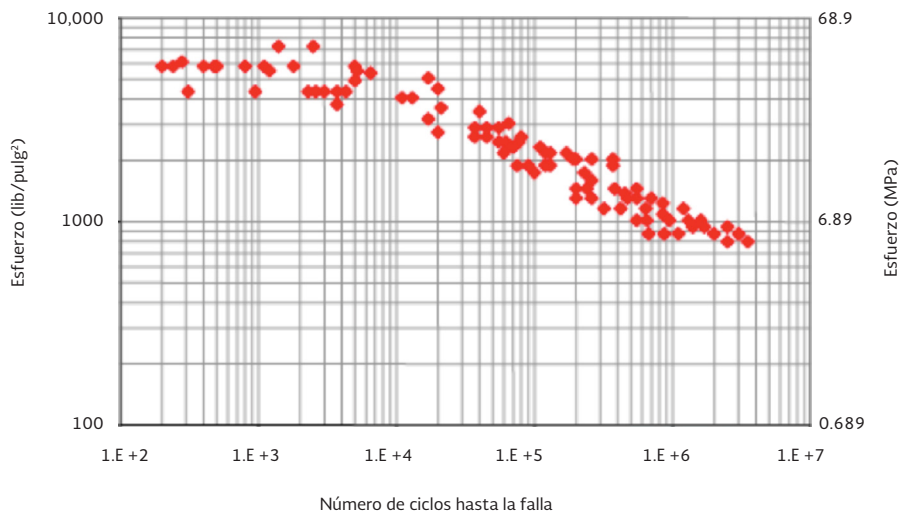


Figura 5.1.7 Datos de resistencia contra fatiga en tuberías de PVC (curva S-N de Marshall, Brogden, y Shepherd (1998).

Otros estudios sobre los efectos de fatiga en tuberías plásticas fueron realizados por Hucks (1972) y Bowman (1990). Moser (2001) analizó todos los estudios mencionados, y llegó a la conclusión que es necesario incluir dos variables independientes en la curva S-N, la amplitud del esfuerzo y el esfuerzo medio. La Figura 5.1.8 muestra la curva S-N correspondiente, con algunas recomendaciones para el diseño (Jeffrey, Moser y Folkman 2004).

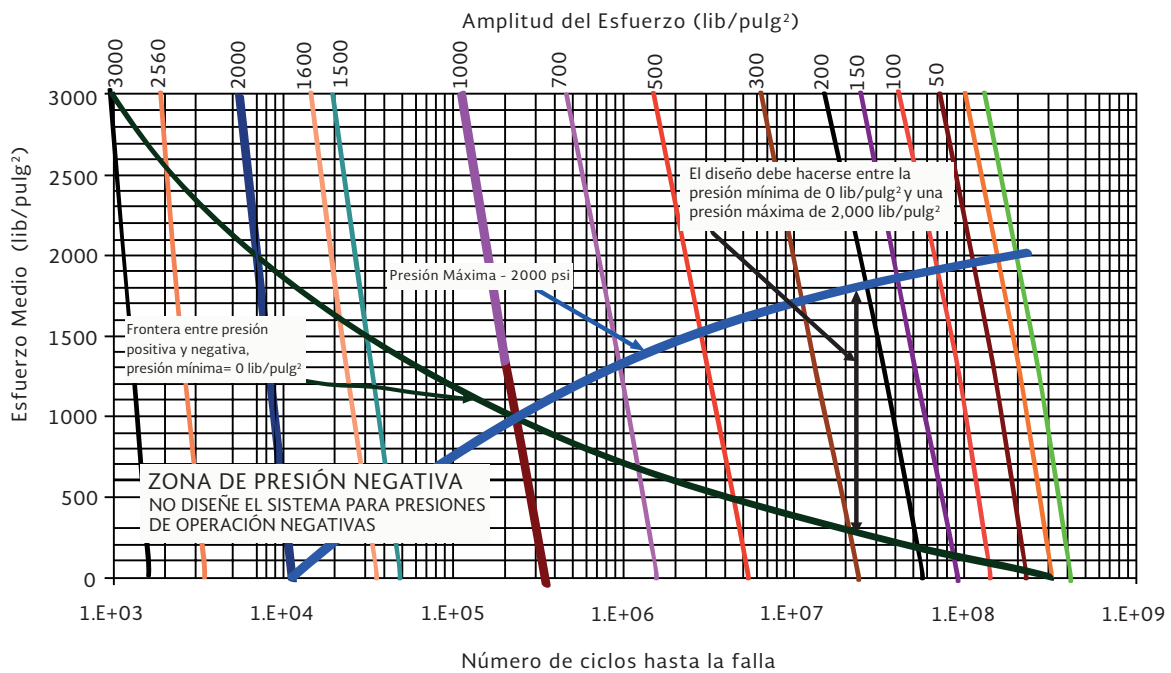


Figura 5.1.8 Curvas de diseño contra fatiga en tuberías de PVC (Jeffrey, Moser y Folkman 2004)).

Cabe señalar que a partir del año 2010 las curvas de diseño de la Figura 5.1.8, presentadas en los artículos Tzatchkov *et al.* (2006) y Tzatchkov *et al.* (2007), fue incluida en la norma correspondiente de la American Water Works Association C905-10 (AWWA 2010).

5.1.8 CONCLUSIONES

Las tuberías y los accesorios de los acueductos que operan de manera cíclica, es decir, con frecuentes paros y arranques de los equipos, están sometidos a importantes variaciones transitorias de presión, que pueden propiciar el fenómeno *fatiga del material* en que las tuberías y los accesorios llegan a fallar con presiones mucho más bajas que su presión de diseño. Para prevenir fallas de ese tipo, que pueden tener consecuencias muy graves, es importante considerar la posible fatiga del material desde el diseño de los acueductos para los cuales es probable que operen con paros y arranques frecuentes. La manera de protegerse contra la fatiga, es mediante un espesor suficiente de la tubería que mantenga el nivel de esfuerzos por debajo de ciertos límites definidos por la curva *S-N* del material. Este capítulo explica cómo hacer la determinación de ese espesor para diferentes materiales de tubería.

REFERENCIAS

- Asme Boiler and Pressure Vessel Code, Section III. 2001. New York, New York.
- AWWA M11, 2004. *“Steel Water Pipe: A Guide for Design and Installation”*, Fourth Edition, American Water Works Association, Denver, CO.
- AWWA C304 *“Design of Prestressed Concrete Cylinder Pipe”*, American Water Works Association, Denver, CO.
- AWWA C905-10 Polyvinyl Chloride (PVC) Pressure Pipe and Fabricated Fittings, 14 In. Through 48 In. (350 mm Through 1,200 mm) for Water Transmission and Distribution, American Water Works Association, Denver, CO., 2010.
- CNA (Comisión Nacional del Agua) 2001. *“Fenómenos transitorios en líneas de conducción”*, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento., México, D.F.
- DUCTILE IRON SOCIETY (accesible en <http://www.ductile.org/>)
- Jeffrey, J.D., Moser, A. P. and Folman, S. L. 2004, *“Long -Term Cyclic Testing of PVC Pipe”*, Uni-Bell PVC Pipe Association, Dallas, Texas, Final Report by BURIED STRUCTURES LABORATORY, College of Engineering, Utah State University, Logan, Utah
- Marshall, George Philip, Steven Brogden, and Michael A. Shepherd. 1998. *“Evaluation of the surge and fatigue resistance of PVC and PE pipeline materials for use in the U.K. water industry. Information and Guidance Note.”* London, UK: Water Industry’s Trade Association.
- Miner, M. A. 1945. *“Cumulative Damage in Fatigue”*, J. Applied Mechanics, vol. 12.
- Mooser, Alma P. 2001. *“Cyclic life of PVC pipe”*. Logan, UT: Utah State University, College of Engineering.
- V. Tzatchkov, Víctor Hugo Alcocer Yamanaka, Víctor Javier Bourguett Ortiz, *“Diseño de Acueductos Seguro Contra Fatiga del Material en los Transitorios Hidráulicos”*,

- Memorias del VI Seminario Iberoamericano, Planificación, Proyecto y Operación de Redes de Abastecimiento de Agua (SEREA), Joao Pasa, Brazil, 5 al 7 de junio 2006.
- V. Tzatchkov, Victor Hugo Alcocer Yamanaka and Victor Javier Bourguett Ortiz "Material fatigue due to hydraulic transients in pipelines", Water Management Challenges in Global Change, Taylor & Francis/Balkema, London *et al.*, ISBN: 978-0-415-45415-5, 2007, p. 31-38.
- Vinson, Herbert W. 1981. "Response of PVC pipe to large, repetitive pressure surges." Proceedings of the international conference on underground plastic pipe held in New Orleans 30 March – 1 April 1981, edited by B. Jay Schrock, 485-494. New York: American Society of Civil Engineers.

5.2

RIESGO DE FALLA POR FATIGA Y CONFIABILIDAD DE ACUEDUCTOS CON SUMINISTRO INTERMITENTE

5.2.1 INTRODUCCIÓN

Las redes de distribución de agua con suministro intermitente se llenan y vacían en forma regular, algunas de ellas incluso diariamente. El vaciado y llenado de la red genera transitorios hidráulicos con variaciones de presión, cuya magnitud depende en gran medida de las condiciones locales. Aunque generalmente de corta duración (durante cada ciclo de suministro), ellos generan un deterioro de la infraestructura. Las sobre presiones del suministro intermitente ocasionan en gran medida un aumento de la frecuencia de roturas (muchas veces más que para un sistema de suministro continuo). Los cambios repentinos de la presión reducen la vida media de las tuberías. Las roturas nuevas que se generan con un suministro intermitente en la red en comparación con un suministro continuo tienden a aumentar 10 veces o más (Lambert (2000). Figura 5.2.1 muestra la frecuencia de rotura de tuberías para varios países con suministro de agua continuo e intermitente (World Bank, 2006, Pilcher 2005).

El daño gradual progresivo causado por un gran número de ciclos repetitivos de cambio de presión o esfuerzo por arriba de cierto nivel, es conocido como fatiga del material. Bajo condiciones de fatiga las tuberías, válvulas y otros equipos instalados en las tuberías pueden fallar bajo un esfuerzo considerablemente menor en comparación con su esfuerzo de diseño. Los transitorios hidráulicos generados por arranque y paro de bombas o operaciones con las válvulas en las tuberías de conducción se caracterizan por cierto número de ciclos de cambio de presión altamente variable. Aunque la evaluación por fatiga es obligatoria para las tuberías de las plantas nucleares y de procesos industriales (ASME, 2001), el riesgo de fatiga del material no es considerado en los manuales y normas de diseño de tuberías para agua potable y residual, tales como ANSI/AWWA C200-97 (ANSI/AWWA, 1997) y el manual AWWA M11 (AWWA, 2004). Probablemente no se considera ya que en la práctica del diseño

de las tuberías de conducción se asume implícitamente una operación casi interrumpida, y por lo tanto un pequeño número de arranques y paros durante la vida útil de las tuberías. Algunas tuberías de conducción sin embargo paran y comienzan su operación con mucha frecuencia, incluso diariamente. Las razones para tal funcionamiento intermitente, puede ser el ahorro de energía (evitar de bombear durante las horas pico de la tarifa eléctrica), capacidad insuficiente de los tanques, suministro intermitente en general, y otros. Debido a la variación del caudal bombeado, las bombas en las estaciones de bombeo de aguas residuales pueden parar y arrancar incluso varias veces por hora. De esta manera, el número total de ciclos de cambio de presión durante la vida esperada de la tubería puede ser muy grande, y son posibles condiciones de fatiga del material. Es importante, por lo tanto, evaluar el riesgo potencial de la fatiga del material en tales tuberías, y protegerlas contra esta falla.

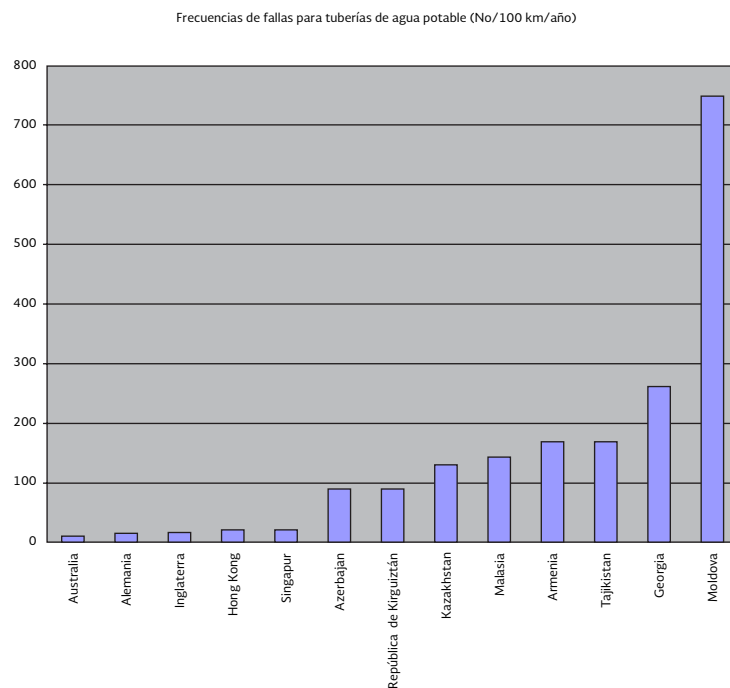


Figura 5.2.1 Frecuencia de roturas de tuberías de países con el suministro continuo e intermitente de agua (suministro continuo – Australia a Singapur, suministro intermitente-Azerbaiján a Moldavia)

Los estudios relacionados con la fatiga del material en tubos metálicos utilizados en la industria del agua son muy escasos. Seok *et al.* (2005) y Park *et al.* (2006) realizaron ensayos de fatiga con especímenes de metal base y soldado extraídos de un tubo de acero real de 1000 mm de diámetro y 6 m de largo, utilizado en obras hidráulicas y sujeto a cargas externas. A partir de estos resultados, se evaluó la relación entre el diagrama S-N de una muestra y la del tubo. Utilizando muestras de tubos que estuvieron en servicio, Mohebbi *et al.* (2009) estudiaron el comportamiento de fatiga de tuberías de hierro fundido utilizadas en el Reino Unido, encontraron que es dependiente de la microestructura del material, y señalaron la necesidad de seguir investigando. En los estudios mencionados no se consideraron los transitorios hidráulicos. Hasta donde se sabe, Schmitt *et al.* (2006) son los únicos autores que

estudiaron la influencia de las presiones transitorias sobre la fatiga en una tubería de agua en funcionamiento, pero su obra fue dirigida solamente a la fatiga por corrosión.

En este trabajo se explica el fenómeno de la fatiga del material en tuberías de acero y hierro dúctil causado por los transitorios hidráulicos, y se presenta una aplicación de evaluación de riesgos por fatiga en la valoración de la vida esperada de nuevas tuberías, con base en investigación realizada por los autores (Tzatchkov *et al.* 2006, Tzatchkov *et al.* 2007). Comentarios sobre la fatiga del material en tuberías de otros materiales se explican en otras publicaciones (Tzatchkov *et al.* 2007). Aunque el contenido se centra principalmente en tuberías que permanecen llenas en cada ciclo de suministro, esto también es válido para las tuberías que se llenan y vacían en cada ciclo, si se conoce la variación de la presión durante cada ciclo, obtenida mediante observación o con ayuda de la aplicación de un modelo matemático.

5.2.2 ANTECEDENTES

El concepto más utilizado para describir el comportamiento de fatiga de un material es su curva *S-N* (esfuerzo versus número de ciclos), conocida también como diagrama de Wohler del material. Esta curva relaciona el número de *N* ciclos con que el material falla cuando se somete a un esfuerzo determinado completamente alterno S_f . La Figura 5.2.2 muestra el aspecto de la curva *S-N* para un metal ferroso (tal como acero o hierro dúctil), y un metal no ferroso (aluminio). El tramo horizontal en la curva para un material ferroso significa que el material nunca falla cuando la tensión alterna aplicada está por debajo de cierto nivel, conocido como límite de resistencia a fatiga (límite de aguante, o límite de fatiga) S_c . Para el acero, la relación del esfuerzo de resistencia a fatiga y la resistencia de ruptura por tensión es igual a 0.50 aproximadamente.

Presentada en una escala logarítmica (log-log), la curva *S-N* para tuberías de acero puede ser aproximada por una línea recta, como se muestra en la Figura 5.2.2, dando lugar a la siguiente ecuación de tipo potencial, conocida como la ecuación de Basquin (Basquin 1910):

$$\frac{S_f}{S_{ult}} = CN^b \tag{5.2.1}$$

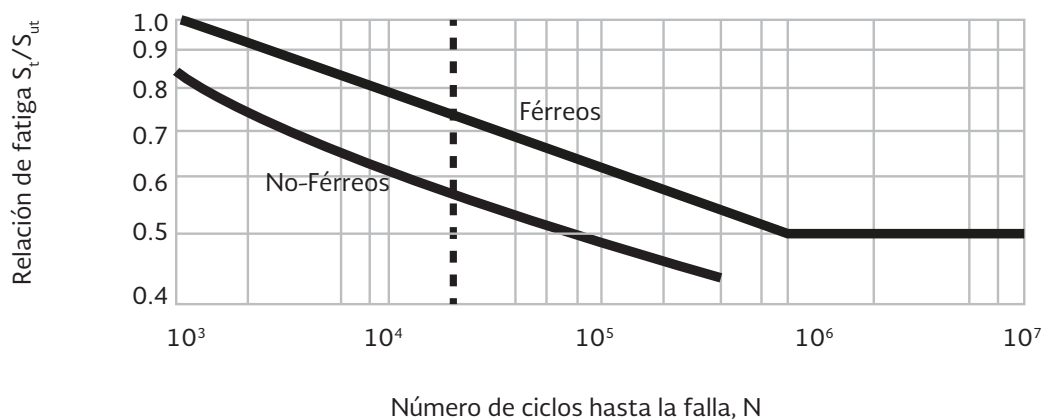


Figura 5.2.2 Curva S-N (diagrama de Wohler) para materiales ferrosos y no ferrosos.

donde b es la pendiente de la línea, a veces referido como *pendiente Basquin*, y S_{ULT} es la resistencia a la tensión de ruptura del material.

Las curvas $S-N$ se obtienen experimentalmente aplicando a una muestra del material un esfuerzo simétrico (con valor medio igual a cero), es decir, un esfuerzo que varía simétricamente de un valor positivo (de tensión) a un valor negativo (de compresión) con la misma magnitud. Según el conocimiento contemporáneo, el proceso de fatiga se cree que comienza en algún defecto interno o en la superficie del material donde hay concentración de esfuerzos, y consiste inicialmente en desarrollo de cortantes a lo largo de planos de deslizamiento. Después de cierto número de ciclos, este deslizamiento genera intrusiones y extrusiones que empiezan a parecer a una grieta. La grieta crece lentamente con los ciclos posteriores de esfuerzo y puede llegar a ser lo suficientemente grande como para satisfacer los criterios de la energía o la intensidad de esfuerzo para una rápida propagación, produciendo una fractura rápida. El esfuerzo tensor tiende a abrir las grietas iniciales y el esfuerzo de compresión tiende a cerrarlas. Debido a eso, la resistencia a fatiga con un esfuerzo con valor medio distinto de cero es menor que la resistencia a fatiga bajo esfuerzo completamente alterno (con media cero).

Las tuberías de presión están sometidas a un esfuerzo de tensión constante, correspondiente a su presión de operación. Las sobrepresiones y subpresiones generadas durante los transitorios hidráulicos producen una variación de esfuerzos positivos y negativos superpuestos en el esfuerzo medio constante. El comportamiento de la fatiga de un material bajo un esfuerzo medio distinto de cero es caracterizado por su diagrama de Goodman, que expresa, para un número dado de ciclos, bajo que esfuerzo el material falla por diferentes esfuerzos medios. Es un diagrama que tiene como abscisa el esfuerzo medio S_m y como ordenada el esfuerzo alterno aplicado S_{alt} y una "línea de vida" recta trazada desde S_e sobre el eje S_{alt} hasta el esfuerzo de ruptura sobre S_m . Entonces, para cualquier esfuerzo medio dado, el límite de fatiga (el valor de esfuerzo alterno que nunca se produce la falla por fatiga) se puede leer directamente como la ordenada de la línea de vida para el valor dado de S_m . La Figura 5.2.2 muestra el diagrama de Goodman en valores relativos, es decir, con la relación entre esfuerzo medio aplicado y el esfuerzo de ruptura en el eje horizontal, y la relación entre el esfuerzo alterno y el límite de fatiga para carga completamente alterna en el eje vertical.

Los ciclos de la presión y los correspondientes esfuerzos en la pared de las tuberías, generados por el arranque y paro de las bombas o el cierre de válvulas, son variables en amplitud. Normalmente comienzan con un valor máximo y se atenúan rápidamente con el tiempo. Los esfuerzos de diferente amplitud contribuyen de forma diferente al daño por fatiga. Suponiendo un daño lineal y acumulativo de cada variación de la presión, la regla de Miner (Miner 1945) (denominada a veces también regla Palmgren-Miner) puede ser utilizada para considerar este efecto. El tiempo de vida con la fatiga (en ciclos), de acuerdo con la regla de Miner, se expresa por la relación siguiente:

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad 5.2.2$$

donde n_i es el número de ciclos aplicados a la carga correspondiente a un tiempo de vida de N_i .

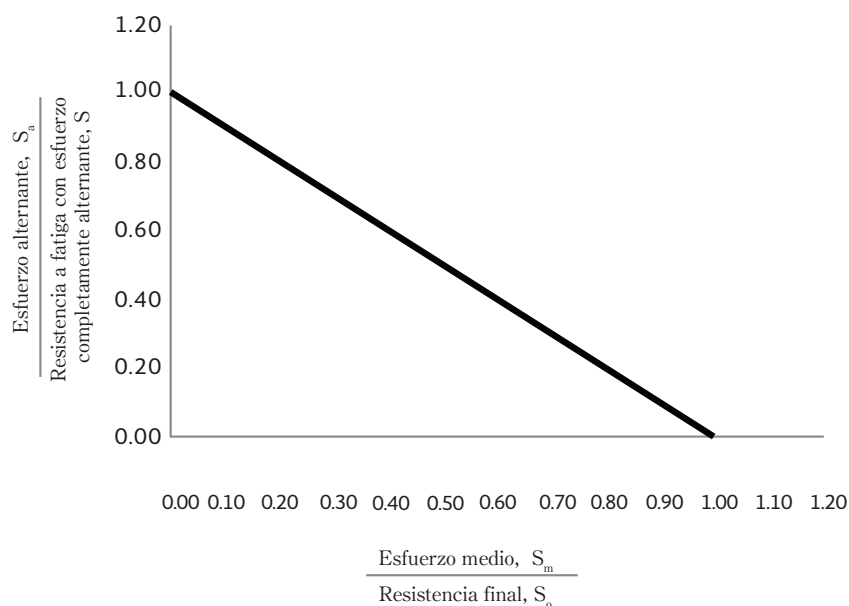


Figura 5.2.3 Diagrama de Goodman.

5.2.3 FATIGA DEL MATERIAL EN TUBOS DE ACERO

Es fácil demostrar que las tuberías de acero diseñadas por la práctica actual son propensas a la fatiga, bajo un gran número de ciclos de variación de la presión. Según el manual AWWAM11 (AWWA2004), y la norma AWWA C200 (ANSI/AWWA 1997), el espesor de la tubería de acero se determina con la condición de soportar la presión en operación normal con un factor de seguridad de 2 basado en el esfuerzo de cedencia, y la presión de operación normal más la sobrepresión transitoria con un factor de seguridad de 1.5. Eso significa que la tubería estará sujeta a un esfuerzo igual a la mitad de su esfuerzo de cedencia durante la operación normal, y a un esfuerzo de hasta 0.75 veces su esfuerzo de cedencia durante los transitorios hidráulicos. Dependiendo de su grado, el esfuerzo de cedencia del acero para tuberías es de 0.54 a 0.84 veces su resistencia a ruptura (AWWA, 2004). Consideraremos estos dos valores límites por separado. Para el primero de ellos el esfuerzo medio (correspondiente a la operación normal) es 0.27 veces la resistencia a la ruptura. Del diagrama de Goodman, el límite de fatiga correspondiente debe multiplicarse por $1 - 0.27 = 0.73$. Dado que el límite de fatiga para el acero es de aproximadamente la mitad de su resistencia a ruptura, el límite de fatiga correspondiente bajo el esfuerzo medio dado es 0.365 veces ese límite. Recordando que el esfuerzo de cedencia es 0.54 veces la resistencia a la ruptura, el esfuerzo admisible para los transitorios es de $0.75 \times 0.54 = 0.405$ veces la resistencia a la ruptura. Para el segundo valor límite (0.84) el mismo razonamiento da un límite de fatiga de 0.29 veces la resistencia a la ruptura y un esfuerzo admisible para en transitorios de $0.75 \times 0.84 = 0.63$ veces la resistencia a la ruptura.

Esto significa que el esfuerzo de diseño es mayor que el límite de fatiga y, por lo tanto, con respecto a la fatiga del material las tuberías de acero son de vida finita. Lo importante es

el número de ciclos de variación de la presión (esfuerzo). Si es muy alto, la tubería puede estar sujeta a la fatiga. Como se muestra en la siguiente sección, si la tubería interrumpe su operación con frecuencia, este número puede ser lo suficientemente grande para que la fatiga pueda ocurrir.

Las tuberías de hierro dúctil diseñadas siguiendo la práctica actual, son un poco más resistentes a la fatiga, sin embargo también tienen una vida finita. El esfuerzo de cedencia y la resistencia a ruptura del hierro dúctil son de 42,000 psi (289.6 MPa) y 60,000 psi (413.7 MPa), respectivamente, con un límite de fatiga de 28,000 psi (193.1 MPa). De acuerdo con el Manual AWWA M41 (AWWA 2003), las tuberías de hierro dúctil a presión son diseñadas para resistir la presión de operación normal más una sobrepresión por transitorios con un factor de seguridad de 2 basado en el esfuerzo de cedencia. Esto da un esfuerzo de diseño máximo de 21,000 psi (144.8 MPa), por debajo de su límite de fatiga, así que a tuberías de hierro dúctil tienen una vida infinita bajo un esfuerzo variable con media igual a cero. Teniendo en cuenta el esfuerzo medio, sin embargo, resultan ser de una vida finita para esfuerzos medios por encima de 0.25 veces su resistencia a la ruptura, como se puede demostrar por el siguiente razonamiento. Del diagrama de Goodman, un esfuerzo medio de 0.25 veces la resistencia a ruptura corresponde a un límite de fatiga de 0.75 veces el límite de fatiga bajo el esfuerzo completamente alterno, el cual para el hierro dúctil es igual a $0.75 \times 28,000 = 21,000$ psi (144.8 MPa).

5.2.4 NÚMERO DE CICLOS DE PRESIÓN (ESFUERZO)

Con el fin de evaluar el riesgo de fatiga, se necesita estimar el número de veces que se paran y arrancan las bombas o la operación de las válvulas, junto con el número de los ciclos de variación de presión y la magnitud de las variaciones en cada ciclo. El número de los ciclos de variación de presión y su magnitud puede obtenerse, en principio, por la observación directa de la presión transitoria (en conducciones existentes), por un modelo numérico de flujo transitorio, o por modelos aproximados. En el último caso, el método de Brunone (Brunone *et al.* 1995) o métodos similares pueden ser utilizados. Dada la naturaleza de la evaluación aproximada de riesgo de fatiga, el último de estos 3 tipos de métodos se puede considerar como suficiente, al menos para tuberías individuales sin separación de la columna durante los transitorios. El paro de bombas y el cierre de válvulas normalmente producen muchos más ciclos de presión transitoria, en comparación con el arranque de bombas y la apertura de válvulas. Según Brunone *et al.* (1995), en una tubería de conducción que permanece llena de agua, la sobrepresión (subpresión) transitoria se va atenuando según la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta H_i}{\Delta H_{i-1}} = \left(\frac{1}{1+k} \right)^2 \quad 5.2.3$$

donde k está entre 0.03 y 0.10. Posteriormente, Pezzinga (2000) generalizó el concepto y presentó gráficas para k en función de un parámetro característico de la tubería de conducción, el número de Reynolds y la rugosidad relativa. En dichas gráficas el valor de k se lee de aproximadamente 0.003 a 0.06. Otros autores, citados por Pezzinga (2000), encontraron

valores de k entre 0.00827 y 0.15. La Figura 5.2.4 muestra la variación de la presión observada en un acueducto durante el paro y posterior arranque de las bombas en la estación de bombeo (Tzatchkov *et al.* 2007), y la Figura 5.2.5 su aproximación con $k=0.015$.

Con respecto a la sobrepresión (subpresión) inicial ΔH_0 la ecuación (5.2.3) puede escribirse como

$$\frac{\Delta H_i}{\Delta H_0} = \left(\frac{1}{1+k} \right)^2 \quad 5.2.4$$

La Figura 5.2.6 muestra la variación de la presión representada por la ecuación (5.2.4) para 3 valores de k : el mínimo obtenido por Pezzinga (2000), el máximo obtenido por otros autores, y para un valor intermedio. Incluso cuando el valor menor $k=0.003$ (y el relacionado número más alto de ciclos de presión) podría tomarse con cierta reserva, por ser demasiado pequeño comparado con el valor de k de otros autores, la Figura 5.2.6 indica un número importante de ciclos de presión durante un transitorio para la mayoría de tuberías de conducción. Ahora bien, sea el número de ciclos de presión igual a 100 por cada transitorio. Si la tubería para su operación diariamente, para un año el número de ciclos de presión será 36,500, y durante 10 años será 365,000. Según el Código ASME para Calderas y Recipientes a Presión, Sección III (ASME, 2001), el análisis de fatiga es obligatorio cuando el número de ciclos de presión es mayor que 1,000. Dado que las tuberías de conducción operan con esfuerzos medios por encima del límite de fatiga, como se explicó en la sección anterior, todas las variaciones de esfuerzo durante los ciclos de presión en las tuberías de conducción son en realidad generadoras de fatiga.

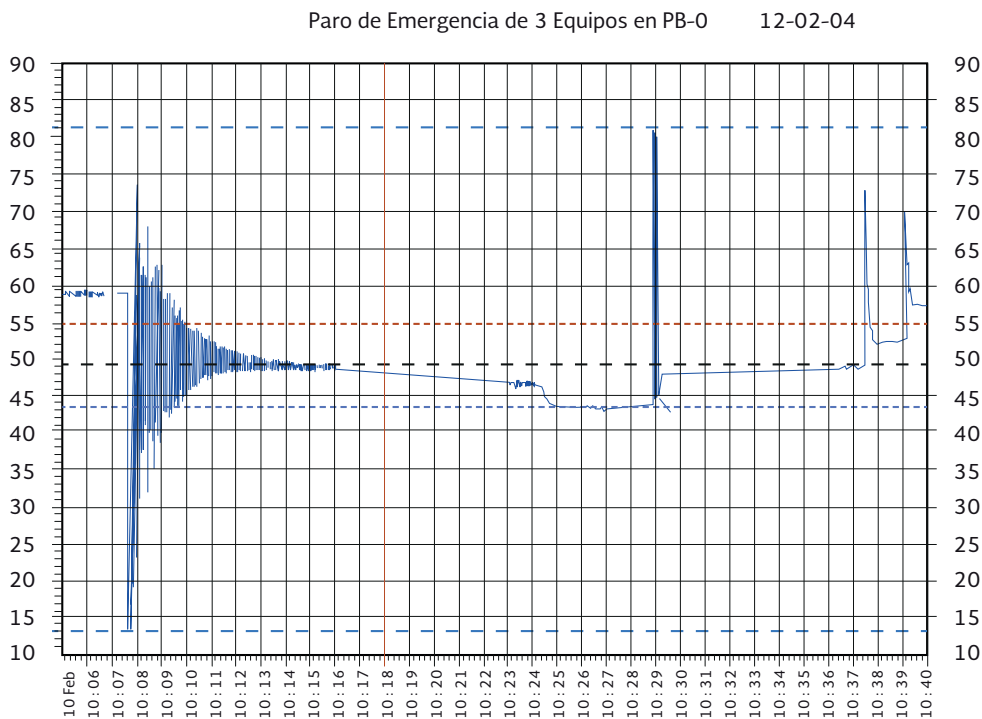


Figura 5.2.4 Variación de la presión observada en una tubería durante el paro y posterior arranque de las bombas

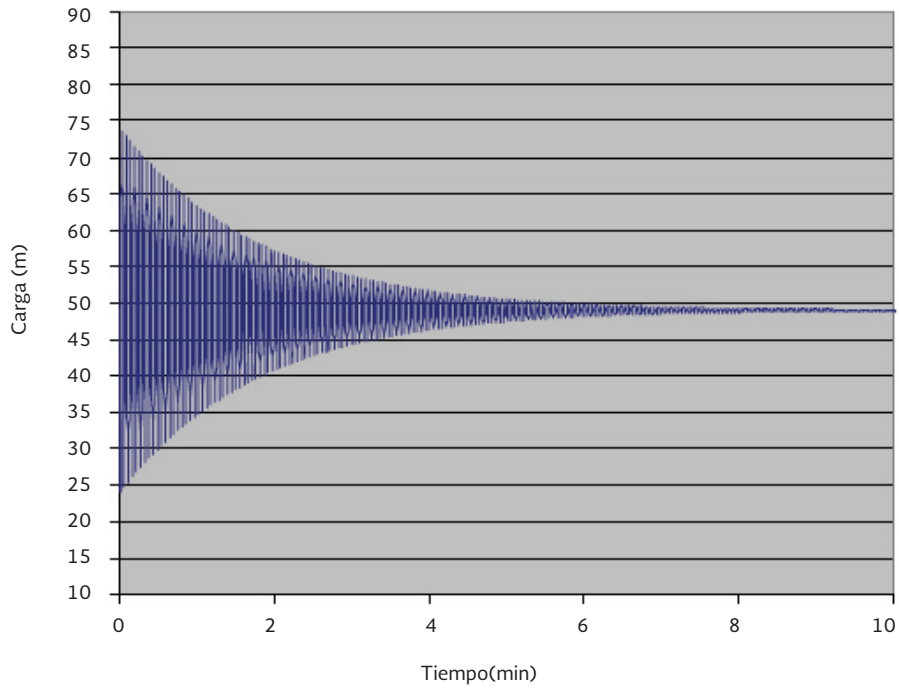


Figura 5.2.5 Aproximación de la parte inicial de la variación observada de la Figura 5.2.4 para $k= 0.015$.

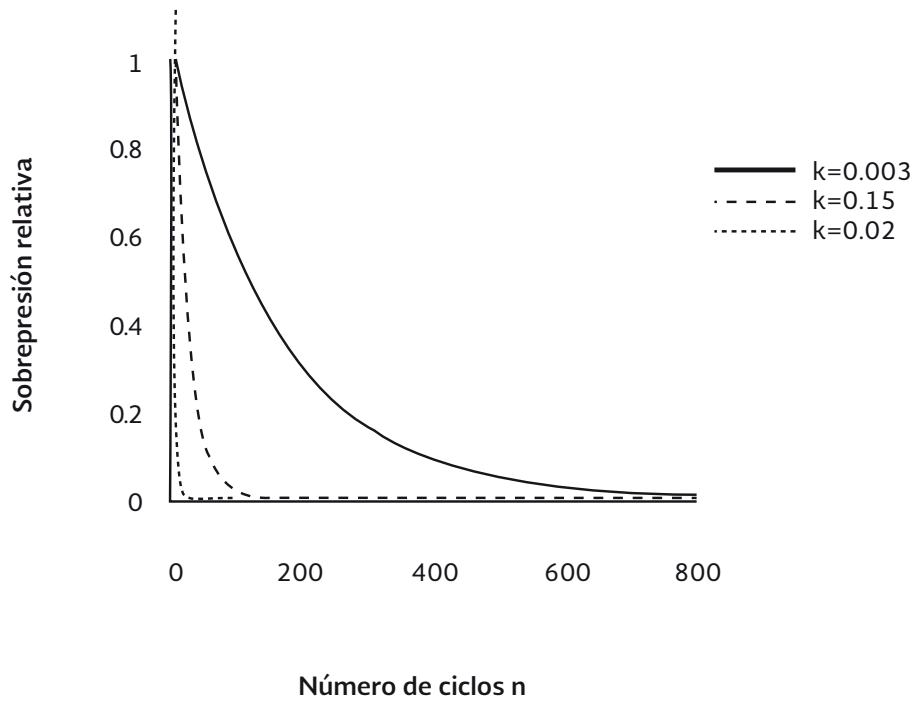


Figura 5.2.6 Variación relativa de las presiones contra el número de ciclos durante un transitorio.

5.2.5 APLICACIONES

Usando los principios anteriores, en otro trabajo Tzatchkov *et al.* (2007) realizaron aplicaciones para el diseño seguro contra fatiga de nuevos acueductos y evaluación de la vida útil restante de los acueductos ya existentes. Se presenta aquí una determinación analítica de la vida esperada de tuberías nuevas de acero.

Vida esperada de tuberías nuevas de acero

Para tubos de acero (y de hecho para tuberías de otros materiales con diagrama S-N lineal), la ecuación (5.2.1) se puede combinar con la ecuación (5.2.4) para el número de ciclos de presión y la regla Palmgen-Miner para obtener analíticamente la vida esperada. Dado que el esfuerzo en la pared del tubo es linealmente proporcional a la presión, de la ecuación (5.2.4):

$$S_f = S_0 \left(\frac{1}{1+k} \right)^2 \quad 5.2.5$$

donde S_0 es el esfuerzo inicial. La vida de fatiga N correspondiente a S_f puede ser entonces obtenida a partir de la ecuación de Basquin (5.2.1) como

$$N_i = \left(\frac{S_0}{CS_{ult}} \right)^{\frac{1}{b}} \left(\frac{1}{1+k} \right)^{\frac{2i}{b}} \quad 5.2.6$$

De acuerdo con la regla de Palmgren-Miner, el daño total de fatiga debido a todos los ciclos de presión i en un evento transitorio es igual a:

$$\sum_{i=0}^{\infty} \left[\frac{1}{\left(\frac{S_0}{CS_{ult}} \right)^{\frac{1}{b}} \left(\frac{1}{1+k} \right)^{\frac{2i}{b}}} \right] = \frac{1}{\left(\frac{S_0}{CS_{ult}} \right)^{\frac{1}{b}} [(1+k)^{\frac{2}{b}} - 1]} \quad 5.2.7$$

Finalmente, asumiendo que todos los eventos transitorios son iguales, de la Ecuación (5.2.7) la vida esperada L de la tubería, expresada en número de eventos transitorios que puede soportar, es:

$$L = \left(\frac{S_0}{CS_{ult}} \right)^{\frac{1}{b}} [(1+k)^{\frac{2}{b}} - 1] \quad 5.2.8$$

Valores típicos de C y B son 1.62 y -0.085 (correspondientes, como en la Figura 5.2.1, a S_{1000} en $N = 1,000$ igual a $0.9 S_{ULT}$ y S_e en $N=1,000,000$ igual a $0.5 S_{ULT}$). Si la tubería está diseñada exactamente según AWWA M11, entonces el esfuerzo debido a la sobrepresión inicial S_0 es igual a 0.75 veces el esfuerzo de cedencia, es decir, 0.405 a 0.63 veces S_{ULT} como se explicó anteriormente en este trabajo. Para $S_0/S_{ULT} = 0.63$; $k= 0.003$, $C = 1.62$ y $b = -0.085$, la ecuación (5.2.8) da $L = 4,555$ eventos transitorios. Por lo tanto, si la tubería detiene su funcionamiento día a día, su vida va a ser unos 12 años. Si se detiene y comienza la operación dos veces al día, su vida sería de 6 años. El valor de L obtenido de la ecuación (5.2.8) es muy sensible al valor de k , sin embargo. Para $k = 0.15$ y considerando los otros datos iguales, la vida esperada

sería 177 años. Hay que señalar también que los transitorios de arranque no se toman en cuenta en este análisis, por lo que considerandolos la vida esperada será algo más corta.

5.2.6 CONCLUSIONES

Las tuberías que operan intermitentemente con frecuencia pueden estar sujetas a la fatiga del material, debido a la variación de la presión cíclica durante los transitorios hidráulicos. La fatiga es posible cuando el número de ciclos es grande. Ejemplos son tuberías de conducción de agua con operación intermitente y tuberías de conducción de aguas residuales a presión. Sujetos a fatiga, las tuberías pueden fallar bajo un esfuerzo muy por debajo de su esfuerzo de diseño. Las normas actuales de diseño de tuberías para la industria del agua no toman en cuenta la fatiga. El proceso es peligroso porque el análisis convencional podría conducir a una suposición de seguridad que no existe. Por lo tanto, es importante evaluar la posible fatiga, y diseñar correspondientemente. En este trabajo se demuestra que la práctica del diseño actual para tuberías de acero y hierro dúctil conduce a esfuerzos por encima del límite de fatiga y por lo tanto las tuberías de acero y de hierro dúctil son de vida finita, y son propensas a la fatiga.


Sobre esta base, utilizando conceptos simples de la teoría de la fatiga, se presenta un procedimiento para evaluar la vida esperada de nuevas tuberías de acero operadas intermitentemente. El procedimiento incluye una estimación del número de ciclos de presión a que están sujetas, y la variación de presión dentro de ellos. Es importante tener en cuenta el esfuerzo medio permanente, ya que reduce considerablemente el límite de fatiga. Por último, la fatiga puede evitarse en gran medida, o la vida de la tubería puede hacerse más larga, con un adecuado diseño de medios de control de transitorios que reduzcan el número de ciclos de presión y la amplitud de las variaciones de presión.

REFERENCIAS

- ANSI/AWWA, 1997. Steel Water Pipe 6 In. (150 mm) and Larger, ANSI/AWWA C200-97: American Water Works Association, Denver, CO.
- ASME, 2001. ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section III. New York. AWWA, 2004. Steel Water Pipe: A Guide for Design and Installation, AWWA M11, Fourth Edition, American Water Works Association, Denver, CO.
- AWWA, 2003. Ductile-Iron Pipe and Fittings, Second Edition, AWWA M41, American Water Works Association, Denver, CO.
- Basquin, O. H. 1910. The exponential law of endurance tests. Proc. Am. Soc. Test. Mat., 10, 625- 630.
- Brunone, B., Golia, U. M., and Greco, M. 1995. Effects of two-dimensionality on pipe transients modeling. J. Hydraulic Engrg., ASCE, 121(12), 906-912.

- Lambert A. 2000. What do we know about Pressure: Leakage Relationships in Distribution Systems? IWA Conference on System Approach to Leakage Control and Water Distribution Systems Management, Brno
- Miner, M. A. 1945. Cumulative Damage in Fatigue. *J. Applied Mechanics*, 12, Trans. ASME, 67, A159-164.
- Mohebbi, H, Jesson, D. A., Mulheron, M. J. and Smith, P.A. 2009. Characterisation of the fatigue properties of cast irons used in the water industry and the effect on pipe strength and performance" *Journal of Physics: Conference Series* 181: 7th International Conference on Modern Practice in Stress and Vibration Analysis, 1-8.
- Pezzinga, G. 2000. Evaluation of unsteady flow resistances by quasi-2D or 1D models, *J. Hydraulic Eng.*, 126 (10), 778-785.
- Park, J.S., Seok, C.-S. and Choi, J. H. Fatigue life characteristics of waterworks pipe welds. *International Journal of Modern Physics B: Condensed Matter Physics; Statistical Physics; Applied Physics*, 20 Issue 25-27, 3969-3974.
- Pilcher, R. 2005. A Practical Approach to Developing a Sustainable Water Loss Reduction Strategy in Sandakan, Sabah, Malaysia , IWA Specialised Conference Leakage 2005", Halifax, Nova Scotia, Canada, 1-10.
- Schmitt, C., Pluvinage, G., Hadj-Taieb, E. and Akid, R. 2006. Water pipeline failure due to water hammer effects, *Fatigue Fract Engng Mater Struct*, 29, 1075-1082.
- Chang Sung Seok, Jae Sil Park, Hyung Ick Kim, Young Min Lee, Won Hak Cho and Weon Keun Song. 2005. Evaluation of Fatigue Characteristic of a Real Waterworks Pipe, *Key Engineering Materials (Volumes 297 - 300)*, Volume Advances in Fracture and Strength, 2471-2476.
- Tzatchkov, V., Alcocer-Yamanaka, V. H. and Bourguett-Ortiz, V. J. 2006. Diseño de Acueductos Seguro Contra Fatiga del Material en los Transitorios Hidráulicos, *Memorias del VI Seminario Iberoamericano, Planificación, Proyecto y Operación de Redes de Abastecimiento de Agua (SEREA)*, Joao Paoa, Brazil, June 5-7, 2006 .
- Tzatchkov, V., Alcocer-Yamanaka, V. H. and Bourguett-Ortiz, V. J. Material fatigue due to hydraulic transients in pipelines, *Water Management Challenges in Global Change*, Taylor & Francis/Balkema, London *et al.*, 31-38.
- World Bank. 2006. Infrastructure in Europe and Central Asia Region. Approaches to Sustainable Services, World Bank, Europe and Central Asia Region, Infrastructure Department.

VI
REHABILITACIÓN DE
TUBERÍAS DE AGUA
POTABLE



La infraestructura de distribución de agua en la mayoría de las ciudades mexicanas enfrenta un problema de deterioro por envejecimiento, a tal grado que algunas tuberías resultan incapaces de conducir el caudal para el cual fueron diseñadas, presentan problemas de coloración del agua o fugas frecuentes de forma tal que es costoso mantenerlas en esas condiciones, por lo que es menester considerar las opciones de restituir las capacidades originales. Para esto existen tres opciones: la rehabilitación, instalación de tuberías paralelas y el reemplazo de la tubería. La rehabilitación consiste en efectuar una limpieza de las paredes del tubo y aplicar un recubrimiento, casi siempre con base de mortero de cemento, y en ocasiones con algunas resinas.

Por otro lado, puede ser más conveniente no esperar a llegar a tal deterioro, e ir rehabilitando o reemplazando las tuberías viejas de forma programada con cierta tasa anual. Dado que las tuberías viejas normalmente son muchas, hay que definir prioridades en la rehabilitación o remplazo.

El IMTA ha trabajado en desarrollo de metodologías para ambas de esas dos acciones. Se han generado, en particular, los siguientes dos documentos:

Víctor Bourguett Ortiz, M.I. José Manuel Rodríguez Varela, M.I. Leonel Ochoa Alejo, *Guía para Rehabilitación de Tubería de Agua Potable*, IMTA, 1999.

V. Tzatchkov, M. P. Hansen, and H. Ramírez, “Manual de Apoyo para la Definición de Zonas Prioritarias de Sustitución de Tuberías de Red Secundaria de Agua Potable y Tomas Domicilia-rias”, IMTA, 2009.

Se han realizado también las siguientes publicaciones relacionadas:

V. Tzatchkov, Martha Patricia Hansen Rodríguez y Humberto Ramírez Rivera, “Una aproximación práctica para priorizar la sustitución de las tuberías de agua en la ciudad de México”, *IMTANet-Mare Nostrum*, 25 de Octubre de 2010

V. Tzatchkov, M. P. Hansen, and H. Ramirez, “A practical approach for prioritizing the replacement of water pipes in Mexico City”, XIX International Materials Research Congress 2010, 15 – 19 August, Cancun, Mexico

Martha Patricia Hansen Rodríguez, V. G. Tzatchkov, H. Ramírez Rivera, "Análisis de Fugas en la Ciudad de México (2006-2008)", X Congreso Internacional de Ingeniería Hidráulica y VI Seminario Internacional de Uso Integral del Agua, Holguín, Cuba, 28 de septiembre al 1-ro de octubre 2011

Se presentan a continuación versiones revisadas de la metodología de rehabilitación y de definición de zonas prioritarias, y de uno de los artículos.

6.1.1 PRESENTACIÓN

El desarrollo de un país, el bienestar social y la mejora de la calidad de vida de la población tiene su sustento en la infraestructura que la nación ha creado. Construir la infraestructura actual ha requerido de importantes recursos y grandes esfuerzos a muchas generaciones y somos responsables de mantenerla en las mejores condiciones posibles.

Durante el siglo XX la totalidad de aglomeraciones urbanas, pequeñas o grandes, han tenido ocasión de ir desarrollando sus sistemas de distribución de aguas. El problema que ahora se enfrenta no es tanto de nuevos desarrollos, toda vez que deben ser atendidas las expansiones urbanas, de mayor o menor tamaño, y que además viene realizando a sus expensas el promotor de dicha urbanización.

El tema que, sin duda, debería de preocupar, principalmente a los operadores de redes de distribución es el mantenimiento, la rehabilitación y, en fin, la renovación de la tubería con muchos años de servicio, en ocasiones incluso centenarias.

En general, escasa atención ha merecido el mantenimiento de nuestra infraestructura, debido en buena medida a la escasez de recursos, mismos que se han destinado a la atención de asuntos más urgentes. No obstante, es muy probable que hayamos llegado a un estado de deterioro de la infraestructura hidráulica de los sistemas operadores de agua potable que merece ser atendido, para poder responder con certeza preguntas tales como:

1. ¿Sabemos en qué condiciones se encuentra la infraestructura de agua potable en el país?

2. ¿Las condiciones son adecuadas para, al menos, mantener el servicio actual y durante los próximos años?,
3. ¿Es viable técnica y económicamente la mejora del servicio con esta infraestructura?,
4. ¿Cuánto costará mantenerla en el estado actual y/o cuánto costará mejorarla en los próximos años?
5. ¿Cuánto tiempo se tiene antes de que se presenten situaciones críticas o de emergencias continuas?,
6. ¿Tenemos metodologías para efectuar diagnósticos del estado que guarda la infraestructura?,
7. ¿Cuánto está costando, respecto al óptimo, trabajar con la infraestructura en las condiciones actuales?, Etc.

Existen innumerables incógnitas más sobre el tema, y muy pocas respuestas con un adecuado respaldo técnico. La ausencia de este respaldo técnico es la que sustenta el objetivo de este trabajo, y del cual se espera sea el inicio de un proceso de evaluación de la infraestructura y la planeación de su proceso de mejora.

El proyecto de Rehabilitación de Tuberías tiene por objetivo proponer metodologías que permitan diagnosticar o evaluar el estado que guardan la tubería de una red de distribución y con base en ellas aplicar modelos de decisión, sobre temas relacionados con el deterioro de tubería, por ejemplo; estimación del tiempo óptimo de trabajo de una tubería, esperanza de vida útil de la tubería, número esperado de fallas de tubería en el tiempo, tasa media de fallas, modelos económicos de decisión que ayuden a elegir; entre no hacer nada, reemplazar o rehabilitar.

6.1.2 ANTECEDENTES

El objetivo fundamental de un Sistema de Distribución de Agua Potable es el conducir y distribuir agua potable para satisfacer la demanda en cantidad, calidad y presión adecuada al 100% de los usuarios y en forma continua. Un proyecto nuevo de red de distribución, en teoría y solo en teoría, puede cumplir con este objetivo, desafortunadamente con el paso del tiempo y debido a diversos factores, la infraestructura de los sistemas de distribución sufre envejecimiento y deterioro de sus componentes, ocasionando, entre otros problemas, la presencia de un importante número de fugas, una reducción en la capacidad de conducción de la tubería, disminución en la eficiencia de los equipos de bombeo, ocurrencia de fallas de tuberías e interrupciones del servicio cada vez más frecuentes y severos; este tipo de problemas puede ser minimizado con un adecuado programa de mantenimiento preventivo y con la rehabilitación de los componentes, que por desgracia no es práctica ordinaria en el país.

Si a esta situación, se le suma que las demandas normalmente se incrementan con el tiempo, es factible y comprensible que se presente un problema de funcionamiento hidráulico poco satisfactorio en una gran cantidad de los sistemas de nuestro país. El rendimiento de una red deteriorada disminuye sensiblemente, repercutiendo esto, en un servicio de mala calidad, y

en un importante impacto económico debido a los mayores costos de energía de bombeo, de reparación de las continuas fallas del sistema y de pérdidas económicas por fugas físicas. Ejemplos de lo anterior son los reportes que indican niveles de 40 a 60 % de agua de pérdidas físicas y comerciales en México, y que el 90 % de los costos de operación, en los sistemas de agua potable de los Estados Unidos (EEUU), se deben a la energía requerida para bombeo.

La importancia del tema es de tal magnitud que, recientemente, en los EEUU a través de la Oficina del agua potable de la Environmental Protection Agency (EPA, 1997), a solicitud del Congreso, se elaboró un informe relacionado a las necesidades de renovación de las infraestructuras de los sistemas de distribución de agua del país para los próximos 20 años. El importe global de las necesidades requeridas, asciende a 138,000 millones de USD, correspondientes al año 1995, y el reparto de los fondos requeridos en función de la etapa del sistema de suministro se muestra en la Figura 6.1.1, el importe requerido por la tubería se eleva, por tanto, a la cantidad de 1,380,000 millones de pesos. Utilizando un factor de escala equivalente a la relación entre los habitantes de ambos países (aproximadamente 3.5), supondría para México la cantidad sería de 394,000 millones de pesos

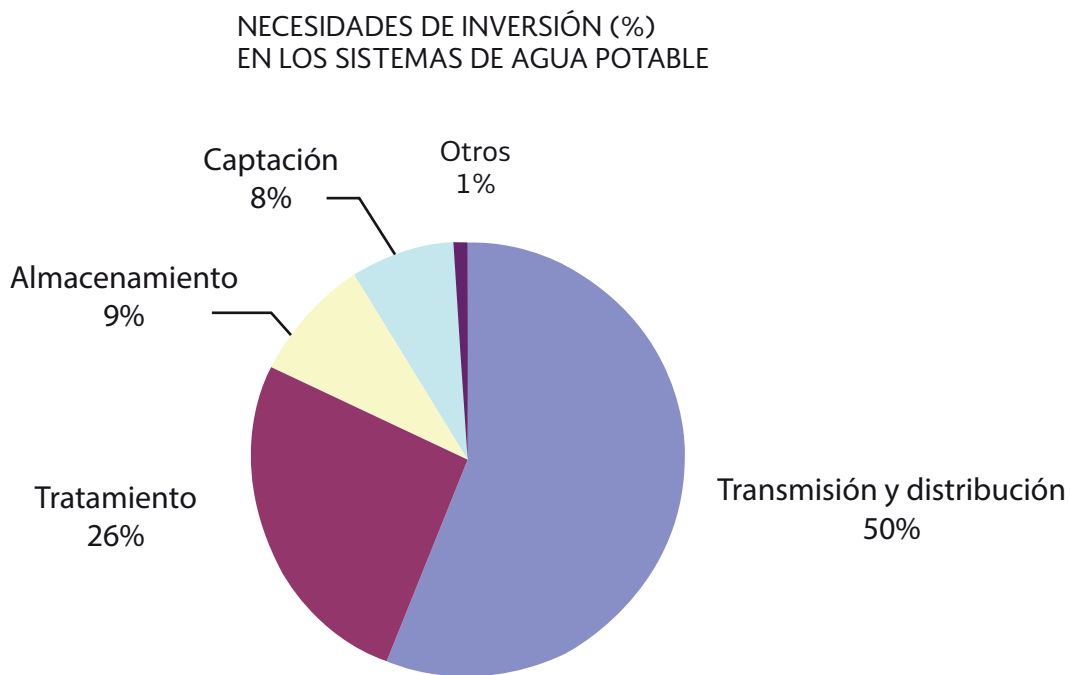


Figura 6.1.1 Necesidades de inversión para cada una de las etapas del sistema de distribución de agua en los USA. (Davies et al.1997)

No es un tema que preocupe únicamente en los EEUU. Cualquier país que se precie de cuidar el medio ambiente y la salud de la población debe renovar y mantener sus infraestructuras. La Tabla 6.1.1 detalla el orden de magnitud del ritmo de renovación de tubería en importantes sistemas de distribución de ciudades de Europa, y el tiempo que tardarían en renovar toda la red en caso de seguir con el porcentaje de reposición que llevan actualmente.

Completamos esta visión de conjunto con los datos, Tabla 6.1.2, de un estudio llevado a cabo en Alemania (Hirner, 1997), acerca del ritmo de renovación y rehabilitación de los sistemas de distribución de agua de aquel país. La tabla es suficientemente significativa por lo que no parece necesario efectuar aclaraciones complementarias, aunque en cualquier caso se quiere significar la creciente importancia de la rehabilitación de tubería que en Alemania se lleva a cabo fundamentalmente (del orden del 70%) con recubrimiento de mortero cemento.

Tabla 6.1.1 Renovación de redes en diferentes ciudades. (Skarda B.e, Water Supply, IWSA, vol. 14)

Redes de distribución de agua en diferentes ciudades europeas					
Ciudad	Longitud red (Km)	Roturas (#/km/año)	Edad media (años)	Reposición (%)	Tiempo de renovación del sistema (años)
Zurich	1090	0.25	45	1.7	60
Amsterdam	2000	0.7	40	1.7	60
Viena	3000	0.91	40	1.2	85
Génova	1180	0.15	30	1	100
Hamburgo	5420	0.92	40	0.9	110
Munich	3200	0.15	45	0.8	125
Milán	2200	0.35	40	0.7	145
Antwerp	2060	0.15	30	0.6	165
EEUU				0.5	200
Oslo	1555	0.13	45	0.46	200
Trondheim	808	0.3	35	0.25	400
Budapest	4200	0.25	40	0.2	500
Londres	28700	0.2	70	0.1	1000

Tabla 6.1.2 Rehabilitación y renovación de tubería en Alemania en 1993

Tamaño del abastecimiento	Compañías encuestadas	Longitud de sus redes	Renovación anual red	Rehabilitación anual red	Renovación por año/ acometidas
(Hm'(año))	(Número)	(Km)	(%)	(%)	(%)
>20	19	41,000	0.4	1.10	1.2
may-20	23	15,700	0.7	0.7	1.5
<5	15	3,800	1	2	0.9
L	57	60,500	0.5	1.05	1.3

En Inglaterra el índice de rehabilitación también ha alcanzado el valor del 1% anual sobre el total de la red, con una marcada tendencia al alza, lo que significa que en México el tema va a cobrar una gran actualidad en un futuro relativamente cercano. Pero por el momento

este es un problema latente que aún no se ha tomado en consideración, de una manera constante y ordenada. Cada abastecimiento procede de acuerdo con sus intereses y según su saber y entender, lo que da lugar a unas diferencias de criterios muy importantes entre los mismos. Además, el hecho de que en México exista muy poca cultura de intercambio de información, por lo que a datos representativos se refiere, se traduce en que, salvo los propios gestores, y que nadie externo a la organización conoce el estado real de las diferentes redes de distribución, pese a que se trata de infraestructuras vitales para la Sociedad. Pero es claro que antes o después, en función de toda una serie de factores sociológicos y climáticos, desde diferentes instancias se tomará conciencia del problema y se delinearán las directrices ausentes a la fecha.

En nuestro país no se dispone de estadísticas confiable de longitud de tubería en sus redes de distribución de agua, estimaciones muy generales pueden mencionar un orden de magnitud de 174,000 Km y una edad promedio de ellas la ubican en el orden de 40 a 50 años. Ésta es una edad muy cercana al inminente agotamiento de la vida útil de la tubería y la presencia de incrementos en la frecuencia de fallas y número de fugas en accesorios y tomas domiciliarias. Sin embargo, debido a la falta de mantenimiento sistemático, es muy probable que muchas de ellas ya presenten problemas de reducción de capacidad importante y eventualmente de grave deterioro, incluyendo problemas de corrosión, pérdida de capacidad estructural, etc. No obstante, no puede afirmarse con seguridad cuál es el estado real de ellas, ya que cada sistema tiene características tan particulares que para ello son necesarias que se realicen estudios específicos y se inicie la generación de información para evaluar en el ámbito local, regional y después en el ámbito nacional, el grado actual que puede alcanzar este problema de envejecimiento, corrosión, tuberculación y la consecuente falta de capacidad de conducción o la tasa de falla de tubería mayor a un valor "normal", sin duda el bajo rendimiento de los sistemas y el no-cumplimiento de las hipótesis de diseño o recomendaciones de carga de entrega del agua al usuario son síntomas inequívocos de que algo está mal y muy probablemente tenga que ver con el tema motivo de este documento.

En consecuencia es necesario realizar estudios genéricos que evalúen el estado actual que guardan las redes para proceder a fijar métodos de diagnóstico del estado de la tubería, definir las condiciones que aconsejen realizar la rehabilitación y / o renovación de tubería, debido a que ineludiblemente las decisiones que se adopten se deben apoyar en el historial de incidentes.

La Comisión Nacional del Agua (Conagua) desde hace varios años ha venido establecido numerosas políticas y programas de apoyo a la mejora del rendimiento de sistemas operadores de agua potable, dentro de ellas basta mencionar los programas de recuperación de caudales, macromedición, sectorización de redes, mejora de eficiencia electromecánica, etc. Hoy día la Conagua inicia el trabajo de evaluación del estado que guardan las redes, la detección de necesidades y políticas de ejecución de proyectos de rehabilitación de la infraestructura y fundamentalmente redes de distribución de agua, como parte de sus planes de apoyo a organismos operadores de agua potable en el objetivo de mejorar la calidad del servicio, mejora del rendimiento y fundamentalmente la gestión del recurso.

6.1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Si se considera como orden de magnitud para la vida media de una tubería el valor de 50 años y que, de acuerdo con tal edad, el ritmo de renovación de la red debe ser del 2% anual, conforme a los valores medios detallados por las Tabla 6.1.1 y Tabla 6.1.2, de que se toma. Ciertamente que el problema no es tan simple ya que tubería con mucha menor edad puede causar grandes problemas y otras más viejas pueden estar comportándose de manera correcta. El orden de magnitud se hace en ocasiones depender del material de la tubería, el índice de agresividad del suelo y su protección. Y así por ejemplo la Swiss Gas and Water Industry Association (SGWA) da los siguientes valores, ver Tabla 6.1.3, como expresión de la vida media de la tubería en función del material (Skarda, 1997):

Tabla 6.1.3 Estimación de la vida media de una tubería dependiendo del material (según la SGWA)

Material de la tubería	Óptimo (según la SGWA)	Mínimo técnico	Máximo técnico
Fundición gris	30 - 40	20	160
Fundición dúctil con protección simple	30 - 40	20	120
Fundición dúctil con doble protección	30 - 40	60	200
Acero (protección simple)	30 - 40	40	120
Polietileno	30 - 40	40	80
Revestimiento (prolongación vida)		20	40

Este trabajo aborda el tema de la rehabilitación de la tubería de agua, principal componente de los sistemas de distribución, que debido a su gran extensión en tiempo y espacio, es complicado y costoso de monitorear en forma sistemática y como se menciona líneas arriba tiene una vida útil acotada. Se analizan las causas por las cuales hay que rehabilitar o renovar la tubería de un sistema de distribución de agua, y se delinear criterios de índole económicos, pero también puramente técnicos para conocer el momento más adecuado para llevarlo a cabo, se analizan los motivos que aconsejan rehabilitar y/o renovar las redes de distribución de agua, debido a que las decisiones que se adopten deben de apoyarse en buena medida en el historial de accidentes y/o incidentes, se revisan los datos más significativos a los que hay que efectuar el correspondiente seguimiento, dando ejemplos concretos y ordenes de magnitud de los mismos.

Una tubería conforme se deteriora es mucho más susceptible a fugas y roturas que representan pérdidas de agua importantes, requiriendo además gran cantidad de recursos en tiempo y dinero para su reparación, dando una mala imagen a los usuarios por las continuas interrupciones del servicio y por la baja calidad del agua, debido a los sólidos que se desprenden de tubería en problemas. Otro daño importante es la reducción de capacidad de conducción, que ocasiona el incremento en los costos de energía. En nuestro país se dispone de escasa información sobre el porcentaje de recursos dedicado a los costos de energía, respecto al costo total de operación, y a su evolución en el tiempo, pero el daño por pérdida de capacidad

puede ser una de las causas por las cuales algunos organismos no pueden suministrar agua con una presión mínima de 15 mca, en algunas zonas, particularmente las que cuenten con tubería con más de 30 años de instaladas.

En nuestro país, se presenta claramente uno de los parámetros que indican un mal estado de las redes de distribución, los problemas de altas tasas de fugas en tubería que se presentan en los sistemas de agua potable. Los estudios sobre el tema consideran a éste un factor estrechamente correlacionado con las necesidades de rehabilitación de la infraestructura, esto a pesar de que en general las líneas de distribución de nuestro país trabajan con bajas cargas de presión.

Puede estimarse con un alto porcentaje de probabilidad de acertar, que actualmente existe un problema en el mantenimiento de las redes de agua potable, que puede crecer de no tomarse medidas preventivas y correctivas. Para eliminar el grado de incertidumbre de la aseveración anterior es necesario disponer de herramientas que permitan evaluar el problema y orientar las decisiones, respecto a la mejor manera de enfrentar el problema. En consecuencia antes de proceder a la sustitución de tubería, en forma aislada y puntual, como una reacción a las fallas de las mismas, es necesario contar con elementos técnicos que permitan realizar un diagnóstico y tomar la mejor decisión desde el punto de vista técnico - económico.

Un análisis completo del estado que guarda una tubería o un grupo de ellas, indica que son tres, en síntesis, las causas fundamentales que pueden aconsejar la rehabilitación o la renovación de una serie de tuberías en una red de distribución de agua. A saber: la ocurrencia de fugas en tubería, la insuficiencia en la capacidad de conducción y la calidad del agua, ver Figura 6.1.2.

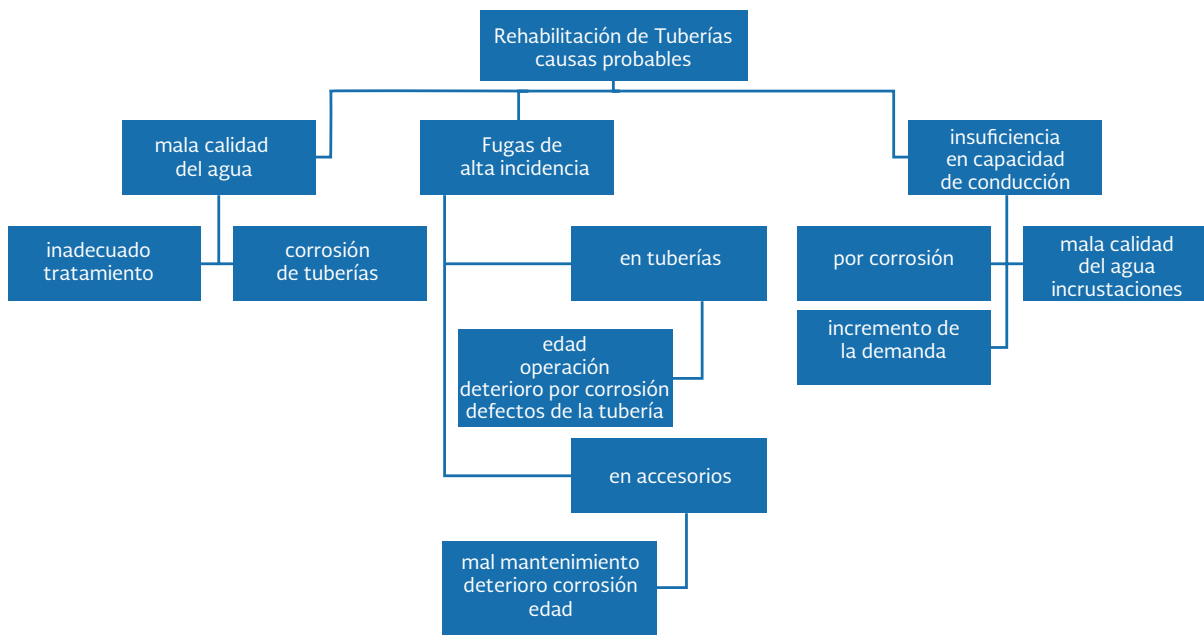


Figura 6.1.2 Causas que aconsejan considerar la rehabilitación o reemplazo de tubería.

Pérdidas de agua en la red

En cuanto a los elevados niveles de pérdidas de agua en la red de distribución y con el objeto de poder establecer comparaciones, es conveniente expresar su magnitud mediante indicadores de gestión. Aún y cuando el rendimiento del sistema sea el parámetro más significativo, sobre todo visto desde una perspectiva global, en este caso particular resulta más adecuado para comparar el estado de una determinada conducción, con el estándar, utilizar el indicador $m^3/Km/hora$ (Cabrera 1999), que nos representa el caudal perdido por unidad de longitud. Al objeto de tener conocimiento de órdenes de magnitud, las normas alemanas proporcionan (Hirner, 1997a), ver Tabla 6.1.4, con relación a este indicador y en función de las características del terreno en las que la tubería ha sido instalada, los siguientes valores guía extremos:

Tabla 6.1.4 Valores recomendados de fugas de agua específicas en Alemania (Hirner, 1997a)

Tipo de suelo	Indicador específico de las pérdidas en $m^3/Km/hora$	
	Valor guía inferior	Valor guía superior
Margas	0.1	0.3
Arena	0.05	0.15
Roca	0.02	0.6

Resulta evidente que con la edad de la tubería este Índice de fugas va en aumento, y que las roturas deben ser reparadas con mayor frecuencia. Por lo tanto no se puede hablar en un sentido estricto de que la vida de una tubería tiene un determinado número de años, por cuanto se debe sobre todo referir a su comportamiento. Pero resulta evidente que con una determinada edad va a ser muy difícil tener un índice de perdidas ubicado en el intervalo de, por ejemplo, las normas alemanas.

Una forma alternativa de medir la hermeticidad de la tubería es a través del número de roturas por unidad de longitud y año. De acuerdo con Hirner, 1997a, una tubería tiene desde esta perspectiva un buen comportamiento si su número es inferior a 0.1, expresando tal índice en roturas por Km y por año. Sin embargo, es considerado alto siempre que el valor alcanzado resulte ser superior a 0.5.

El Office of Water Services (OFWAT), de Inglaterra, (Parsons, 1997) utiliza como indicador alternativo al precedente, la distancia entre roturas (en Km) registrada durante un periodo de cuatro años y de acuerdo con la siguiente escala:

Índice 1 (comportamiento excelente)	: distancia superior a 1 Km
Índice 2	: entre 0.5 Km y 1 Km
Índice 3	: entre 0.25 Km y 0.5 Km
Índice 4	: entre 0.125 Km y 0.25 Km
Índice 5 (comportamiento inaceptable)	: hasta 0.125 Km

La clasificación del OFWAT resulta menos exigente que el precedente criterio aportado por Hirner, toda vez que el índice excelente OFWAT equivale a valores inferiores 0.25 roturas por Km y año, en el rango medio aportado por Hirner, para quien el valor de excelente supone una distancia entre roturas para un período de cuatro años de 2.5 km. Los valores guía precedentes pueden ser utilizados para conocer qué es lo que se espera de un comportamiento aceptable de una tubería.

Capacidad de conducción

La segunda razón que puede conducir a la renovación de la tubería es su insuficiencia en la capacidad de conducción. Con el paso del tiempo, los sistemas deben satisfacer mayores demandas bien sea debido al aumento del número de usuarios, debido al aumento de la dotación, o a la superposición de ambos factores. Por lo tanto una tubería antaño suficiente, ha quedado obsoleta. Surge de inmediato la pregunta: ¿cuándo se entiende que una tubería resulta insuficiente? Y nuevamente ante la falta de argumentos en nuestro ámbito, debemos tomar indicadores de otros países que han desarrollado un nivel muy superior en la renovación de sus infraestructuras. Si nos fijamos, de nuevo, en Alemania (Hirner, 1997a) el criterio es la presión de suministro en la red de distribución. El abastecimiento debe garantizar en la toma domiciliaria del usuario, como mínimo, 15 metros de columna de agua como presión útil, además de 3.5 metros por cada planta hasta un máximo de 5 plantas. Esto significa que si de acuerdo con plan de ordenación urbana de la ciudad las alturas permitidas en una calle son cinco o más, la presión mínima exigida en hora punta será de 32.5 metros de columna de agua. En México, este criterio supondría renovar, de manera automática, muchos miles de kilómetros de tubería toda vez que las redes están plagadas de cisternas o aljibes, no sólo porque no se cumplen estos mínimos de presión, sino porque las conducciones son insuficientes para que el agua llegue a los lugares más alejados. A pesar de tener una recomendación de diseño de 15 mca en la toma domiciliaria, es sin ninguna duda un criterio constantemente violado en nuestro país. Por lo general obliga a la renovación de la tubería por otra de diámetro mayor, toda vez que una rehabilitación (por ejemplo un revestimiento que disminuya su rugosidad), aún suponiendo una disminución del coeficiente de rugosidad, acostumbra a ser insuficiente para satisfacer un notable aumento de la demanda.

Calidad del agua

El tercer criterio que puede generar la rehabilitación o reemplazo de tubería de la red de distribución es el incumplimiento de los criterios de calidad de las aguas entregadas, que fundamentalmente se manifiestan a través de un aumento de la turbiedad, concentraciones elevadas de hierro y manganeso generadas por viejas tuberías de fierro fundido (fundición gris) y, por encima de todo ello, por un excesivo incremento bacteriológico. A este respecto son algunos de los ejemplos que se detallan en el informe relativo a la necesidad de renovar buena parte de las infraestructuras de los sistemas de distribución de agua en los EEUU (EPA, 1997). Entre otros ejemplos se cita el incidente acontecido en la capital Washington D.C., en el año 1993. En una determinada zona el agua suministrada no alcanzaba los estándares de

calidad exigidos por la normativa del país (la Safe Drinking Water Act), por lo que hubo que prevenir a los ciudadanos acerca de ello, indicando la necesidad de utilizar para el consumo humano agua hervida. El costo adicional fue:

Costo de la ebullición del agua	USD	7'000,000
Compra de agua embotellada	USD	8'000,000
Compra de bebidas alternativas	USD	3'340,000
Compra de hielo fiable	USD	4'000,000
Costo para los hospitales	USD	126,500
Costo para los restaurantes	USD	1'484,800
Total	USD	23'951,300

Los casi 24 millones de USD totales que el incidente costó se han obtenido a partir de una estimación conservadora, y la principal lección a aprender es que tal dinero de nada sirvió, puesto que al final hubo que renovar por completo la red.

De acuerdo con la publicada normatividad europea de la calidad de las aguas (DOCE, 1998), se exige que en las tomas domiciliarias del usuario se entregue agua de buena calidad, tanto de las viejas tuberías y acometidas de plomo, así como de las mismas cisternas o aljibes en los que, el agua puede llegar a experimentar una notable pérdida de calidad. La renovación de la tubería, con la subsiguiente supresión de las cisternas, aljibes y tinacos, es una de las tareas pendientes, a no ser que queramos seguir todos bebiendo de una manera casi generalizada agua mineral o, en su defecto, hirviéndola antes de utilizarla.

De las tres razones apuntadas; excesivas fugas (debida a la edad, a su incorrecta instalación, al mal comportamiento del material o cualquier otra causa), insuficiencia y mala calidad del agua suministrada en la toma, es a ésta última razón, en caso de haber una protesta generalizada, aunque más rápida respuesta debe de dar los gestores del sistema de suministro. Las dos primeras razones responden en México, toda vez que no se ejerce sobre ello el más mínimo control, a los criterios de los responsables técnicos de los sistemas. De acuerdo con nuestra experiencia, debido tanto a una gestión deficiente como a unos precios que no lo posibilitan, no se observa mayor preocupación en renovar la tubería.

Adicionalmente la AWWA menciona otros factores que ocasionan que en los sistemas con instalaciones muy deterioradas han reducido su capacidad de conducción de agua se tienen:

- corrosión o tuberculación
- calidad del suelo y
- cargas externas

6.1.4 REHABILITACIÓN DE TUBERÍA

Generalidades

Se entiende por rehabilitación de tubería a la acción de restituir a ésta su capacidad de conducción original, sin necesidad de realizar un reemplazo. El reemplazo, en teoría, es en

acción de mayor costo y por tanto puede ser a veces no atractiva, a menos que técnicamente se demuestre que es indispensable.

La rehabilitación de tubería de agua potable es una actividad poco explorada en México. Una principal causa esgrimida por los pocos organismos operadores que lo han contemplado, no más de 5, es el alto costo del servicio de rehabilitación, está es una situación anómala, y sería conveniente establecer porque en otros países su uso es extendido y por supuesto más económico que el reemplazo. Actualmente se dispone de numerosas técnicas para llevar a cabo una rehabilitación de tubería, casi todas ellas desarrolladas por la industria del gas, que han sido tomadas en la industria del agua, desde la década de los 80's, y eventualmente pueden ser tecnologías de uso en corto plazo, sobre todo si se considera que en promedio la edad de una tubería ha llegado a un nivel en donde es muy factible la necesidad de ser utilizada, si se observan ventajas económicas. Conforme a la experiencia de otras naciones, es muy probable suponer que en el corto plazo la rehabilitación y expansión de sistemas existentes para suministrar una demanda actual y futura de gasto y presión será un tema de gran relevancia para renovar una infraestructura de nuestra nación, que poco a poco se acerca a niveles preocupantes de deterioro.

¿Por qué rehabilitar? Análisis de impacto económico

En adición a lo expuesto anteriormente, existen razones complementarias a las 3 expuestas, que pueden dar origen al uso de la rehabilitación, analicemos brevemente desde otra óptica el impacto económico debido a la pérdida de capacidad de conducción. A continuación se presenta un experimento numérico para tratar de ilustrar el impacto que puede tener el deterioro de la tubería por envejecimiento, mala calidad del agua o corrosión, en la capacidad de conducción.

Considérese un acueducto de 1,000 m de longitud, con una estación de bombeo en el inicio y un tanque de regulación en la llegada, ubicados ambos en la elevación 1000. Se dispone de una conducción cuyo diámetro interno es de 24", con un coeficiente de rugosidad de la tubería cuando es nueva de 130, si suponemos válida la ecuación de Hazen Williams, el gasto de diseño es de 567.42 m³/s. En estas condiciones, en flujo establecido, el agua en el acueducto tendrá una velocidad de 2.01 mis y la pérdida de carga será del orden de 5.48 m. Es decir, es suficiente con una carga de bombeo de 10 mca para llegar al tanque regulador con alrededor de 4.52 m de carga de presión al tanque final, despreciando otro tipo de pérdidas de energía, la potencia del motor requerido para este acueducto es de 70.0 kW. Con el paso del tiempo debido a la calidad de agua, a las características del terreno, etc. es de esperarse que el coeficiente de rugosidad de una tubería se incremente, por ejemplo adoptando una curva de deterioro como la mostrada por la Figura 6.1.3. En esta gráfica a los 5 años de operar el acueducto, la tubería tendrá un coeficiente de rugosidad C que sería de alrededor de 110, en consecuencia la pérdida de carga para el caudal de diseño se incrementaría en alrededor del 50 por ciento.

Variación del coeficiente de rugosidad vs edad de tubería

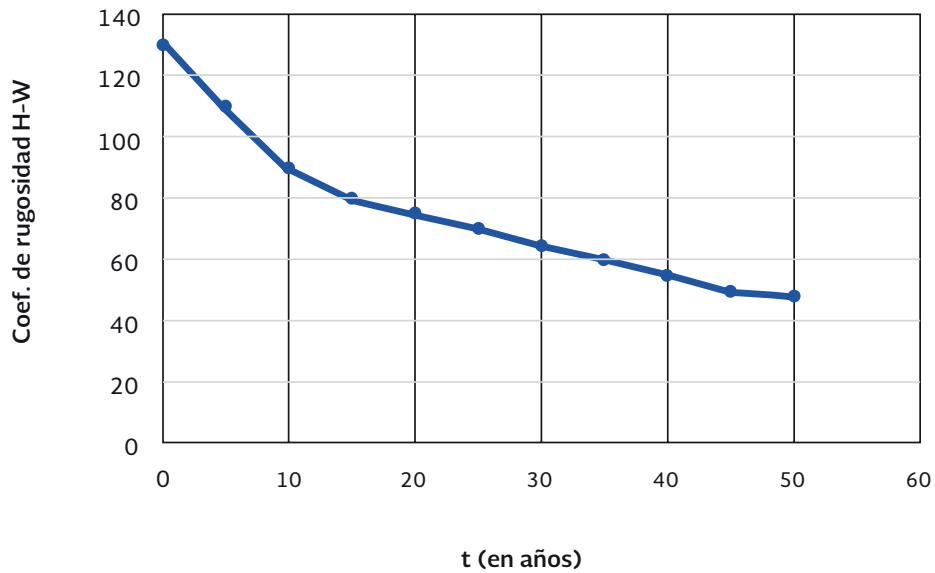


Figura 6.1.3 Variación del coeficiente de rugosidad con el tiempo

De esta manera, para diferentes edades de la tubería corresponden diferentes valores del coeficiente de pérdidas de forma tal que se pueden realizar los cálculos para formar una curva como la mostrada por la Figura 6.1.4, en la cual, la capacidad de conducción del acueducto (en el eje x) es una función del coeficiente de rugosidad (en forma indirecta la edad o envejecimiento de la tubería). En esta figura se observa, que dado un valor de C_{HW} del orden de 80, (tal vez 15 años de edad de la tubería) el acueducto es capaz de conducir el 70% del gasto de diseño).

Capacidad de conducción para diferentes valores de C_{HW}

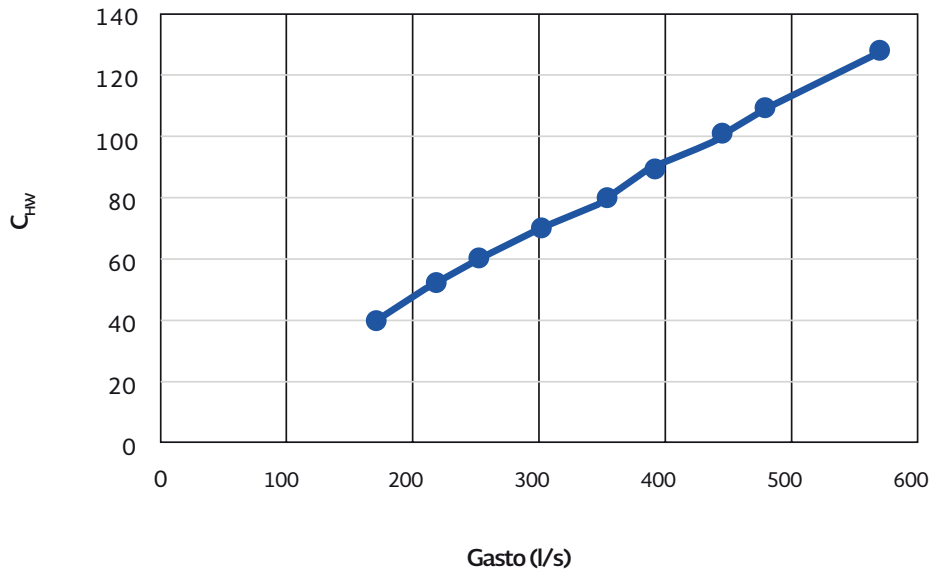


Figura 6.1.4 Capacidad de conducción para diferentes valores de C_{HW}

Por otra parte, existen posibilidades de hacer que el acueducto sea capaz de conducir el caudal de diseño, sin embargo, para lograrlo es preciso pagar un costo. En este caso puede lograrse a través de un incremento en la carga de presión suministrada por la estación de bombeo, si se realizan los cálculos pertinentes puede generarse una curva como la mostrada en la Figura 6.1.5.

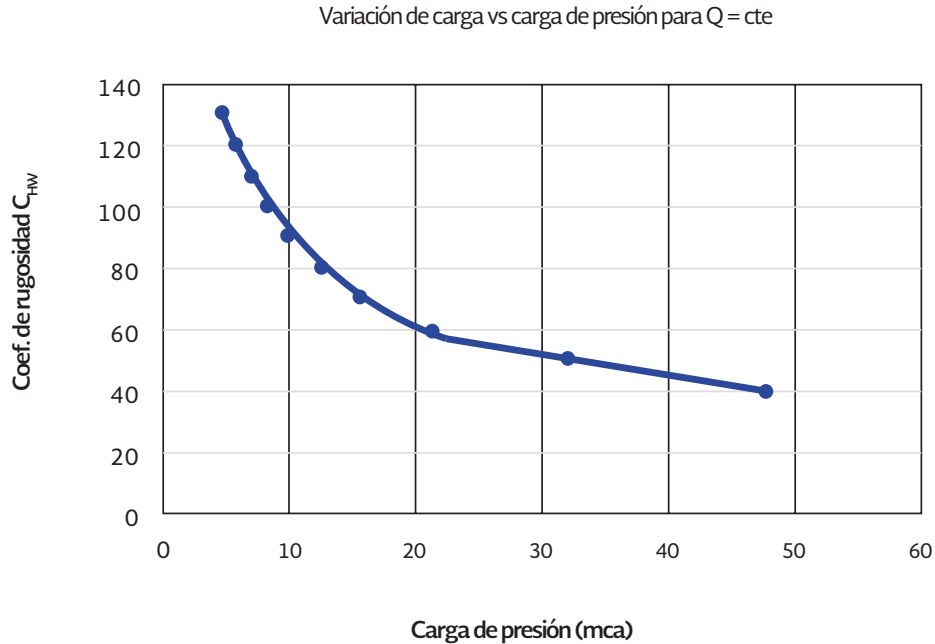


Figura 6.1.5 Pérdida de carga del acueducto para diferentes valores de C_{HW}

Bajo estas condiciones, si la tubería al paso de los años presenta un C_{HW} del orden de 80, se necesitaría una carga de presión de 18 mca, la potencia requerida por el motor para suministrar el gasto de diseño debe ser de 125.3 kW, es decir un 79 % adicional a la potencia original, para compensar las pérdidas de energía debido al deterioro de la tubería. El consumo de energía, por supuesto se incrementa en forma exponencial. Esto representa un consumo adicional de energía, y por tanto una erogación económica que puede ser importante, de hecho puede llegar a ser del orden del 500 % más del costo original.

Para realizar una estimación de los incrementos de consumo de energía puede formarse una familia de curvas como la mostrada en la Figura 6.1.6, en ella se observa el costo de operación del acueducto (en pesos). para tres diferentes valores del C_{HW} 40, 80 y 130, cada curva representa diferentes valores del Coeficiente de rugosidad C , en el eje x se observa el costo por consumo de energía, y en el eje Y el costo diario de la estación de bombeo operando 24 h al día, suponiendo una tarifa fija durante el periodo de operación.

Del ejemplo mostrado brevemente pueden desprenderse algunas conclusiones interesantes, entre ellas;

- a) La pérdida de capacidad debida a una modificación en la rugosidad de las paredes de la tubería, puede producir importantes pérdidas económicas para el sistema y de hecho actualmente deben existir numerosos acueductos en el país que no conducen el gasto de diseño y puede deberse a esta causa;

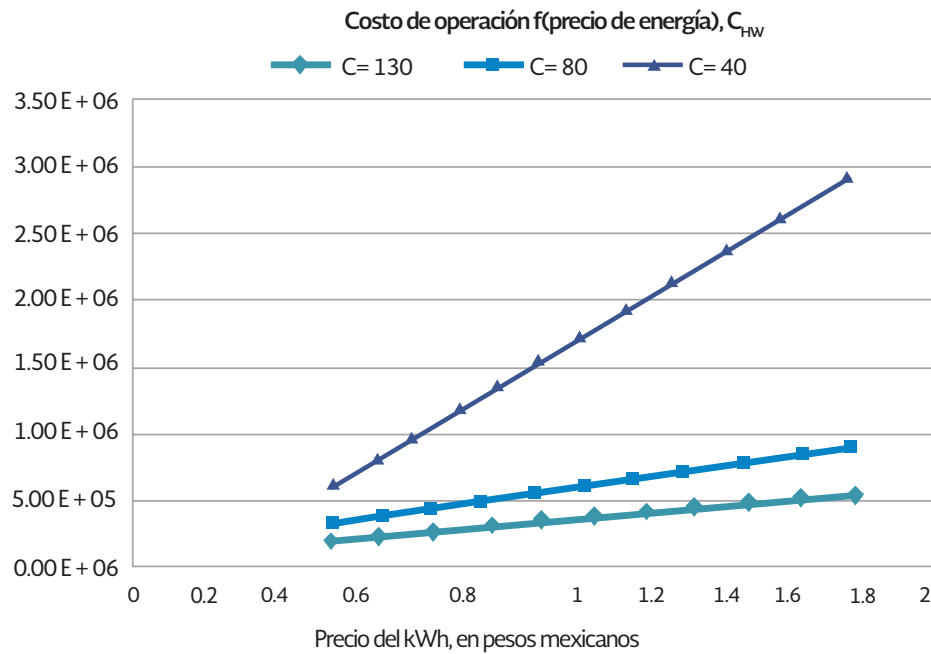


Figura 6.1.6 Costo de operación del acueducto

- b) El acueducto no podrá cumplir su objetivo durante todo el período de vida útil, a menos que se realicen cambios sustanciales a una operación y mantenimiento como las actuales;
- c) Cualquiera que sea el resultado de variación del C_{HW} con la edad de la tubería, (Figura 6.1.6) es preciso realizar una evaluación de costos, para determinar la conveniencia de rehabilitar la tubería para abatir los costos de energía, o para restablecer la capacidad de conducción del acueducto y que pueda cumplir con su misión.

¿Qué es la rehabilitación de tubería?

La rehabilitación de tubería es un proceso físico mediante el cual se busca restituir a éstas alguna o ambas de las siguientes propiedades; a) la capacidad de conducción y b) la integridad estructural de una tubería. Es decir, una vez que por alguna causa la tubería es incapaz de conducir el caudal para el cual fue diseñada, y comienza a presentar problemas de coloración del agua, fugas frecuentes o cierta tasa de fallas, y resulta costoso mantenerla en esas condiciones, es menester considerar las opciones de restituir las capacidades originales. Para esto existen varias opciones:

- La rehabilitación
- Instalación de tuberías paralelas
- El reemplazo de la tubería

La rehabilitación consiste en efectuar una limpieza de las paredes del tubo y aplicar un recubrimiento, casi siempre con base de mortero de cemento, y en ocasiones con algunas resinas. Existen diversas técnicas de rehabilitación, para efectuar estas acciones, que se describen más adelante.

La instalación de tubería paralelas supone el dejar la tubería existente sin cambios y colocar una línea adicional, paralela, cuya función es restituir la capacidad de conducción perdida por tubería existente.

Por reemplazo se considerará las siguientes acciones: La eliminación del tubo existente y la colocación de uno nuevo o la colocación dentro del tubo existente de una tubería nueva de menor diámetro, sin el retiro del tubo existente. En este último caso se perderá una parte de la capacidad de conducción. En la literatura suele encontrarse a este caso como rehabilitación, pero al perder capacidad de conducción, en este documento se considera como sustitución de tubería.

Causas que pueden originar deterioro de tubería

Las principales causas que pueden dar origen a la necesidad de rehabilitar o reemplazar una tubería, además de las ya mencionadas, son:

- Corrosión
- Tuberculación
- Pérdida de Capacidad de conducción por envejecimiento y/o depósitos
- Falla de tubería, por temperatura, cargas excesivas, etc.
- Biocapa
- Incrustaciones
- Frecuencia de falla por envejecimiento

La corrosión es uno de los males más extendidos en la tubería, se sabe que la tuberculación y la corrosión interna reducen gradualmente la capacidad de conducción de sistemas de distribución de agua. La tuberculación es una forma de corrosión electroquímica, la cual se diferencia de la corrosión "general", en que ésta es una corrosión de origen químico o bioquímico, según recientes estudios (Victorica J. 1999). En los sistemas viejos, el problema de tuberculación puede crecer hasta el punto en que la capacidad de conducción se reduzca en forma importante, o la corrosión general puede ser la causa de fallas de la tubería al perder su capacidad estructural.

Por supuesto, éstas pudieran ser las principales causas que justifiquen el considerar la rehabilitación de la tubería, pero no las únicas. Más recientemente, se ha escrito sobre la biocapa que se forma en las paredes de la tubería y eventualmente puede ser de un espesor capaz de reducir la capacidad de conducción, desde 1/16 a 3/8 de pulgada o más. Las incrustaciones

se deben a la utilización de agua duras con altos contenidos de carbonatos de calcio, cuyos depósitos pueden alcanzar capas que reduzcan hasta el 50% de la capacidad de conducción.

Cuando la tubería está estructuralmente sana, la limpieza y revestimiento es usualmente la solución más económica para recuperar la capacidad de conducción del sistema de distribución.

Si el sistema es capaz de mantener una presión adecuada a pesar del incremento de las pérdidas por fricción, esto se logra a través de incrementar la línea de energía sea con bombeo o con tanques más elevados, lo que se asocia necesariamente a un incremento de energía. El administrador del sistema debe tomar la decisión entre solventar mayores costos a través de más equipo de bombeo y mayor costo de energía o limpiar y revestir la tubería.

Estado del Arte

Existe un acuerdo generalizado en que los procesos de rehabilitación de tubería deben obedecer a un exhaustivo análisis (casi siempre abordado desde el punto de vista económico, sustentado en información técnica). Es decir, primero debe realizarse un diagnóstico del estado que guarda la tubería, y después formar un modelo de decisión entre las siguientes opciones; a) no hacer nada, b) rehabilitar o c) reemplazar. Entre las varias referencias sobre el tema destacan las siguientes:

O'Day (1982), quien establece que debe efectuarse una revisión de las causas que ocasionan roturas de tubería y fugas y describe varios estudios en los cuales las fallas de tubería fueron analizadas en términos de su edad, localización geográfica y diámetro. O'Day comenta que las decisiones de mantenimiento, rehabilitación o reemplazo de tubería deben ser tomadas con base no solo en la edad de la tubería, sino además en información confiable y reciente de las condiciones físicas del sistema; estadísticas de mantenimiento, historial de fallas, grado de corrosividad del tipo de suelo, entre otros.

Por su parte, Shamir y Howard (1979) analizan estadísticamente el historial de fallas de tubería, y con base en él pronostican el número de roturas de tubería. El análisis permite establecer la edad óptima para reemplazar una tubería, particular mención merecen las causas de falla de tubería, que se dividen en cuatro categorías;

- a) Calidad y edad de la tubería,
- b) El tipo de medio ambiente (corrosividad de suelo y cargas externas),
- c) Calidad de mano de obra en la instalación y
- d) Las condiciones de servicio, tales como presión y golpe de ariete.

Sullivan (1982), presenta y analiza los programas de rehabilitación, mantenimiento y reemplazo del sistema de la ciudad de Boston, y establece que las prioridades de los programas para efectuar el reemplazo o rehabilitación de tubería están basadas en los registros de

mantenimiento, edad, pruebas de campo de pérdidas de carga y pruebas de caudal en hidrantes. La determinación de cuál tubería debe ser revestida con cemento o reemplazada considera muchos factores, entre ellos el registro histórico del mantenimiento, posible corrosión, problemas de accesibilidad futura, y cambios en el uso del área, sin embargo, la mayoría de estos factores no son susceptibles de representarse en un modelo numérico.

Walski y Pelliccia (1982) desarrollan un criterio para reemplazar tubería que establece lo siguiente: si la frecuencia de fallas (tasa de falla) es mayor a un cierto valor crítico la tubería debe ser reemplazada. Ellos concluyen que Shamir y Pelliccia (1979) proponen un método adecuado para decidir entre reemplazar o rehabilitar grupos enteros de tubería, y que su criterio, de Walski y Pelliccia, es útil en una revisión tubería por tubería.

Walski (1982 y 1985) utiliza un análisis económico puro en la toma de decisión de la rehabilitación de tubería. El criterio desarrollado puede ser utilizado para determinar la factibilidad económica de la limpieza y revestimiento de tubería en dos casos; el primero, flujo sin grandes cambios temporales, como puede ser el caso de un acueducto, en donde no existen conducciones alternas al flujo, el segundo es para analizar redes malladas, en donde la rehabilitación de un tubo puede originar cambios fuertes en la dirección y cantidad del flujo en cada tubería, ya que el agua dispone de trayectorias alternas. El criterio de decisión es rehabilitar si el costo es menor que el costo adicional de energía para el bombeo debido al incremento de pérdidas de energía y equipo adicional requerido para forzar el flujo por los conductos con bajos coeficientes de rugosidad.

Williams y Hazen (1920) notaron que las pérdidas de energía y la capacidad de conducción en tubería de acero no recubiertas eran una función de la edad y el diámetro de la tubería. Estudios adicionales han demostrado que también dependen del número de Reynolds del flujo, por lo que la incertidumbre en el valor del coeficiente de rugosidad como función de la edad es bastante grande y depende de numerosos factores. La sección California de la AWWA (1962) ha medido parámetros hidráulicos del flujo en conductos a presión, y con base en ellos se han calculado los valores de las pérdidas de energía que resultan mayores a las estimadas numéricamente mediante el coeficiente de Hazen Williams. También reporta que la limpieza y el revestimiento con mortero de cemento es aparentemente el mejor procedimiento para rehabilitar tuberías metálicas.

Dutting (1968) revisó los costos económicos del proceso de recubrimiento de tuberías principales, determinó costos del orden de 7 a 8 dólares por pie de tubería, para líneas de 6 a 36 pulg. en 1968. Las razones esgrimidas para rehabilitar la tubería fueron: restaurar la capacidad de conducción de la tubería, satisfacer las demandas hidráulicas del sistema, y si los sobrecostos de energía eléctrica debido al incremento de pérdidas de energía eran mayores al costo de rehabilitar.

Jones (1978) exploró el efecto de alterar el valor del factor C en las curvas de carga de presión y consumo de energía en la Cd. de Savannah, Georgia. Los resultados obtenidos muestran

que las curvas de carga de presión en los nodos de demanda, para tubería con coeficiente C mayor (130), ya rehabilitadas, pueden ser satisfechas sin tener que incluir bombas booster, que es como trabajaban antes de la rehabilitación. El Comité California (1962), Dutting (1968), Jones (1978) y los reportes de fabricantes indican que la tubería puede rehabilitarse hasta alcanzar valores de C de 118 a 143, desde valores iniciales de C de 38 a 129. Los datos respecto a los costos generalmente son eludidos, debido a que existen 17 variables que podrían afectar el costo de rehabilitación de una tubería, Ameron.

Los modelos anteriores, no involucran modelos matemáticos o métodos de investigación de operaciones. De hecho, los procesos de decisión están basados en datos de campo, estadísticas históricas y reglas de decisión, y no garantizan alcanzar una decisión óptima. Existen modelos para determinar la solución de costo mínimo de un problema de rehabilitación o reemplazo, por ejemplo los modelos propuestos por Woodburn et. al. (1987) y más tarde Lansey *et al.*, (1992).

Estos modelos resuelven el problema económico, y al mismo tiempo garantizan el funcionamiento hidráulico de la red, es decir, que se cumplan los requerimientos de gasto y presión de la línea mientras se minimizan costos. Los costos considerados por Lansey *et al.* (1992) incluyen costos de reemplazo, recubrimiento, costos esperados de reparación, y costos de energía. Estos modelos consideran cuatro variables continuas, tres de ellas independientes, longitud y diámetro de tubería a reemplazar y longitud de tubería vieja que debe ser rehabilitada. La cuarta variable es la tubería vieja que permanece sin cambios.

Kim y Mays (1993) elaboraron un modelo similar a los anteriores, pero que utiliza variables binarias para representar las decisiones de reemplazo o rehabilitación usando las longitudes de tubería como variables de decisión, éste es un modelo sumamente sofisticado en el sentido que requiere de dos tipos de software para su ejecución, un modelo de simulación hidráulica, (KYPIPE) y uno de optimización no lineal GRG2, además de una gran cantidad de información sobre las tuberías que generalmente no está disponible en los organismos.

6.1.5 ESTADÍSTICAS DE FUGAS Y/O ROTURAS DE TUBERÍA COMO INDICADOR DE NECESIDAD DE REHABILITACIÓN

Generalidades

Por ser un tema relevante en la evaluación de tubería, este capítulo presenta algunos datos estadísticos y análisis de las tendencias de fugas y roturas de tubería de sistemas de distribución de México, EE.UU. y Europa que pueden ayudar a determinar las necesidades de rehabilitación. Tal y como se ha expuesto anteriormente, es claro que de existir unos estándares en calidad en México, así como una organización que se preocupara de su seguimiento, de los tres criterios precedentes sería el relativo a la insuficiencia de la red de distribución el más importante. En la práctica, por el contrario, es que sólo se sustituyen aquellas tuberías cuyo nivel de estanqueidad es más bien bajo, generando una gran cantidad de problemas.

Por si todo ello fuera poco, en un esquema de privatización es difícil que pueda contemplar y llevar a cabo una renovación de la red, toda vez que, en sí mismas, las tarifas están bastante limitadas y, por si ello fuera poco deben ir recuperándose las enormes cantidades de dinero que se debería exigir como pago previo a la obtención de la concesión.

En cualquier caso, en algún momento esta situación debe cambiar, por lo pronto los datos técnicos en que se debe apoyar la toma de decisiones para renovar o rehabilitar la tubería. Tal cual fue expresado, y como tendremos ocasión de comprobar en los análisis económicos del problema, es el historial de fugas y roturas de una tubería el factor que en mayor medida condiciona la decisión de renovar o rehabilitar. Ello se analiza a través de tres indicadores básicos, los dos primeros complementarios entre sí:

- El número de fallas/unidad de longitud/año que se generan.
- Volumen de agua fugado por unidad de longitud y tiempo (generalmente m³/Km/hora)
- El crecimiento anual de las fallas.

Resulta de gran interés, conocer estos índices en función de las circunstancias de cada caso. Básicamente hay que distinguir en función del material, del diámetro, de su edad, del tipo de rotura y, en función del tipo de suelo. A continuación se presentan algunos datos extraídos de la literatura, tales valores no pueden ser extrapolados, cada sitio es diferente como ya se ha expresado.

De una encuesta en varios sistemas de agua potable, se han obtenido algunos datos relativos a las características generales, que gentilmente fueron cedidas para enriquecer este trabajo, como se muestran en la Tabla 6.1.5.

Tabla 6.1.5 Característica general de los sistemas de México

Ciudad	Número de usuarios	Longitud de la red (Km)
Saltillo	120,000	1347
Culiacán	142,750	3364
Torreón	109,000	961
Oaxaca	60,000	781
Tijuana	293,818	2378

Definiciones de fuga y falla

No existe una definición consistente que permita la separación entre una fuga y una falla, de tal suerte que es muy difícil establecer comparaciones entre estadísticas de diferentes sistemas debido a las diferentes terminologías. Es bastante común que se suela reportar de una u otra forma cualquier tipo de fuga, ya que tienen las mismas consecuencias. El término

general de fuga incluye, fallas estructurales, así como pérdidas de agua debido a juntas mal selladas, defectos de instalación en tomas, daños por corrosión, etc. La rotura implica la falla estructural de la tubería que resulta en una fisura o un daño mayor en la tubería. Las roturas pueden causar fugas y pérdidas de agua, luego entonces puede decirse que una rotura es un caso particular de las fugas. Para propósitos de este trabajo se propone discriminar los datos de fugas conforme a lo mostrado en la Tabla 6.1.6.

Tabla 6.1.6 Clasificación de datos de fugas

Componente	Naturaleza de la fuga		
Tubería	cuerpo	junta	tapón
Válvulas	volante	flecha	cuerpo
Toma domiciliaria	inserción	conducto	cuadro y accesorios

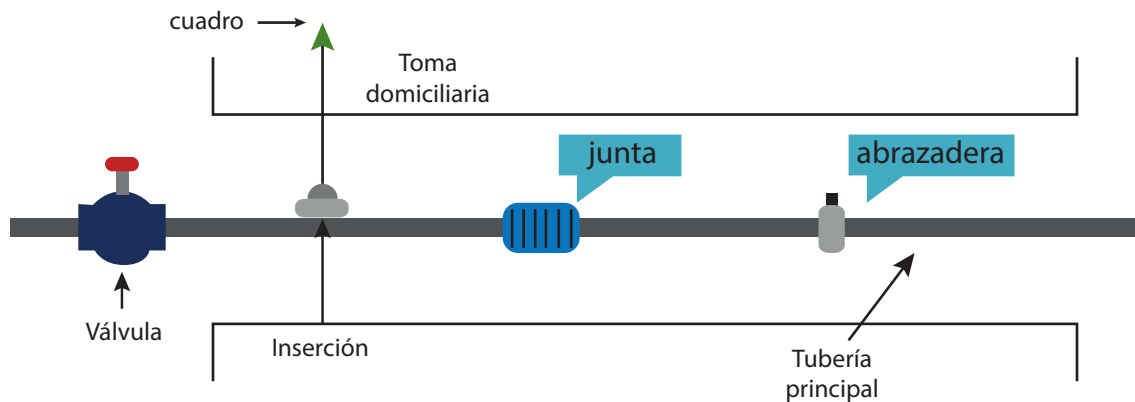


Figura 6.1.7 Componentes del Sistema de Distribución de Agua, AWWA

Es conveniente establecer un grupo de definiciones que permitan estandarizar los reportes de fugas de los sistemas, estas definiciones son las siguientes:

- Reparación de fuga. Todas las acciones tomadas para reparar fugas en tuberías principales, válvulas, y tomas domiciliarias son reparaciones de fugas.
- Fuga en tubería: Una fuga de agua en tubería incluye todos los problemas que conducen a pérdidas de agua por la tubería. Estos incluyen fugas en juntas, orificios, roturas transversales, roturas longitudinales, inserciones defectuosas, rajadura en la campana. Las fugas en tomas domiciliarias y válvulas no son consideradas como fugas en tubería.
- Fugas en Juntas: Las fugas en juntas representan pérdidas de agua debidas a uniones entre tramos adyacentes de tubería. Este no es un problema estructural, ya que la separación de secciones de tubería puede deberse a movimiento de expansión y contracción, asentamientos, o movimientos de las piezas de la junta debido a presión o deflexiones de la tubería.

- Roturas de tubería: representan una falla estructural del cuerpo o campana de la tubería debido a exceso de cargas, deficiencia de la cama soporte, contacto con otras estructuras, corrosión, o combinaciones de estas condiciones. Los tipos de rotura incluyen: 1) transversal, 2) longitudinal, 3) orificios causados por corrosión o presión/colapso, y 4) rajadura en la campana, incluyendo fallas de la campana por materiales que forman las juntas.
- Reparaciones de fugas en tomas: Todas las acciones para reparar fugas en tramos, inserciones, y cuadro en la línea de la toma domiciliaria.
- Reparaciones de fugas en válvulas: Todas las acciones para reparar fugas en el cuerpo y accesorios de válvulas.

La gran mayoría de los sistemas en México no establecen diferencias entre fugas y fallas.

Patrones de reparación en líneas

Las tasas de reparación pueden ser expresadas en reparaciones (KM/año), para establecer un índice comparativo entre sistemas. La Tabla 6.1.7 presenta un comparativo entre distintas ciudades.

Existe una amplia variación en las tasas de falla, la variación puede ser causada por los diferentes materiales utilizados en tubería y juntas, condiciones de suelo y geológicas, clima invernal, y condiciones específicas que afecten el deterioro de la tubería, destacando la ciudad de Viena con 0.91 y Hamburgo con 0.92. En esta misma tabla se muestran valores de tasa de fallas para las ciudades de Culiacán, Sin., con una tasa de falla de reparación de 0.549 y Saltillo, Coah. con una tasa de reparación de 0.75.

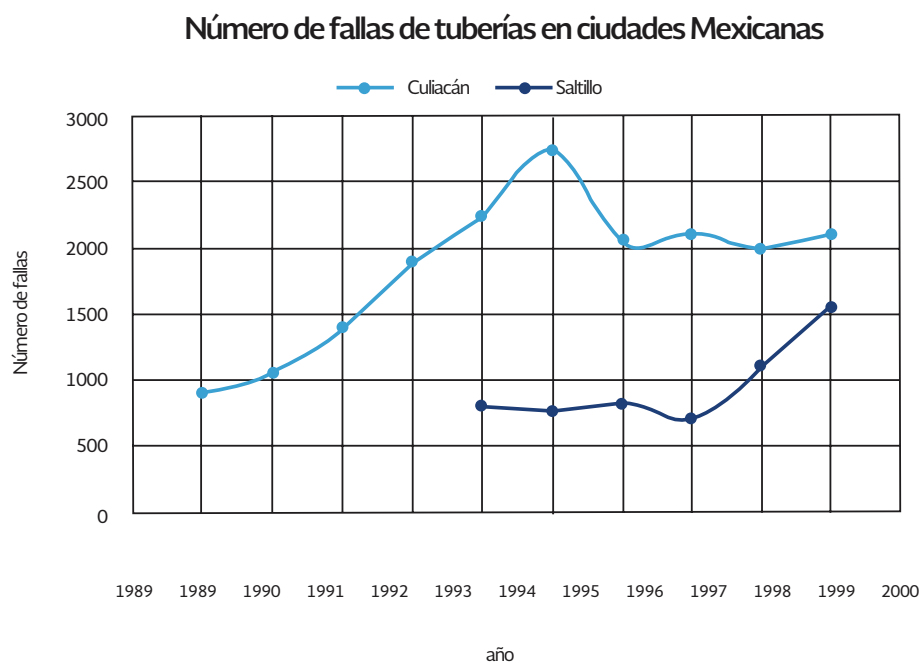


Figura 6.1.8 Número de fallas de tubería en ciudades Mexicanas

Tabla 6.1.7 Tasa de reparaciones en diferentes sistemas

Sistema	Periodo	Reparaciones por año		Tasa de reparaciones	
		fugas	roturas	fugas	roturas
Boston, Mass	69-78		39		0.022
Los Angeles, Cal.	73-74		290		0.027
Chicago, Ill.	1973		223		0.033
San Luis, Miss.	1973		106		0.048
Indianapolis, Ind.	69-76		167		0.052
San Francisco, Cal.	1973		125		0.066
Washington, D.C.	69-78		163		0.072
Louisville, Ken.	64-76		300		0.076
Milwaukee, Wis.	1973		421		0.145
New Orleans, La.	69-78		1033		0.423
Houston, Texas	1973		5144		0.8
Denver, Col.	73-83	215		0.062	
East bay	70-82	923		0.164	
Louisville	63-83		565		0.137
Philadelphia	64-80		880		0.049
New York	72-76		484		0.167
Zurich			272		0.25
Amsterdam			1400		0.7
Vienna			2730		0.91
Geneva			177		0.15
Hamburg			4986		0.92
Munich			480		0.15
Milan			770		0.35
Antwerp			309		0.15
Oslo			202		0.13
Trondheim			242		0.3
Budapest			1050		0.25
Londres			5740		0.2
Culiacán.	90-99		1847		0.549
Oaxaca	96-98		3058		3.92
Saltillo	94-99		1006		0.75

Tasa de fallas de tuberías en ciudades Mexicanas

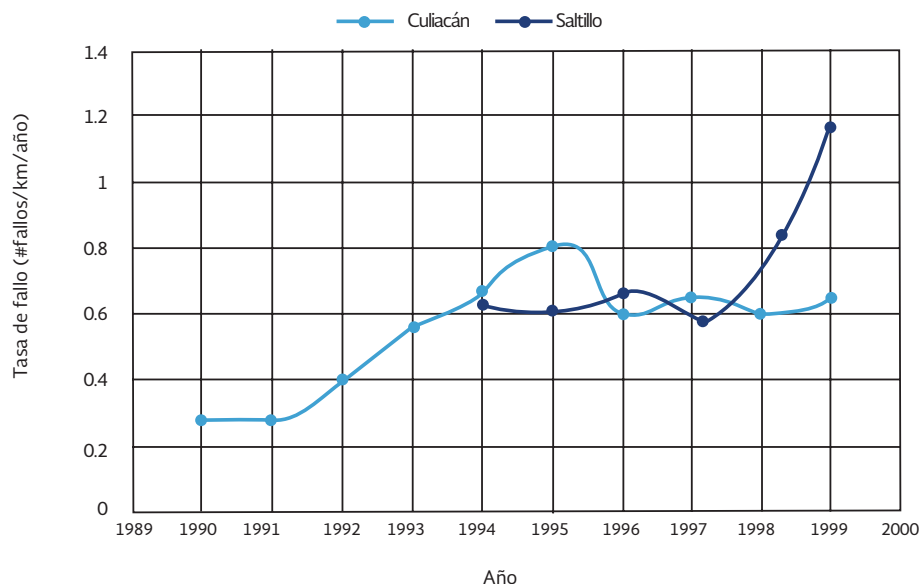


Figura 6.1.9 Tasa de fallas de tubería en ciudades Mexicanas

Hirner, 1997b, proporciona algunos de los resultados de un estudio más amplio, cuyo resumen se observa en la Tabla 6.1.8. Los datos que corresponden a Alemania recogen la síntesis de los estudios de Hirner, se trata del país que aporta la encuesta más representativa. La tabla no detalla las averías en la tubería atendiendo al material de las mismas. En cualquier caso, los valores medios pueden resultar representativos. La mayoría de los datos provienen de países con gestión pública en el suministro de agua. La presencia de Francia es más bien simbólica, toda vez que es el país más grande y referencia una menor longitud de tubería.

Tabla 6.1.8 Fallas registradas en tubería, acometidas y válvulas en diferentes países. (Hirner, 1997b)

País	Tubería		Indicadores de Fallas Acometidas		Válvulas compuerta	
	Longitud (km)	Fallas/#/km	Número	Indicador	Número	Indicador
			registrado	#/1000	registrado	#/1000
Alemania	36,000	14	932,260	5	348,900	12
Austria	5,900	14	181,700	13	≅128,000	6
Suiza	1,100	31	37,000	11	15,700	3
Suecia	1,700	21	40,300	2	15,500	9
Bélgica	4,360	10	142,000	4	≅44,000	7
Hong Kong	5,660	20	—	—	119,400	9
Singapur	4,560	21	910,700	3	≅100,000	1
Francia	870	16	57,000	13	7,800	18
EEUU	2,680	5	98,000	≅1	35,000	1
Holanda	7,200	12	430,000	5	—	—

Tendencias de la tasa de reparación

Las tendencias a largo plazo pueden variar de diversas maneras, la Tabla 6.1.9 presenta una comparación del crecimiento de las tasas de reparación en el tiempo.

Tabla 6.1.9 Tendencias de tasas de reparación

Sistema	Periodo	Reparaciones por año	Crecimiento de la Tasa de reparaciones %/año
Denver	73-83	fugas	0.02
East bay	70-82	fugas	-3.59
Kenosha	74-84	roturas	3.14
Louisville .	63-83	roturas	3.72
Philadelphia	31-80	roturas	1.28
Culiacán.	90-99	roturas	11.24
Saltillo	94-99	roturas	14.63
New York	72-76	roturas	1.42

La tasa de reparaciones puede incrementarse en función de los materiales utilizados, la tasa relativa de construcción de nuevas líneas, la contribución de la corrosión al deterioro, condiciones geológicas y del suelo y factores del soporte de la tubería. Una línea de tendencia como la mostrada por la Figura 6.1.10 sería la que se espere en un sistema típico. Es notoria la alta tasa de crecimiento de las ciudades mexicanas de las que se dispone de información, ver Figura 6.1.11, alcanzando valores de 11 a 14 % de crecimiento medio evidenciando un preocupante deterioro de la tubería.

Partes dañadas

Tendencias típica de la tasa de fallas de tubería

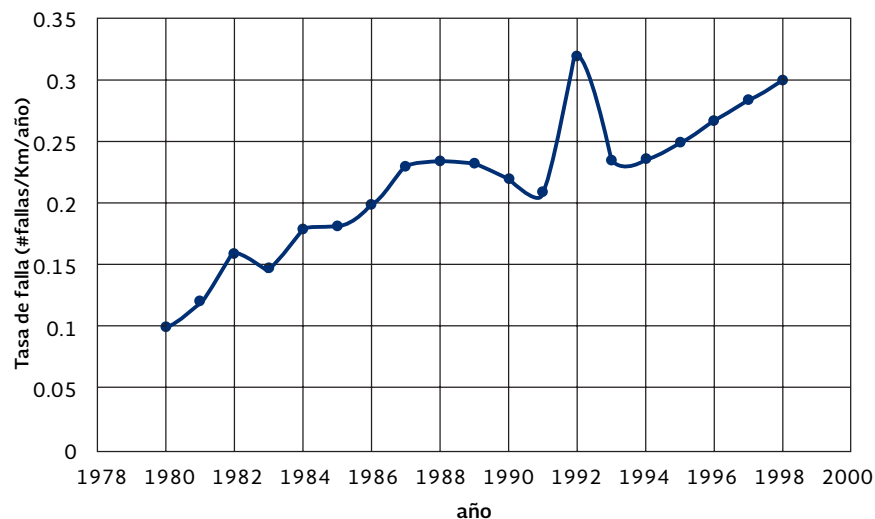


Figura 6.1.10 Tendencia típica de la tasa de falla de tubería

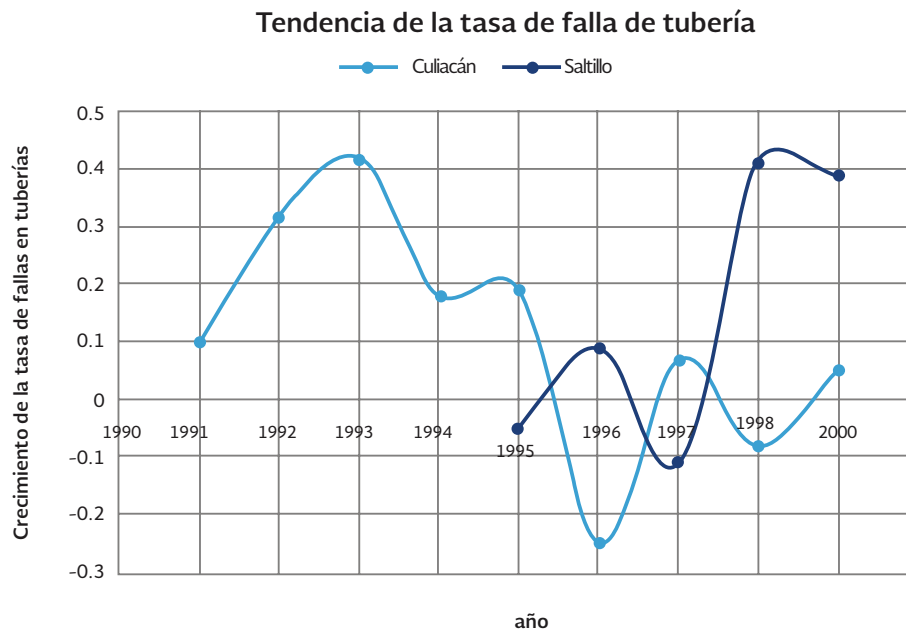


Figura 6.1.11 Tendencia de la tasa de falla de tubería

Pueden clasificarse las fugas atendiendo a la parte que se daña, ver.Tabla 6.1.10, por ejemplo, el cuerpo de la tubería generalmente representa entre el 66 y el 83% de las causas de reparación, y las uniones del 17 al 25%.

Tabla 6.1.10 Clasificación de porcentaje de ocurrencia de fuga en tubería por parte dañada

Sistema	Periodo	Porcentaje de Reparaciones		
		Juntas	Tubería	Otras
Denver	73-83	25	75	0
East bay	70-82	23	66	11
Kenosha	74-84	17	83	0

Reparación por material

La tasa de falla por material varía ampliamente dentro de cada sistema y puede variar debido a tres diferentes factores; características del suelo, prácticas de construcción y condiciones específicas del sitio, ver Tabla 6.1.9. De la Tabla 6.1.11 es claro que los materiales más dañados son el fierro galvanizado y el fierro fundido. Además de las condiciones de suelo y cargas, la edad de la tubería puede ser un factor a considerar. Infortunadamente en México no disponemos de información para efectuar este tipo de comparaciones.

Tabla 6.1.11 Tasa de falla en tubería por material

Material	Fugas /Km/año	
	Denver (1973-83)	East Bay (1969-82)
Asbestos cemento	0.058	0.1031
Fierro fundido	0.077	0.261
Concreto	0.0056	
Fierro dúctil	0.0075	
Fierro galvanizado	0.375	0.056
Acero	0.0206	

Para Alemania, Hirner (1997b) reporta el orden de magnitud de roturas por kilómetro y año obtenido a partir de un reciente estudio realizado en 1995, ver Tabla 6.1.12. En el análisis se incluyeron hasta 36,346 kilómetros de tubería, con un pequeño porcentaje de tubería de asbesto cemento, toda vez que en este país este material fue prohibido hace ahora algunos años para utilizarse en las redes de distribución de agua.

Tabla 6.1.12 Daños registrados en la tubería en redes de Alemania en 1995 (Hirner, 1997b)

Material de la tubería	Longitud (Km)	N° de daños registrados	Indicadores daños registrados	
			rango(#/ Km)	media(#/Km)
Fundición gris	15,922	3462	0.10-0.40	0.22
Diámetro Nominal<100 mm	8,593	2,483	0.10-0.50	0.29
DN<300	5,770	907	0.10-0.40	0.16
DN>300	1,599	72	0.03-0.15	0.05
Fundición dúctil	11,560	321	0.01-0.10	0.03
Acero	3,990	1,020	0.04-0.90	0.26
PE	790	81	0.03-0.30	0.1
PVC	2,976	99	0.02-0.10	0.03
Asbesto cemento	1,302	179	0.10-0.50	0.14
TOTALES	36,546	5,162	0.05-0.20	0.14

Tasa de reparación por diámetro

Todos los sistemas presentan un patrón similar de tasas de falla más altas en diámetros pequeños que en diámetros grandes. Esto puede explicarse por las propiedades estructurales de los diámetros pequeños, las cuales son más vulnerables a fallas tipo viga y el espesor de las paredes muy delgado puede ser más vulnerables a efectos de corrosión, ver Tabla 6.1.13.

Tabla 6.1.13 Tasa de fugas por diámetro de tubería

Diámetros (pulgadas)	Fugas /100 Km/año	
	Denver (fugas) (1979-83)	Philadelphia (roturas) (1964-80)
<6	19.6	20.6
6	8.9	32.2
8	6.1	6.8
10	5	13.6
12	4.9	5
16	2.9	6.8
>16	1.4	1.2

La empresa Aguas de Zurich, Skarda (1995), estableció una estrategia con objeto de reducir el índice de roturas de tubería. Conforme a Skarda, se analizaron las causas de las roturas existentes identificando las características de los tramos dañados: ubicación, diámetro, material, tipo de suelo, cargas mecánicas soportadas, grado de incrustación, potenciales corrientes de fuga y, los aspectos hidráulicos de la misma; servicio prestado por la tubería como el intervalo de presión y los golpes de ariete soportados. Con esta información se desarrollaron las estrategias de mantenimiento y renovación más adecuadas. Como resultado el indicador de roturas en el año de 1997 en Zurich (Skarda, 1997) es de 0.50 roturas por kilómetro y año para el conjunto de toda la tubería. Discriminado en 0,25 para el conjunto de la red de distribución, y de 0,90 en el caso de las tomas domiciliarias. El orden de magnitud es similar al de Alemania. Esto confirma, que la tasa de roturas aumenta a medida que disminuye el diámetro. A tal efecto la Tabla 6.1.14 detalla los resultados de las fallas correspondientes a la ciudad de Zurich en 1995 para tubería cuyo material es fierro fundido.

Tabla 6.1.14 Tipos de roturas en Zurich en 1995, en función del diámetro (Skarda, 1997)

longitud Km	diámetro mm	roturas corrosión o asentamiento	roturas juntas	Rotura causas externas	Roturas totales	Roturas Km año
346	Ø>50	312	7	12	331	0.96
69	80> Ø≥50	59	0	1	60	0.87
302	100> Ø ≥80	175	2	9	186	0.62
335	150> Ø ≥100	121	2	0	123	0.37
187	200> Ø≥150	17	0	1	18	0.1
125	300> Ø ≥200	9	1	0	10	0.08
49	450> Ø ≥300	0	1	0	1	0.02
97	900> Ø ≥450	2	0	0	2	0.02
15	Ø >900	0	0	0	0	0
1525	total	696	12	23	731	0.48

La Tabla 6.1.14 muestra que las roturas presentes en tubería de gran tamaño, > 450 mm son muy raras, de hecho solo se registraron dos en los últimos 10 años, en los diámetros de 700 mm y 850 mm correspondientes a tubería con 60 años de edad. En consecuencia se realizó un estudio de análisis de riesgos aplicado a tubería de más de 50 años, buscando ordenar en el tiempo su reposición para garantizar tener un control cada vez mejor del rendimiento del sistema.

Tipos de rotura de tubería

Existen cuatro tipos de falla de tubería; transversal, longitudinal, orificios y rajadura en la campana. Estos tipos se muestran en la Figura 6.1.12. Es una práctica usual en los sistemas americanos esta clasificación. Sólo uno de los sistemas las clasifica por corrosión, temperatura, falla por flexión y ruptura. La Tabla 6.1.15 presenta una comparación de frecuencia de ocurrencia del tipo de falla.

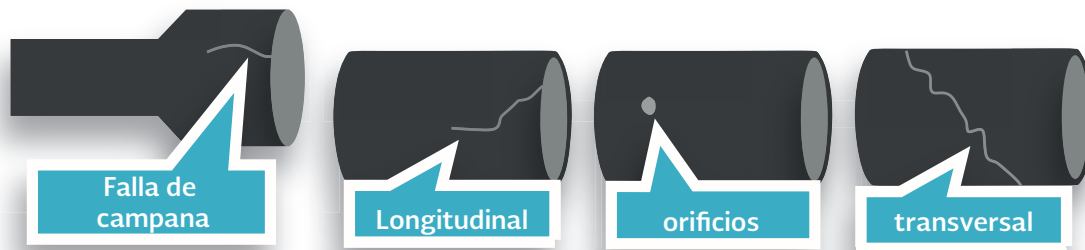


Figura 6.1.12 Tipos de falla de tubería

Tabla 6.1.15 Tipo de reparación, porcentaje del total

Sistema	periodo	Transversal	Longitudinal	Orificios	Otros
East bay	70-82	25	14	33	28
Kenosha	74-84	61	5	16	18
Philadelphia	31-80	67	21		12
New York	72-76	61	16	23	

La Tabla 6.1.15 indica que la falla transversal representa la mayor proporción de tipo de falla. En la Tabla 6.1.16 se presenta el tipo de rotura por diámetro de tubería. El tipo de rotura transversal prevalece en tuberías pequeñas, y en tuberías mayores de 12" prevalece el tipo de falla longitudinal. Los orificios prevalecen en la tubería de gran diámetro.

Tabla 6.1.16 Frecuencia de falla, por diámetro y por tipo

Sistema	Diámetro Pulgadas	Transversal	Longitudinal	Orificios y Otros
Louisville (1955-78)	<12	80	20	
	12	56	44	
	>12	41	59	
Philadelphia	<12	69	20	11
	12	35	40	25
	>12	30	30	40
New York	<12	78	5	17
	12	62	36	2
	>12	6	16	78

Tasa de reparación por edad

Los estudios realizados indican una pobre correlación entre la edad de la tubería y los patrones de tasa de falla. Sistemas con menor edad promedio pueden experimentar mayores tasas de falla que sistemas con mayor edad.

Efecto de la corrosión

La corrosión es reportada como la mayor causa de fugas en diversas ciudades. En algunos casos alrededor del 64 % de las fugas en tubería de hierro fundido son debidas a corrosión y 34 % a fallas de soporte del piso, sin embargo existe poca información al respecto, como para poder generalizarla ampliamente.

Conclusiones

La importancia de tener un registro sistemático de los daños de las diferentes tuberías es vital para delinear estrategias de mantenimiento y renovación de tubería. De hecho todos los análisis económicos parten de la estimación del número de roturas por año y su evolución en el tiempo. Transmitir este mensaje es de vital importancia y ello se evidencia en unas encuestas realizadas en 1980 y 1985 al respecto en los EEUU (McElroy, 1985) en una población de 73 empresas distribuidoras de agua. Los principales resultados de las mismas los trasladamos a las Tabla 6.1.17 y Tabla 6.1.18. La primera de ellas muestra el cambio de actitud en las compañías distribuidoras entre los dos años de la encuesta 1980 y 1985. La importante variación habida, siempre positiva, en tan corto espacio de tiempo resulta suficientemente significativa.

Tabla 6.1.17 Cambios de hábitos en el registro de las roturas entre 1980 y 1985, obtenidos a partir de una encuesta sobre 73 abastecimientos en los EEUU (McElroy, 1985)

Reporte efectuado	Porcentaje de empresas de suministro (cualquier tamaño)		
	1980	1985	Cambio
Rotura de tubería	75	88	13
Causas de la rotura	48	59	11
Tipo de reparación efectuada	72	83	11
Ubicación de la reparación	90	97	7
Edad de la tubería reparada	57	65	8
Modo de detección de la fuga	57	64	7

Por su parte, la Tabla 6.1.18 subraya las prácticas seguidas, en función del tamaño del abastecimiento con los siguientes resultados, la información se obtuvo de una encuesta en los EEUU. En la Tabla 6.1.19 se presenta una estadística similar realizada en 10 sistemas de agua potable del país, de tamaño mediano, en el año de 1999.

Tabla 6.1.18 Porcentaje de compañías de distribución de agua, sobre una muestra de 73, que en 1985 desarrollaban en los EEUU determinadas actuaciones de mantenimiento (McElroy, 1985)

Actuación	Tamaño del abastecimiento en función de la producción diaria		
	Pequeño	Mediano	Grande
	(<20.10 ³ m ³ /día)	(20-200)x10 ³ m ³ /día	(>200.10m ³ /día)
Lleva un registro y estadísticas de las fugas para su control y reducción	16	19	40
Se dispone de método para determinar el tubo a sustituir	63	77	100
Tiene modelo matemático de simulación de redes	48	58	90
Lleva a cabo el registro y estadísticas de las reparaciones	27	66	80
Adopta medidas de limpieza para disminuir incrustaciones en la tubería	13	31	30
La tarifa incluye el adecuado mantenimiento para la rehabilitación	59	69	80
La tarifa incluye la adecuada renovación de la red	48	67	90

Tabla 6.1.19 Sistemas de distribución de agua potable en EE.UU. de tamaño mediano, (sobre una muestra de 10), que en 1999 desarrollaban determinadas actuaciones de mantenimiento

Actuación	Porcentaje de Sistemas de Agua Potable
Lleva un registro y estadísticas de las fugas para su control y reducción	70
Se dispone de un método para determinar el tubo a sustituir	50
Tiene modelo matemático de simulación de redes	50
Lleva a cabo el registro y estadísticas de las reparaciones	70
Adopta medidas de limpieza para disminuir incrustaciones en la tubería	0
La tarifa incluye el adecuado mantenimiento para la rehabilitación	40
La tarifa incluye la adecuada renovación de la red	0

Algunos datos sobre la evolución de las fallas aparecen en la literatura internacional (AWWA, 1998), como se muestra en la Figura 6.1.13. El índice viene expresado en roturas por cada 100 millas por año, equivalente a roturas cada 160 kilómetros por año; el orden de magnitud es semejante al ya visto para abastecimientos europeos. El interés de esta gráfica está en mostrar la evolución temporal, si bien la tendencia mostrada se puede ver afectada por numerosos factores como una renovación parcial de la red, un invierno con condiciones meteorológicas extremas, etc.

**Evolución del índice de falla/100 m / año
(Ciudad de Filadelfia)**

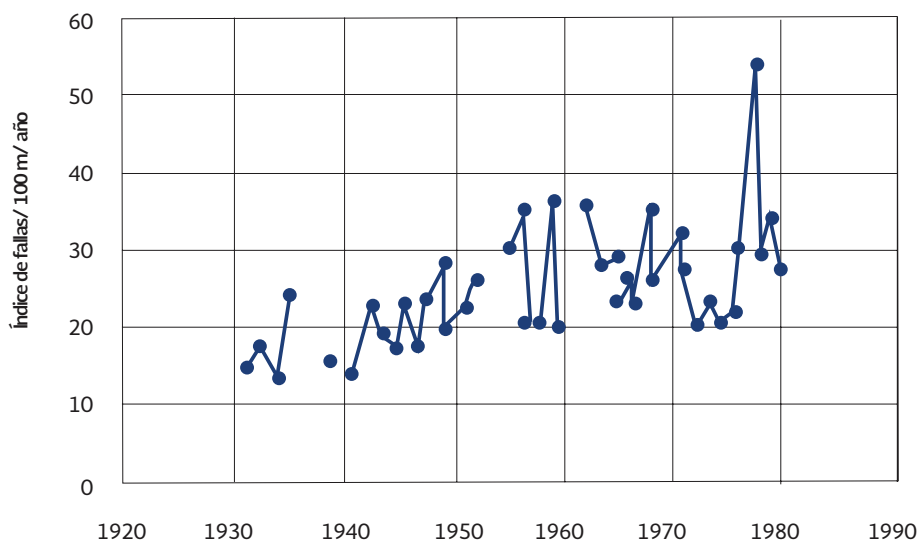


Figura 6.1.13 Evolución en el tiempo de la reparación de roturas en Filadelfia (periodo 1930-1980)

6.1.6 MODELOS TÉCNICOS

Generalidades

En las secciones precedentes se han presentado patrones de falla y reparación de diferentes sistemas en el mundo, sin embargo, existen variaciones debido a las condiciones particulares de cada ciudad. Asimismo se han mencionado los factores relacionados con el deterioro de una tubería que producen las fugas y roturas y el papel que juegan la corrosión y la edad en las roturas de tubería.

Se han realizado diversos estudios en el mundo para tratar de evaluar las condiciones físicas de la tubería, de hecho en el subcapítulo 6.1.9 se presentan diversos factores que se ha detectado que afectan las tuberías causando su deterioro. Los estudios generalmente se basan, entre otras cosas, en el historial de registros de fugas, con base en éstos, se han desarrollado y utilizado técnicas analíticas. Las principales técnicas o modelos pueden clasificarse en modelos descriptivos y predictivos. Los modelos descriptivos pueden proporcionar información muy útil de las condiciones del sistema. Los modelos predictivos pueden utilizarse en el pronóstico de patrones de falla futuros con base en los patrones actuales. A continuación se tratarán brevemente cada uno de ellos.

Modelos descriptivos

El modelo descriptivo es una técnica de diagnóstico del estado físico actual de tubería, que se basa en el análisis de estadísticas y registros obtenidos en campo. Los resultados de su aplicación proveen una reseña de las tendencias que presenta el deterioro de la tubería en un sistema, sus principales tendencias y causas de falla.

Para iniciar un análisis descriptivo, se deben ordenar los datos y registros en dos partes: a) Inventario de la tubería existente en el sistema; b) Historial de las fallas y reparaciones realizadas en cada una de ellas; y c) Los registros de campo correspondientes.

Colección y ordenamiento de inventario de tubería

Primero, se deberá hacer un inventario de la tubería por diámetro, material y edad; se recomienda utilizar el formato señalado en las Tabla 6.1.20 a Tabla 6.1.22. Si no se dispone de un inventario, es indispensable que se comience a elaborar y una vez que éste sea concluido, se actualice con cierta periodicidad, por lo menos cada año.

Tabla 6.1.20 Inventario de tubería por tipo de material

Material	Longitud (m)
Asbesto cemento	
Acero	
PVC	
Polietileno de alta densidad	
Fierro Fundido	
Concreto	
Otros	
Total	

Tabla 6.1.21 Inventario de tubería por diámetro

Diámetro en pulgadas	Longitud (m)
D > 14"	
14" > D > 10"	
10" > D > 6"	
6" > D > 4"	
D < 4"	
Total	

Tabla 6.1.22 Clasificación por edad

Edad en años	Longitud (m)
E > 50	
50 > E > 25	
25 > E > 15	
15 > E > 10	
10 > E > 5	
E < 5	
Total	

Historial de fallas y reparaciones

Las estadísticas de fallas se pueden expresar como una frecuencia de ocurrencia o como un porcentaje relativo al total de eventos registrados a través del tiempo. En la Tabla 6.1.23 se describen los datos necesarios para elaborar un historial adecuado en cada tubería del sistema.

Tabla 6.1.23 Historial de fallas en tubería

Características del tubo	Resultado
Fecha de reparación	10/noviembre de 1998
Tipo de falla	Rotura, rajadura, perforación, corte, etc.
Lugar de la falla	Junta, tubería, etc.
Material	A-C, acero, polietileno, etc.
Diámetro	3" a 48"
Profundidad	3.5 metros
Material del suelo	Arena, arcilla, limo, tepetate, etc.
Edad	1 a 50 años
Ubicación geográfica	Zona, colonia, sector, distrito, etc.
Presión interna del agua	1.5 a 5 kg/cm
Tipo de tráfico	Pesado, normal o liviano

Con base en los registros históricos de fugas reparadas en la tubería, se pueden observar sus tendencias al elaborar y analizar las gráficas siguientes:

- Distribución geográfica de fugas, por intervalos de frecuencia.
- Índice de fugas por tipo de material de la tubería, expresado como número de fugas al año, o bien, gasto total de agua perdida al año (Figura 6.1.14 y Figura 6.1.15).

- Índice de fugas por tipo de elemento donde ocurrió la fuga (por ejemplo en junta, clave, base, etc.), expresada en número de fugas (en el elemento)/Km de tubería (o número total de elementos)/año.
- Porcentaje de fugas reportadas mensualmente al Organismo Operador, menos el porcentaje de fugas reparadas (Figura 6.1.16).

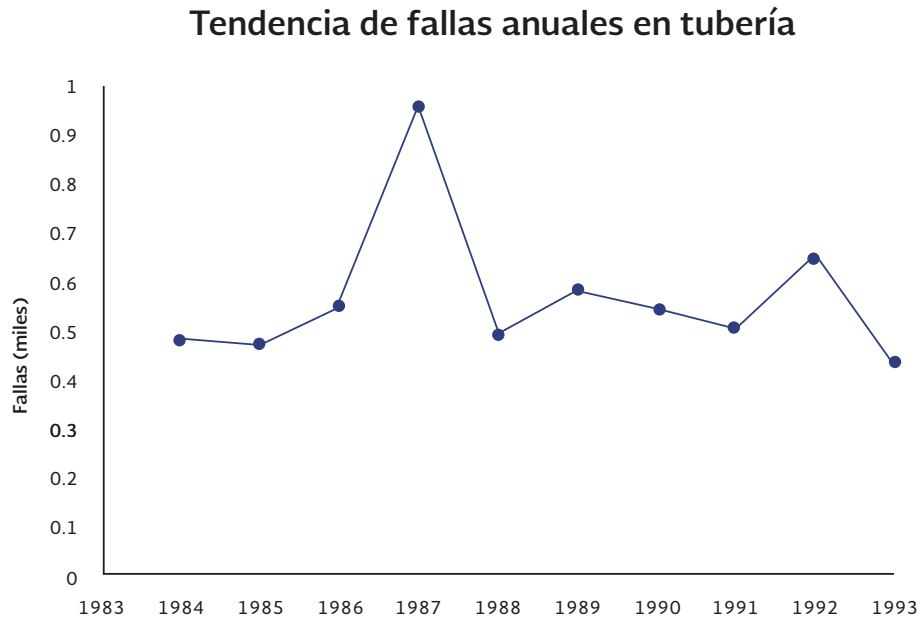


Figura 6.1.14 Tendencia de fallas anuales en tubería

Las gráficas de frecuencias (número) de fugas se obtienen por año, considerando el registro disponible. Dichas gráficas permiten observar si las frecuencias de fugas tienden a permanecer constantes, incrementarse o decrecer; en los diferentes sectores de la red, por material de elemento, o por tipo de elemento donde ocurren. Un análisis de las tendencias permite comparar los estados de fugas año con año y relacionarlas con políticas de reparación y control, para determinar si dichas políticas han sido positivas o no.

Ocurrencia de fallas por diámetro de tubería

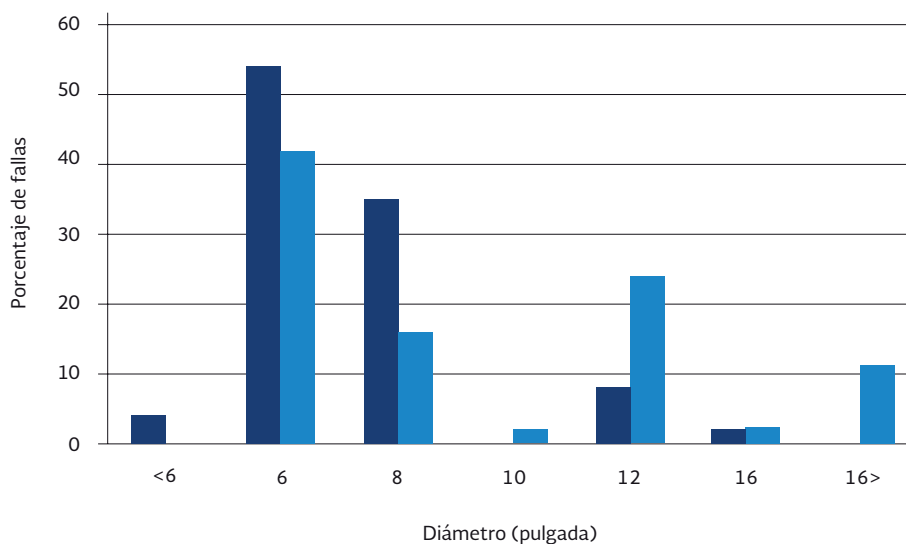


Figura 6.1.15 Ocurrencia de fallas por diámetro de tubería

Porcentaje de fallas por tipo de suelo

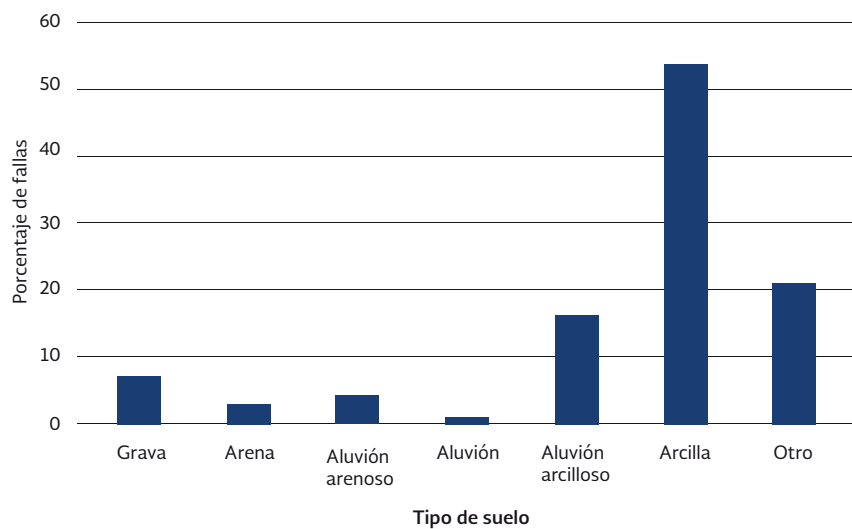


Figura 6.1.16 Ocurrencia de fallas por tipo de suelo donde está instalada la tubería

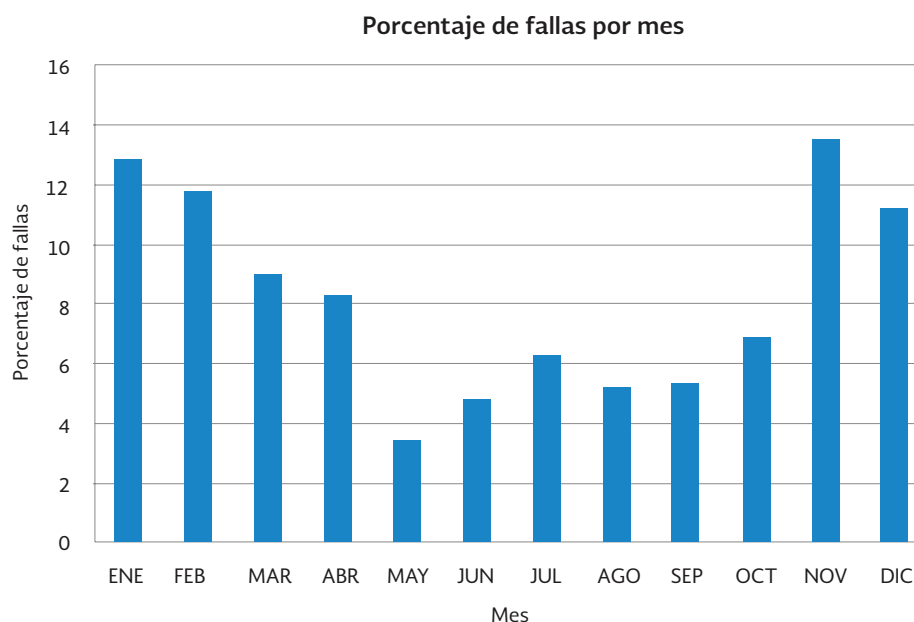


Figura 6.1.17 Porcentaje de fallas por mes

Al ir conformando las estadísticas de las reparaciones de fugas, ayudará en el futuro a disponer de información para que se utilice en la evaluación de los beneficios del programa de localización de fugas. También, es importante determinar en qué medida el programa de localización y reparación de fugas tuvo un beneficio efectivo en el uso y conservación del agua, Para determinar cuál fue el costo efectivo, el organismo deberá evaluar el programa completo.

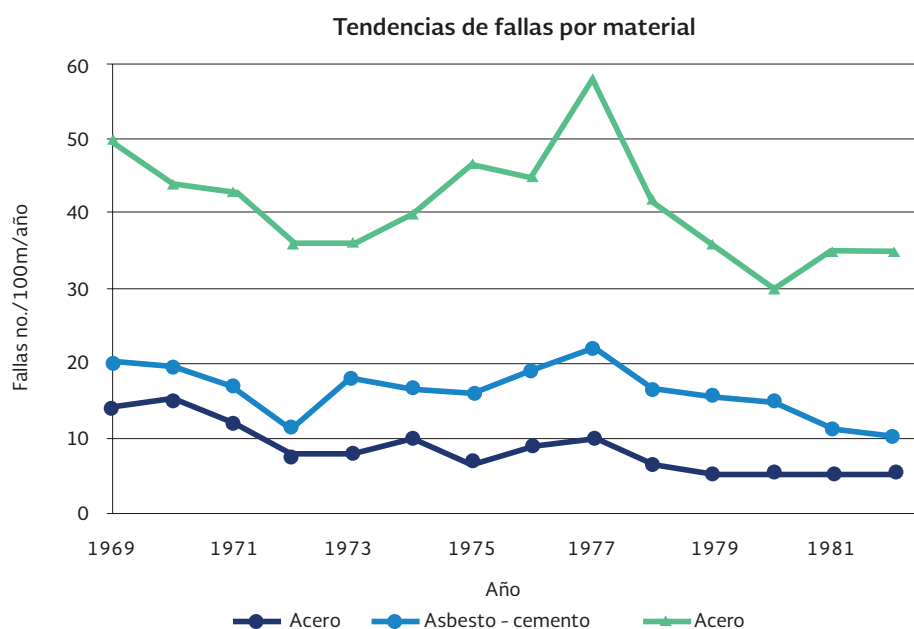


Figura 6.1.18 Tendencia de fallas por material

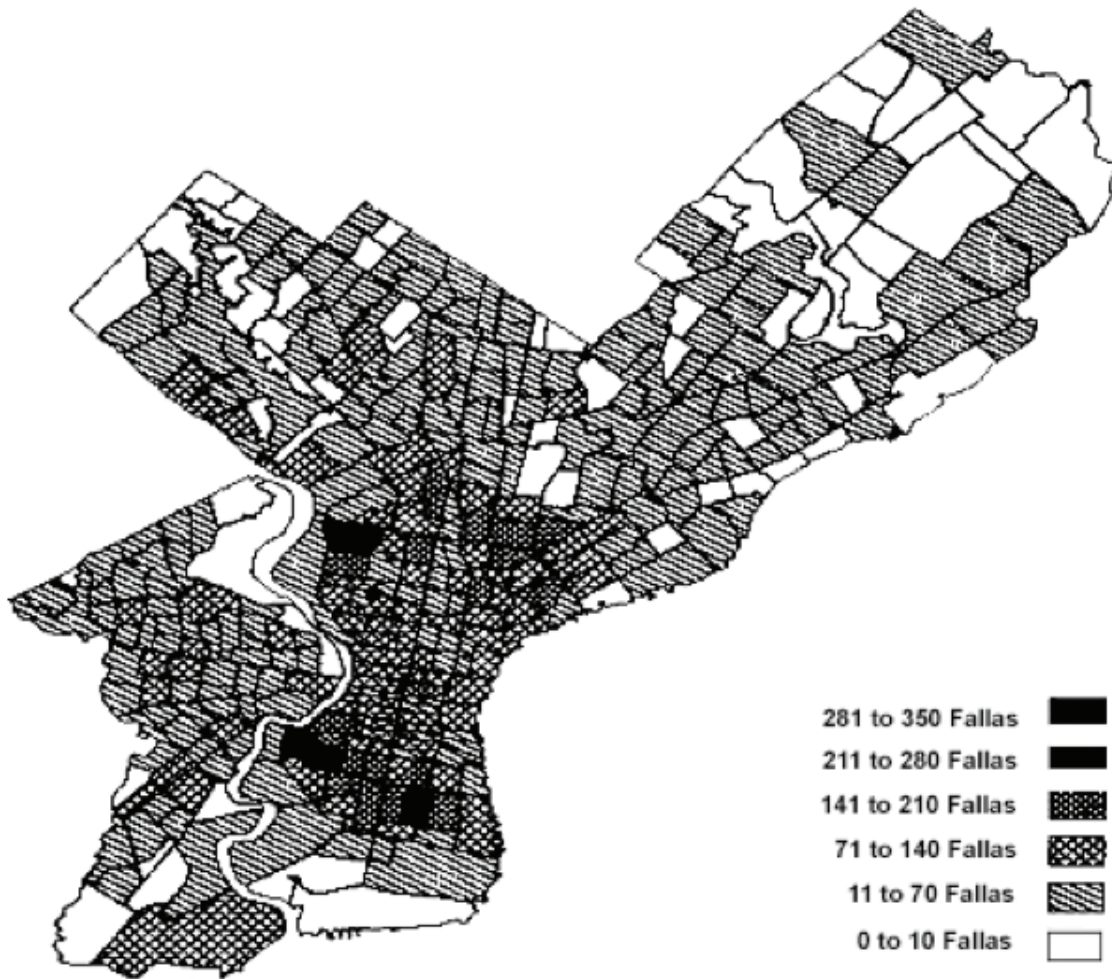


Figura 6.1.19 Distribución geográfica de la ocurrencia de fallas

Registros de campo

Para completar el análisis descriptivo de tubería de agua potable es necesario reunir información sobre los parámetros físicos y químicos del suelo y del agua, ciertos datos hidráulicos de la tubería, y los elementos estructurales que actúan sobre ella, de tal manera que con el monitoreo de dicha información sea posible analizar qué está propiciando el deterioro y las causas respectivas. La Tabla 6.1.24 muestra el procedimiento para la exploración directa del estado físico que presenta una tubería instalada.

Tabla 6.1.24 Procedimiento de la exploración y obtención de registros en campo de un tubo

Paso	Actividades
Primer Paso (Sin excavación, ni interrupción del suministro de agua)	Localización de la tubería Detección de fugas Estudio del suelo Medición del flujo directo, velocidad del flujo y presión Observación de las condiciones interiores del tubo con cámaras de vídeo, a través de hidrantes o válvulas.
Segundo paso (con excavación y sin interrupción del suministro de agua)	Evaluación del suelo Estudio del suelo y de la corrosividad del agua subterránea Medición del espesor de las paredes del tubo Estudio de la configuración seccional del flujo de agua Estudio del espacio entre las uniones y el tubo Pruebas del material (tomando muestras sin suspender el suministro de agua) Cambios en los esfuerzos, presión del suelo, subsidencia de la tierra y conducta de las uniones con tiempo.
Tercer paso (con excavación y con interrupción del suministro de agua)	Observación de las condiciones interiores del tubo Medición del espacio entre las uniones y el tubo (desde adentro) Medición del espesor de las paredes del tubo (desde adentro) Pruebas del material del tubo Evaluación de la eficiencia de las uniones del tubo Detección de fugas en la tubería

Como se observa, el primer paso consiste en realizar un muestreo sin excavación y sin suspensión del suministro de agua. Además de la localización del tubo, la detección de fugas y la verificación de la calidad del agua que es llevada a cabo durante la rutina de mantenimiento, es conveniente determinar la dirección del flujo, la medición de la velocidad del flujo y la presión del agua, así como detallar las condiciones interiores del tubo. El segundo paso se realiza con excavación, pero sin la suspensión del suministro de agua. Como parte de la tubería queda expuesta, se pueden obtener más datos y detalles, tales como el tipo de suelo y otras condiciones de colocación del tubo. El tercer paso se elabora con excavación y suspensión del suministro de agua. Esta actividad es requerida para examinar ciertos tubos en particular, los cuales han sido elegidos durante los dos pasos anteriores. Se corta parte de la tubería, para permitir la comprobación del cambio del material del tubo por tiempo y detalles. También es posible insertar en el tubo varios instrumentos de medición y verificación para estudiar toda la longitud de la tubería.

Muestreo para la determinación de las características

Los suelos en general son mezclas. Su clasificación depende de las propiedades que determinan su comportamiento, y no de la cantidad relativa de los diferentes suelos presentes.

Hay muchas técnicas para determinar las características del suelo. Varían en costo desde inspecciones visuales relativamente de bajo costo hasta exploraciones subterráneas costosas, incluidas pruebas de laboratorio. Una vez realizado el muestreo es necesario analizar sus propiedades, como se describe a continuación.

Nivel de pH. El pH es la medida de la concentración de los iones hidrógeno presentes en el suelo. La determinación de la actividad del ion hidrógeno es uno de los análisis que más comúnmente se lleva a cabo en el suelo. Para la muestra se toman 10 gramos de suelo seco y tamizado pasándolo por un tamiz de 10 mallas y se coloca en un recipiente de vidrio. Los suelos con un pH entre 0 y 4 generalmente sirven como un buen electrólito, tienen alta acidez total y generalmente son identificados como agresivos. Con un pH entre el rango de 6.5 a 7.5 las condiciones del suelo son óptimas para la reducción de sulfatos. Suelos con un pH entre 8.5 y 14 contienen generalmente un alto porcentaje en sales disueltas y usualmente exhiben una baja resistividad.

Resistividad del suelo. La resistividad medida en ohm - centímetro (Ω - cm), representa el nivel de resistencia eléctrica a través de cada centímetro cúbico de suelo, de un volumen determinado. Debe considerarse, que se pueden tener: capas de suelo con diferente contenido de agua, seco en la superficie y mojado en el subsuelo y encontrarse suelo contaminado con suelo limpio. Para que una prueba sea representativa, la resistividad debe medirse a diferentes profundidades para un punto de análisis, debido a que esto se relaciona con los diferentes tipos de corrosión. Es necesario en algunos casos, levantar capas del suelo, para determinar la más baja resistividad, la que puede encontrarse por lo general cerca de la tubería, después de que ésta fue enterrada.

Debido a que la humedad afecta a la resistividad y puede variar impredeciblemente, es aconsejable que la muestra de suelo tomada cerca de la profundidad a la que se encuentra la tubería, se analice en un laboratorio. Para medir la resistividad, se coloca una muestra de suelo saturado en una caja de prueba y agregando sales en solución es posible simular las condiciones más críticas, que pueden ocurrir después de la instalación de la tubería.

La mayor parte de la corrosión por suelo, ocurre en suelos con alta conductividad eléctrica (baja resistividad eléctrica), lo cual hace del suelo un electrólito efectivo. Una contaminación química no uniforme o una aeración diferencial (áreas de alto y bajo contenido de oxígeno) pueden incrementar el problema. Algunas veces una baja resistividad del suelo actúa en combinación con bacterias reductoras de sulfato y origina condiciones extremadamente agresivas. De acuerdo a la resistividad medida en una muestra de suelo se realiza una clasificación de la corrosión. Dos de las más recientes clasificaciones son mostradas en la Tabla 6.1.25

Tabla 6.1.25 Corrosión basada en la resistividad del suelo

	Rango de Resistividad (Ohm-cm)	Actividad de Corrosion Anticipada
	0- 2000	Muy corrosivo
Harco	2000 - 5000	Corrosivo
Corporation	5000 - 10000	Moderadamente corrosivo
	10000 - 25000	Medianamente corrosivo
	más de 25000	Progresivamente menos corrosivo
Federal	0-10000	Corrosivo
Construction	10000 - 30000	Medianamente corrosivo
Council	más de 30000	No corrosivo

Conductividad eléctrica. Es el estado en el cual un circuito eléctrico permite fluir corriente y es igual al recíproco de la resistividad. El agua que contiene sales disueltas como las de los suelos, conduce la corriente aproximadamente en proporción a la cantidad de sales disueltas y presentes.

Tomando como base este principio, las mediciones de la conductividad eléctrica de un extracto de suelo dan una indicación casi exacta de la concentración total de constituyentes ionizados. La determinación de la conductividad eléctrica se lleva a cabo mediante la medición de la resistividad eléctrica entre dos electrodos paralelos sumergidos en un extracto. En este sistema el extracto entre dos electrodos se comporta como un conductor eléctrico en el cual se pueden aplicar las leyes físicas relacionadas con la resistividad.

Sulfatos. El azufre se encuentra en muchas formas en suelo, entre las cuales se pueden mencionar a los sulfatos. Los sulfatos consisten en sales de ácido sulfúrico, representado en la fórmula de los compuestos por el símbolo SO_4 . La prueba de sulfatos es cuantitativa y se realiza introduciendo en un tubo, que contiene una muestra pequeña del suelo de donde se encuentra la tubería, una solución que provoca la siguiente reacción química: $2NaN_3 + I_2 \rightarrow 2NaI + 3N_2$.

Si se presenta una fuerte efervescencia, los sulfatos están presentes, y se advierte la presencia de bacterias reductoras de sulfatos. Si se nota una efervescencia escasa, los sulfatos están probablemente presentes en pequeñas concentraciones. Una forma de agrupación para los suelos en orden de su acción corrosiva en tuberías metálicas, describiendo las características del contenido de humedad se muestra a continuación:

- Grupo I. Ligeramente corrosivo; Aireación y buen drenaje. Caracterizado por color uniforme, y no húmedo en alguna parte del perfil del suelo y con muy bajo contenido de agua, incluye: Arenas o arenas limosas, limas de suave textura, limas porosos o arcillas limosas oxigenadas a grandes profundidades.
- Grupo II. Moderadamente corrosivo; Aireación y drenaje mínimo. Caracterizado por ligera humedad (amarillo-café y amarillo-gris) en la parte inferior de su perfil (18-24

pulgadas de profundidad) y por bajo contenido de agua, incluye: Arenas limosas, limas, arcillas limosas.

- Grupo III. Corrosivo; Aireación y mal drenaje. Caracterizado por textura pesada y humedad moderada cerca de la superficie (6 - 8 pulgadas de profundidad) y con contenido de agua a 2-3 pies de la superficie, incluye: Arcillas limosas, arcillas;
- Grupo IV. Raramente corrosivo; Aireación y muy mal drenaje. Caracterizado por baja humedad a profundidades de 6 - 8 pulgadas, con agua en la superficie 6 por extrema impermeabilidad debida al contenido de materia coloidal, incluye: Pantanoso, arcillas y suelos orgánicos, arcillas cafés.

Muestreo de la calidad del agua que transporta la tubería

El procedimiento para evaluar si el agua es agresiva (corrosiva) o no agresiva (no corrosiva), está basado en los siguientes parámetros físicos y químicos del agua:

Nivel de pH. El pH es la medida de la concentración de los iones hidrógeno presentes en el agua, por lo que es una expresión que indica las condiciones de acidez o alcalinidad presentes en una solución. Los ácidos contienen hidrógeno y las bases contienen iones hidroxilo. Los ácidos han sido considerados como sustancias que al disociarse liberan iones hidrógeno, y las bases como sustancias que se disocian produciendo iones hidroxilo. El concepto de pH se basa en el equilibrio del agua. La ionización del agua se representa de forma simplificada: $H_2O \rightleftharpoons H^+ + OH^-$

Las aguas con pH bajo, pueden aumentar la corrosión de las tubería de acero o de asbesto cemento. Los términos “alcalinidad” y “acidez” indican la reserva total de capacidad amortiguadora de una muestra, el valor del pH representa la actividad instantánea del ion hidrógeno. Los rangos del pH varían de 0 a 14. Las aguas con un pH menor de 7 son ácidas, las que tienen un pH igual a 7 son neutras, y las que sobrepasan de 7 son alcalinas. El pH tiene una gran influencia en el efecto de corrosión del agua, lo cual es mostrado en el Tabla 6.1.26:

Tabla 6.1.26 Indicación numérica de la tendencia a la incrustación o corrosión del agua

Tendencia a:	pH _{del agua}	Calidad del agua.
Incrustación	0 a 0.5	pequeña o no incrustante
	0.5 a 1.0	pequeña o ligeramente incrustante
	1.0 a 2.0	pequeña o significativa
	< 2.0	significativa o grande
Corrosión	0 a -0.5	pequeña o no corrosiva
	-0.5 a -1.0	pequeña o ligeramente corrosiva
	-1.0 a -2.0	ligera o significativa
	> -2.0	significativa o grande

Dureza. La dureza es una medida de la concentración de sales de calcio y de magnesio en el agua. Ellos están generalmente presentes como sales de bicarbonato. Por lo general las aguas con un alto contenido de iones calcio y magnesio (aguas duras) son menos corrosivas que

las aguas blandas, produciendo sobre las superficies metálicas una capa protectora de carbonato de calcio. Sin embargo, las aguas muy duras pueden obstruir la tubería ocasionando taponamiento y por lo tanto, un decremento de la eficiencia de la conducción.

Las aguas duras y blandas son satisfactorias para el consumo humano, Sin embargo las aguas más satisfactorias para el uso doméstico contienen de 75 a 100 mg/l de CaCO_3 . Las aguas con una dureza de 300 mg/l de CaCO_3 son generalmente consideradas demasiado duras. Las aguas muy blandas que tienen concentraciones de dureza de 30 mg/l de CaCO_3 o menos, son generalmente corrosivas, ver Tabla 6.1.27.

Tabla 6.1.27 Clasificación de las aguas según su dureza

Escala de dureza	ppm de CaCO_3
Muy blanda	< 30
Blanda	31 - 60
Dureza media	61 - 120
Dura	120 - 180
Muy dura	> 180

Oxígeno disuelto. La presencia del oxígeno es muy común, ya que es el agente corrosivo más importante cuando está presente en exceso produciendo el tipo de corrosión llamado tuberculación o corrosión localizada en forma de picaduras. La cantidad de oxígeno disuelto en agua está en función de su temperatura (las aguas más frías contienen más oxígeno disuelto) y salinidad (las aguas más salinas contienen menos oxígeno disuelto). Para la corrosión del hierro, se necesita proporcionalmente poco oxígeno. Un mg de oxígeno por litro producirá 3.5 mg de hierro ferroso por litro, de tal manera que puede producirse una gran cantidad de corrosión del hierro con un cambio apenas perceptible en el oxígeno disuelto.

Cloro residual. El principal propósito de clorar el agua para beber es prevenir la extensión de enfermedades. La cloración mata principalmente a las bacterias y proporciona cloro en exceso para una desinfección continua en el sistema de distribución. La desinfección destruye los organismos patógenos del agua. La destrucción de las bacterias dañinas mediante el cloro está directamente relacionada con el tiempo de contacto y concentración del cloro. Una alta dosis de cloro con períodos de contacto cortos proporcionará esencialmente los mismos resultados que una baja dosis con períodos de contacto largos. El cloro residual para uso de los consumidores debe ser no menor de 0.2 mg/l. Este nivel permite asegurar que el agua esté libre de bacterias dañinas.

Total de sólidos disueltos. Los sólidos totales disueltos consisten principalmente en carbonatos, bicarbonatos, calcio, magnesio, sodio y potasio. Un alto contenido de sólidos totales disueltos indicará que el agua tiene una gran concentración de iones, lo que hace que se incremente la conductividad y por lo tanto la habilidad de que el fenómeno de la corrosión se lleve a cabo. Se recomienda un contenido de total de sólidos disueltos de 500 mg/L para aguas que se destinan al uso doméstico y se fija un límite de 1000 mg/L.

Muestreo para determinar la capacidad hidráulica de la tubería

Gasto. El gasto se define como la cantidad de fluido líquido que circula un segundo por una tubería. El gasto depende directamente del área (A) de la sección transversal de la corriente y de la velocidad media del agua (V) obteniéndose la estimación de gasto por la multiplicación de estos factores. Las unidades en que se expresa el gasto, serán el cociente entre unidades de volumen y tiempo. El método para conocer el gasto a través del área - velocidad es utilizando el tubo Pitot, por ser el más común y fácil de utilizar.

Prácticamente el método del tubo pitot (ver Figura 6.1.20) tiene como objetivo obtener el caudal que fluye por la tubería a presión, introduciendo instrumentos de precisión como el gancho calibrador, para obtener el diámetro real interno del conductor y en consecuencia el área real del conducto, y para obtener el perfil de velocidad se utilizará la siguiente ecuación de caudal:

$$Q = A_R C \sqrt{2gh} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

donde:

Q = Gasto

A_R = Area real del conducto

C = Dato de calibración

g = Gravedad

h = Altura

Presión. Es la fuerza que actúa sobre las paredes de la tubería debido al movimiento del fluido. Si la presión en un sistema de distribución es relativamente alta, aumenta el consumo y el desperdicio, además de dañar los accesorios intra domiciliarios. Las sobre presiones son principalmente causadas por golpes de ariete producidos por operaciones violentas en las válvulas.

Velocidad. La velocidad de un fluido es la rapidez con que este se desplaza. Para la obtención de la velocidad se acopla, a la inserción previamente instalada, el tubo Pitot, consistente en un par de conductos protegidos con una cubierta, en su extremo inferior cuenta con tres orificios, uno alargado que se orienta en sentido contrario al flujo de agua y que recibe el impacto producido por la velocidad, los otros dos (conectados entre sí), reciben la influencia de la presión del agua. En el extremo superior tiene un dispositivo para hacer las conexiones por medio de mangueras de hule con sus correspondientes llaves de paso, ya sea al manómetro en U, al registrador simplex o similar, y una llave de purga que sirve para desalojar el aire de cada uno de los conductos. El tubo se desliza en una tuerca que sirve para atornillarse en la válvula de inserción, colocando los orificios sensores en la posición deseada.

Coefficiente de fricción. Cuando la superficie de la pared de un conducto se amplifica, observamos que está formada por irregularidades o asperezas de diferentes alturas y con distribución irregular o aleatoria. Dicha característica es difícil de definir matemáticamente pues depende de factores como la altura media de las irregularidades de la superficie, la variación de la altura efectiva respecto de la altura media, la forma y distribución geométrica, la distancia entre dos irregularidades vecinas, etc.

Puesto que prácticamente es imposible tomar en consideración todos esos factores, se admite que la rugosidad puede expresarse por la altura media e de las asperezas (rugosidad absoluta), como un promedio obtenido del resultado de un cálculo con las características del flujo, más no propiamente por el obtenido como la media de las alturas determinadas físicamente de la pared en cada conducción. Es más importante la relación que la rugosidad absoluta guarda con el diámetro del tubo, esto es, la relación e/D , que se conoce como rugosidad relativa. Existen tubos, como los de asbesto-cemento, cuya rugosidad es de forma ondulada y que se comportan hidráulicamente como si fueran tubos lisos (vidrio o plástico).

Muestreo para estimar la capacidad estructural

Cargas muertas: La carga muerta que se ejerce sobre una tubería enterrada, se determina utilizando la fórmula de Marston para tubería flexible:

$$W_c = C_d W B_d B_c$$

donde:

W_c = Carga muerta, kg/m.

C_d = Coeficiente de Marston.

W = Peso específico del material de relleno, kg/m³.

B_d = Ancho de la zanja medido en el lecho superior del tubo, m.

B_c = Diámetro exterior del tubo medido horizontalmente, m.

Para diferentes materiales de relleno, los valores del peso específico (W) aparecen en la Tabla 6.1.28:

Tabla 6.1.28 Peso específico de los materiales de relleno

Material	W Kg/m ³
A = Granulado sin cohesión	1700
B = Grava y arena	1900
C= Suelos saturados	2000
D = Arcilla	2100
E = Arcilla saturada	2200

Cargas vivas: Se calculan utilizando la teoría de Boussinesq de distribución de cargas vivas en cualquier plano horizontal del subsuelo, y la aplicación desarrollada por Holl en la

obtención del coeficiente de carga para cargas vivas concentradas (condición más crítica en tuberías flexibles), su fórmula es:

$$W_{sc} = C \frac{PF}{L}$$

donde:

W_{sc} = Carga viva, Kg/m

C_s = coeficiente de carga obtenido

P = Carga concentrada aplicada por una rueda de camión tipo, en kg

F = Factor de impacto (ver Tabla 6.1.29)

Tabla 6.1.29 Factores de impacto

Profundidad de Relleno (cm)	Lugar de instalación			
	Carretera	Ferrocarril	Camino	Aeropuerto
0-30	1.5	1.75	1	1.5
30 - 60	1.35	*	1	*
60 - 90	1.15	*	1	*
MAS DE 90	1	*	1	*

(*) Se recomienda consultar a un especialista en ferrocarriles o aeropuertos, según corresponda

La deformación transversal máxima que se genera en tuberías flexibles debido a la acción de cargas, se calcula con la fórmula de Spangler, la cual es:

$$\Delta x = \frac{D_1 W_c + W_{sc}}{EI + 0.06E'lr^3} kr^3$$

donde:

Δx = Deformación transversal, cm.

D_1 = Factor de deformación a largo plazo, igual a 1.5

W_c = Carga muerta, kg/cm.

W_{sc} = Carga viva, kg/cm.

E = Módulo de elasticidad, en kg/cm², para PVC igual a 28,100 kg/cm².

I = Momento de inercia de la sección transversal del tubo, igual $e^3/12$, en cm³.

e = Espesor mínimo del tubo, cm.

E' = Módulo de reacción del material de relleno, kg/cm², (ver Tabla 6.1.30).

K = Coeficiente de encarnado que depende del ángulo de contacto del tubo con la cama de apoyo (ver Tabla 6.1.31); El valor promedio de 0.10 es el más utilizado.

r = Radio promedio del tubo igual a $(D - e)/2$, cm; D es el diámetro exterior del tubo.

Tabla 6.1.30 valores del módulo de reacción del suelo (E')

Tipo de mano de obra	E' (kg/cm ²)
Muy buena compactación	49
Mediana compactación	35
Mala compactación	21
Sin compactación	14

Tabla 6.1.31 Coeficientes de encamado (k)

Ángulo de contacto (grados)	k
0	0.11
30	0.108
45	0.105
60	0.102
90	0.096
120	0.09
180	0.083

El valor de Δx que se obtiene con la expresión anterior es la máxima deformación transversal que puede sufrir el tubo, sin presión interna y con las cargas que se ejercen en él, en ese momento. La presión interna actúa en sentido opuesto a las cargas aplicadas y, como el tubo es flexible, ambas fuerzas tienden a cancelarse, es decir, la presión interna actúa en beneficio de la resistencia del tubo al aplastamiento (ver Figura 6.1.21).

Criterios para el análisis de cargas. La profundidad mínima a la que debe ser instalada la tubería es la que produzca, bajo condiciones extremas (ver Tabla 6.1.32), una deformación transversal máxima del 7.5% con respecto a su diámetro exterior, cuando el tubo este vacío.

Tabla 6.1.32 Condiciones extremas de instalación en tubería de PVC enterrada

Parámetro	En zona urbana y rural
Material de relleno	Arcilla saturada (2.2 ton/m)
Coeficiente de encarnado	0.1
Carga concentrada (kg)	7264 (urbana) 4000 (rural)
Longitud efectiva (cm)	90
Deformación a largo plazo	1.5
Reacción del suelo	21 kg/cm' (Mala compactación)

Falla por curvatura inversa. La falla por curvatura inversa (colapso) de una tubería de PVC enterrada, se presenta cuando, debido a cargas externas, se ha deformado más del 30% de su diámetro exterior (ver Figura 6.1.21). En el diseño de sistemas enterrados, es usual aplicar

un factor de seguridad de 4 para evitar este tipo de falla por lo que la máxima deformación permisible es de 7.5% con respecto al diámetro exterior del tubo en cuestión.

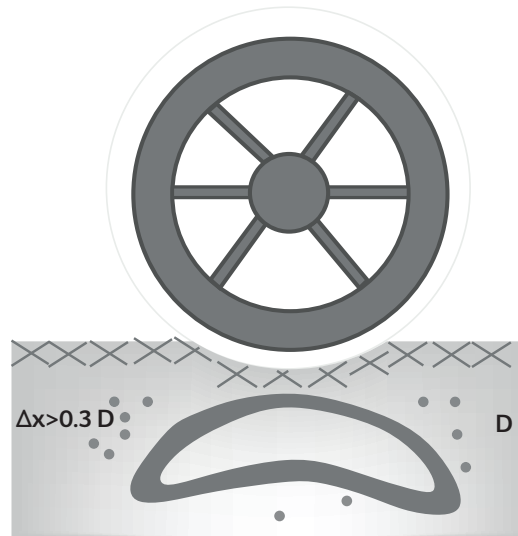


Figura 6.1.21 Falla por curvatura inversa en tubería de PVC

Dictamen técnico descriptivo de la tubería

Además del monitoreo de la información recopilada en el inventario, en las estadísticas y en los muestreos físicos, es conveniente realizar visitas especiales de campo, con objeto de verificar la información recopilada, complementaria y verificar el estado de la tubería por medio de recorridos minuciosos para detectar las manifestaciones superficiales, tales como asentamientos del terreno, crecimiento inusitado de plantas y signos de humedad que puedan indicar fugas u otro tipo de fallas de las tubería. En estas visitas se toman fotografías generales de las instalaciones, se sondean la tubería y se verifican sus diámetros y niveles.

Después de haber realizado las visitas de campo, de analizar la información y de obtener los resultados de laboratorio se obtienen los siguientes datos:

- Si existen pérdidas de presión
- Si hay una mala calidad del agua
- Si existen fugas
- Si existe algún tipo de corrosión

Con base en estos datos se elabora un resumen descriptivo de cada una de la tubería analizadas y muestreadas, para lo cual se elabora una hoja de dictamen técnico en donde se registran los datos más importantes que ayudan a determinar sus estados físicos actuales (ver Tabla 6.1.33 y Tabla 6.1.34).

Tabla 6.1.33 Resumen descriptivo del estado físico de la tubería

ORGANISMO: _____ CIUDAD: _____ FECHA: _____

IDENTIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA TUBERÍA

MATERIAL DE LA TUBERÍA

Fo. Go: _____	Cobre: _____	Diámetro de la tubería: _____
Fo. Negro: _____	PVC: _____	Longitud de la tubería: _____
Fo. Dúctil: _____	Asbesto edad de la tubería: _____	
Fo. Fo.: _____	Cemento _____	
PEAD: _____	Otros (especifica): _____	

CONDICIONES DEL SUELO

TIPO DE SUELO:	TIPO DE RELLENO:	TIPO DE RECUBRIMIENTO:
Roca: _____	Arena gruesa: _____	Concreto: _____
Arcilla: _____	Suelo natural: _____	Asfalto: _____
Adobe: _____	Grava redonda: _____	Otros: _____
Arena: _____		

Profundidad de la instalación de la tubería: _____m

PARAMETROS FÍSICOS Y QUÍMICOS DEL AGUA DEL SUELO

Nivel de pH: _____	Contenido de humedad: _____
Conductividad eléctrica: _____	Porcentaje de material orgánico: _____
Sulfatos: _____	Potencial Redox: _____

Nivel de pH: _____	Temperatura: _____	Cloro: _____
Acidez: _____	Alcalinidad: _____	Hierro: _____
Sulfatos: _____	Dureza: _____	Total de sólidos disueltos__
Oxígeno: _____	Conductividad: _____	

Tabla 6.1.34 Resumen descriptivo del estado físico de la tubería

DATOS HIDRAÚLICOS		DATOS ESTRUCTURALES	
Presión: _____		Profundidad: _____	
Gasto: _____		Carga unitaria: _____	
Velocidad: _____		Espesor tubo: _____	
Coef. Fricción: _____		Resist. A los materiales: _____	
TIPO DE FALLAS QUE HA PRESENTADO			
CORROSIÓN		TIPO DE CORROSIÓN	
Interna _____	Tuberculación _____	Aderencia de prod. Corrosivos _____	
Externa _____	Grafitización _____	Otros _____	
LUGAR EN EL QUE SE PRESENTA LA CORROSIÓN			
Tubería _____	Juntas _____	Otros _____	
Perforación _____	Válvulas _____		
CAUSAS: _____			
FUGAS: _____			
		Tamaño de la fuga _____	
TIPO DE FUGAS:		LUGAR EN EL QUE SE PRESENTAN:	
Rajaduras _____	Aplastamiento _____	Tubería _____	Uniones _____
Partiduras _____	Cuerda rota _____	Válvulas _____	Tapones _____
Roturas _____	Otros _____	Anillos _____	Otros _____
Perforación _____		Hidrantes _____	
CAUSAS: _____			
OTRO TIPO DE FALLA: _____			
LUGAR: _____			
CAUSAS: _____			
Estado físico de la tubería: Bueno: _____ Malo: _____			
REHABILITACIÓN SUGERIDA:			
Limpieza: _____	Reparación: _____	Reemplazo: _____	
SUPERVISOR: _____			

Modelos predictivos

Estos modelos utilizan técnicas estadísticas a partir de datos de fugas y reparaciones de éstas para definir los factores que contribuyen a las fallas de tubería. Las técnicas estadísticas han sido usadas el análisis de correlación multivariada, análisis de discriminantes y regresión de Cox de datos de falla de tubería. El análisis de regresión multivariada determina una relación lineal entre las variables dependientes y una o más variables independientes. En el análisis de reparación de fugas o roturas, las variables dependientes son generalmente la tasa de reparación o el tiempo de ocurrencia de la primer reparación. Las variables independientes son los factores que permiten predecir las fallas de tubería; teóricamente éstos son los factores que causan el deterioro de la tubería. Si los factores elegidos son buenos predictores del deterioro, las curvas de ajuste tendrán un coeficiente de correlación mayor, este tipo de ajuste ha sido propuesto por Clark, Hardwood y Philadelphia Water Department. Asimismo se presenta un modelo empírico que con base en una serie de criterios prácticos selecciona la tubería a rehabilitar o reemplazar.

Modelos de Des Moines

El sistema de agua de Des Moines llevo a cabo un análisis de los problemas de roturas de tubería para determinar las causas que incrementaban el número de roturas por año. Con base en un análisis comprensivo - descriptivo, el estudio concluye que el 75 % de todas las fallas fueron resultado de la acción corrosiva en la tubería de hierro fundido. El estudio incluyó un estudio de campo de muestras de suelo. Estos datos fueron combinados con los datos de roturas de tubería y se trató de establecer una correlación de características del suelo. El estudio concluye que el 94 % de las fallas ocurren en suelos saturados con resistividades menores de 2000 ohm-cm, Entre las diversas regresiones incluyen modelos lineales y logarítmicos. La mejor ecuación de predicción es la siguiente:

$$Edad = 65.7 + 0.028SR - 6.338 pH - 0.049r \quad 6.1.1$$

donde:

Edad = la edad de la tubería a la cual se presenta la primer rotura, en años.

SR = resistividad del suelo saturado, ohm-cm

pH = potencial hidrógeno

r = potencial Redox, milivolts.

Coefficiente de correlación $R^2 = 0.3747$

Esta ecuación suministra una moderada precisión en la predicción de edad a la cual se presentará la primera rotura. El papel de las condiciones corrosivas del suelo es claro.

La Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos, EPA, condujo un análisis de datos de reparación de tubería para pequeños y grandes sistemas. Se recopilieron datos de los sistemas que incluyen; diámetros de tubería, longitudes, roturas, tipo de tubería, corrosividad del suelo, condiciones de presión, edad e historial de reparación. Los datos recopilados fueron analizados, para 307 sistemas con datos de reparación desde 1940, y un análisis de los mecanismos de mantenimiento permitió establecer que:

- a) El periodo de ocurrencia entre la instalación de la tubería y el peor evento de mantenimiento.
- b) Después de ocurrido el primer evento de mantenimiento, el número de eventos se incrementa exponencialmente.

La EPA desarrollo dos ecuaciones, la primera para estimar el tiempo del primer evento de falla y la segunda, para estimar el número de eventos después de presentarse el primero. Las ecuaciones fueron desarrolladas para ambos tipos de sistemas, grandes y pequeños. La ecuación 6.1.2 predice el tiempo desde la instalación para el primer evento en sistemas pequeños.

$$NY=2.9 + 0.442 D + 0.017 P + 0.412 I - 0.32 RES \quad 6.1.2$$

Con coeficiente de correlación 0.34, en donde NY es el número de años desde la instalación al primer evento de falla; *D* diámetro de la tubería, *P* presión absoluta dentro de la tubería en psi (libras por pulgada cuadrada), *I* porcentaje de tubería en zonas de desarrollo industrial, RES porcentaje de tubería en zonas de desarrollo residencial. La ecuación 6.1.3 predice el tiempo desde la instalación para el primer evento en sistemas grandes

$$NY = 11.0 + 0.263D - 0.006P - 0.773I - 0.253RES - 0.00006LH + 15.69T \quad 6.1.3$$

donde LH longitud de tubería en suelos altamente corrosivos y T tipo de tubería, 1 tubería metálicas y 0 tubería plásticas o de concreto. El número de tubería considerado en la ecuación 6.1.3 fue de 68 y representa 40 años de datos. La ecuación 6.1.4 representa la combinación del grupo de datos, con un coeficiente de correlación de 0.23.

$$NY = 4.3 + 0.338D - 0.022P - 0.265I - 0.0983 RES - 0.0003 LH + 13.28 T \quad 6.1.4$$

La ecuación 6.1.5 predice el número acumulado de eventos de mantenimiento después del primer evento para sistemas pequeños, con un $R^2= 0.49$.

$$REP = 0.386 (e^{0.0139}) PRD (e^{0.0602}) A (e^{0.0208}) DEV (SL)^{-0.016} (SH)^{0.025} \quad 6.1.5$$

donde; REP es el número de reparaciones; PRD es la presión diferencial en psi; A es la edad de la tubería en la primer rotura; DEV es el porcentaje del tipo de uso de suelo; SL es la suma de las áreas expuestas de la tubería instalada en suelos poco corrosivos y SH es la suma de áreas expuestas del total de tubería instaladas en suelos altamente corrosivos. La ecuación 6.1.6 predice el número acumulado de eventos de mantenimiento después del primer evento en sistemas grandes, ver Figura 6.1.22.

$$REP = 0.172 (e^{0.7198}) T (e^{0.0040}) PRD (e^{0.0865}) A (e^{0.0121}) DEV (SL)^{-0.014} (SH)^{0.069} \quad 6.1.6$$

El estudio indica que el tipo de tubería, presión diferencial, edad a la cual se realiza la primera reparación, tipo de uso del suelo y superficie de terreno en suelos pocos y muy corrosivos, son los factores que juegan un papel significativo en la vida útil de la tubería. El tipo de tubería estudiada fue de fierro fundido a concreto reforzado, siendo en su mayoría de fierro fundido. Conforme a los resultados la tubería metálicas es más susceptible a fallar que las de acero. Por su parte las Curvas de frecuencia de reparación, ver **Figura 6.1.23**, muestra que, sobre un periodo de 40 años, 52.5% de la tubería estudiadas no han tenido eventos de mantenimiento, y 30% tuvo dos eventos de mantenimiento.

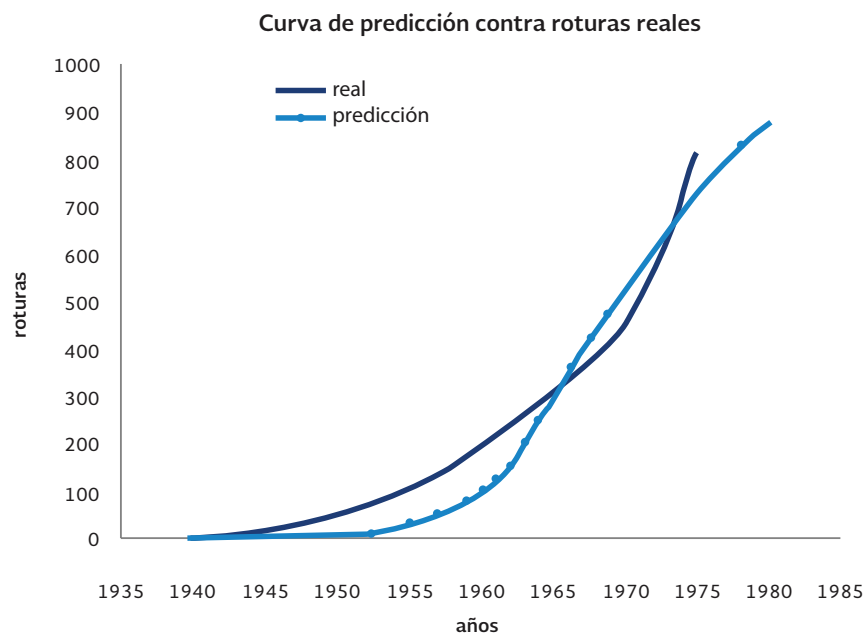


Figura 6.1.22 Curva de predicción contra roturas reales

Fue también posible desarrollar la esperanza de vida de la tubería basado en su edad. Cinco años de antigüedad en tubería principal sin eventos de mantenimiento puede esperar tener 11.2 años adicionales sin un evento. Mientras que una tubería de 30 años de antigüedad, tiene 5.7 años y una de 40 años de antigüedad, tiene un año, ver **Figura 6.1.24**. De la tubería estudiada, solo un número pequeño recibió algún tipo de mantenimiento, aún después largos periodos de tiempo. Una vez que se presenta el primer evento, el tiempo entre un evento y el siguiente suele disminuir, ver **Figura 6.1.25**.

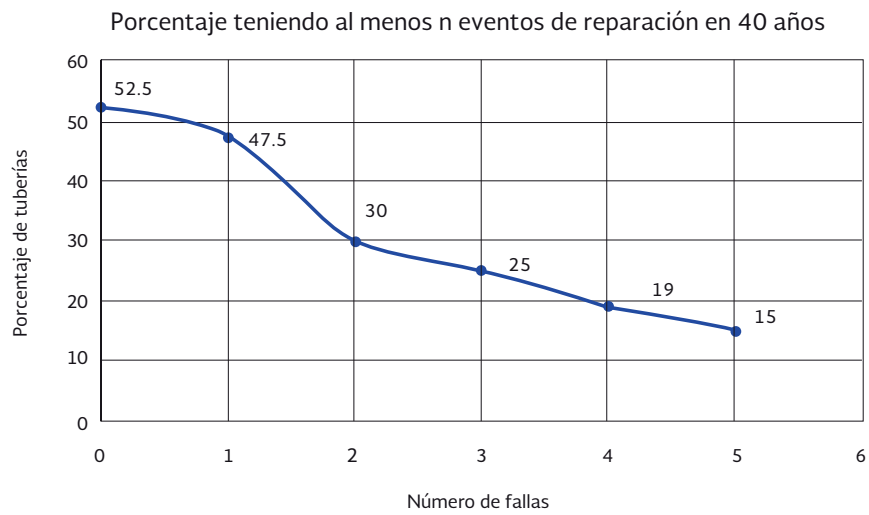


Figura 6.1.23 Porcentaje teniendo al menos n eventos de reparación en 40 años

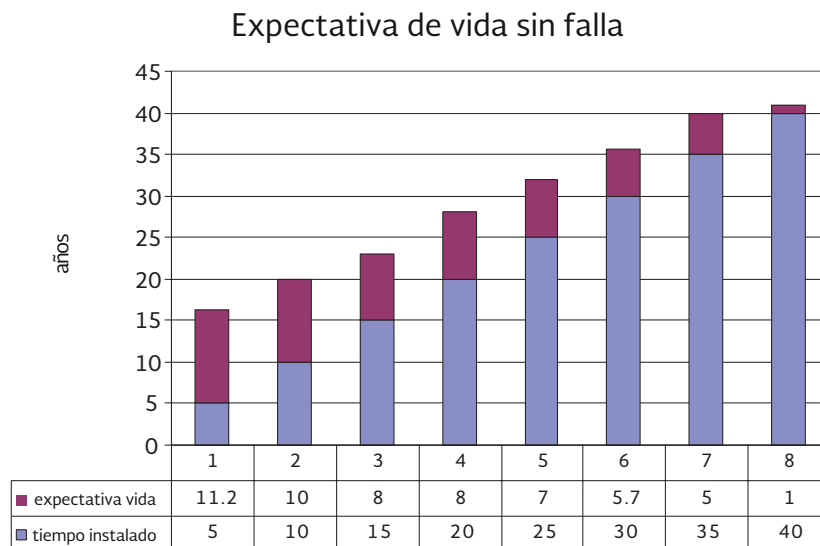


Figura 6.1.24 Esperanza de vida de la tubería

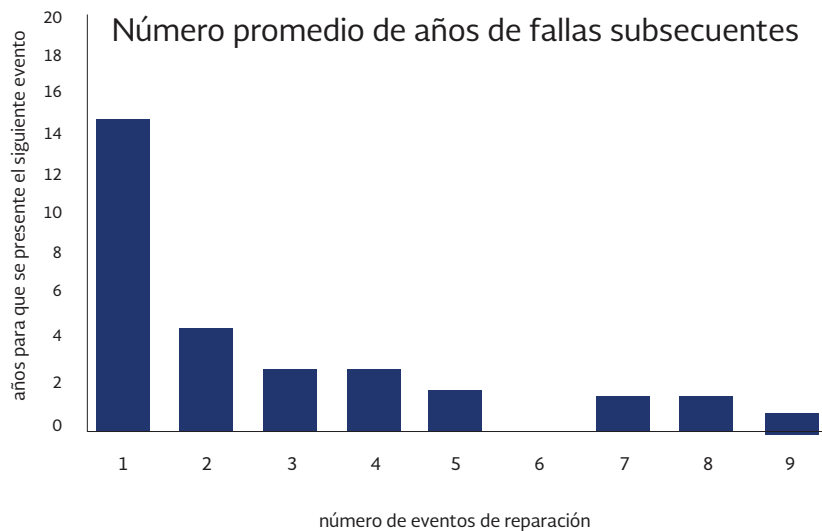


Figura 6.1.25 Número promedio de años de fallas subsecuentes

Para estudiar este fenómeno, el tiempo entre reparaciones fue modelado como una función exponencial. La **Figura 6.1.26** muestra la probabilidad de ocurrencia de una falla en el tiempo t igual o menor que el tiempo T , dado que una previa rotura haya ocurrido. Por lo tanto, la probabilidad que una tubería experimentará un segundo evento de mantenimiento dado que ésta haya experimentado una rotura previa en menos de 15 años es aproximadamente de 0.40.

La pendiente relativa de la curva indica que el tiempo entre fallas se reduce ligeramente, así como el número de eventos de mantenimiento se incrementa. Por lo tanto, dado que una tubería tiene tres eventos, la probabilidad de tener otro evento en un corto tiempo es alta.

Presión diferencial. Cuando la tubería es expuesta a grandes variaciones de presión, son sujetas a esfuerzos en ciertos puntos. Pueden originarse sobre presiones causados por transitorios. Estos efectos son agravados en la tubería metálicas debido a pérdidas de material por la corrosión interna o externa.

La edad del primer evento de falla es la variable más significativa para predecir el número total de eventos para una tubería en su tiempo de vida. Una tubería con eventos de mantenimiento desde sus primeros años, es de esperarse que tendrá un número de eventos mucho mayor que una tubería similar que experimenta sus eventos años más tarde. Esta característica se ilustra con la tendencia exponencial de la historia de roturas de la base de datos.

Tipo de uso del suelo. Esta variable considera cuatro tipos de porcentaje de uso del suelo, que son residenciales, comerciales, industriales y de transportación. Estos porcentajes se estiman con estudios de tráfico.

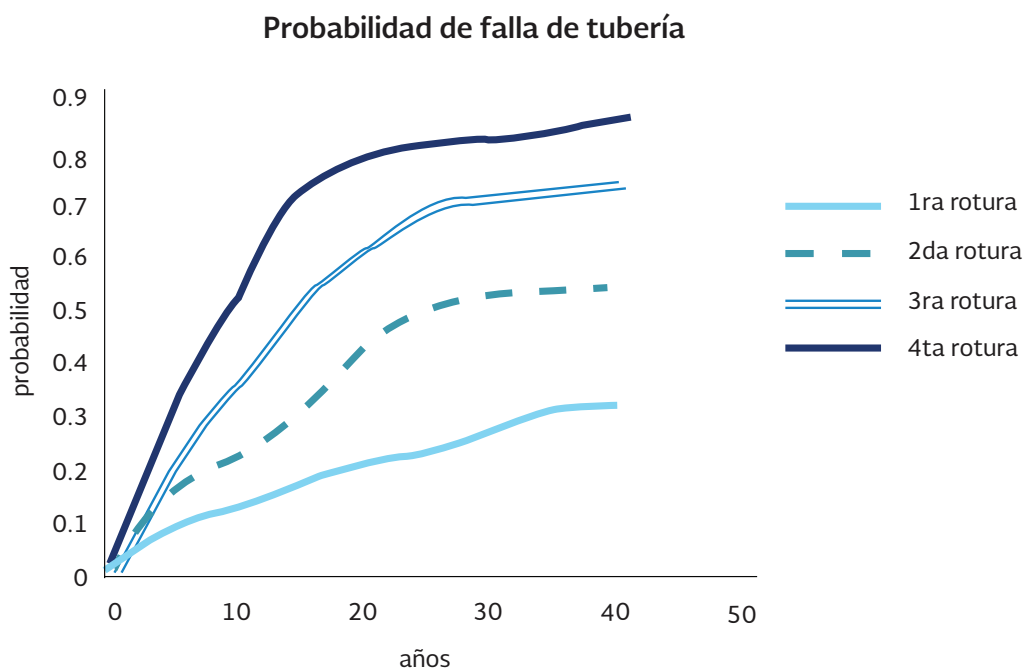


Figura 6.1.26 Probabilidad de falla de tubería

Instituto Tecnológico de Massachusetts

El Instituto Tecnológico de Massachusetts, (IMT) desarrolló un modelo probabilístico de fallas de tubería para las ciudades de New Haven y Cincinnati, utilizando estadística in-depth y las técnicas de correlación de Cox. Se analizaron 1,391 tubería dañadas, las variables significantes fueron; diámetro, longitud de tubería, presión, material de la tubería, corrosividad y estabilidad del suelo, uso del suelo, periodo de instalación, número de roturas previo, edad de la primer reparación y de la segunda. Se realizó un análisis de sobrevivencia para definir los patrones de esperanza de vida por grupo de tubería. Este análisis se realizó con la técnica de regresión de Cox, esta técnica es un modelo general de predicción de fallas con el cual se calcula la probabilidad de que se experimente una falla en el tiempo. El modelo desarrolla una función matemática que describe la “tasa de peligros” con base en los factores que causan la falla.

La Figura 6.1.27 representa un ejemplo de las curvas de sobre vivencia, que representan la probabilidad de que la tubería no presente problemas de falla antes del año T después de haber experimentado una rotura. Entre las principales conclusiones del estudio; resaltan: a) el número de fallas se incrementa en forma exponencial a partir del primer evento. Este patrón sugiere que el modelo de peligro predice una multiplicación de los factores para producir más daños en menor tiempo; b) El incremento de la presión es un buen indicador del incremento de la tasa de riesgos de una tubería aún y cuando no haya experimentado fallas previamente; e) El tipo de uso del suelo es otro factor importante en la probabilidad de fallas, debido al tipo de cargas transmitidas a través del suelo a la tubería.

Cuando una tubería experimenta en una edad temprana su segundo evento de falla indica una alta probabilidad de roturas futuras. Cada rotura en la tubería triplica la probabilidad del siguiente fallo de la tubería. Una vez que se presenta el primer fallo la esperanza de vida de la tubería decrece 30 años.

Probabilidad de que las tuberías fallen en T años después de la última falla

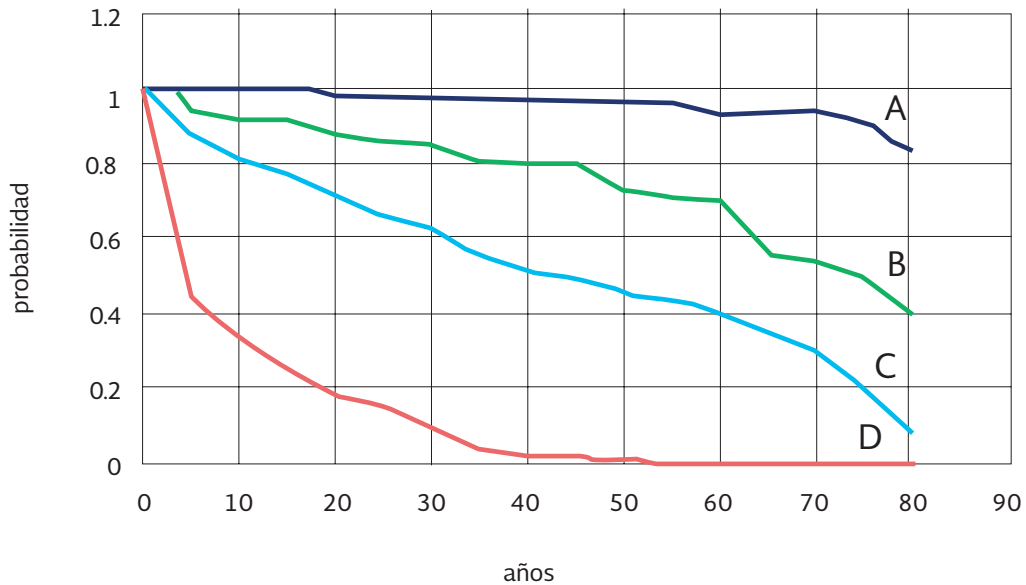


Figura 6.1.27 Probabilidad de que la tubería fallen en T años después de la última falla

La Curva A, de la **Figura 6.1.27** corresponde a 100 pies de tubería instalados durante 1930-1935 en zona de tráfico mínimo, ha experimentado sólo dos roturas en los últimos 77 años. La Curva B a 100 pies de tubería, sin roturas previas desde 1950, con alta densidad de tráfico y con presión interna de 173 psi. La Curva C a 100 pies de tubería con dos roturas previas, instalada desde 1950 y con su segundo evento después de 4 años. La Curva D a 14,000 pies de tubería con dos roturas previas, alta densidad de tráfico y con su segundo evento después de 4 años.

Modelo empírico de renovación de redes

Existen en los sistemas de abastecimiento toda una serie de criterios para planificar de manera empírica y automática, y con independencia del estado de la red, la sustitución de las diferentes tuberías. La AWWA (1986) presenta los criterios de diferentes abastecimientos en los EE.UU. a manera de ejemplo, y porque se considera ciertamente representativo, se muestra el que se aplica en la ciudad de Denver que prevé la sustitución de tubería de hasta 12'' (300 mm) de diámetro. La **Tabla 6.1.35** detalla los criterios que se toman en consideración. En el caso hipotético de que una tubería alcance los 10 puntos debe ser sustituida, y permanece en la lista de candidatas hasta que físicamente se haya llevado a cabo. Por supuesto a mayor

puntuación se tiene una mayor prioridad en el orden de reparación. El valor numérico de las diferentes puntuaciones responde a los criterios de los responsables de cada sistema, pero lo que resulta claro que es el conjunto de criterios que se toman en consideración.

Tabla 6.1.35 Modelo de decisión de reemplazo o rehabilitación de tubería de la cd de Denver, Col.

Criterio	Puntos
Consideraciones generales	
• Edad de la tubería	
1.- Más de 80 años de servicio	4
2.- Entre 51 y 80 años de servicio	3
3.- Entre 21 y 50 años de servicio	1
4.- Hasta 20 años de servicio	0
• Historial de fugas y roturas	
1.- Mínimo 2 por año o 3 en 5 años	2 por fuga o rotura
Profundidad de la tubería en el interior de la zanja	
1.- Discrepancia con relación a la profundidad estándar	5
Aspectos hidráulicos	
• Pérdida sección (envejecimiento) con relación al diámetro inicial	
1.- Sección útil tres o más diámetros normalizados con relación al inicial	3
2.- Sección útil dos diámetros normalizados con relación al inicial	2
3.- Sección útil un diámetro normalizados con relación al inicial	1
• Diámetro insuficiente	
1.- 4" de diámetro en tubería sirviendo a un hidrante contra incendios	4
2.- 2" o menor, en tubería de suministro	3
3.- 3" en tubería de suministro	2
4.- 4" en tubería de suministro	1
• Capacidad de transporte (coeficiente C de Hazen Williams "C")	
1.- Inferior a 70	4
2.- Entre 70 y 79	3
3.- Entre 80 y 89	2
4.- Por encima de 90	1
Aspectos relativos a la corrosión	
• Corrosión en la tubería, al menos en 5" de longitud de la conducción	
1.- Orificios superiores aL75% del espesor de la pared	5
2.- Orificios entre el 50% y el 75% del espesor de la pared	3
3.- Orificios inferiores 50% del espesor de la pared	0
• Resistencia del suelo en ohm-crn	
1.- Inferior a 1000	3
2.- Entre 1.000 - 2.000	1
3.- Superior a 2.000	0
• Tubería galvanizada	2
Consideraciones especiales	

Tabla 6.1.35 Modelo de decisión de reemplazo o rehabilitación de tubería de la Cd. de Denver, Col. (Continuación)

Criterio	Puntos
• Presión en la zona	
1.- Inferior a 40 psi (27 m.c.a)	4
2.- Superior a 40 psi (27 m.c.a.)	0
• Fluctuaciones de la presión en los alrededores de la zona (área)	
1.- 50 psi (34 m.c.a.)	8
2.- 40 psi (27 m.c.a.)	5
3.- 30 psi (20 m.c.a.)	3
4.- 20 psi (13 m.c.a.)	1
• Cambios de presión a introducir en los contornos de la zona	
1.- 6 meses	8
2.- un año	4

6.1.7 ANÁLISIS ECONÓMICO PARA LA REHABILITACIÓN DE TUBERÍAS

Las fallas en la tubería principal son un problema que concierne a los sistemas de agua potable, éstas ocasionan interrupciones en el servicio, incrementan los peligros potenciales al reducir el suministro de agua contra incendio, pueden causar daños a otros servicios y propiedades, e incrementan sustancialmente los costos de reparación. Las fallas pueden también causar interrupciones en el esquema de trabajo normal del sistema y crear una atmósfera de enojo en la población que afectaría al sistema de agua potable. Con información de campo se propone un procedimiento para realizar un análisis económico que se basa en el historial de fallas para pronosticar las roturas de la tubería principales, esto permite determinar el comportamiento de las fallas con el tiempo si la tubería no fuera reemplazada. Los pronósticos se combinan con datos de costos de reparación y/o sustitución, así como con las tasas de interés que toman en cuenta la inflación, esto con el fin de determinar la fecha óptima de reemplazo y evitar el agravamiento por fallas en el sistema.

Factores que ocasionan las fallas

Cuando una tubería falla, se debe localizar la fuga, hacer la excavación en el lugar de la falla reparar y/o reemplazar el tubo. Cuando una longitud de tubería muestra un incremento de fallas se debería considerar reemplazarlo enteramente por un tubo nuevo.

Las razones de fallas pueden ser clasificadas en varias categorías, Shamir *et al*, 1979:

- a) La calidad y edad de la propia tubería, incluyendo accesorios y otros equipos.
- b) El tipo de ambiente en el cual la tubería fue instalada, por ejemplo; la corrosividad del suelo, si el clima es muy frío que provoque heladas o temperaturas muy bajas que dañen la instalación, temperaturas muy elevadas, y cargas externas a las que se ve sometida la tubería.

- c) La calidad de la mano de obra en la instalación y/o supervisión de la tubería.
- d) Las condiciones de servicio, como la presión y si se presentan golpes de ariete.

Análisis de información

Un análisis de los datos de falla puede ayudar a puntualizar las razones por las que la tubería principal falla en ciertas áreas de la red o en un tramo de tubería específico con mayor frecuencia. Cambios en los diseños de la red y en las políticas de construcción pueden entonces ser implementadas. Esto, sin embargo, no resuelve el problema de las líneas de tubería que están en servicio y que presentan ya un historial de fallas. Hay esencialmente dos maneras para atacar esta situación: reemplazar o reparar la tubería. Una decisión racional para reemplazar o no una tubería en un determinado tiempo debe estar basado en una comparación de las dos alternativas: para reemplazar la tubería se deben tomar en cuenta los costos de reemplazo así como los costos futuros asociados con la nueva línea; o para reparar la línea actual, por un tiempo tal que los costos de reemplazo sean mayores, pero tomando en cuenta los riesgos de fallas futuras, interrupciones en el servicio y daños que ocasionarán otros costos extras al tomar la decisión de reparar dicha tubería.

El análisis requerido para plantear una decisión debe incluir una proyección de los rangos esperado de falla en dos tubos: la existente y la de reemplazo potencial. En este capítulo se presenta un método para determinar el tiempo óptimo de reemplazo de una tubería. Para realizar este análisis, deben ser examinados los datos de fallas, que serán utilizados para pronosticar cómo el número de fallas en la tubería existente va a ir cambiando con el tiempo (como se muestra en la Figura 6.1.28). Es necesario estimar el número de fallas que ocurrirán en un tramo de tubería que va a ser reemplazado. Combinando estos pronósticos con costos que se tengan para reemplazar la tubería y para reparar la misma falla, se determina el tiempo óptimo de reemplazo.

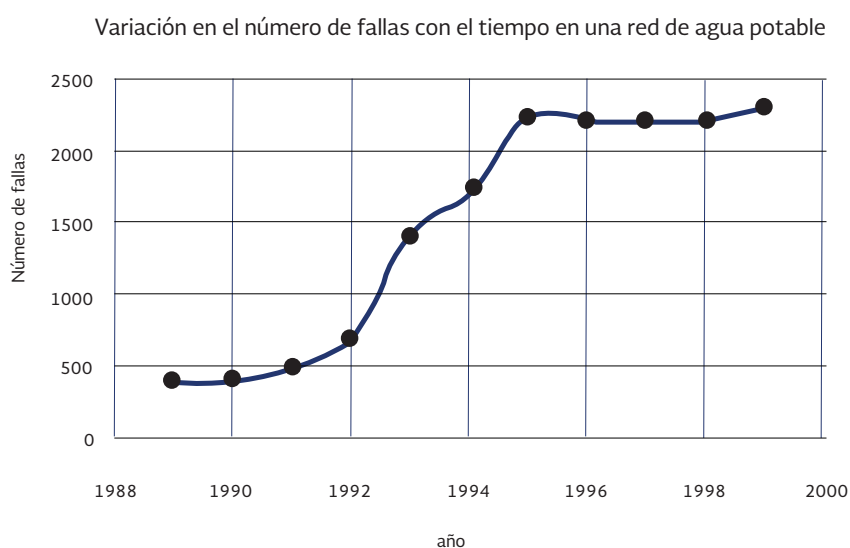


Figura 6.1.28 Variación en el número de fallas con el tiempo en una red de agua potable

Las empresas de agua deberían registrar, para cada falla, toda la información que es necesaria para evaluar sus causas. Se pueden hacer correlaciones de fallas con posibles causas, como: tipo de suelo, temperatura del suelo y profundidad de la tubería, presiones en la red, golpe de ariete, cargas externas, etc.

Diferentes áreas del sistema de distribución pueden ser analizadas separadamente para tener información por zonas. La información obtenida de estos estudios de causas - efectos establecerán políticas de decisión en cuanto a la selección del material, espesor del tubo, si se requiere protección catódica, o mejorar los procesos de construcción. También se pueden establecer decisiones sobre el reemplazo o no de la tubería. Para desarrollar un método general para determinar políticas de reemplazo óptimo no es necesario determinar las causas de las fallas, solamente establecer cuándo se presentarán en el futuro y con qué frecuencia. Uno de los componentes en el método a ser usado es una estimación de los rangos de falla futuras, aunque también un estudio de las causas - efectos puede ser muy importante.

Análisis de datos de falla

Una manera conveniente para medir el número de fallas puede ser estableciendo el número de fallas/km/año como indicador. Otro periodo de tiempo puede ser usado si se tienen datos para diversos periodos, por ejemplo, de que se tengan diferencias significativas de fallas en verano e invierno. Se hace una gráfica de los datos de falla de tubería contra el tiempo (Figura 6.1.28), y aplicando una regresión es posible obtener la ecuación en la cual está dado el índice de fallas/km/año como una función del tiempo. Walski y Pelliccia (1982) demostraron que una ecuación de tipo exponencial ajusta los datos bastante bien, con esta ecuación se hará la predicción del número de fallas en los años futuros.

La ecuación que describiría el comportamiento del número de fallas con el tiempo puede ser desarrollada para una tubería particular o para la totalidad de la red, dependiendo de cómo se realice el análisis. Si el número de datos usados para una tubería fuera muy pequeño, la ecuación de regresión para dicha tubería puede tener una baja validez estadística. Datos de n número de tubos o de una región de la red pueden ser utilizados para desarrollar la ecuación de pronóstico. Se debe tener cuidado en agregar sólo las variables que son significativas o que tienen influencia en las causas que provocan las fallas de la tubería como: el material del tubo, la instalación y/o construcción de la red, tipo de suelo, condiciones de temperatura, zonas de presión similares, y golpes de ariete. Para el estudio de causas - efectos se pueden agregar grandes cantidades de datos y parámetros. Una vez que se llega a conocer las causas de fallas, se puede hacer un análisis con subconjuntos de datos separados para el análisis de regresión para encontrar con mayor detalle qué es lo que está provocando las fallas (en cada subconjunto de datos se debe contar con información suficiente para que el análisis estadístico sea representativo).

Shamir y Howard (1979) establecen que cuando una tubería nueva es instalada por otra que ha fallado eventualmente desarrollará su propio historial de fallas. Si la nueva tubería tiene

esencialmente las mismas características que la anterior, se puede esperar que tendrá el mismo tipo de historial de fallas que la anterior y entonces la misma ecuación de regresión sería aplicable, excepto que iniciaría con un valor de fallas menor. Si la nueva tubería es diferente que la tubería que fue reemplazada, el número de fallas en un año futuro estará dada por una ecuación de regresión diferente, posiblemente muy similar que la anterior, pero con diferentes coeficientes. Otra posibilidad es que la nueva tubería sea de tal calidad que estaría virtualmente libre de fallas.

Análisis económico

Para el análisis del pronóstico futuro de fallas en una tubería o en una red de distribución se necesita contar con datos históricos de fallas de dicho tramo, o de varios tubos con características similares, o de toda una sección de la red. Esta información es utilizada para desarrollar una ecuación de regresión para el número de fallas por año, $N(t)$. Una forma que fue encontrada para ajustar mejor los datos en estudio es un ajuste exponencial (ecuación 6.1) por mínimos cuadrados:

$$N(t) = N(t_0)e^{A(t-t_0)} \tag{6.1.7}$$

donde:

t = tiempo en años.

t_0 = año base para el análisis (el año de instalación de la tubería, o el primer año con información disponible).

$N(t_0)$ = Número de fallas por cada 1000 m de longitud de tubería en el año t_0

$N(t)$ = Número de fallas por cada 1000 m de longitud de tubería en el año t

A = Coeficiente, crecimiento de la tasa de fallas de tubería (dimensiones de 1/año), indica el incremento o decremento de las fallas de un año a otro, dentro de la red.

Walski y Pelliccia, 1982, desarrollaron ecuaciones de ajuste del mismo tipo exponencial para diferentes tipos de tubería, que pueden ser utilizados en caso de carecer de información para generar su propia ecuación de ajuste (Tabla 6.1.36):

Tabla 6.1.36 Ecuaciones de ajuste para predicción de fallas en tubería

Tipo de material	Ecuación de ajuste
Hierro fundido sin recubrimiento	$0.02577 e^{0.0207(t-t_0)}$
Hierro fundido con recubrimiento	$0.0627 e^{0.0137(t-t_0)}$

La ecuación (6.1.7) será usada en el análisis económico, más adelante se analiza la sensibilidad de los resultados del análisis para ciertos valores en los parámetros de dicha ecuación.

Como el número de fallas se incrementa por año, también el costo de reparación de éstas se incrementará. Si el costo de reparación de una falla e C_r , expresado en pesos, y se asume que

el valor del peso es constante en el tiempo, entonces los costos de reparación de las fallas en 1000 m de longitud de tubería en el futuro año t serán:

$$C_m(t) = C_b N(t) = C_b N(t_0) e^{A(t-t_0)} \quad 6.1.8$$

Si el presente año se define como t_p (año para el cual se tienen los costos de reparación), y la tasa de interés (considerando una inflación constante en el tiempo) es R , entonces el valor presente del costo de mantenimiento es simplemente:

$$\frac{C_m(t)}{(1+R)^{t-t_p}} \quad 6.1.9$$

Definido por t_r , el año en el cual la tubería será reemplazada, el valor presente de todos los costos de mantenimiento desde el año presente t_p hasta el año t_r , por cada 1000 metros de tubería es $P_m(t_r)$ (ecuación 6.1.10) que representa la suma de los costos de mantenimiento futuro de la red de distribución:

$$P_m(t_r) = \sum_{t=t_p}^{t_r} \frac{C_m(t)}{(1+R)^{t-t_p}} = \sum_{t=t_p}^{t_r} \frac{C_b N(t_0) e^{A(t-t_0)}}{(1+R)^{t-t_p}} \quad 6.1.10$$

Los costos de reemplazo de 1,000 metros de tubería, expresados en pesos como C_r , a valor presente en años t_p es por lo tanto:

$$P_r(t_r) = \frac{C_r}{(1+R)^{t_r-t_p}} \quad 6.1.11$$

El costo de mantenimiento que nos proporciona (6.1.10) crece con el tiempo t_r como consecuencia del incremento de las roturas, mientras que $P_r(t_r)$ (ecuación 6.1.11) disminuye con t_r , por cuanto hace lo propio el denominador de la expresión.

El tiempo óptimo de reemplazo es el año para el cual el costo total es un mínimo:

$$P_r(t_r) = P_m(t_r) + P_r(t_r) = \sum_{t=t_p}^{t_r} \frac{C_m(t)}{(1+R)^{t-t_p}} + \frac{C_r}{(1+R)^{t_r-t_p}} \quad 6.1.12$$

El valor de t_r y definiendo un t_r^* el cual minimiza la ecuación 6.1.12, es:

$$\text{Min } t_r [P_r(t_r)] = \text{Min } t_r \left[\sum_{t=t_p}^{t_r} \frac{C_b N(t_0) e^{A(t-t_0)}}{(1+R)^{t-t_p}} + \frac{C_r}{(1+R)^{t_r-t_p}} \right] \quad 6.1.13$$

Derivando con respecto a t_r , e igualando a cero, obtenemos el valor óptimo de t_r^* :

$$t_r^* = t_0 + \frac{1}{A} \text{Ln} \left[\frac{\text{LN}(1+R) C_r}{N(t_0) C_b} \right] \quad 6.1.14$$

Resultado que, como es lógico, solo tiene sentido en el supuesto de que se cumpla que $t_r^* > t_p$, por cuanto el año óptimo de sustitución de la tubería debe ser siempre posterior al del año en curso en que se lleva a cabo el estudio.

Los resultados que proporciona la ecuación 6.1.14, evidencian la enorme sensibilidad que el valor del coeficiente A tiene en el valor final de t_r^* . Un aumento de la tasa de fallas A , o sea, un significativo incremento del número de fugas con el tiempo acorta de manera notable el momento de la sustitución. Del mismo modo se ve que un aumento importante del costo de la tubería nueva retrasa el momento de la sustitución y que con el costo de las reparaciones tal período se acorta. Finalmente el precio del dinero R tiende a retrasar los trabajos de reemplazo de la tubería.

Balmaseda *et al.* (1998) establecen (Tabla 6.1.37) órdenes de magnitud de los coeficientes que intervienen en la ecuación 6.8, si bien, como es lógico, cada abastecimiento debería disponer de su propia base de datos, éstos se proponen para una tubería de diámetro medio, \varnothing , 200 mm.

Tabla 6.1.37 Rango de los parámetros que intervienen en el análisis económico (para tubería de 200 mm de diámetro).

EPANET	Unidades métricas (1000 m)	
	Valor típico	Rango
Roturas por unidad de longitud	0,33	0,03 - 0,66
Crecimiento anual de roturas A	0,05	0,01 - 0,15
Inflación anual - R	0,05	0,02 - 0,15
Costo de una reparación en pesos (1998)	7,000	4,000 - 10,000
Costo de sustituir 1000 m de tubería en pesos (1998)	240,000	(0,2-1.6) 10^6

Ejemplo de aplicación del análisis económico para el reemplazo de tubería

Se presenta un ejemplo de aplicación del método expuesto, para una zona en la que se ha observado un crecimiento importante de fallas en la red de distribución, se hará el análisis económico para determinar qué es lo más conveniente si reemplazar la red de distribución a repararla, así como el tiempo óptimo de reemplazo.

Descripción de la zona

Antes de entrar al análisis económico, se presenta una breve descripción de la zona en estudio (Figura 6.1.29); de la información más relevante tenemos:

a) Datos generales:

- Nombre del distrito hidrométrico: Satélite
- Área que abarca el distrito hidrométrico: 18 has
- Ubicación geográfica: Zona poniente de la ciudad
- Topografía del lugar: Terreno plano
- Observaciones: Calle pavimentada con asfalto en buenas condiciones

b) Datos de la tubería:

- Presión máxima en la zona: 40 mca (elevación del punto más bajo: 190 m)
- Presión mínima en la zona: 10 mca (elevación del punto más alto: 220 m)
- Edad promedio de la tubería de distribución: 37 años (tubería instalada en 1962)
- Material de las tornas domiciliarias: cobre y polietileno de alta densidad
- Número de tomas domiciliarias: 2731
- Material de la tubería: PVC
- Longitud de la red de distribución (Tabla 6.1.38)

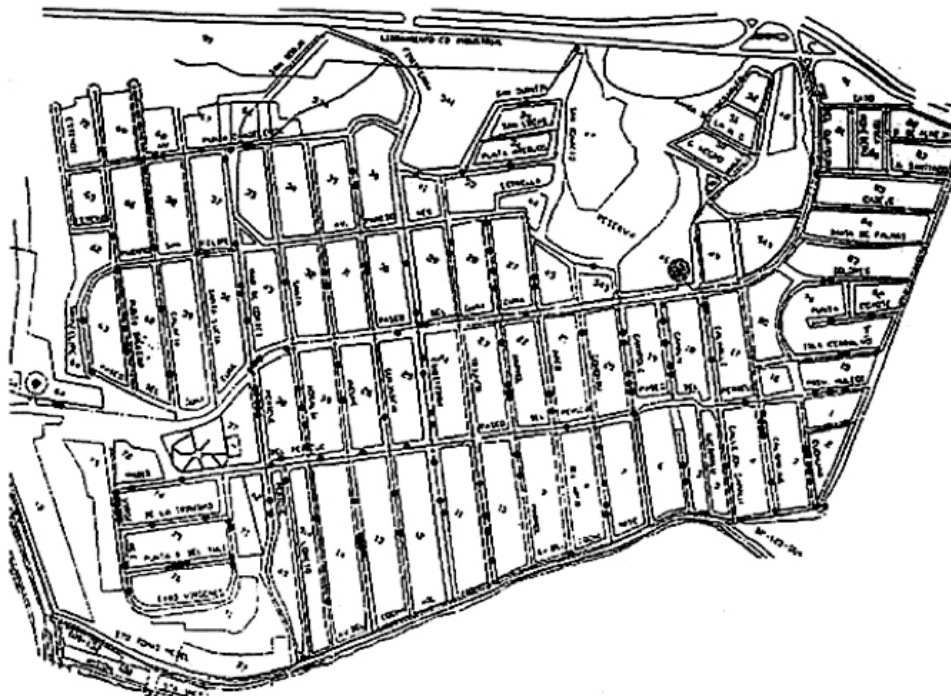


Figura 6.1.29 Red de distribución (distrito hidrométrico Satélite).

Tabla 6.1.38 Longitud de la red de distribución de acuerdo a su diámetro

Diámetro del tubo en mm.	Longitud de la red (m)
101.6 (4 pulg)	11169
152.4 (6 pulg)	4500
203.2 (8 pulg)	1200
254.0 (10 pulg)	300
Total	17169

Historial de fallas en la red de distribución: (antes del año de 1988 no se llevaban estadísticas de fallas en la red de distribución), En la Tabla 6.1.39 y la Figura 6.1.30 se muestra como han ido evolucionando las fallas en la red de distribución.

Tabla 6.1.39 Fallas en la red de distribución

Año	Fallas
1988	8
1989	9
1990	11
1991	12
1992	14
1993	15
1994	18
1995	18
1996	21
1997	23
1998	24
1999	27

Número de fallas en la red de distribución

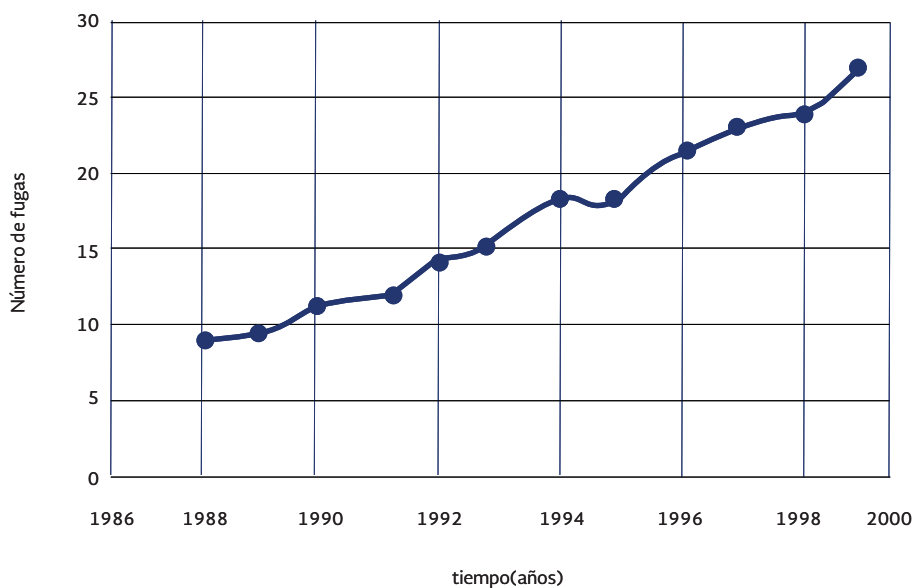


Figura 6.1.30 Variación de las fallas en la red con el tiempo

Determinación del índice de falla/km/año

Con base en la información de las fallas de tubería, se calcula el índice de fallas/km/año, como se muestra en la Tabla 6.1.40. Este índice se obtiene de dividir el número de fallas por la longitud de red de tubería (para este ejemplo se tiene una longitud de 17.169 Km).

Tabla 6.1.40 Índice de fallas/km/año

Año (t)	Año en que se instaló la tubería (t_0)	Edad de la tubería en años $t-t_0$	Número de Fallas / año	Fallas/km/año $N(t)$
1988	1969	19	8	0.47
1989	1969	20	9	0.52
1990	1969	21	11	0.64
1991	1969	22	12	0.7
1992	1969	23	14	0.82
1993	1969	24	15	0.87
1994	1969	25	18	1.05
1995	1969	26	18	1.05
1996	1969	27	21	1.22
1997	1969	28	23	1.34
1998	1969	29	24	1.4
1999	1969	30	27	1.57

Si se grafican los valores de la edad de la tubería ($t-t_n$) contra el índice de fallas/km/año ($N(t)$), y se hace un ajuste de tipo exponencial por mínimos cuadrados se obtendrá la ecuación para pronosticar el número de fallas futuras como se muestra en la Figura 6.1.31.

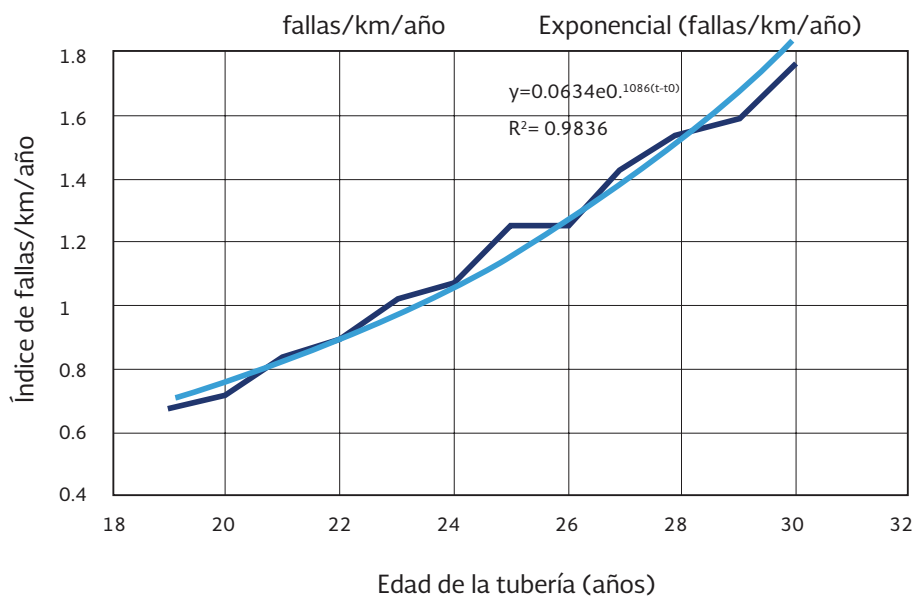


Figura 6.1.31 Edad de la tubería contra el índice de fallas/km/año

Del análisis por mínimos cuadrados se obtuvo un ajuste de tipo exponencial (ecuación 6.1.15), el valor de 0.0631 representa el número de fallas/km ($N(t_0)$) de la tubería en el año inicial t_0 y el valor de 0.1088 (A) es un coeficiente que representa un rango de crecimiento en el número de fallas año con año en la tubería y tiene unidades de (1/año):

$$N(t) = N(t_0)e^{A(t-t_0)} = 0.0631 e^{0.1088(t-t_0)} \quad 6.1.15$$

Determinación del tiempo óptimo de reemplazo

Con la ecuación de ajuste, los costos de sustitución y reparación de tubería se proceden a realizar el análisis económico (Tabla 6.1.41). En la Figura 6.1.32 se muestra cómo evolucionarían los costos con el tiempo; para hacer este análisis se utilizaron las ecuaciones 6.1.7 a 6.1.11.

Utilizando la ecuación (6.1.14) y considerando una tasa de interés R de 15 % se determina el tiempo óptimo de reemplazo de la tubería. Los valores de A y $N(t_0)$ se obtienen de la ecuación de ajuste; los costos de reparación por cada falla C_b para este ejemplo se consideran de 5,336 pesos y el costo de reemplazo de 1000 metros de tubería C_r es de 247,920 pesos (precio ponderado para los diferentes diámetros y longitudes de tubería). Ambos costos se obtuvieron a precios del año de 1997, obteniéndose que el año óptimo de reemplazo de la tubería instalada en 1962 es el año 2005.

$$t_r^* = 1962 + \frac{1}{0.1088} \ln \left[\frac{\ln(1 + 0.15) * 247920}{0.0631 * 5536} \right] = 2005$$

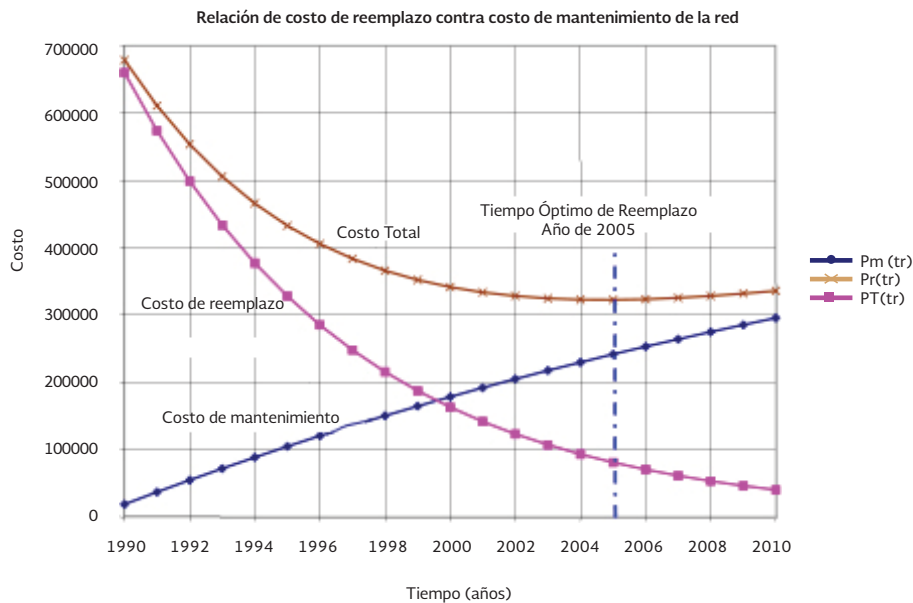


Figura 6.1.32 Variación de los costos de sustitución y reemplazo de tubería. Costo de reparación - \$ 5336 (en 1997); Costo de reemplazo - \$ 247920 (en 1997); Tasa de interés - 0.15; Coeficiente de crecimiento de fallas A - 0.1088; Fallas/km/año $N(t_0)$ - 0.0631.

Se pueden presentar otros escenarios para el análisis económico, por ejemplo variando la tasa de interés, el coeficiente de tasa de crecimiento de fallas (A), y/o el índice de fallas/km/año $N(t_0)$, (ver Figura 6.1.33, Figura 6.1.34 y Figura 6.1.35).

En la Figura 6.1.33 se muestra un escenario en el cual se modificó la tasa de interés R , del 0.15 al 0.10 y como se puede observar el tiempo óptimo de reemplazo de la tubería se reduce en 4 años, es decir conviene reemplazar la tubería en el año del 2001 en lugar del 2005, que se tiene en la Figura 6.1.32. En la Figura 6.1.34 se hace variar el coeficiente de crecimiento de fallas (A), se incrementa de 0.1088 a 0.115 y el índice de fallas/km/año, (t_0), del valor original de 0.0631 a 0.060, con lo que el tiempo óptimo de reemplazo para estas condiciones es el año de 1999.

Como se puede observar del análisis económico realizado, se tiene una variación importante en los resultados según los datos que se usen para el mismo, por lo que, es importante contar con información confiable, para garantizar que el mismo arroje resultados en los que se pueda basar un sistema de agua potable para tomar una buena decisión de que es lo mejor si reparar las fallas que se presentan en la red de distribución o reemplazar la tubería.

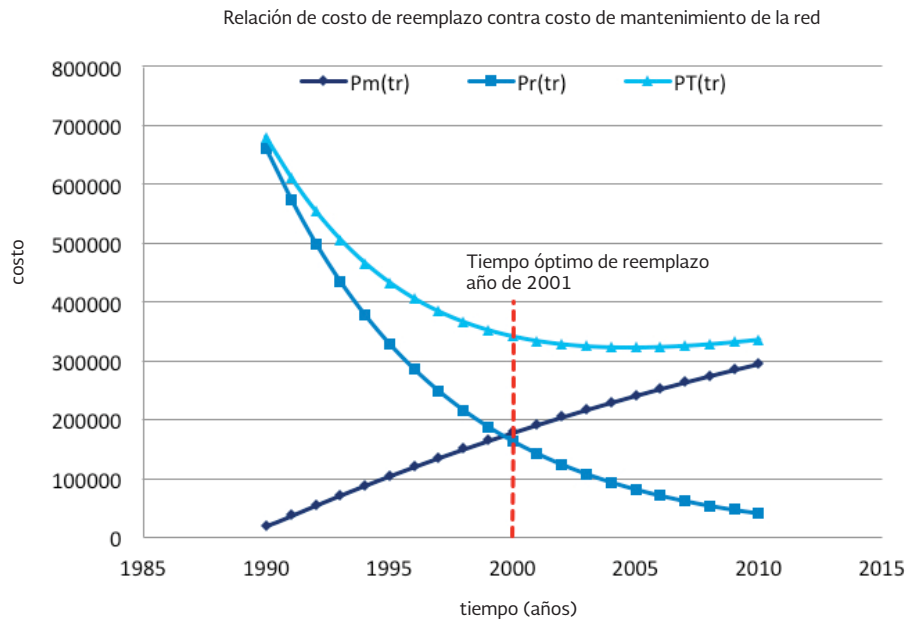


Figura 6.1.33 Variación de los costos de sustitución y reemplazo de tubería. Costo de reparación - \$ 5336 (en 1997); Costo de reemplazo - \$ 247920 (en 1997); Tasa de interés - 0.10; Coeficiente de crecimiento de fallas A - 0.1088; Fallas/km/año $N(t_0)$ - 0.0631.

También se pueden crear isocurvas de tiempo óptimo de reemplazo de tubería, utilizando la ecuación de tiempo óptimo y despejando la relación $1/A$ tenemos.

$$\frac{1}{A} = \frac{t_r - t_0}{\ln \left[\frac{\ln(1+R)C_r}{N(t_0)C_b} \right]} \quad 6.1.16$$

En la Tabla 6.1.41 se muestra el análisis económico del ejemplo. Los valores fueron calculados con las ecuaciones expuestas en este capítulo, los datos que se muestran en dicha tabla corresponden a los indicados en la Figura 6.1.32.

Tabla 6.1.41 Resumen del análisis económico

Año	Año de instalación de /a tubería	Año en que se tienen los costos de sustitución y reparación	Coficiente Crecimiento de las fallas	Índice de Fallas/km/ en el año inicial	Índice de Fallas/km/ año subsecuentes	Costo de Reparación a valor presente	Valor presente Costos de Mantenimiento	Valor presente Costo de Reemplazo	Costo Total
(t)	t_0	t_p	A	$N(t_0)$	$N(t)$	$C_m(t)$	$P_m(tr)$	$P_r(tr)$	$P_T(tr)$
1990	1962	1997	0.1088	0.0631	1.3276	7084	18843.6	659472.1	678315.8
1991	1962	1997	0.1088	0.0631	1.4802	7898.3	37112.8	573454	610566.8
1992	1962	1997	0.1088	0.0631	1.6503	8806.1	54824.9	498655.7	553480.6
1993	1962	1997	0.1088	0.0631	1.84	9818.2	71997.1	433613.6	505610.7
1994	1962	1997	0.1088	0.0631	2.0515	10946.7	88645.7	377055.3	465701.1
1995	1962	1997	0.1088	0.0631	2.2873	12205	104786.8	327874.2	432661
1996	1962	1997	0.1088	0.0631	2.5502	13607.8	120435.7	285108	405543.7
1997	1962	1997	0.1088	631	28433	15171.9	1356076	247920	38352/6
1998	1962	1997	0.1088	0.0631	3.1701	16915.7	150316.9	215582.6	365899.5
1999	1962	1997	0.1088	0.0631	3.5345	18860	164577.7	187463.1	352040.9
2000	1962	1997	0.1088	0.0631	3.9407	21027.7	178403.8	163011.4	341415.2
2001	1962	1997	0.1088	0.0631	4.3937	23444.6	191808.3	141749.1	333557.4
2002	1962	1997	0.1088	0.0631	4.8987	26139.3	204804.2	123260.1	328064.3
2003	1962	1997	0.1088	0.0631	5.4617	29143.8	217403.9	107182.7	324586.5
2004	1962	1997	0.1088	0.0631	6.0895	32493.6	229619.4	93202.3	322821.7
2005	1962	1997	0.1088	0.0631	6.7894	36228.3	241462.5	81045.5	322508
2006	1962	1997	0.1088	0.0631	7.5698	40392.4	252944.6	70474.3	323418.9
2007	1962	1997	0.1088	0.0631	8.4399	45035.1	264076.6	61282	325358.6
2008	1962	1997	0.1088	0.0631	9.4099	50211.4	274869.1	53288.7	328157.9
2009	1962	1997	0.1088	0.0631	10.4915	55982.6	285332.7	46338	331670.7
2010	1962	1997	0.1088	0.0631	11.6974	62417.3	295477.3	40293.9	335771.2

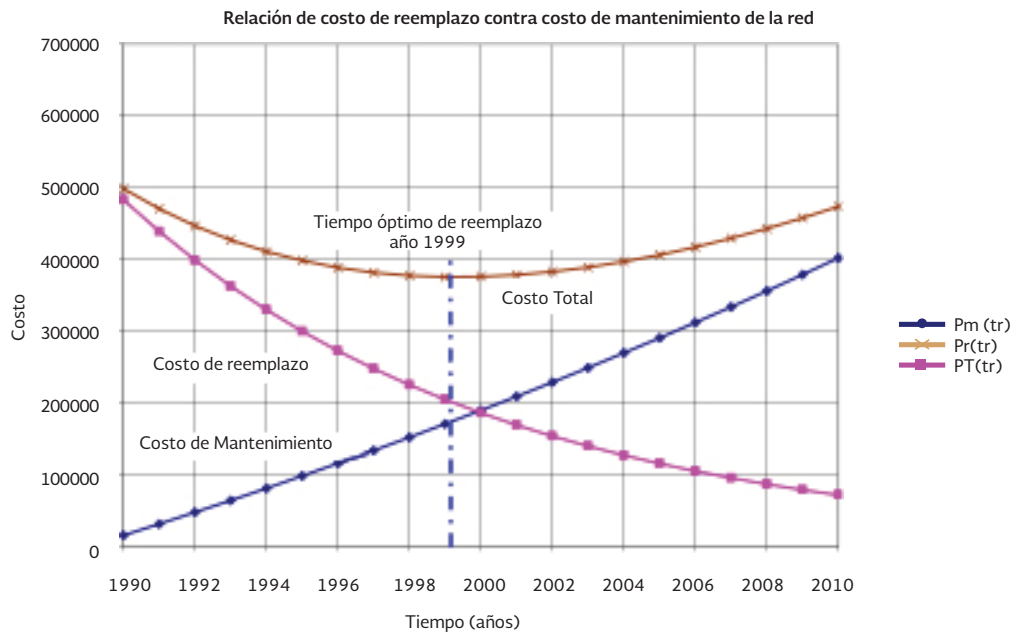


Figura 6.1.34 Variación de los costos de sustitución y reemplazo de tubería. Costo de reparación - \$ 5336 (en 1997); Costo de reemplazo - \$ 247920 (en 1997); Tasa de interés - 0.10; Coeficiente de crecimiento de fallas A - 0.115; Fallas/km/año $N(t_0)$ - 0.060.

Utilizando los valores de los costos de reemplazo y reparación se puede tener una relación de C_r/C_b , de acuerdo a datos de campo los costos de reemplazo puede llegar a ser mayores a los de reparación en rangos de 40 a 70 veces (en nuestro ejemplo tenemos una relación de C_r/C_b (46.46). De la ecuación 6.1.16, se hace variar el índice de fallas/km/año, considerando una tasa de interés fija y un año de análisis en particular, (por ejemplo, $t_r^* = 1998$) y con el año inicial (para este ejemplo $t_0 = 1962$) construyen las isocurvas de tiempo óptimo de reemplazo como las mostradas en las Figura 6.1.35 y Figura 6.1.36.

Estas curvas son de gran utilidad, ya que permiten estimar de manera más directa el año de reemplazo óptimo, basta con calcular el índice de fallas/km/año para el año t_0 y la relación de $1/A$, ambos parámetros se obtiene de la ecuación de ajuste (como la ecuación 6.1.15).

Considerando los datos del ejemplo, para una tasa de interés de 0.10, una relación de $C_r/C_b = 46.46$, un coeficiente de crecimiento de fallas $A = 0.115$ ($1/A = 8.70$) y un índice de fallas/km/año $N(t_0) = 0.060$. De acuerdo con los datos se revisa la Figura 6.1.36, con lo que se obtiene el tiempo de reemplazo óptimo para el año 1999.

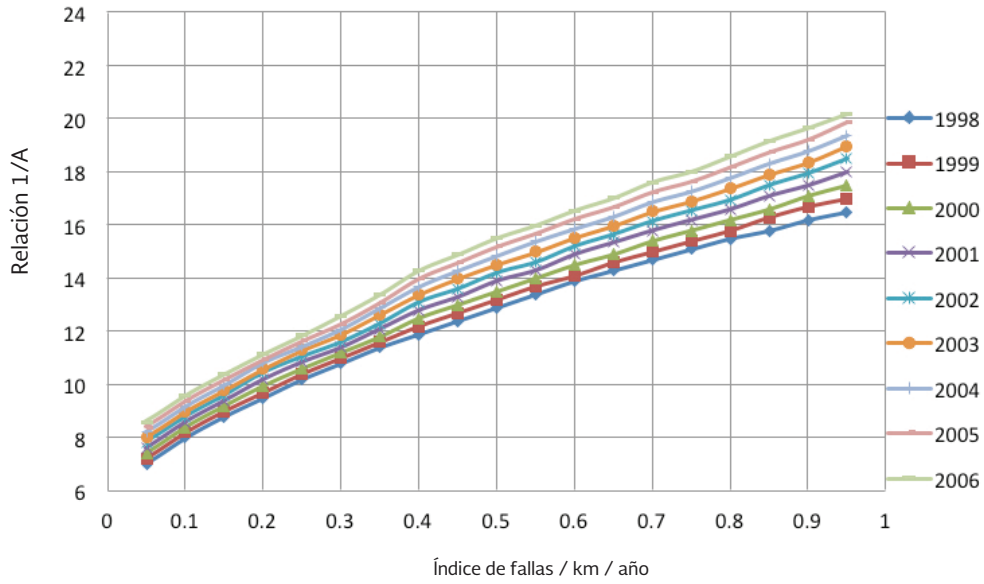


Figura 6.1.35 Isocurvas de tiempo óptimo de reemplazo de tubería función de la relación de los costos de reemplazo y reparación - $C_r/C_b = 60$ Y tasa de interés - $R = 0.15$

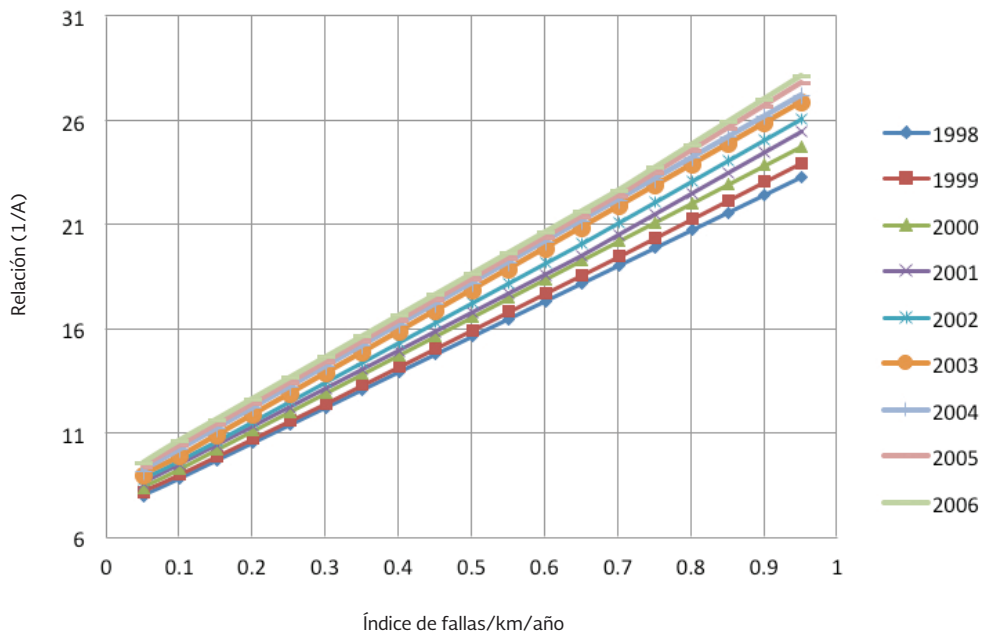


Figura 6.1.36 Isocurvas de tiempo óptimo de reemplazo de tubería función de la relación de los costos de reemplazo y reparación - $C_r/C_b = 46.46$ y tasa de interés - $R = 0.10$.

Otras aplicaciones

La relativa proximidad de las curvas de tiempo de reemplazo óptimo de las Figura 6.1.35 y Figura 6.1.36 puntualiza que hay una alta sensibilidad de los resultados según los valores de los parámetros usados. Puede parecer que la alta sensibilidad de las funciones respecto a los valores de los parámetros de ajuste no puede ser exactamente determinada, luego entonces la utilidad de los resultados es bastante discutible. Sin embargo cada año, el análisis pudiera ser hecho para toda la tubería en la red, usando datos de las fechas de falla y considerando los factores económicos. Esto es posible porque el análisis económico que se realiza es relativamente simple (las dificultades y costos de movilización de personal para realizar el análisis la primera vez pueden no ser insignificantes). Los resultados pueden entonces ser usados de dos maneras: (1) hacer una lista de todas las tuberías que de acuerdo al análisis debería ser reemplazada el año siguiente. (2) Hacer una lista de la tubería propuestas para reemplazo en cada uno de los siguientes 5 años, por así decirlo.

Con la primera lista se separa esencialmente toda la tubería en la red en dos categorías. En una categoría está la tubería que su tiempo de reemplazo óptimo es el siguiente año (esto incluye las tuberías en las cuales la fecha de reemplazo óptimo ya pasó, ejemplo, aquellas que ya deberían ser reemplazadas en este año). En la otra categoría está toda la tubería que necesita ser reemplazadas inmediatamente y pueden ser analizadas el siguiente año, posiblemente con mejores datos. Las tareas inmediatas de rehabilitación son para aquella tubería que deben ser reemplazadas en este año. La lista de esta tubería puede entonces estar sujeta a evaluaciones adicionales considerando factores como la disponibilidad de recursos, la necesidad de reforzar los trabajos de campo, y los efectos del reemplazo en el servicio. Esta lista genera las prioridades para el reemplazo. La lista de reemplazo actual es por lo tanto preparada después que todos los aspectos prácticos han sido considerados. La tubería de la lista propuesta que no son reemplazadas en este año deberá ser investigada nuevamente el siguiente año.

La segunda lista, que contempla los siguientes años (cinco años por ejemplo) puede ser usada para hacer el presupuesto de los fondos y la planeación, así como los equipos de trabajo que se utilizarán para los subsecuentes años. Sin embargo, algunos detalles pueden cambiar en los años subsecuentes debido a que el análisis es repetido con nuevos datos. Los resultados obtenidos del análisis económico sirven sin embargo para la planeación.

Conclusiones sobre el análisis económico

En este capítulo se ha mostrado un método para determinar el tiempo óptimo de reemplazo de una tubería, con base en un análisis económico, que sirve como base para la toma de decisiones de los sistemas de agua potable. La rehabilitación de redes que por su edad comienzan a llegar al fin de su vida útil por lo que los organismos operadores deben diseñar estrategias a corto, mediano y largo plazo, para su mantenimiento, reparación y/o sustitución, ya que no es posible sólo limitarse a la reparación de las fallas que van apareciendo día con día y

olvidarse del deterioro continuo que van padeciendo los elementos de la red, al carecer de un mantenimiento adecuado.

Los kilómetros de tubería de abastecimientos de agua que deberán ser cambiados en los próximos años serán realmente imponentes y no estaría de más que la Administración promoviera estudios tan importantes tal cual se ha hecho en los EEUU y Japón, en las ciudades de Tokio y Nagoya se tiene programas de sustitución de tubería de 60 a 80 km/año. Lógicamente y con anterioridad habría que definir unos estándares de servicio y mecanismos de control.

6.1.7 CONCLUSIONES

La rehabilitación de tubería es un tema de trascendental importancia en este siglo para los sistemas operadores de agua potable en México y en muchos otros países del mundo. Renovar las redes de distribución de agua que, por su edad y servicio prestado, comienzan a ser viejas, ineficientes y obsoletas, es urgente. Su vida útil es finita y por lo tanto todos los sistemas de suministro de agua potable deben de considerar el diseño de estrategias de corto, medio y largo plazo para su mantenimiento, rehabilitación o sustitución progresiva de la tubería. De hecho es un tema muy importante que tiene estrecha relación con el rendimiento hidráulico de las redes y su confiabilidad.

Tal cual y como han expresado diversos especialistas entre ellos Hirner (1997^a), la situación puede alcanzar aspectos preocupantes en la calidad del servicio alcanzando niveles de catástrofe si continuamos la política existente que se ha limitado a reparar y a actuar sobre las roturas que día a día aparecen.

Se han expuesto diferentes herramientas auxiliares para que cada sistema de agua potable elaborara sus propias estadísticas de fugas y fallas de tubería, visto no sólo como un programa de control de fugas y mejora del rendimiento, sino como elemento que permita garantizar su funcionamiento a futuro. Es necesario que se evalúe el funcionamiento energético de los sistemas de bombeo para determinar la carga financiera derivada del deterioro de tubería y se determinen los costos innecesarios en que se está incurriendo. A partir de lo expuesto, debe destacarse, en primer lugar, que resulta imposible elaborar cualquier plan de acción, con aspiraciones de ser exitoso, si no se dispone de datos confiables acerca del comportamiento de la red de distribución y de la tubería. Y si, además, estos datos se encuentran bien estructurados por zonas, las políticas de mantenimiento, rehabilitación y, en fin, la sustitución de tubería pueden llevarse a cabo de manera sectorial, aumentando, notablemente, de este modo la eficacia global de los planes de acción.

Conviene subrayar que, debido a la problemática común en muchos países y la importancia del servicio de agua, continúan apareciendo técnicas de análisis cada vez más completas y sofisticadas que permiten abordar con rigor el problema, tanto en el ámbito de diagnóstico de la tubería como de las técnicas de rehabilitación o reemplazo. No debe olvidarse que exis-

ten aspectos muy difíciles de cuantificar y que, pueden tener una enorme influencia en la adopción de la estrategia final, éstos son los costos políticos y sociales que pueden derivarse de no enfrentar el problema a la brevedad.

Finalmente, estamos hablando de trabajos por desarrollarse en calles de ciudades, que afectarán a la gente, generalmente en las zonas más céntricas y antiguas, el sentido común juega un papel definitivo (Male *et al.* 1990). Con independencia de los criterios presentados es bien claro que, en igualdad de condiciones, hay que tener muy presente para cada tubería objeto de análisis, su radio de influencia y la importancia en el conjunto de la red a la hora de ser jerarquizada en la rehabilitación y/o renovación. También el tratar de aprovechar obras en otras infraestructuras (pavimentación de calles, renovación de alcantarillados etc.) puede alterar un orden establecido por criterios estrictamente económicos.

Si en México se llegan a aplicar con rigor, y de manera simultánea, los tres criterios que deben presidir toda rehabilitación/renovación de la red son:

- las pérdidas de agua de la tubería que por su magnitud ya nos han hecho recurrir a medidas como interrumpir temporalmente el servicio del todo reprobable por su carácter insalubre, dados los problemas de calidad de agua que entrañan, por ser imprudentes, dadas las roturas que generan, y por las incomodidades a las que someten a sus usuarios
- por los problemas de calidad del agua
- y, sobre todo, los insuficientes rendimientos hidráulicos de las redes.

Los kilómetros de tubería de abastecimientos de agua que deberán ser rehabilitados o reemplazados en los próximos años será realmente imponente y no estaría de más que se promovieran estudios como los que se han hecho en los EE.UU., Alemania e Inglaterra. Lógicamente y con anterioridad habría que remarcar los estándares de servicio y establecer mecanismos de control hoy del todo inexistentes.

Una nueva sequía pondrá de manifiesto, una vez más, de una parte cuán obsoletas e insuficientes son nuestras redes de distribución de agua en las ciudades, y de otra los niveles de pérdidas inaceptables que vienen registrando que obligan, como único mecanismo de ahorro de agua válido, a interrumpir temporalmente el servicio o lo que es peor incrementar los niveles de producción. Esta situación tarde o temprano, va a llegar y, con independencia de actuaciones notables y puntuales que siempre se van a llevar a cabo en determinados sistemas, va a dar la máxima relevancia a las cuestiones que aquí se han planteado que tienen una enorme importancia.

Finalmente es importante mencionar que los primeros pasos se han dado con la elaboración de este trabajo, a través de él la Comisión Nacional del Agua ha iniciado un proceso de diagnóstico que deberá ser complementado con acciones específicas de las autoridades a

todos niveles para afrontar el reto que representa mejorar la calidad de los servicios de agua potable en el país.

6.1.8 TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN Y MÉTODOS DE INSTALACIÓN

Introducción

Los orígenes de los abastecimientos de agua para uso público datan de más de cien años, y a través de este largo periodo, las redes de distribución de agua han sido construidas y desarrolladas. La vida útil de estos sistemas de distribución no es ilimitada, ya que el material con el que está hecha la tubería se va deteriorando con la edad, lo que produce fenómenos como tuberculación, corrosión, desgaste, depósitos en el fondo, etc. Esto implica el deterioro de la calidad del agua, el aumento de pérdidas en la conducción, así como la reducción de la demanda requerida para el abastecimiento del líquido. La solución más común para resolver este problema es la de excavar y sustituir el tubo dañado; esto tiene implicaciones de tiempo y economía, incluso ambientales, además de que es costoso. A la fecha se han desarrollado técnicas alternativas para enfrentar el problema, tal es la de la rehabilitación de la tubería existente con métodos sin excavación del terreno. Usando dichas tecnologías se ha comprobado que resulta más económico que la tarea de sustituir el tubo, además de un ahorro considerable de tiempo. A continuación se presentan diferentes criterios y métodos de rehabilitación.

Mantenimiento de las redes de tuberías

El propósito del mantenimiento es el de preservar o restaurar la completa capacidad funcional de las redes de tubos. Desde el punto de vista del mantenimiento, conviene establecer una distinción entre lo que es la inspección, el servicio y la reparación de sistemas de distribución tal y como se muestra en la Figura 6.1.37.

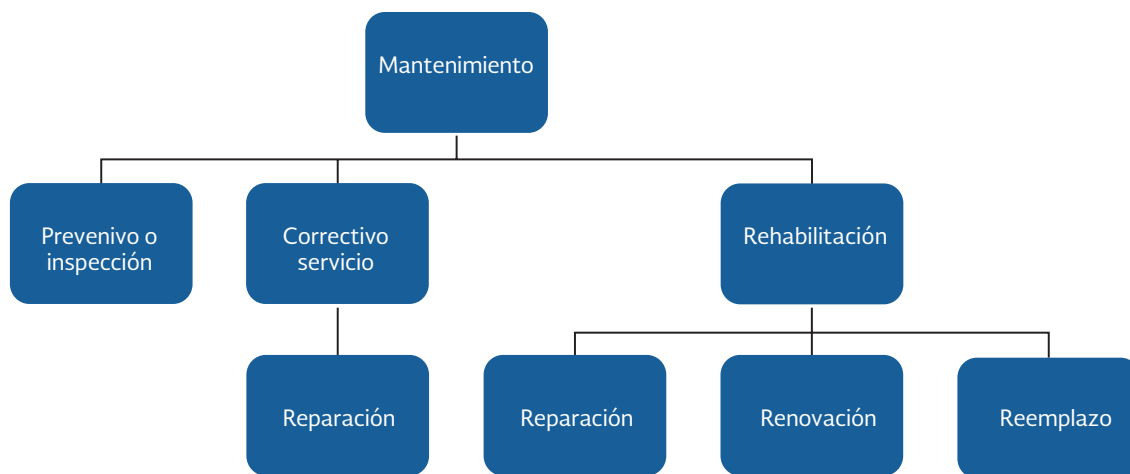


Figura 6.1.37 Campo de acción del mantenimiento

La inspección es llevada a cabo regularmente, en este contexto debe realizarse un examen de todas las componentes de la red de distribución (tubos, válvulas, hidrantes, caja de válvulas, reportes, etc.) de forma tal que las condiciones de operación real correspondan con las del diseño de la red. El servicio es llevado haciendo medidas regulares, tales como la limpieza de la red, con lo cual en teoría se pueden preservar o restablecer las condiciones de operación deseadas. La rehabilitación puede considerar la reparación, renovación o remplazo de la tubería. El objetivo es restablecer las condiciones deseadas de la línea o de la tubería aplicando mantenimiento preventivo o correctivo después de presentarse un daño.

Prioridades para rehabilitación de redes

La planeación de la rehabilitación debe ser dividida en las siguientes categorías: a) la estrategia o la planeación a largo plazo con el establecimiento de los completos requerimientos de rehabilitación, el índice de renovación anual: un periodo de 20 a 30 años como objetivo; b) la operación y la planeación a mediano plazo con el establecimiento de prioridades para la red, con metas a 5 o 10 años. Entonces el criterio para la planeación de la renovación de la red y para determinar las prioridades dentro de un programa es derivado de los resultados de las siguientes investigaciones:

- Definición de estándares de abastecimiento y objetivos del organismo en aspectos cualitativos, técnicos y económicos, incluyendo expectativas del usuario.
- Llevar a cabo un análisis de la red con investigaciones por zona.
- Comparación de resultados con los estándares de abastecimiento y objetivos del organismo.
- Determinación de estrategias de rehabilitación a largo plazo y planes de financiamiento, también como la definición de objetivos técnicos y económicos (plan estratégico).
- Evaluación de métodos de rehabilitación y condiciones para su implementación en los aspectos técnicos y económicos.
- Implementación de la rehabilitación y modernización de la red de acuerdo con las prioridades, las cuales ya han sido decididas.
- Evaluación de resultados técnico económicos en comparación con la estrategia y objetivos operacionales. Corrección de estrategias en el caso de un error durante el evento.

Criterio de seleccionar el procedimiento de remplazo

Los métodos de rehabilitación, excepto la reparación, pueden ser subdivididos en tres categorías: limpieza, renovación y métodos de remplazo, ver Figura 6.1.38. El análisis de la red muestra si la renovación de un tubo es técnicamente posible y si tiene sentido económicamente; en todos los casos en los cuales la corrosión externa representa el problema real o donde el tubo no permita la rehabilitación interna, el reemplazo es necesario. Si esto no aplica, la renovación es en muchos casos por mucho el método más económico y con una relación costo - efectividad mayor que el reemplazo.

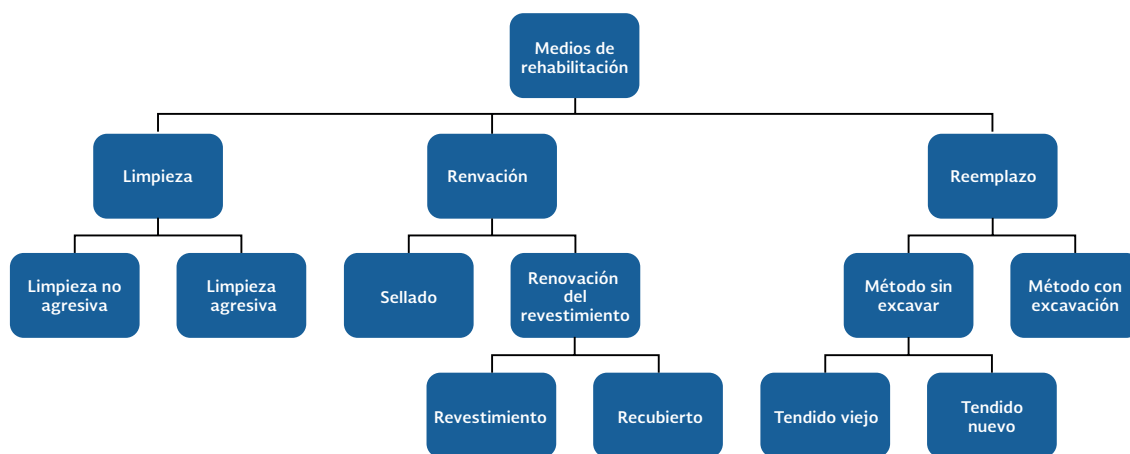


Figura 6.1.38 Métodos de rehabilitación

Descripción de las técnicas de rehabilitación

Slip-Lining

Una de las formas más simples de renovar conducciones existentes es la inserción de una tubería que se pueda deslizar dentro del interior de la existente o “Slip-Lining”, Un tramo de tubería de PE prefabricada de diámetro exterior inferior al diámetro interior de la conducción existente es empujado dentro de la conducción a rehabilitar. Esto se logra con fuerzas de empuje relativamente bajas, y tramos de varios cientos de metros pueden ser insertados en una única operación.

La operación del “Slip - Lining” requiere que la tubería a insertar esté fabricada con el calibre adecuado para soportar la presión total del trabajo. La Tabla 6.1.42 muestra algunos ejemplos de las presiones máximas que soportan los tubos de PE comúnmente utilizados en distribución de agua, en función del cociente $SDR = D_{ext}/e$; diámetro nominal exterior y el espesor.

Tabla 6.1.42 Presiones máximas de trabajo (bar) (mca) para varias calidades de PE a 20°C

Tipo de PE**	SDR			
	11	17	21	26
PE63	10	6.3	5	4
PE80	12.8	8	6.4	5.1
PE100	16	10	8	6.4

* Presión calculada utilizando el coeficiente de diseño (Factor de Seguridad) mínimo propuesto por CEN TC155 de 1.25.
 Las presiones pueden tener que ser minoradas para soportar presiones cíclicas o evitar la propagación rápida de roturas.
 **Basada en la clasificación de CEN TC155

El “Slip - Lining” provoca una reducción de área de paso, asociada al diámetro de la tubería insertada. Para lograr el mismo caudal se requerirá un aumento en la presión de trabajo, aunque en la mayoría de los casos esto no es posible debido al estado de la red en la que está conectada esta tubería. La renovación en una tubería de fundición de diámetro interno 300 mm con un tubo de PE de 250 mm y SDR 17.6 resulta en una reducción de capacidad de flujo de alrededor de 50%. La Figura 6.1.39 muestra el efecto de la holgura de inserción en la capacidad de flujo cuando se utiliza una tubería de PE de SDR 17.6 para revestir una tubería de $D_{int}=300$ mm, para una pérdida de carga fija. Esta muestra que una inserción ajustada del revestimiento produce una capacidad de flujo del 86% de la lograda con la conducción original.

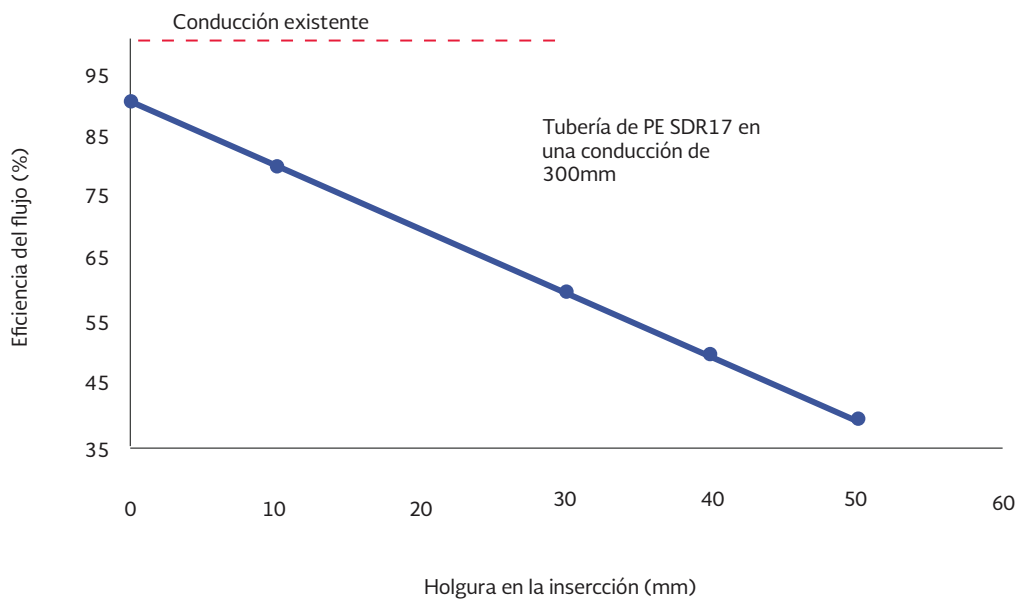


Figura 6.1.39 Efecto de la holgura de inserción en la capacidad de flujo.

La Figura 6.1.40 muestra, para una inserción sin holgura, el efecto del SDR (es decir, del espesor de la pared) en la capacidad del flujo, donde con un SDR 33 se logra una nula reducción del flujo; la tubería de PE hidráulicamente lisa compensa la reducción en la sección. La elección del SDR deberá ser contrastada con la presión de trabajo máxima dada por la Tabla 6.1.42.

De la Figura 6.1.39 puede deducirse la necesidad de un revestimiento sin holgura. La mayor parte del desarrollo se ha dirigido a producir técnicas para reducir temporalmente el diámetro de los tubos de PE lo suficiente para permitir una fácil inserción, permitiendo posteriormente su recuperación para producir un ajuste en el interior de la conducción existente. Todas las técnicas de revestimiento ajustado requieren el conocimiento del diámetro interior de la conducción a reparar; las dimensiones máximas y mínimas del tramo

de tubería pueden obtenerse en las normas pertinentes. Estas dimensiones son importantes para dimensionar correctamente el tubo de revestimiento y que se produzca un buen ajuste sobre la conducción existente. Previamente a cualquier operación de revestimiento ajustado, la conducción existente debe dejarse fuera de servicio, limpiarse con equipos apropiados y ser inspeccionados mediante circuito cerrado de televisión.

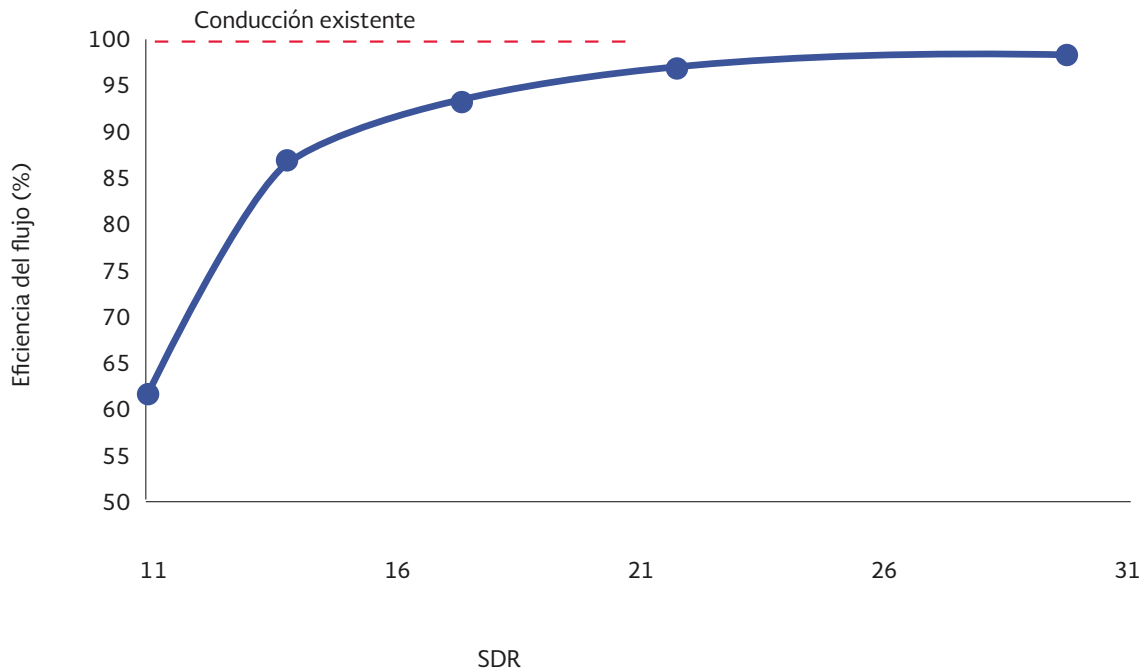


Figura 6.1.40 Efecto del SDR (espesor) en la capacidad de flujo en tuberías con ajuste forzado

Swagelining

El Swagelining se lleva a cabo utilizando tubos de PE de un diámetro exterior ligeramente mayor que el mínimo diámetro interno especificado de la conducción existente. La tubería de PE se pre-ensambla mediante juntas soldadas que deben ser rebajadas e inspeccionadas, o para diámetros inferiores o iguales a 180 mm el tubo puede ser suministrado en un rollo continuo. La tubería se introduce a través de una matriz de reducción, mediante un cabestrante, para reducir su diámetro y permitir una fácil inserción en la conducción existente. Una vez retirada la carga de tracción, el diámetro de la tubería de PE aumenta espontáneamente hasta su tamaño original, produciendo un revestimiento sin holgura dentro de la conducción existente.

La tensión en el cabestrante se controla a lo largo de la operación y está limitada normalmente a un valor que no supere la mitad del límite de fluencia de la tubería de PE en cuestión. La Figura 6.1.41 muestra la variación del diámetro de la tubería de PE durante el proceso,

y la Figura 6.1.42 es un esquema de la operación. A la salida de la matriz el tubo aumenta ligeramente de diámetro pero luego conserva un diámetro relativamente uniforme hasta que se retira la carga de tracción. Para un mismo porcentaje de reducción en matriz la carga requerida para pasar el tubo a través de la matriz es proporcional al límite de fluencia del material y a la sección de la tubería.

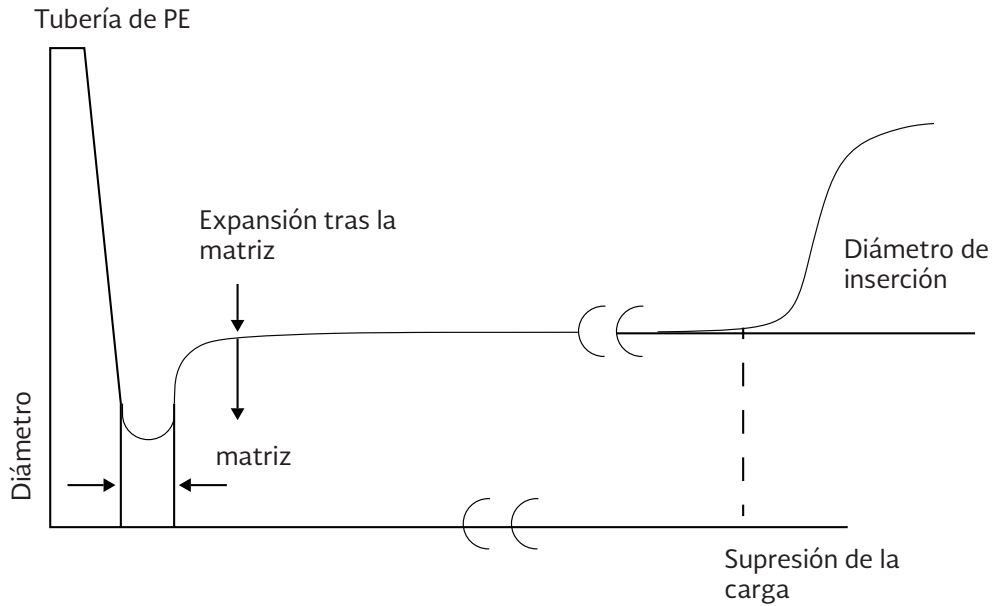


Figura 6.1.41 Cambio de diámetro durante el Swagelining (esquema)

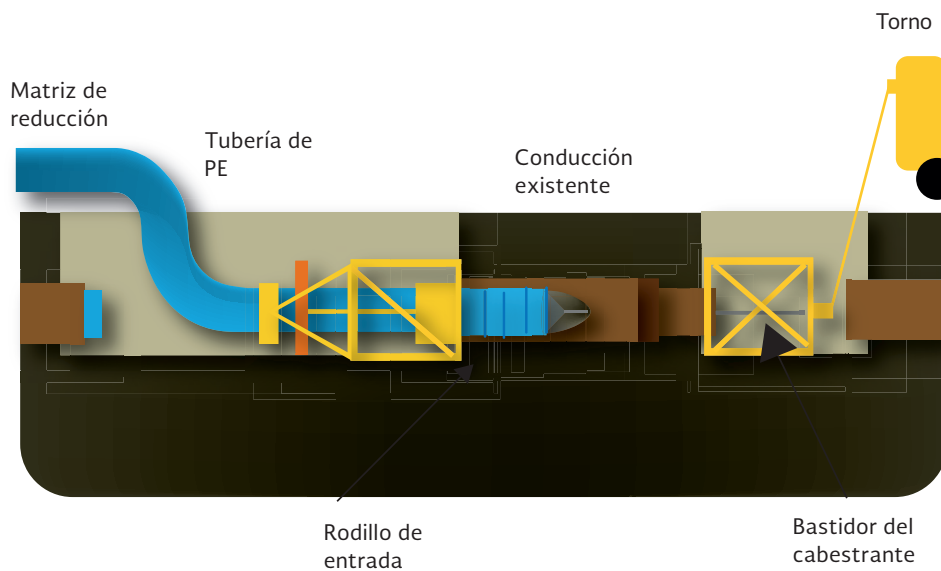


Figura 6.1.42 Esquema de la operación de Swagelining

Por lo tanto a partir de ensayos se puede encontrar el nivel máximo de reducción para cada diámetro que involucre cargas por debajo de la mitad del límite de fluencia y un diámetro tras la expansión para la inserción en la conducción existente. Existen disponibles tres variantes en equipamiento para Swagelining:

- Un sistema precalentado en superficie, donde el tubo de PE se precalienta en un intercambiador de calor antes de pasarlo a través de la matriz de reducción. El efecto del calentamiento es la reducción de la carga necesaria y es utilizado principalmente para operaciones con grandes diámetros (>400mm) o tubos de gran espesor (SDR 17.6). El equipo está anclado en la superficie.
- El sistema en superficie en frío, en el cual el tubo se lubrica con agua para reducir la carga de tracción a través de la matriz. Este sistema está disponible para tubos de diámetros hasta 315 mm.
- El sistema en frío en el interior de la zanja, utilizando donde lo permiten las condiciones del lugar y consideraciones técnicas. El bastidor simple está apoyado contra el extremo de la conducción existente. Se utiliza agua como lubricante para reducir las cargas de tracción.

Las cargas de introducción del tubo a través de la matriz pueden ser reducidas disponiendo una unidad de empuje montada aguas debajo de la matriz. Ésta actúa con un movimiento alternativo, atenazando el tubo y ayudando al cabestrante a pasar el tubo por la matriz.

Si las condiciones de acceso no permiten situar una cadena de tubos completa detrás de la matriz se puede fabricar la tubería en longitudes adecuadas y después soldarlas en sus extremos durante la operación del swagelining. En este caso la cadena inicial de tubos se introduce parcialmente a través de la matriz y la cañería receptora. La carga de tracción puede ser reducida hasta que el tubo deja de pasar a través de la matriz. La carga remanente suprime la recuperación del tamaño original del tubo en el interior de la conducción y se mantiene mientras se efectúa, rebaja e inspecciona la soldadura. Tras ello se re-emprende la operación del swagelining. Una ventaja de este es que la reversión en el interior de la conducción no requiere presión hidráulica y la puesta en servicio de la conducción puede ser llevada a cabo en breve tras la instalación.

Rolldown

El Rolldown (laminado) es una técnica de rehabilitación con revestimiento ajustado utilizando tubos de PE similar al Swagelining. La máquina de Rolldown está construida por tres pares de rodillos de laminación a través de los cuales se pasa el tubo por medio de una mordaza hidráulica.

El diámetro de la pared se reduce principalmente por un aumento del espesor, pero tiene lugar cierta extensión longitudinal.

Los rodillos reducen el diámetro en más de un 20%; a pesar de que se produce una recuperación parcial inmediatamente después del laminado, una parte significativa de la deformación permanece, permitiendo la inserción dentro de la conducción existente con cargas relativamente bajas. Esta deformación es permanente y para lograr el ajuste tiene que recuperarse el diámetro original mediante la aplicación de una presión hidráulica interna. La presión hidráulica depende del espesor del tubo, pudiéndose citar que para un tubo de SRD 26 se requiere una presión de 11 bares, que se mantiene normalmente durante 24 horas.

Si hay una zona de almacenamiento adecuada cerca del lugar de trabajo, los tubos pueden ser soldados en largas cadenas, desbarbados y después laminados, quedando listos para su posterior inserción. No hay ninguna necesidad de que la máquina Rolldown permanezca en obra. Localizaciones más complicadas pueden requerir la conexión y desbarbado de tramos iniciales de tubería, con la máquina Rolldown empujando los tubos directamente dentro de la conducción existente. A pesar de que la máquina de Rolldown puede empujar la tubería dentro de la conducción, es usual disponer de un cabestrante que sirva de guía al extremo anterior, con cargas normalmente bajas. Las cargas de introducción pueden reducirse con el uso de un lubricante (normalmente bentonita) previamente a la introducción en la conducción existente.

Tubos doblados

Varias técnicas de revestimiento ajustado utilizan tubos de PE que se doblan hasta obtener un perfil en U. Esto reduce considerablemente la sección recta de la tubería y permite una fácil inserción en la conducción existente. Una vez en su sitio la tubería deformada recupera su forma por medio de calor y/o presión interna. Los tubos doblados pueden deformarse como parte del proceso de fabricación o bien *in situ* utilizando un equipo de deformación transportable, como se indica a continuación:

- Tubos deformados en fábrica. El tubo de polietileno se extrusiona con el diámetro requerido y mientras sigue caliente, se dobla en forma de U bajo presión. Este perfil se enfría posteriormente quedando deformado. Dado que el tubo en su forma doblada no es adecuado para efectuar juntas soldadas, se suministra enrollado en la longitud requerida. Después de introducir la tubería en la conducción existente se colocan unas juntas especiales en los extremos y se recupera la forma original del tubo utilizando vapor y presión.
- Inicialmente el tubo de PE se produce en un diámetro ligeramente mayor al de la conducción existente. Debido a las tolerancias en las dimensiones de ambas tuberías el proceso de recuperación tiene que ser cuidadosamente controlado para asegurarse que el tubo vuelva a su forma circular. Este sistema puede utilizar tubos timbrados a la presión total de trabajo o revestimientos delgados que confíen la resistencia a la integridad estructural de la tubería existente. Los diámetros y longitudes del tubo

están limitados por la cantidad de tubo de PE que puede transportarse / manipularse en forma enrollada. Las longitudes son hasta de 500 m.

- Tubos deformados *in situ*. El proceso es una adaptación del proceso de Rolldown y está pensado para el revestimiento en conducciones de gran diámetro (entre 400 y 1200mm) utilizando tubos de espesores relativamente bajos (SDR40). Es adecuado para conducciones estructuralmente sanas con fugas en las juntas o problemas para satisfacer los niveles de calidad del agua.

El tubo de PE se ensambla por fusión *in situ* para conseguir la longitud necesaria. Después del desbarbado e inspección la tubería se introduce, mediante una mordaza hidráulica, a través de un rodillo simple que reduce su diámetro alrededor de 10 mm. Inmediatamente después del rodillo el tubo es deformado por una matriz en forma de herradura de sección decreciente para producir la forma de U. A medida que la tubería abandona la matriz de deformación se le ajustan unas bandas de polipropileno soldadas por fricción para evitar recuperación de la forma. La forma plegada logra una reducción de la sección de hasta un 40%. La tubería se deforma y se introduce en la conducción simultáneamente a razón de unos dos metros por minuto y puede pararse y reanudarse a voluntad, para permitir la unión de longitudes adicionales de tubería.

Cuando el revestimiento ha sido insertado por completo, se sellan los extremos. La recuperación de la tubería deformada se lleva a cabo utilizando presión hidráulica interna a temperatura ambiente. Las bandas de polipropileno se rompen en los primeros instantes del proceso de recuperación permitiendo al tubo de PE volver a su forma y diámetro originales. Dado que el tubo se lamina inicialmente a un diámetro menor que el original antes de deformarla, incluso permitiendo la variación de los diámetros del tubo, éste volverá a una forma circular. El tiempo de recuperación es normalmente de 12 h. El revestimiento no está diseñado para soportar, después de la recuperación, la presión de la tubería, por lo tanto los extremos deben recortarse en una posición interior a la conducción existente. Los extremos de la tubería de PE se amarran a la conducción existente por medio de una abrazadera de acero inoxidable, atornillada a través de la tubería de PE a la conducción existente. Las fugas entre la conducción y el revestimiento de PE se evitan mediante el ajuste de un anillo estanco de goma. Este tipo de conexión se muestra en la Figura 6.1.43. Debido a las grandes holguras y a las bajas cargas de introducción pueden insertarse en una sola operación longitudes hasta 1 km, a condición que el revestimiento esté completamente comprendido dentro de la conducción existente.

Pipe Bursting

El “Pipe Bursting” es un método de reposición de una conducción existente con una tubería nueva de PE de un diámetro mayor o igual con una mínima excavación. A menudo se considera una técnica de emplazamiento sin zanja dado que se destruye el conducto original de la tubería existente. En el pipe bursting se guía un martillo cilíndrico a través de la

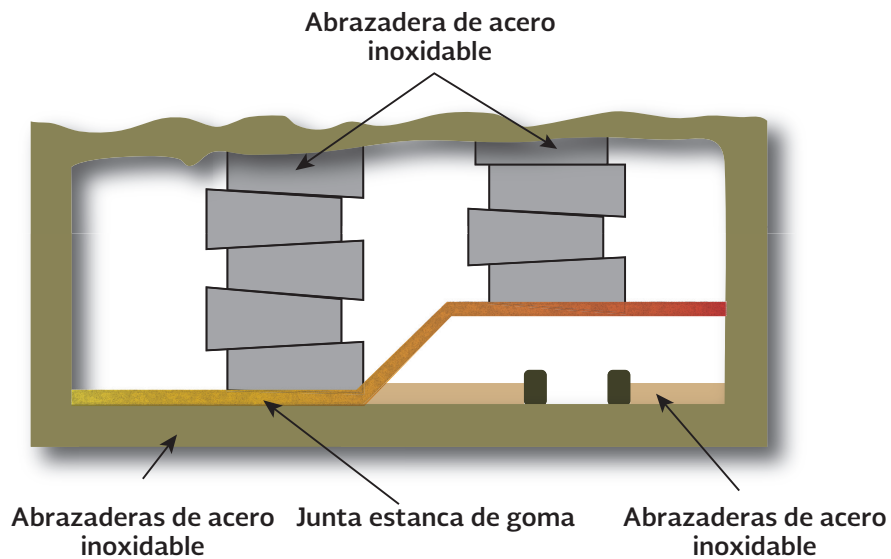


Figura 6.1.43 Conexión de los extremos para revestimiento de pequeño espesor

conducción existente, y por su tamaño fractura la tubería existente y ensancha el hueco para permitir la introducción simultánea de un tubo nuevo. El método se utiliza para reemplazar tubería frágil tal como fundición, fibrocemento u hormigón. A diferencia de otras técnicas de rehabilitación normalmente no se lleva a cabo la limpieza de la conducción previamente a la inserción. Hay varias técnicas de pipe bursting, pero aquí solo se describe uno. El equipamiento utilizado tiene un martillo de cabeza cónica y cuerpo cilíndrico, mayor que el diámetro interno que la conducción existente. La cabeza cónica puede contener también un mecanismo de expansión. Una tubería delgada de revestimiento es arrastrada detrás del equipo del equipo de pipe bursting para evitar que los fragmentos de la conducción existente se desplomen durante la operación y para proteger a la tubería de presión de bordes afilados durante su servicio.

El martillo de pipe bursting está amarrado a un cabestrante para proporcionar algún movimiento de avance y darle estabilidad direccional. Un martillo percutor neumático contenido en el cuerpo cilíndrico proporciona un movimiento de avance adicional golpeando la cabeza cónica. La tensión en el cable del cabestrante se controla durante la operación. Un incremento en la carga indica que la unidad se ha detenido, por ejemplo si la unidad no es capaz de fracturar alguna brida o unión por tirantes. La cabeza de la unidad contiene un expansor hidráulico, operado mediante una bomba manual remota que se utiliza para fracturar las secciones más densas de la conducción existente. Las mangueras hidráulica y neumática están enganchadas a la parte posterior de la unidad y se alimentan a través del interior de la tubería delgada de revestimiento. Cuando la unidad alcanza la zanja de destino estas mangueras se desconectan y retiran. En cada toma de servicio se retira una sección del tubo de revestimiento. Después se introduce la tubería de presión del Slip Lining y se efectúan las conexiones de servicio en las posiciones prefijadas. El equipamiento está disponible para un rango de diámetros desde 50 mm hasta 500 mm.

La ventaja del pipe bursting es que puede ser utilizado para aumentar el diámetro de la conducción existente. El aumento depende de muchos factores, incluyendo las condiciones



Figura 6.1.44 Método de Arrastramiento de los tubos

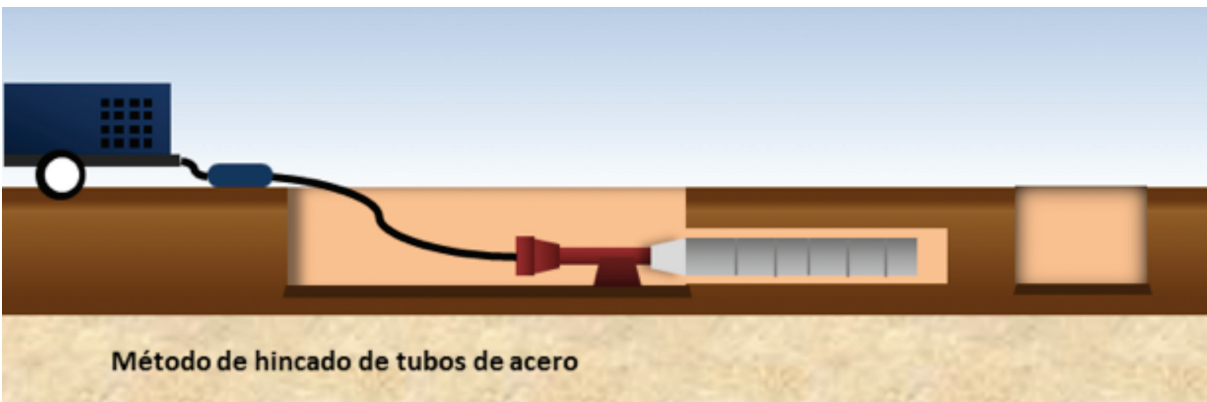


Figura 6.1.45 Método de Hincado de tubos de acero

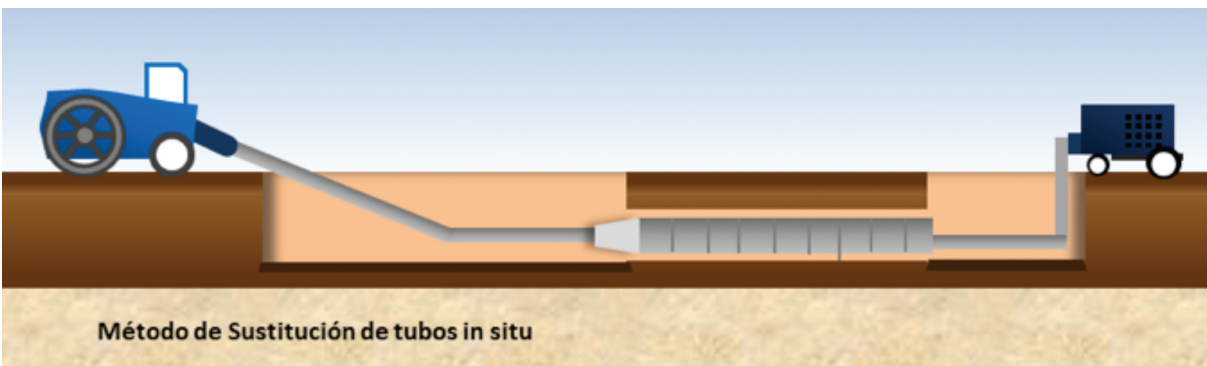


Figura 6.1.46 Método de Sustitución de tubos in *situ*

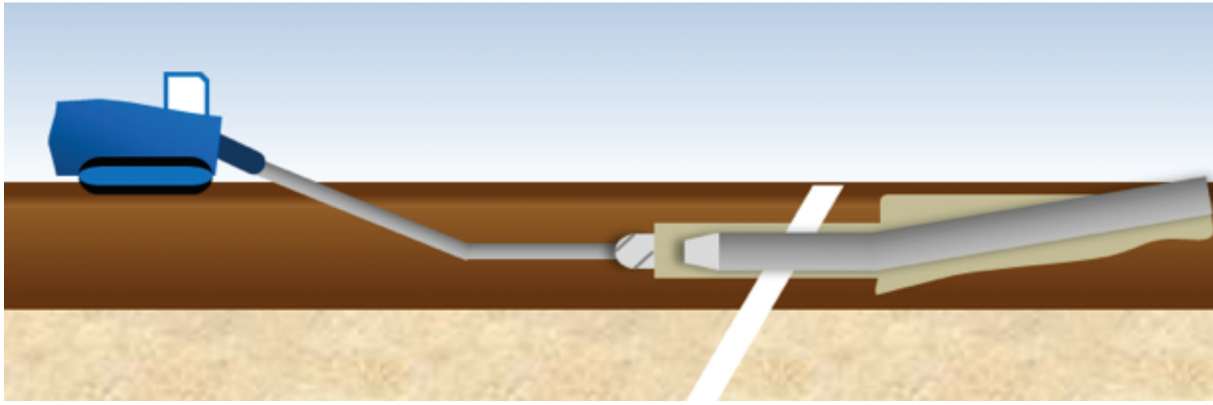


Figura 6.1.47 Método de Instalación de tubos en forma dirigida

del suelo, la profundidad y el tipo de tubería existente. En las Figura 6.1.44, Figura 6.1.45, Figura 6.1.46 y Figura 6.1.47, se muestran los diferentes métodos de perforación horizontal:

U-Liner

El método U-Liner, considerado el líder en tecnología de “deformación / restitución”, es una solución probada, rentable y ambientalmente segura a la rehabilitación y a la renovación sin zanja de tubería de agua potable con diámetro menor o igual a 18 pulgadas. Es una de las principales soluciones tecnológicas sin excavación que ofrece una solución segura y económica a la rehabilitación y la renovación.

Hecho de polietileno de alta densidad (HDPE) U-Linar™ es una tubería cuya fabricación se realiza en forma de “U” con un tamaño del orden de la mitad del tubo a revestir. En el sitio de la instalación, el U-Linar™ se introduce a través del tubo dañado y después se restituye su forma para ajustar con seguridad a la dimensión del tubo principal. El resultado final es un “ tubo estructuralmente sano dentro de un tubo”. Antes de cualquier instalación, el tubo U-Linar se diseña y se fabrica especialmente para cada proyecto. Hecho en longitudes continuas, el tubo está deformado y enrollado en un carrete, para facilitar su transportación. Una vez en el sitio del trabajo, el tubo dañado se vacía para quitar cualquier obstrucción o escombros. Después de que una cámara fotográfica del circuito cerrado TV examine la línea, el tubo de U-Linar es introducido a través de un pozo de trabajo aguas arriba por el cable en sentido descendente. Un método patentado del calor /presión se utiliza para reformar el U-Linar para ajustar la dimensión del tubo principal. Las conexiones de servicio entonces se restablecen con un cortador lateral controlado. El proceso completo se logra rápidamente, con poco o nada de interrupción de actividad. El flujo se restablece generalmente en cuestión de horas, no días. U-Linar tiene una vida útil de diseño de 50 años y no debe requerir ninguna reparación costosa en su vida de servicio. Porque el método del tubo de U-Linar™ es una operación totalmente sin excavar, las consecuencias para el medio ambiente negativas asociadas a la excavación se eliminan. Con el tubo de U-Linar, es posible rehabilitar tubería

existente y proporcionar ventajas ambientales indirectas en el mismo tiempo. La contaminación atmosférica del polvo y de los gases revueltos por la excavación se reduce. Los cables próximos y las líneas utilitarias no estarán rotos o cortados. La contaminación del suelo circundante o de la presencia del agua subterránea del tubo corroído no es un problema debido a las características resistentes de la corrosión del tubo de U-Linar. Puesto que el tubo de U-Linar™ es impermeable al paso de productos químicos, de gases y de líquidos, es la solución perfecta a la alcantarilla, al gas natural y a la tubería dañadas del proceso industrial. Con la construcción de U-Lineras y sus características dúctiles, los empalmes agujereados y las grietas estructurales se eliminan virtualmente. Eso agrega hasta décadas de funcionamiento seguro y de un ambiente libre de daños.

Paso 1 - Limpieza e Inserción Televisadas

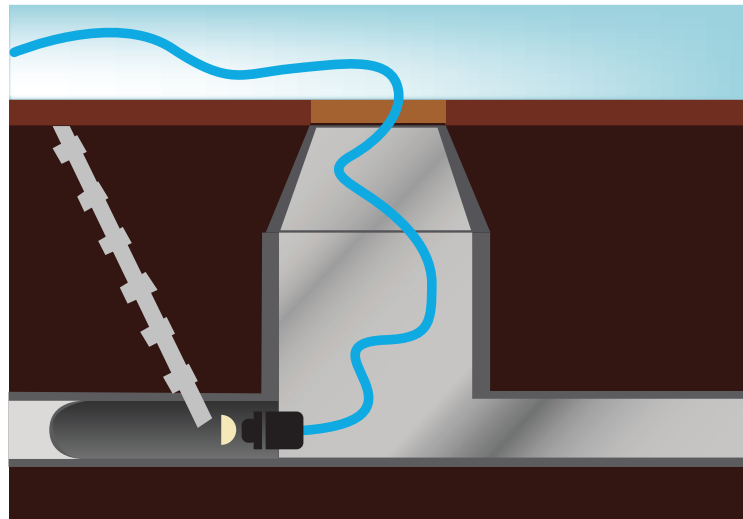


Figura 6.1.48 Limpieza e inserción televisada

El interior del tubo a revestir se limpia y se examina usando una cámara de circuito cerrado. El tubo de U-Linar™ entonces está desenrollado en la boca por aguas arriba, y tirado a través del tubo a revestir por medio del cable en sentido descendiente.

Paso 2 - El cortar a la longitud correcta

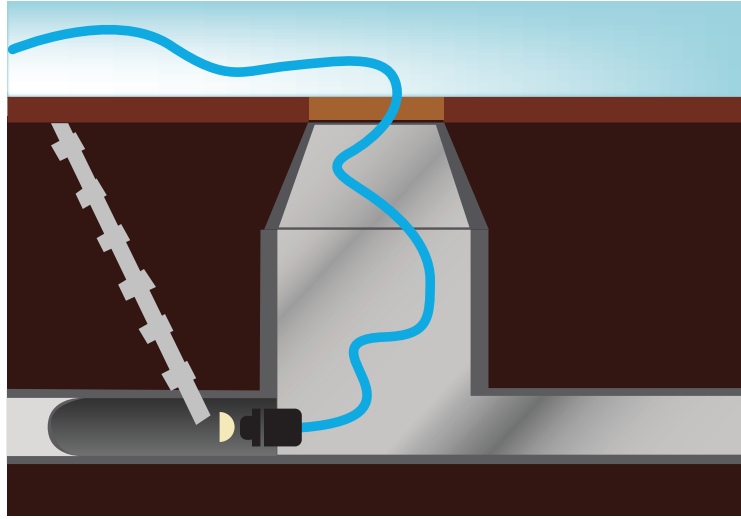


Figura 6.1.49 Corte a la longitud correcta

Una vez dentro del tubo, el tubo de U-Linar™ se corta a la longitud apropiada, y los múltiples especialmente diseñados se unen en ambos extremos, preparando el tubo de U-Linar™ para iniciar el proceso.

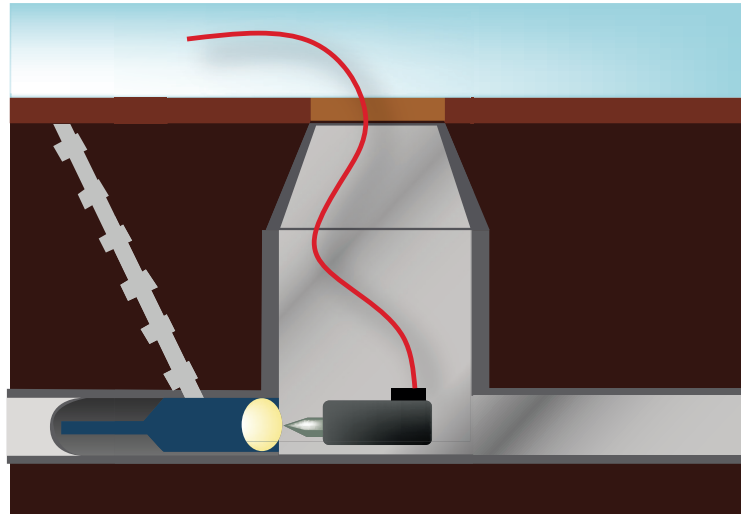


Figura 6.1.50 Proceso de expansión.

Paso 3 - Un Proceso de Expansión

Un procedimiento patentado del calor - presión amplía el tubo, adhiriéndose firmemente con la pared del tubo dañado. Puesto que el tubo se fabrica específicamente para el diámetro interno del tubo por revestir, asegura el ajuste sin holgura.

Paso 4 - Restablecer las conexiones

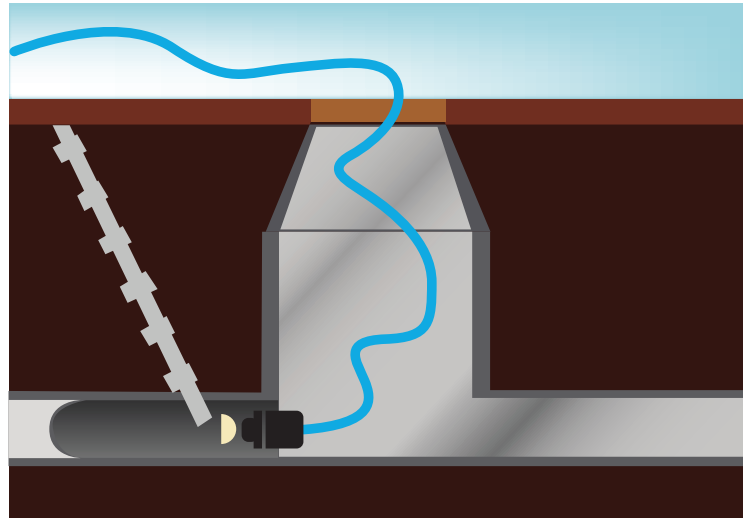


Figura 6.1.51 Restablecimiento de las conexiones.

Las conexiones individuales del servicio son restablecidas por un cortador interno. Este dispositivo es un aparato de trituración accionado por control remoto, monitoreados por vídeo, que corta con gran precisión. Una vez que el corte es completado, el tubo revestido se alinea para el flujo máximo.

Tabla 6.1.43 Características del sistema U-Linar

Características	Ventajas
Proceso de fabricación patentada	Tecnología original deformar - reformar; Instalada solamente por los contratistas autorizados
Factor de seguridad de 2:1	Un " tubo dentro de un tubo, diseñado para el entierro directo
Manufacturado de forma completa, de longitudes constantes	Uniones libres de fugas
Hecho del polietileno de alta densidad	Resistente a la corrosión y a la abrasión química
Una tecnología sin excavar probada	Reduce al mínimo el impacto a las calles existentes y a la comunidad circundante
Especificaciones ASTM F-1533 y F-1604	Asegura el producto y funcionamiento de calidad
Dimensionamiento para cada proyecto	Elimina el espacio anular entre el tubo nuevo y el tubo por rehabilitar
Rentable	Más económico que quitar y sustituir (en la mayoría de las aplicaciones)

Tabla 6.1.43 Características del sistema U-Linar (continuación)

Características	Ventajas
Instalado solo por los contratistas autorizados	Calidad de instalación asegurada por el fabricante
Factor "N" de Manning de 0,009	Puede aumentar la capacidad original del flujo
Tolerancias manufacturadas	Espesor de pared constante y uniforme
Estándares NSF-61	Aprobado para la rehabilitación de las líneas de agua potable

Dimensionamiento de las líneas y ajuste apropiado

Una de las partes más importantes de la rehabilitación de la tubería es el ajuste interno del tubo nuevo al tubo por rehabilitar. Si el tubo "revestido" no se puede fabricar para ajustar en el tubo dañado pueden ocurrir los siguientes problemas:

- a) Si el tubo "revestido" es muy grande puede crear cantos o doblez en la línea que posiblemente puede reducir capacidad o puede restringir el flujo.
- b) Si el tubo U es de tamaño insuficiente no se acoplará perfectamente en la línea existente para mantenerse fija en el paso del flujo. También, si el tubo U es de tamaño insuficiente y se intenta ampliar para ajustar al tubo principal, la pared del tubo será disminuida. El tubo deberá entonces estar rediseñado para cerciorarse de que resuelve los criterios del diseño del proyecto.
- c) Si el trazador de líneas es de tamaño insuficiente un espacio anular grande puede ser creado. Esto producirá un canal para que la afluencia y/o la infiltración no cambie a la que fue supuesta para ocurrir en la línea.

Revestimiento con Mortero Cemento – arena

En 1933 Albert G. Pekinés lanzó una prueba para rehabilitar tubería de agua revistiéndolas "in situ" con un mortero de cemento. El concepto es muy simple, en el interior de la tubería se va lanzando el mortero de cemento sin quitar la tubería, esto se logra con una máquina que viaja a través de la tubería, lanzando en forma centrífuga una mezcla especial de mortero arena - cemento contra las paredes del tubo ya limpio. Los resultados de este método son básicamente recuperación de la capacidad de conducción y el agua que entra en la tubería sigue siendo clara en todo momento.

El deterioro por corrosión de la tubería puede causar diversos problemas, incluyendo alta tuberculación, decoloración, pérdida de la capacidad de conducción y presión, altos costos de bombeo, sabor desagradable, fugas de agua y rompimiento de tubería, abastecimiento de agua inadecuado para la protección contra incendios y altos costos de mantenimiento.

La calidad del agua se puede afectar seriamente al punto que se presenten preocupaciones de salud pública. Las condiciones irregulares de la superficie causadas por los depósitos de

la corrosión crean una incapacidad para que los desinfectantes alcancen a las bacterias del tubo. El proceso de corrosión causa huecos en el interior del tubo, reduciendo con esto la capacidad de carga hidráulica del sistema de distribución de agua. Este material corroído, combinado con los depósitos de minerales, se conoce como tuberculación.

La guarnición del cemento se puede aplicar a cualquier tipo de material para tubería (fierro fundido, acero, etc.) y puede ser instalado con la interrupción mínima del servicio de agua a los consumidores. La instalación de esta guarnición forma un anillo continuo del arco mientras que se convierte en un elemento auto suficiente de la tubería. También mantiene una zona de alcalinidad, una barrera química real a la corrosión, en la interfase mortero-metal. La fuerza de ésta puede revestir los agujeros y fugas en juntas, reduciendo así pérdidas de agua.

Ventajas del Sistema con mortero cemento – arena: ahorro del 75% en costos de reemplazo, reduce las bacterias coliformes, ahorra tiempo, problemas, y costos de tratamientos químicos, elimina cualquier superficie de fuga, menor tiempo de interrupción a usuarios, y reducción del peligro del pavimento minado.

El proceso incluye:

1. Se localiza en donde tendrá acceso el “revestidor” al sistema. Se maneja en tramos de 600 pies, con interrupción mínima a los usuarios. Después de examinar el sistema, se coloca una línea auxiliar para asegurar el abastecimiento a usuarios y protección contra incendios.
2. Antes de revestir el tubo, se realiza un proceso de limpieza que consiste en cepillos de acero que son pasados a través de la línea hasta que todos los depósitos se hayan quitado de las paredes del tubo. El limpiador es manejado mecánicamente a través del tubo o es propulsado por el flujo del agua. El agua pasa a través del mecanismo limpiador para limpiar los sólidos restantes adelante de la unidad. El mecanismo es tirado por un cable para remover el agua y quitar los sólidos sueltos restantes.

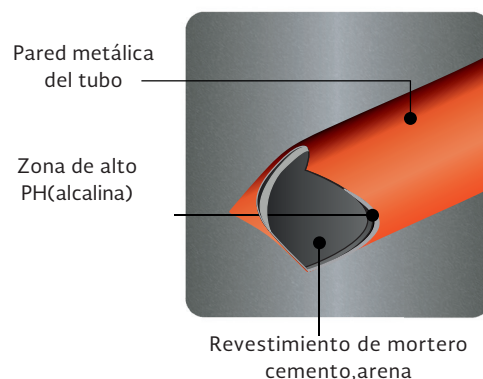


Figura 6.1.52. Zona de alto PH entre la pared metálica y el mortero.

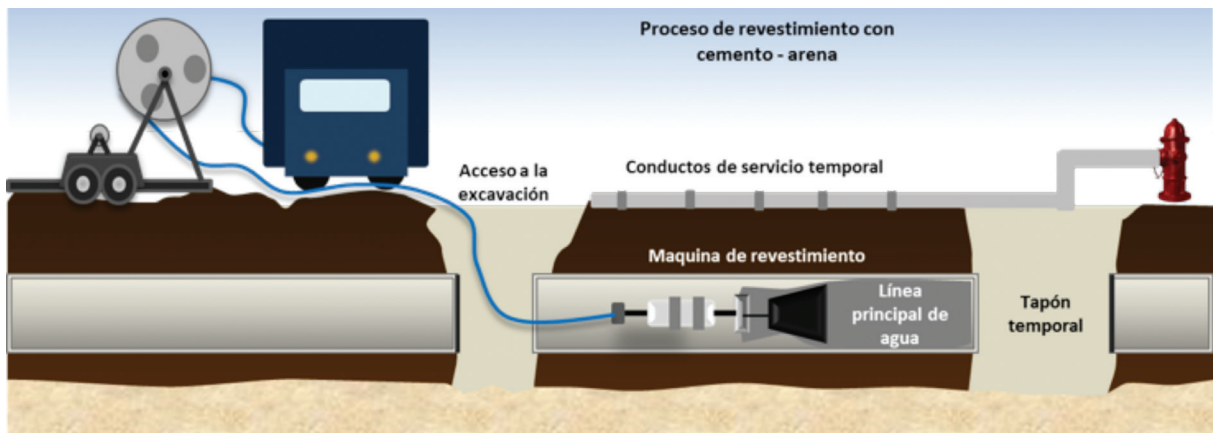


Figura 6.1.53 Proceso del revestimiento con cemento – arena

Para tubos de 30 pulgadas o menores se usan máquinas manejadas a control remoto, bombeando el mortero cemento - arena con un aplicador centrífugo de alta velocidad. Esto expande uniformemente el mortero a la pared interior del tubo dejándolo limpio y seco. Posteriormente, una paleta cónica se arrastra detrás de la máquina revestidora para producir una superficie lisa. El espesor especificado es obtenido controlando la cantidad en la cual el mortero es bombeado en la máquina revestidora y la velocidad a la cual la unidad se expande a través del tubo. Para tubos más grandes, la máquina revestidora es operada por personal especializado. El mortero cemento-arena viaja a la máquina revestidora en un vehículo con brazos que giran mecánicamente conducidos para terminar el proceso de acabado.

Tabla 6.1.44 Tipos de tubo

Tipos De Tubo							
Fierro viejo fundido y hierro dúctil		Acero Viejo		Fierro fundido e hierro dúctil		Acero Nuevo	
Diámetro. (plg)	Espesor nominal de pared (plg)	Diámetro. (plg)	Espesor nominal de pared (plg)	Diámetro. (plg)	Espesor nominal de pared (plg)	Diámetro (plg)	Espesor nominal de pared (plg)
4-10	1/8	4-12	1/4	4-10	1/8	4-12	3/16
12-36	43/16	14-22	5/6	12-36	3/16	14-36	1/4
36+	1/4	24-60	3/8	36+	1/4	42-60	3/8
		60+	1/3			66-90	7/16
						90+	1/2

Especificaciones

Un proyecto depende de varios factores. Una obtención del coeficiente e de Hazen- Williams ayudará a determinar las condiciones del problema que se experimenta. Además la limpieza, el reemplazo de válvulas laterales de válvulas en línea y de hidrantes puede ser necesaria

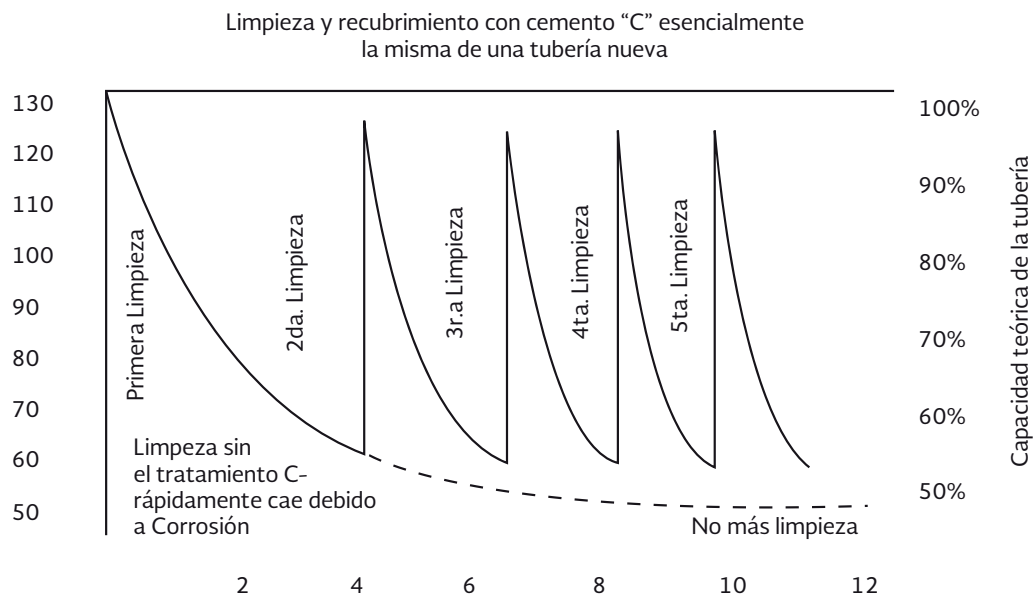


Figura 6.1.54. Capacidad de conducción representada por el coeficiente de Haze-Williams

para determinar el proceso de rehabilitación. La Tabla 6.1.43 ilustra el espesor típico de la guarnición del mortero del cemento para la tubería en el lugar. Para ilustrar el resultado del proceso mencionado se muestra la Figura 6.1.54.



Figura 6.1.55 Sistema temporal del agua instalado

El primer paso en el proceso implica la instalación de un sistema temporal de distribución de agua. Este sistema proporciona agua potable a los usuarios caseros afectados y a los negocios durante el proceso en que se reviste la tubería.



Figura 6.1.56 Sistema temporal del agua instalado

El proceso implica el limpiar los tubos interiormente con un dispositivo llamado taladradora mostrada abajo. La taladradora conduce una herramienta de corte con resorte que rota a través de la tubería para las distancias de hasta 500 pies. La herramienta de corte es girada por una serie de ejes de interconexión. La operación es repetitiva hasta vaciar los escombros de la tubería mientras que el cortador avanza a través del tubo.



Figura 6.1.57 Taladradora

Después del taladro o de la limpieza una capa de resina epóxica líquida fina de 1 mm se rocía sobre la pared interna del tubo. El proceso de curado de la resina epóxica es solamente de 16 horas, en el cual después los tubos se desinfectan y vuelven al servicio. El resultado es una capa protectora que es lisa y durable, teniendo resistencia a los depósitos de mineral y a la acumulación futura de la tuberculación.

Descripción

GEOPOX GXO 14 es una estructura de dos componentes: capa de la resina epóxica para la protección contra corrosión. El material tolera humedad, alcohol solvente y benzyl libre, y da curaciones rápidamente para dar una capa lisa dura, con resistencia contra el agua y



Figura 6.1.58 Máquina para revestimiento con resina epóxica



Figura 6.1.59 Resultados al aplicar este método

durabilidad a largo plazo. Puede ser aplicado en una amplia gama de temperaturas usando un spray especialmente diseñadas en aerosol y tiene excelente adherencia en condiciones secas y húmedas. GEOPOX GXO 14 se diseña como protección contra corrosión que cubre al interior de la tubería contra el agua en la tubería de hierro y acero. El material de GEOPOX es completamente aprobado para el uso en sistemas del agua potable bajo el estándar internacional 61 del NSF y se aplica bajo controles terminantes de un sistema de calidad de la ISO 9002. Desde los 80's se ha aplicado a 1,000 millas de tubos de agua potable en todo el mundo.

Tabla 6.1.45 Carta del funcionamiento

Resistencia a la Temperatura	Resistencia a la Holgura	Información de la aplicación
200° F	20-125 milipulgadas	Tolerancia a la humedad alta del NSF 61
200° F	80 milipulgadas	Reparaciones subacuáticas del NSF 61
200° F	20 milipulgadas	Sistema del suelo
200° F	500 milipulgadas	Cartilla / sellador penetrantes
200° F	20 milipulgadas	Gel De la Mezcla De Ez
200° F	20 milipulgadas	Capa subacuática
200° F	125 milipulgadas	Capa flexible
200° F	500 milipulgadas	De solidificación rápida estructural
180° F	10 milipulgadas	Cartilla de acrílico
150° F	125 milipulgadas	Amplia exposición del rango
200° F	200 milipulgadas	Humedad· estructural tolerante
375° F	150 milipulgadas	canalización alta· de la temperatura
350° F	125 milipulgadas	ácido resistente
400° F	100 milipulgadas	solvente alto de la temperatura resistente
200° F	500 milipulgadas	estructural
200° F	125 milipulgadas	lechada flexible
200° F	100 milipulgadas	Fijación rápida
200° F	---	Estructural inyectable de la curación de la baja temperatura

Costo y depreciación

El costo es definido como:

$$C = \frac{R.P.}{N.P.}$$

donde: *R.P.* es el costo de rehabilitación y *N.P.* es el precio de instalación de un tubo nuevo equivalente. La depreciación está definida como *R.P./L.R.* donde *L.R.* es la vida esperada del tubo rehabilitado. Para propósitos de comparación, la relación *N.P./L.N.* es usada donde *L.N.* es la vida nueva del tubo. Las simples reglas gobernantes para la selección de una técnica de rehabilitación requiere que se cumplan las siguientes desigualdades:

- $R.P./N.P. < 1$, por ejemplo es un ahorro del costo
- $(R.P./L.R.)/(N.P./L.N.) < 1$ hay ahorros en depreciación.

Éstos son criterios de selección “básica”. Podrían ser empleadas modelos financieros más avanzados si es requerido, pero no es muy usual. La Tabla 6.1.45 muestra una indicación de costos relativos de varias técnicas de rehabilitación.

Tabla 6.1.46 Comparación de costos para varias técnicas de rehabilitación

Costo en libras esterlinas por metro		97 Renovación Ø 355 PE	Renovación
	70		
		66: Rolldown Ø 315 PE	
	60		
	50		
		48: Renovación con zanja abierta Ø125 PE	Rehabilitación estructural
		41: Pipe bursting Ø125 PE	
	40		
		35: Slip Lining (con espacio anular) Ø125 PE	
	30		Renovación no estructural
		22: Revestimiento con resinas epóxicas	
	20		
10		Limpieza	
	1 : Air Scouring		
0			

Ejemplos:

Para ilustrar los puntos arriba mencionados se considerara este ejemplo. En todos los casos es asumido que $L.N.=80$ años la cual es la vida potencial de un tubo nuevo. Los costos son tomados de la Tabla 6.1.45.

Limpieza Agresiva sin revestido. Si la relación $R.P./N.P.$ es asumida a 0.15, entonces la relación para el costo depreciado es $(O. 15*(L.NIL.R))$ a ser menor que la unidad que requiere el proceso de limpieza para ser efectiva por al menos 12 años.

Revestido con cemento: Al presente $0.33 < R.P./N.P. < 0.63$ para diámetros pequeños dependiendo en el tipo de sitio, y $0.15 < R.P./N.P. < 0.50$ para diámetros grandes.

Revestido con resinas epóxicas. $0.25 < R.P./N.P. < 0.50$ el cual representa el costo salvado de entre el 50% y 75% de renovación. La relación de depreciación es aproximadamente de 0.40, representando un 60% ahorrado.

6.1.9 FACTORES QUE AFECTAN A LA TUBERÍA

Generalidades

Identificar y evaluar los factores relativos involucrados en el deterioro de tubería y la evaluación de condiciones de un sistema operador de agua potable es una actividad muy importante. El aspecto más importante en la planeación del reemplazo o rehabilitación de tubería es sin duda la evaluación de la tasa histórica de deterioro del sistema de distribución. Una evaluación comprensiva de las condiciones del sistema debe considerar cuatro elementos:

- A. Integridad estructural de la tubería
- B. Calidad del agua
- C. Condiciones hidráulicas
- D. Pérdidas

La Integridad estructural de la tubería es el factor primordial relacionado con la evaluación de la frecuencia de fallas o roturas. Es una función directa de los esfuerzos inherentes al material usado en su fabricación, dimensiones y espesor efectivo (tomando en cuenta la corrosión) de la pared. Las roturas de tubería normalmente se presentan cuando la integridad estructural (propiedades mecánicas que permanecen después de cierto tiempo de instalada) no es suficiente para soportar las fuerzas internas y externas impuestas a ellas.

Los parámetros de calidad del agua suministran algunos indicadores de la efectividad del proceso de potabilización para estabilizar las condiciones internas del recubrimiento de la tubería. Las variaciones en la calidad del agua conducida que se entrega al usuario respecto a la enviada por la planta pueden indicar problemas en los sistemas de distribución. La

corrosión interna en las paredes de la tubería puede afectar la calidad del agua por introducción de productos de la corrosión de los tubos. Una condición conocida como agua roja se presenta cuando los óxidos de acero de las paredes internas de la tubería sin recubrimiento comienzan a disolverse en el agua causando decoloración. Además, contaminación por bacterias puede ocurrir debido a la exposición de la tubería al ambiente externo durante incidentes de fugas o como resultado de bajas presiones.

Una evaluación de las condiciones hidráulicas por distritos puede ayudar a revelar que tan extendido está el proceso de deterioro de la infraestructura en cada distrito. Una reducción en la capacidad de conducción de tubería puede deberse a los tubérculos formados en las paredes de la tubería o a depósitos de sólidos. Los incrementos de los niveles de bombeo para mantener cierto nivel de presión pueden deberse a esta causa y producir incremento del número y gasto de fugas y de los costos de bombeo. Los incidentes de fugas en tubería y tomas pueden acelerar la tasa de fallas. Las fugas pueden erosionar el suelo que soporta la tubería en la zanja, y producir fallas de la tubería por flexión. Las fugas pueden también acelerar el proceso de corrosión externa al incrementarse la mezcla de componentes de ciertos tipos de suelo con ciertas características del drenaje del suelo.

Es difícil determinar objetivamente las causas fundamentales que propician las fallas de tubería debido a las complejas interrelaciones de los múltiples factores involucrados en el proceso de deterioro. Las condiciones de cada sistema pueden variar en forma importante por el tipo de tubería y/o su localización, corrosión localizada, soporte de la tubería, fabricación, tipo de suelo y mezclas, etc. Los esfuerzos de la tubería dependen de las propiedades inherentes al material usado en la fabricación y del espesor de la pared de la tubería. La resistencia de la tubería a la corrosión depende la naturaleza del suelo, corrientes eléctricas y procesos bio-químicos de corrosión interna, así como sus capacidades para soportar fuerzas externas (tales como contracción térmica, presiones internas, cargas externas y cargas de flexión). La interacción de estos factores se muestra en forma esquemática en la Figura 6.1.60.

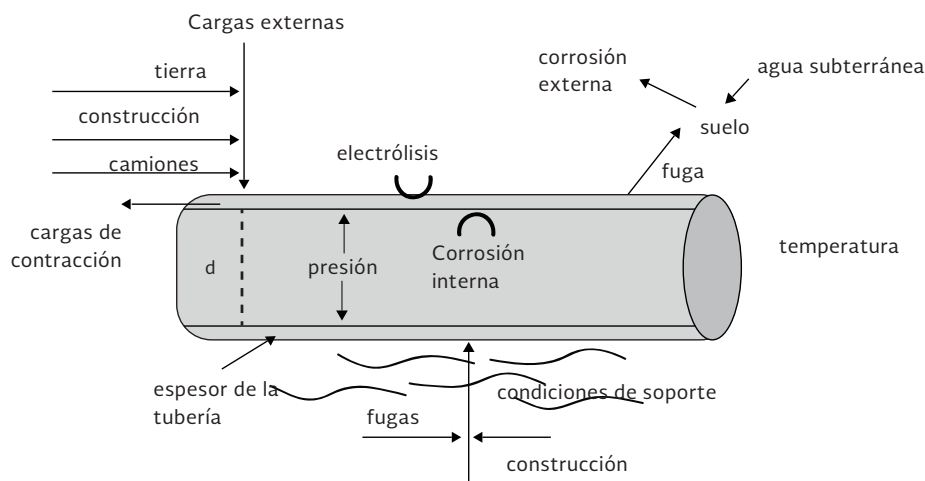


Figura 6.1.60 Modelo conceptual de condiciones estructurales de tubería, AWWA 95

Las variaciones de la tasa de roturas de tuberías, luego entonces pueden explicarse a través de un extenso análisis de las características de la tubería asociada a la edad de ésta, la magnitud de cargas y esfuerzos en cada tubería en el tiempo, la presencia probable de corrosión interna y externa, y la interacción con los riesgos derivados de las condiciones ambientales. Enseguida se discuten algunos de los factores más ampliamente.

Aspectos estructurales en la instalación de tubería

La tubería instalada en los últimos años ha sido fabricada en materiales más flexibles que el fierro fundido, sin embargo, un alto porcentaje de tubería aún en servicio es de fierro fundido, dado que este fue muy utilizado hasta los años 50s' y 60s'. Debido a que las decisiones de reemplazo de tubería en teoría se orientarán a este material, mucho de lo expresado a continuación se refiere al fierro fundido, aunque la tubería de otros materiales es sujeta a las mismas condiciones estructurales.

Fuerzas actuantes sobre la tubería durante la operación

Los diferentes tipos de rotura de tubería son una función de la forma en que se presenta la falla de la tubería, sea ésta longitudinal o transversalmente. Los principales tipos de rotura, se asocian a las causas estructurales, mostradas en la Tabla 6.1.46.

Tabla 6.1.47 Causas de falla estructural de tubería

Tipo de rotura	Eje de esfuerzos	Causa estructural
Transversal	Longitudinal	Contracción térmica Falla por flexión Presión interna
Longitudinal	Transversal	Cargas excesivas de aplastamiento Presión interna
Agrietamiento de la campana	Transversal	Sustitución de Juntas de plomo o grafito Expansión

Fallas por esfuerzos de flexión

La tubería no debe trabajar por flexión. Existen, sin embargo, muchas situaciones por las cuales la tubería puede quedarse sin soporte y presentarse este tipo de esfuerzos. Entre otras causas pueden mencionarse:

- A. Casos en donde la cama soporte de la tubería no fue bien construida, y no existe un soporte adecuado.
- B. Fugas de agua de la misma tubería causando un arrastre o erosión del suelo.
- C. Asentamientos del suelo bajo la tubería causados por el alcantarillado u otros componentes de servicios públicos.
- D. Excavaciones en la vecindad de la tubería que afecten el soporte de la misma
- E. Casos en donde la tubería se encuentre en contacto directo con otras estructuras

Muchos sistemas reportan con frecuencia, roturas transversales más altas que las frecuencias de fallas longitudinales, adicionalmente la tubería pequeña tiende a tener mayor proporción de roturas transversales que la tubería de gran diámetro. La tendencia de la tubería pequeña a fallas de tipo transversal y de las de gran diámetro a fallas longitudinales se debe a las propiedades estructurales de las mismas. El momento de inercia se incrementa por una potencia de 4, así que el incremento de diámetro de 6 a 12 pulgadas ocasiona un incremento del momento de inercia cercano a 50 veces de una a otra. Dado que los esfuerzos de flexión son inversamente proporcionales al momento de inercia, los esfuerzos de flexión se reducen drásticamente para tubería de gran diámetro.

Esfuerzos longitudinales

Mucha tubería sujeta a presiones internas puede exceder los esfuerzos a lo largo del eje-longitudinal debido a la acción de codos y válvulas. Los esfuerzos de presión longitudinal son la mitad de los esfuerzos transversales de falla. Esta presión es directamente proporcional a la presión y diámetro e inversamente proporcional al espesor de la pared de la tubería. Eventualmente la combinación de otros tipos de esfuerzos con el longitudinal puede dar origen a fallas circulares.

Esfuerzos transversales

Este tipo de esfuerzo en tubería puede ser causado por esfuerzos de colapso debido a presión interna, esfuerzos circulares de presión externa y por expansión de los materiales de las juntas

Esfuerzo de colapso

El conducto de agua bajo presión está sujeto a tensión de explosión o esfuerzos de colapso. El esfuerzo de colapso es directamente proporcional a la presión e inversamente proporcional al espesor de la pared. La máxima presión que puede resistir la tubería se calcula usando los esfuerzos de tensión de colapso, el espesor de la pared y el diámetro nominal.

Corrosión

Ya que la corrosión es una causa primaria de deterioro estructural de la tubería, es importante entender sus fuentes, efectos y medidas. Esta parte presenta los antecedentes con algunos ejemplos de programas de medidas contra la corrosión.

Proceso de corrosión

La corrosión del acero y fierro fundido es una reacción electroquímica entre la tubería de metal y su medio ambiente, en el cual la tubería pierde constituyentes férricos liberando grafito. Las principales ocurrencias de corrosión son: internas, galvánicas externas, y electrólisis de

corrientes eléctricas en el suelo. Cada proceso de corrosión involucra el flujo de una corriente eléctrica a lo largo de la pared de la tubería. Bajo la corrosión interna y galvánica, la corriente es auto generada por la tubería al contacto con el agua, suelo, u otra tubería de un material diferente. La corrosión electrolítica es causada por fuentes externas de energía tales como líneas de teléfono, líneas de ferrocarril superficial, la protección catódica de otros servicios o subestaciones de energía. Ya que la mecánica real de la corrosión varía, se describe por separado. Ejemplos de diversos tipos de corrosión se muestran en Tabla 6.1.47.

Tabla 6.1.48 Diferentes tipos de corrosión

Tipo	Localización	Descripción
Tuberculación	Interior	Desarrollo de una película de incrustaciones (tubérculos) produciendo una obstrucción en el interior de la tubería y luego entonces una reducción de la capacidad de conducción (ver fig. B.2).
Erosión por corrosión	Interior	La escasa adherencia de los productos de la corrosión en las paredes de la tubería produce una formación y destrucción continua de las láminas en la superficie. Las paredes corroídas son continuamente expuestas a ataques en el futuro.
Grietas de corrosión	Interior	La naturaleza de las áreas de la superficie impone restricciones a la difusión. Esta forma de corrosión generalmente inicia en las juntas, superficies detrás de imperfecciones en el recubrimiento de mortero debido a la exclusión de O ₂ o acumulaciones de metales ionizados dentro de la grieta.
Orificios por corrosión	Interior/ exterior	Ataques localizados corrosivos resultan en la penetración del metal en orificios. Ocurre principalmente en puntos donde la tubería está en contacto con suelos corrosivos.
Grafitización	Interior/ exterior	Muestras de acero de estructuras metálicas presentan una reducción del espesor efectivo de la pared de la tubería ya que el grafito restante no garantiza la integridad estructural

Corrosión interna

La corrosión interna de tubería sin protección causa severos problemas, incluyendo pérdidas de capacidad, decloración, y pérdidas de espesor de las paredes (pérdida de capacidad estructural). Su impacto en la capacidad hidráulica y decloración es bien conocida. Sin embargo, el impacto sobre la capacidad estructural de las paredes no ha sido bien estudiado.

La tubería de acero es particularmente susceptible a la corrosión interna, ya que las paredes de ésta y el agua están en contacto permanente. La corrosión interna puede iniciar en sitios donde la superficie de las paredes no es homogénea. Estas irregularidades en las paredes crean una diferencia de potencial eléctrico e inducen las células de corrosión con el agua actuando como electrolito. El acero se ioniza y entra en solución con el ánodo. Los electrones producen un flujo a lo largo de la pared y forman el cátodo. Los iones de hidrógeno reaccio-

nan y se transforman en gas hidrógeno libre u oxígeno para formar iones hidróxidos. Los iones ferrosos reaccionan con el agua en el ánodo para formar hidróxidos ferrosos los cuales son moderadamente solubles. Si el agua está oxigenada, el oxígeno reacciona con los iones ferrosos para formar hidróxido férrico, producto altamente soluble el cuál precipita hacia las paredes de la tubería. La película de hidróxido férrico formado en las paredes produce la reacción causante de picaduras, orificios y crecimiento de tubérculos



Figura 6.1.61 Tubería con incrustaciones con origen de corrosión por tuberculación.

El agua que está circulando por la tubería puede contener factores estimulantes e inhibidores de la corrosión. Estos factores complican el proceso simple descrito anteriormente. Algunos de los más importantes que han sido mencionados son:

- pH; un pH bajo generalmente acelera el proceso de corrosión
- Oxígeno disuelto; éste puede acelerar el proceso de corrosión
- Capacidad de amortiguamiento: una alcalinidad insuficiente de amortiguamiento para formar una película protectora.
- Sólidos Totales Disueltos (STD): concentraciones elevadas de STD incrementan la conductividad y eventualmente incrementar la corrosión
- Sílice: película protectora que cubre las superficies metálicas bajo condiciones favorables.
- Calcio: película protectora que se forma por alcalinidad bajo condiciones favorables
- Fosfatos: ortofosfatos y polifosfatos pueden formar películas protectoras o prevenir la corrosión por separación de cationes tales como iones férricos.
- Temperatura: temperaturas elevadas incrementan la tasa de corrosión
- Caudales: los gastos altos arrastran oxígeno y éste interactúa fácilmente con las paredes del conducto, remueve la película protectora y facilita la corrosión.
- Cloro: puede remover la película protectora de las paredes y causar incremento de la corrosión
- Dureza: el agua dura disminuye la corrosión
- Hierro: la presencia de hierro soluble en el agua incrementa el tamaño de los tubérculos
- Sulfatos: los sulfatos presentes en el agua facilitan la corrosión

Dependiendo de las cantidades y combinaciones de estos factores, la calidad del agua puede ser agresiva (corrosiva) o no-agresiva.

Existen evidencias de que la formación de tubérculos y corrosión acelerada puede estar relacionada con microorganismos que han colonizado la superficie interna de la tubería. Estos organismos son capaces de utilizar nutrientes disueltos en el agua y multiplicarse dentro del tubérculo. Como los microorganismos continúan multiplicándose, sus reacciones metabólicas pueden contribuir a facilitar el proceso de corrosión. El hierro puro y compuestos que lo contengan frecuentemente sirven de fuentes de energía para una gran variedad de bacterias. Si bien estos microorganismos son peligrosos por sus efectos en la corrosión, representan además un problema con potenciales implicaciones en la salud de los usuarios del agua.

No existen equipos de medición de corrosión, sin embargo, existe un método conocido como Resistencia Lineal de Polarización (LPR) que se ha utilizado para medir eléctricamente las "corrientes de corrosión", las cuales fluyen debido a la ionización de superficies metálicas por el proceso de corrosión. Esta técnica ha sido utilizada bajo condiciones de laboratorio pero no bajo condiciones de campo. Instrumentos comerciales LPR pueden ser utilizados para tasas generales de corrosión, corrosión perforante y corrosión bimetálica pero no necesariamente detecta otros tipos de corrosión que pueden ocurrir en tubería de agua como el picado, corrosión por esfuerzos de rotura y erosión por corrosión.

Otro método para evaluar el potencial corrosivo de la calidad del agua es el índice de corrosión. Mientras que un buen número de índices ha sido desarrollado, no existe un índice simple que tome en cuenta los 30 parámetros ya descritos. El índice Langelier de Saturación (LSI) es reconocido como el mejor índice de medición de la corrosión interna en uso actualmente, sin embargo, éste tiene sus limitaciones. El LSI predice la tendencia del agua a disolver o precipitar carbonatos de calcio (CaCO_3). No predice cuanto CaCO_3 es requerido para formar una película adecuada contra la corrosión. Una excesiva precipitación puede crear una situación indeseable y reducir la capacidad de conducción de la tubería. Generalmente, el agua con LSI positivo es no corrosiva para rangos de pH de 6.5 a 9.5. Bajo ciertas condiciones, un ambiente corrosivo puede estar actuando a pesar de cumplirse el valor de LSI y del pH. La EPA acepta además una versión corregida del LSI, el índice de agresividad, para tubería de asbesto-cemento.

Técnicas de control de corrosión interna

Existen estrategias disponibles para mitigar los niveles de corrosión en sistemas de distribución de agua. Además del uso de materiales no metálicos, el sistema puede utilizar limpieza y recubrimiento con mortero de cemento, o aplicar inhibidores de corrosión. La limpieza y el recubrimiento de mortero de cemento mejoran las condiciones hidráulicas de la tubería, previenen la corrosión interna y sellan la tubería para prevenir fugas. La estabilidad mecánica del recubrimiento varía dependiendo de las condiciones de la calidad del agua. El

recubrimiento de mortero expuesto a ambientes muy agresivos ha mostrado evidencias de una baja fuerza de cohesión después de 29 años debido a depósitos de óxido de calcio y pérdidas de arena. A pesar de las pérdidas de cohesión, estos recubrimientos resisten bien las condiciones de presión interna con escasa evidencia de incrementos en la corrosión interna.

Los inhibidores de la corrosión son aplicados para: a) cambiar la conductividad o resistividad de los electrolitos y reducir los flujos de corriente entre ánodos y cátodos y/o b) formar depósitos con el material precipitado en cada una de las zonas de cátodos o ánodos de forma tal que se reduce el gradiente de potencial electro químico entre ellos. Un cierto número de fosfatos y silicatos pasivos han tenido cierto éxito en el mercado recientemente. Otros inhibidores como; hidróxido de calcio (limo), hidróxido de calcio (piedra caliza), hidróxido de sodio (sosa cáustica), carbonato de sodio (cenizas de sosa), y bicarbonato de sodio, son utilizados para ajustar los niveles de pH a valores altos y reducir la corrosión ácida. Concentraciones relativamente altas de aniones cloruros y sulfatos afectaran el grado de corrosión para ciertos niveles del pH.

El uso de cualquier técnica de control de corrosión debe evaluarse en términos de su costo y beneficios en la extensión de la vida útil de la tubería.

Corrosión externa galvánica

Este tipo de corrosión es auto generado cuando una tubería metálica está colocada en un sitio con cierto tipo de suelo. El suelo alrededor de la tubería actúa como una celda de una batería eléctrica. Una celda simple de corrosión galvánica incluye un área que sirve de ánodo (área que pierde acero) y un cátodo (área protegida), con la pared de la tubería actuando como alambre conductor. La corriente sale de la pared en el ánodo y lleva con ella pequeñas partículas de acero. Los iones de acero entran en solución con el suelo y son inmediatamente intercambiados por iones de hidrógeno, dejando el acero detrás escamas de moho. En muchos tipos de suelo, especialmente los secos, las costras de escamas estarán recubriendo las zonas con picaduras de forma tal que las corrientes eléctricas no pueden pasar a través de ellas, desactivando el proceso de corrosión de la celda por un tiempo. El cátodo no está corroyendo, pero tiende a recubrirse con átomos de hidrógeno, los cuales si no son removidos, tenderán a formar una resistencia al flujo de agua. Como el cátodo está polarizado, la reacción del ánodo es lenta. Si el suelo alrededor de la tubería contiene oxígeno disuelto, los átomos de hidrógeno pueden ser removidos para formar agua o iones hidroxilo. Entonces el oxígeno actúa como un despolarizador. Como el cátodo está despolarizado, la actividad del ánodo se incrementa con mayor cantidad de acero

Corrosión externa

La corrosión externa del acero es causada por el flujo de corriente entre la pared de la tubería y el suelo alrededor de ella. La corriente puede ser auto generada por la célula de corrosión tubería-suelo o impresa en la tubería por una corriente externa. La tasa de corrosión externa

en cualquier caso es proporcional a la corriente. Para células tubería-suelo, la corriente es inversamente proporcional a la resistividad del suelo. La resistividad del suelo es afectada por el tipo de suelo y los materiales que formen la mezcla de suelo.

Evaluaciones de resistividad del suelo

Éste es el principal indicador del potencial corrosivo del medio para la tubería (de acero principalmente). Existe una clasificación de suelos con base en inspecciones visuales (ver Figura 6.1.62), la resistividad de los suelos ha sido medida para estas clases para generar una clasificación de éstas como un indicador del potencial corrosivo del medio. Asimismo se ha establecido que la resistividad de un suelo varía con las posibles mezclas de materiales. El tipo de mezcla puede originar variaciones en la resistividad de 4.7 a 11 veces los valores mínimos de resistividad. Estos datos revelan que una tubería sujeta a suelos similares puede tener diferentes grados de corrosión debido a las diferentes mezclas de suelo.

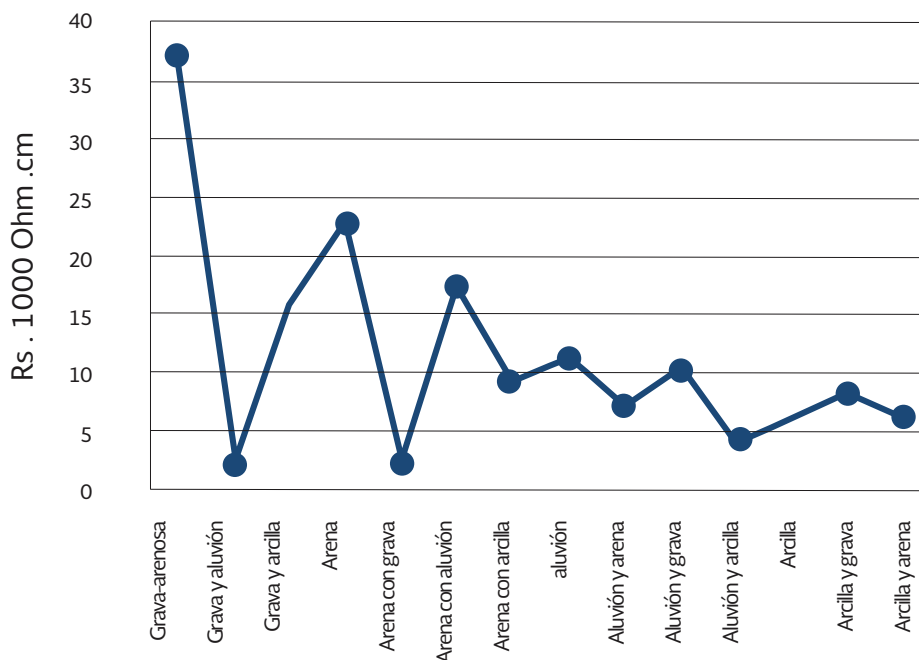


Figura 6.1.62 Resistividad del suelo

Resistividad del suelo y corrosión externa

Algunos estudios sobre la relación entre la resistividad del suelo y la tasa de corrosión externa muestran una sorprendente baja correlación. Los analistas indican que puede deberse a que la resistividad se mide en ciertas condiciones del suelo, que pueden no ser representativas de las variaciones de resistividad del suelo a lo largo del tiempo que tiene la tubería en él.

Fugas y corrosión externa

Las tasas de fugas pueden ser un factor importante para explicar las variaciones en las tasas de corrosión. Las fugas pueden incrementar la tasa de corrosión del suelo por incremento en los niveles de mezcla del mismo y reducir la resistividad del suelo. Las fugas también pueden incrementar la tasa de corrosión por el flujo de productos de corrosión de las paredes, exponiendo a la misma a grafitización.

Técnicas de control de corrosión externas

La mayoría de las estrategias de control de la corrosión externa usadas por empresas de agua están dirigidas a proteger tuberías nuevas. Muy pocos o nulos esfuerzos se han dirigido hacia la protección de tuberías viejas. Esta política refleja la limitada posibilidad para instalar en forma económica protecciones a tubería viejas, excepto tal vez en conducciones con una relativamente alta esperanza de vida en sitios de suelos muy corrosivos. Las técnicas utilizadas son el control electrolítico (protección catódica), cubiertas de polietileno y el uso de recubrimientos plásticos o resinas epóxicas. El objetivo de la protección catódica es que la tubería sea un cátodo, interconectando el acero con un metal diferente el cual tiene un mayor potencial negativo (e.g. aluminio, magnesio o zinc). El metal deferente se convierte en un ánodo de sacrificio el cual será corroído en lugar de la tubería. En el caso de requerir un sistema de corriente, una fuente externa de energía y un rectificador son usados para introducir la corriente directa en el electrolito. Este sistema es utilizado en situaciones donde los requerimientos de corriente son altos debido a las condiciones de corrientes fortuitas en los alrededores y una fuente de energía este rápidamente disponible.

Las cubiertas de polietileno han sido utilizadas para aislar la tubería del suelo. Sus desventajas se presentan cuando deben realizarse reparaciones y en el mantenimiento de la cubierta misma. Parece más recomendable el uso de recubrimientos plásticos o de resinas epóxicas, que actúan como una barrera entre el electrolito y la superficie metálica.

Factores ambientales

Cada sistema es único en el grupo de condiciones ambientales que pueden imponer fuerzas adicionales a la tubería y aceleradas tasas de corrosión internas y externas. Es importante identificar este grupo de factores y establecer un seguimiento de ellos, a continuación se mencionarán algunos de los más relevantes.

Líneas abandonadas. Las líneas fuera de servicio pero que no han sido verificadas pueden ser objeto de fugas, aún y cuando las tomas domiciliarias hayan sido desconectadas. Pueden causar deterioro del soporte de tubería cercanas y aumentar la mezcla de materiales en el suelo y reducir la resistividad del mismo aumentando la tasa de corrosión.

Actividades de construcción. Las actividades de construcción de otras empresas en las cercanías de la tubería de los sistemas normalmente originan problemas en el exceso de cargas sobre la tubería y probablemente en originar problemas futuros de cargas y corrientes de energía que aumenten la tasa de corrosión.

Suelos expansivos. Algunos suelos, especialmente las arcillas son sujetas de cambios de volumen y en variaciones de los contenidos de mezcla de materiales. Estos eventos causan esfuerzos adicionales sobre la tubería, entre ellos esfuerzos de flexión. Si esto se presenta en conjunto con otras fuerzas o corrosión es probable la ocurrencia de roturas de tubería.

Condiciones del pavimento. Un pavimento en malas condiciones ocasiona deterioro del subsuelo y el incremento de fuerzas actuantes sobre la tubería.

Condiciones del subsuelo. Los movimientos del suelo son un grave problema, particularmente en las zonas en donde se presentan sismos, ya que estos causan severos movimientos que frecuentemente rompen tuberías. Asimismo un nivel freático alto puede reducir la resistividad del suelo y las fugas en el drenaje incrementan los niveles de sulfatos que reducen la resistividad del suelo produciéndose un incremento en las tasas de corrosión de tubería.

REFERENCIAS

- Ameron Pipe Lining División, "Cement mortar lining 01 pipes in place ", Kenilworth, NJ.
- AWWA, (American Water Works Association), 1998 "Water Stats. The Water Utility Database". AWWA Bookstore, Denver. Colorado. USA.
- AWWA, *Water main evaluation for rehabilitation/replacement, subject area: Distribution System*, Denver, Colorado, USA, 1986.
- Balcazar S. V. y Castro V. C., *Técnicas de reparación, reemplazo y limpieza de tubería de Agua Potable*, Tesis de Ingeniero Industrial, UAEM, Morelos, 1994
- Balmaseda, C. y Cabrera E., *Mantenimiento, rehabilitación y renovación de redes atendiendo a criterios técnicos y económicos*, Grupo de Mecánica de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia, 1998.
- Cabrera E., Andres A., Planells F. *Network maintenance through analysis of the cost of water".* Journal of the American Water Works Association. Julio 1995 pp. 86 - 98
- California Section AWWA Committee; "Loss of capacity in water mains" Journal of the American Water Works Association, vol. 54, No 10, Oct., 1962, pp. 1293-1312.
- Clark R., Stafford Ch., *Water distribution systems: A spatial and cost evaluation*, Water Distribution System, October 1982.
- Davis C., Fraser D.L., Hertzler P.C., Jones R.T., 1997 USEPA's *infrastructure needs survey "*. Journal of the American Water Works Association. December 1997 pp. 30 - 38
- Deb AK, Hers RK, et al., *Quantifying future rehabilitation and replacement needs of water mains".* Final report of AWWARF research project 265. AWWARF. Denver USA. 1998.
- Dutting, R.F. "Cleaning and lining water mains in place", Water Works School of new England Water works Association, Feb, 1968

- EPA, (Environmental protection agency) *"Drinking water infrastructure needs survey"*, First report to the congress, EPA. Office of water, EPA 812-R-97 -001. January 1997 Washington D.C. USA.
- Herz R.K. (1995) *"The impact of social cost on the rehabilitation needs of water distribution networks"*. International NoDig'95 Conference Documentation, 99 24-38. CCH, Hamburg 1995
- Herz R.K. (1996), *"Ageing processes and rehabilitation needs of drinking water distribution networks"*, Journal Aqua, 45,1996 pp. 221 - 231
- Herz R.K. (1998) *"Exploring rehabilitation needs and strategies for water distribution networks "*, Journal Aqua, 47, 1998 pp. 275 - 283
- Hirner W. *"Maintenance and rehabilitation policies for urban water systems"*. Water management international, 1997a, pp 13-24
- Hirner W. *"Technical, operational and economic performance indicators of water utilities"*. Actas del IWSA workshop on Performance indicators and distribution systems. LNEC. Lisboa. 5- 7 Mayo 1997 b.
- Jones, B.J. *"Pigs cleanup pipeline - The effects of alternating the Hazen - Williams C factor"* Water and wastes Engineering, oct., 1978
- Lansey, K, Basnet E, Mays L., y Woodburn, J.; *"Optimal Maintenance Scheduling for Water Distribution Systems"*, Civ. Engrg. Systems, 9 Gordon and Breach Science Publ., U.K., 211-226, 1992.
- Male IW., Walski T.M. Slutskt A.H., *Analysing water main replacement policies"* Journal of Water Resources Planning and Management. ASCE., May - June, pp. 362-374, 1990
- Mc Elroy IM. *"Water pipeline infrastructure: questions and answers"* In. AWWA 1985 Distribution System Symposium Proceedings. Seattle, Washington, August, 1985
- Newport, R. (1981) *"Factors influencing the occurrence of bursts in iron water mains. Severn Trent Water Authority, Great Britain"*, Journal Aqua, N° 3,1981 pp. 2.14 - 278
- Parsons D. P. (1997) *"Managing benefits of mains rehabilitation through structure surveys"*. Actas del IWSA workshop on performance indicators and distribution systems. LNEC. Lisboa. 5-7 mayo 1997
- Skarda B.C.; *"Diagnosis methods and performance indicators for rehabilitation policies - a Swiss point of view: Pipeline network renewal"*. Special Subject 3, IWSA World Congress. Septiembre 1995. Durban. África del Sur
- Skarda B.C. *"The Swiss experience with performance indications and special viewpoints on water networks"*. Actas del IWSA workshop on performance indications and distributions systems. LNEC. Lisboa. 5-7 mayo 1997
- Shamir U. and Howard Ch., *"An analytic approach to scheduling pipe replacement, Management and Operations"*, A WW A, 1979.
- Victorica J. L. Y Sánchez I. ; *"Origen de los incrementos del coeficiente de pérdida de carga por fricción en los acueductos"*, Tlaloc, año V, # 13, sept. - dic. de 1998.
- Walski T. and Pelliccia A. *"Economic analysis of water main breaks "*, Research and Technology, Journal AWWA, 1982
- Walski T., *"Economic analysis of rehabilitations of water mains"*, Water main rehabilitation, October 1982.

- Walski T. M. *"Cost of water Distribution infrastructure rehabilitation, repair, and replacement"*
WES Informe Técnico EL 85, US army corp. of engineers, (mar 1985).
- Williams, G.S., and Hazen, A, *"Hydraulic tables"*, John Wiley & sons, Inc., New York, N.Y,
1920. O'Day K; *"Organizing and analysing leak and break data for making mam
replacement decisions"*, Research and Technology, Journal A WWA, Nov. 1982

La metodología que se propone ha sido aplicada en un proyecto entre el IMTA y el Sistema de Agua de la Ciudad de México (SACM), como se describe en el siguiente capítulo, pero es general y puede ser aplicada en otras ciudades.

6.2.1 CRITERIOS TÉCNICOS E INDICADORES

La necesidad de rehabilitar o sustituir tuberías de la red de agua potable en general responde a uno de los siguientes tres problemas (Bourguett *et al.* 1999, Day and Weiss 1986, Evins *et al.* 1989):

- Problemas repetidos de la calidad del agua entregada a los usuarios, tales como color, sabor o contaminación bacteriológica
- Reducción de la capacidad de conducción, por una mayor rugosidad o disminución del diámetro de las tuberías, debida a incrustaciones de sales en sus paredes
- Anormal incidencia de fallas estructurales y fugas que repercuten en pérdidas de agua, interrupciones en el suministro e inconvenientes en las calles o domicilios

El primero de estos tres problemas normalmente es esporádico y se detecta en los muestreos de calidad del agua que lleva a cabo el Sistema de Agua. El segundo es relevante para las tuberías de red primaria, que conducen las caudales importantes de agua. Por esto el presente trabajo, de acuerdo con su objetivo, se limita a las redes secundarias y maneja el tercero de ellos.

En principio, los principales fenómenos que causan una alta incidencia de fugas en las tuberías de agua potable son:

- Antigüedad de uso.
- Tipo de materiales empleados en su fabricación y estado actual de conservación.
- Tipo de suelo con su influencia sobre los materiales de las tuberías, (ácidos o básicos).
- Deficiencias en la construcción por la deficiencia de materiales o de la mano de obra durante su instalación.
- Afectación por los materiales de relleno en zanjas cuando se construyeron, por ejemplo mismo material a volteo, tepetate compactado o sin compactar.
- Paso de vehículos pesados en calles secundarias, que dañan a las tuberías cuando éstas no están enterradas con un colchón de tierra suficiente.
- Presión del agua en la operación.
- Variación de presiones y golpes de ariete repetidos, generados por los tandeos horarios durante la operación.
- Composición físico-química del agua distribuida en las zonas de influencia, como posibles incrustaciones o corrosión, o por efecto de la erosión de las paredes de las tuberías por arena u otros elementos que transporte el agua.
- Hundimientos diferenciales del suelo que propicien dislocamientos o tensiones excesivas en las uniones, que además, generen roturas o falla en las uniones o en los atraques o piezas especiales en los cruces.

Desafortunadamente, en los organismos operadores de agua del país normalmente no llevan registros de toda esa información, o les será difícil recopilarla rápidamente. Si bien se puede recomendar que en un futuro se lleven registros más completos y detallados, en el presente trabajo se proponen tales criterios prácticos que utilizan información que actualmente se tiene.

Esta información consiste básicamente en registros (estadísticas) de las fugas en tuberías y tomas reparadas en los últimos 3 años, edad tentativa y material de las tuberías, presión de operación, tandeos y hundimientos diferenciales del suelo.

Para cada criterio se presentan indicadores que se emplearán para dar seguimiento y definir en cada momento las zonas donde llevar a cabo la sustitución de tuberías. Varios de estos criterios son tomados o adaptados de metodologías nacionalmente e internacionalmente aceptadas, por ejemplo de Conagua (Conagua 2007) y la IWA (Saegrov 2005), lo que permite un marco de comparación con ciudades en otros países. Los demás criterios son propios para la ciudad de México, dadas sus condiciones particulares.

Criterio 1: Fugas

Indicador 1a: Número de fallas (fugas) en tuberías reparadas en un año por cada 100 km de tubería. Corresponde al indicador OP26 de CARE-W (Saegrov 2005). Se calcula multiplicando por 100 la relación entre el total de fugas en tubería (sin las fugas en tomas) y la longitud total de las tuberías, es decir:

$$I_{1a} = 100 \frac{D25}{C6} \quad 6.3.1$$

donde, utilizando las variables usadas en CARE-W (Saegrov 2005), D25 es el total de fugas en tubería (sin las fugas en tomas) y C6 es la longitud total de las tuberías primarias y secundarias.

Para un buen estado de las tuberías este indicador debe de estar entre 0 y 30 y para un estado regular entre 30 y 60 fallas/100 km/año. Un número mayor de 60 fallas/100 km/año indica un mal estado de las fallas en tuberías.

Indicador 1b: Número de fallas (fugas) en tomas reparadas en un año por cada 1000 tomas. Corresponde al indicador OP27 de CARE-W (Saegrov 2005). Se calcula multiplicando por 1000 la relación entre el total de fugas en tomas y el número de tomas, es decir:

$$I_{1b} = 1000 \frac{D26}{C32} \quad 6.3.2$$

donde, utilizando las variables usadas en CARE-W (Saegrov 2005), D26 es el total de fugas en tomas) y C32 es el número de tomas.

Para un buen estado de conservación de las tomas este indicador debe de ser menor de 30 fallas/1000 tomas/año.

Indicador 1c: Concentración espacial de las fallas (fugas) en una tubería

Este indicador es utilizado por la Office of Water Service de Inglaterra (OFWAT) y es aplicable para tuberías individuales. Se expresa por la distancia entre fallas registradas en un periodo de 4 años, de acuerdo con Bourguett *et al.* (1999):

Tabla 6.3.1 Concentración espacial de las fallas (fugas) en una tubería

Índice	Comportamiento	Distancias entre fallas
1	Excelente	Superior a 1 km
2	Bueno	Entre 0.5 y 1 km
3	Regular	Entre 0.25 y 0.5 km
4	Malo	Entre 0.125 y 0.25 km
5	Inaceptable	Menor de 0.125 km

Criterio 2: Nivel de rehabilitación o sustitución anual de tuberías y tomas por año

Aunque este criterio puede ser aplicado a cualquier nivel, es más adecuado a ser aplicado a nivel delegación o ciudad completa.

Indicador 2a: Rehabilitación/sustitución porcentual de tuberías recomendable por año. Corresponde al indicador OP15 de CARE-W (Saegrov 2005). Se calcula dividiendo la longitud de tuberías (primarias y secundarias) rehabilitadas en un año entre la longitud total de las tuberías, es decir:

$$I_{2a} = 1000 \frac{D18}{C6} \quad 6.3.3$$

donde, utilizando las variables usadas en CARE-W (Saegrov 2005), D18 es la longitud de tuberías (primarias y secundarias) rehabilitadas en un año y C6 es la longitud total de las tuberías primarias y secundarias.

Un buen nivel de rehabilitación corresponde a entre 1% y 2% anual, que significa una renovación total de la red en 50 a 100 años. Un nivel regular corresponde a entre 0.8% y 1%, y un nivel insuficiente a menos de 0.8% anuales.

Indicador 2b: Sustitución porcentual de tomas domiciliarias:

Corresponde al indicador OP19 de CARE-W (Saegrov 2005). Se calcula dividiendo el número de tomas sustituidas en un año entre el número total de tomas, es decir:

$$I_{2b} = 1000 \frac{D22}{C32} \quad 6.3.4$$

donde, utilizando las variables usadas en CARE-W (Saegrov 2005), D22 es número de tomas sustituidas en un año y C32 es el número total de tomas.

Un buen nivel de sustitución corresponde a entre 2% y 4% anuales, que significa una renovación total de las tomas en 25 a 50 años; un nivel regular a entre 1% y 2%, y un nivel insuficiente a menos de 1% anual.

Criterio 3: Parámetros de operación de la red

Este criterio es aplicable ante todo a nivel colonia o sector hidrométrico. Se expresa por 3 indicadores que normalmente están relacionados entre sí.

Indicador 3a: Tandeos

Los resultados del procesamiento de los datos de fugas reparadas de los años 2006-2008, proporcionados por el SACM, comparados con los datos de las colonias que reciben el servicio de agua potable por tandeo (publicados en la Gaceta del Distrito Federal para los años 2004-2008) muestran una mayor incidencia de fugas en las colonias con tandeo (más que el doble). Las presiones transitorias en el llenado y vaciado de las líneas en cada tandeo normalmente debilitan las tuberías y tomas, de forma tal que aunque ahora ciertas colonias de este tipo no muestran alta incidencia de fugas, es muy probable que la muestren en un futuro próximo.

Por esta razón, en otras condiciones iguales, las colonias que reciben el servicio de agua potable (o lo recibían por cierto tiempo en el pasado) por tandeo deben ser las primeras donde sustituir tuberías y tomas.

Indicador 3b: Presión del agua en la operación

A mayor presión normalmente es mayor la incidencia de fugas y pérdidas de agua. A su vez, la presión de operación frecuentemente es alta en las partes bajas de zonas con fuertes desniveles topográficos. En sus lineamientos de diseño la Comisión Nacional del Agua (Conagua 2007) define los siguientes límites para la presión del agua en las redes primarias:

Tabla 6.3.2 Límites para la presión del agua en las redes primarias, CONAGUA 2007

Presión	Límites
Mínima en zonas urbanas	15 mca
Mínima en zonas rurales o pequeñas urb.	10 mca
Recomendable	Entre 15 y 40 mca
Alta (no recomendable pero admisible)	Entre 40 y 50 mca
Inadmisible	Mayor de 50 mca

Existen sin embargo colonias donde la presión es alta o inadmisibles, de acuerdo con esta clasificación, por lo que las colonias con altas presiones del agua deben de tener prioridad en la sustitución de tuberías y tomas.

Indicador 3c: Porcentaje de pérdidas físicas:

Se define como la relación entre el volumen de agua perdido en fugas y el volumen de agua suministrado. Se determina en estudios que incluyen mediciones del gasto y otros trabajos de campo. Un buen nivel de eficiencia física corresponde a menos de 15%, entre 15% y 20% se tiene un nivel regular, y más de 20% un nivel no satisfactorio.

Aparte de ayudar a definir la necesidad de sustitución de tuberías y tomas, los indicadores de este criterio son útiles para definir la necesidad de trabajos de sectorización de la red, dado que como parte de sus objetivos los trabajos de sectorización uniformizan las presiones, mejoran la eficiencia y llevan a un servicio de agua continuo (sin tandeos).

Criterio 4: Estado de deterioro de tuberías y tomas

La mejor manera de evaluar el estado de deterioro es mediante inspección directa de las tuberías y tomas, pero esto es difícil de realizar para los fines de una planeación general, por lo que en su lugar se utilizan los indicadores indirectos abajo descritos.

Indicador 4a: Material de tuberías

Según datos de DDF-DGCOH (1997) más de 90% de las tuberías del Distrito Federal es de asbesto-cemento, siguiéndole el polietileno al norte de la delegación Gustavo Madero, oriente de Iztapalapa, suroeste de Coyoacán, centro de Xochimilco y sureste de Tlalpan, y pequeñas porciones de PVC y acero. La situación es similar en muchas ciudades mexicanas. Aunque el SACM ha determinado que es mejor utilizar materiales más elásticos como los tubos de polietileno de alta densidad, que se adaptan mejor a las características del terreno de la Ciudad de México, la cual está situada en una zona sísmica con permanentes asentamientos que por consecuencia dañan las redes de agua potable, la gran mayoría de las tuberías del Distrito Federal todavía no han sido cambiadas y están hechas con materiales rígidos como cemento y fierro, los cuales son más propensos a sufrir fisuras que posteriormente se traducen en fugas de agua.

Indicador 4b: Material de tomas

De manera similar, existen en la ciudad tomas domiciliarias de materiales rígidos, o vulnerables a la corrosión, como fierro galvanizado o cobre, que es recomendable sustituir, de acuerdo con el programa de sustitución correspondiente.

Indicador 4c: Edad de tuberías

Indicador 4d: Edad de tomas

La experiencia muestra que la sola edad de las tuberías y tomas no es un indicador suficiente para decidir la necesidad de su sustitución, ya que se han encontrado tuberías y tomas viejas de ciertos materiales en mejor estado, comparadas con otras nuevas de otros materiales, y en otras condiciones de operación. Por esta razón, la edad de tuberías y tomas se debe de considerar en conjunto con los demás factores, tales como material y condiciones de instalación y operación.

Criterio 5: Hundimientos del suelo

Un estudio elaborado por el SACM en 2008 (SACM y PCJ 2008), en que se procesó la incidencia de fugas en 3 años en las zonas con grietas, hundimientos y otros desplazamientos del terreno, encontró que no existe una relación directa entre éstos y la incidencia de fugas, pero que “existe la posibilidad de que un futuro, de asentarse los fenómenos de del subsuelo como son los hundimientos diferenciales y regionales y el desarrollo de grietas, lleguen a conjugarse con la incidencia de fugas generando una sinergia negativa al sistema”. Por esta razón, no se recomienda algún indicador cuantitativo, pero si monitorear tales zonas, y tomar decisiones de sustitución de tuberías y tomas de forma local.

La tabla siguiente muestra un resumen de los indicadores que se proponen.

Tabla 6.3.3 Resumen de indicadores propuestos

Criterios	Indicadores					
Estadística de fugas reparadas en los últimos 3 años	Número de fugas reparadas en tuberías/ año/ 100 km de tubería.	Número de fugas reparadas en tomas/ año/ 1000 tomas.	Concentración de fugas en tuberías individuales (distancia entre fugas)			
	Bueno: < 30					
	Regular: 30 a 60	Bueno: < 30	Excelente: >1 km			
	Malo: > 60		Bueno: 0.5 a 1 km			
			Regular: 0.25 a 0.5 km			
			Malo: 0.125 a 0.25 km Inaceptable: < 0.125 km			
Nivel de rehabilitación o sustitución anual de tuberías y tomas por año	Rehabilitación y/o sustitución porcentual de tuberías	Sustitución porcentual de tomas domiciliarias				
	Bueno: 1% a 2%				Bueno: 2% a 4%	
	Regular: 0.8% a 1%				Regular: 1% a 2%	
	Insuficiente: < 0.8%				Insuficiente: < 1%	
Parámetros de operación de la red	Tandeos	Presión del agua en la operación (Conagua)	Porcentaje de pérdidas físicas			
		Mínima: 15 a 10 mca			Bueno: < 15%	
	Prioritario por rehabilitar en colonias actualmente con tandeos, o con antecedentes de tandeos	Buena: 15 a 30 mca			Regular: 15% a 20%	
		Alta: 30 a 50 mca			Malo: > 20%	
		Inadmisible: > 50 mca				
Estado de deterioro de tuberías y tomas	Material de tuberías	Material de tomas	Edad de tuberías	Edad de tomas		
	Sustituir AC por PEAD	Sustituir por PEAD	Según vida útil del material	Según vida útil del material		
Hundimientos diferenciales del suelo y grietas	Monitorear las zonas con fenómenos de este tipo, y tomar decisiones de sustitución de forma local.					

6.2.2 NIVELES DE USO DE LA METODOLOGIA

Con el objeto de que los trabajos puedan comenzar de inmediato, aun cuando no se tenga información detallada, se manejan dos niveles de uso: nivel básico y nivel avanzado.

En nivel básico se ocupa solamente la información normalmente disponible en los sistemas de agua y en fuentes oficiales o libremente en Internet. Ésta consiste básicamente en el registro de fugas reparadas en la ciudad en formato Excel (es decir, no ubicadas gráficamente en planos), la población por colonias, la cantidad de tomas y la longitud de las tuberías por delegaciones, las colonias en que el suministro es por tandeos, la edad tentativa y el material de las tuberías por colonias, el desnivel aproximado del terreno en las colonia (que puede ser tomado de Google Earth, por ejemplo), y los niveles de hundimiento del suelo en la ciudad. Los indicadores 1c y 3c no se ocupan en este nivel, por lo que se podrán definir las prioridades de sustitución de las tuberías y tomas domiciliarias por colonias.

Para el nivel avanzado se necesitará marcar las fugas reportadas en el plano de las calles de la ciudad, así como tener los resultados de un estudio de la eficiencia física de la red de distribución. Dado el gran número de fugas, es difícil ubicarlas en forma manual, por lo que hay que implementar esta ubicación de las fugas en un sistema de información geográfica, tal como Autocad Map o ArcMap. En este nivel se podrán definir las prioridades de sustitución de las tuberías y tomas domiciliarias, por colonias y por calles individuales, y también hacer un estimado de los volúmenes de agua a recuperar con dicha sustitución.

Los procedimientos que se describen a continuación se refieren al nivel básico.

6.2.3 VALORACIÓN DE LOS CRITERIOS Y SUS INDICADORES

La necesidad de sustituir las tuberías o tomas de una localidad depende de varios factores, cada uno de ellos en diferente medida de acuerdo con las condiciones locales. Considerando esto, para definir las prioridades en la sustitución se requiere establecer cierto peso a cada uno de los factores, y cierto puntaje a cada uno de ellos según sus indicadores. Una vez establecidos tales pesos y puntajes, la definición de las prioridades en la sustitución se reduce a calcular el puntaje total correspondiente a cada colonia, y clasificar las colonias por su puntaje.

En todo caso, la clasificación por prioridad de sustitución debe ser revisada, y en su caso completada o modificada, por las áreas de operación del sistema de agua potable, que con su experiencia pueden tener elementos adicionales para sugerir dichas prioridades.

La asignación del peso a los factores, es decir su valoración, debe ser definida por el sistema de agua potable, de acuerdo con sus políticas y la problemática a atender en un año dado, y pueden, en dado caso, ser los mismos para toda la ciudad, o diferentes por delegaciones. Se proponen abajo a manera de ejemplo ciertos valores para ese fin, que corresponden a la

problemática principal de la Ciudad de México, que a nuestro entender en este momento es reducir las pérdidas de agua potable. Cabe señalar no obstante que los valores precisos que expresan la importancia de cada uno de los factores, deben definirse en estudios específicos.

Puntajes a factores relativos a las tuberías secundarias

Tabla 6.3.4 Factor 1: incidencia de fugas en tuberías

Factor 1: Incidencia de fugas en tuberías	
No. de fugas en tuberías, por 100 km/año	Puntaje
Mayor de 60	100
Entre 30 y 60	50
Menor de 30	0

Tabla 6.3.5 Factor 2: presión media

Factor 2: Presión media	
Presión media en mca	Puntaje
Mayor de 50	100
Entre 40 y 50	80
Entre 20 y 40	40
menor de 20	0

Tabla 6.3.6 Factor 3: Tandeos

Factor 3: Tandeos	
Historial de tandeos	Puntaje
Desde hace 5 o más años a la fecha	100
Desde hace 3 a 5 años a la fecha	75
Desde hace 1 a 3 años a la fecha	50
Desde hace 1 año a la fecha	25
No ha habido tandeos	0

Tabla 6.3.7 Factor 4: Material y edad de las tuberías

Factor 4: Material y edad de las tuberías	
Material	Puntaje
AC de más de 25 años	100
Acero, FoGo o FoFo C de más de 25 años	100
AC de menos de 25 años	50
Acero, FoGo o FoFo C de más de 25 años	40
PVC	20
PEAD	0

Tabla 6.3.8 Factor 5: Hundimientos del suelo

Factor 5: Hundimientos del suelo	
Hundimiento promedio en cm/año	Puntaje
Mayor de 20 cm/año	100
Entre 10 y 20 cm/año	50
Entre 5 y 10 cm/año	20
Menor de 5 cm/año	0

Tabla 6.3.9 Factor 6: Otros no considerados arriba

Factor 6: Otros no considerados arriba	
	Puntaje
Se conocen otros factores de importancia	100
No se conocen otros factores de importancia	0

Valoración de los factores relativos a las tuberías secundarias**Tabla 6.3.10 Valoración de factores relativos a las tuberías secundarias**

Factores para tuberías	Valoración (importancia) del factor
Factor 1: Incidencia de fugas en tuberías	30%
Factor 2: Presión media	30%
Factor 3: Tandeos	10%
Factor 4: Material y edad de las tuberías	20%
Factor 5: Hundimientos del suelo	5%
Factor 6: Otros no considerados arriba	5%
TOTAL	100%

Puntajes a factores relativos a las tomas domiciliarias**Tabla 6.3.11 Factor 1: Incidencia de fugas en tomas**

Factor 1: Incidencia de fugas en tomas	
No. de fugas en tomas, por cada 1000 tomas	Puntaje
Mayor de 60	100
Entre 30 y 60	50
Menor de 30	0

Tabla 6.3.12 Factor 2: Presión media

Factor 2: Presión media	
Presión media en mca	Puntaje
Mayor de 50	100
Entre 40 y 50	80
Entre 20 y 40	40
menor de 20	0

Tabla 6.3.13 Factor 3: Tandeos

Factor 3: Tandeos	
Historial de tandeos	Puntaje
Desde hace 5 o más años a la fecha	100
Desde hace 3 a 5 años a la fecha	75
Desde hace 1 a 3 años a la fecha	50
Desde hace 1 año a la fecha	25
No ha habido tandeos	0

Tabla 6.3.14 Factor 4: Material de las tomas

Factor 4: Material de las tomas	
Material	Puntaje
Plomo	100
PE tipo conduit	100
FoGo	60
Cobre	40
PEAD	0

Tabla 6.3.15 Factor 5: Hundimientos del suelo

Factor 5: Hundimientos del suelo	
Hundimiento promedio en cm/año	Puntaje
Mayor de 20 cm/año	100
Entre 10 y 20 cm/año	50
Entre 5 y 10 cm/año	20
menor de 5 cm/año	0

Tabla 6.3.16 Factor 6: Otros no considerados arriba

Factor 6: Otros no considerados arriba	
	Puntaje
Se conocen otros factores de importancia	100
No se conocen otros factores de importancia	0

Valoración de los factores relativos a tomas domiciliarias

Tabla 6.3.17 Valoración (importancia) de sustituir tuberías o sustituir tomas

Factores para tomas	Valoración (importancia) del factor
Factor 1: Incidencia de fugas en tomas	30%
Factor 2: Presión media	30%
Factor 3: Tandeos	10%
Factor 4: Material de las tomas	20%
Factor 5: Hundimientos del suelo	5%
Factor 6: Otros no considerados arriba	5%
TOTAL	100%

Tabla 6.3.18 Valoración (importancia) de sustituir tuberías o sustituir tomas

Valoración (importancia) del factor	
Importancia sustituir tuberías	30%
Importancia sustituir tomas	70%
Total	100%

Cálculo del puntaje final para una localidad (colonia o delegación)

El cálculo se realiza por separado para tuberías secundarias y para tomas domiciliarias, como una suma de los puntajes correspondientes, cada uno de ellos multiplicado por su porcentaje de importancia, es decir,

$$Puntaje_{tuberías} = F_{1,tub}P_{1,tub} + F_{2,tub}P_{2,tub} + F_{3,tub}P_{3,tub} + F_{4,tub}P_{4,tub} + F_{5,tub}P_{5,tub} + F_{6,tub}P_{6,tub} \quad 6.3.5$$

donde $F_{i,tub}$ es el factor i ($i=1,6$) para la sustitución de tuberías y $P_{1,tub}$ es el porcentaje de importancia (la valoración) de dicho factor.

Lo mismo para las tomas domiciliarias:

$$Puntaje_{tomas} = F_{1,tom}P_{1,tom} + F_{2,tom}P_{2,tom} + F_{3,tom}P_{3,tom} + F_{4,tom}P_{4,tom} + F_{5,tom}P_{5,tom} + F_{6,tom}P_{6,tom} \quad 6.3.6$$

Finalmente, el puntaje total que se usa para la clasificación de las prioridades de sustitución se calcula como la suma de los puntajes obtenidos para las tomas y para las tuberías, cada uno de ellos multiplicado por su porcentaje de importancia, es decir,

$$Puntaje_{total} = Puntaje_{tuberías}P_{tuberías} + Puntaje_{tomas}P_{tomas} \quad 6.3.7$$

Este proceso es fácilmente realizable en hojas de cálculo de Excel, con la información de que generalmente dispone en los sistemas de agua potable.

Teniendo los puntajes calculados de esta forma, el sistema de agua potable podrá clasificar las colonias (u otras zonas) por prioridad de sustitución, y luego decidir en cuáles de ellas

sería conveniente sustituir tuberías secundarias, sustituir tomas domiciliarias, o sustituir a la vez tuberías secundarias y tomas domiciliarias.

Las estadísticas de fugas en los años 2006 a 2008 analizadas muestran que las fugas reparadas están mucho más en las tomas que en las tuberías secundarias (en una proporción de 80% a 85% en las tomas contra 15% a 20% en las tuberías), por lo que podría ser más conveniente sustituir tomas que tuberías secundarias.

Sin embargo, en dependencia del material y estado de conservación de las tuberías secundarias la sola sustitución de las tomas podría causar nuevas fugas en las conexiones de las nuevas tomas, por lo que puede ser más seguro sustituir a la vez las tuberías secundarias y las tomas. En todo caso, el sistema de agua potable puede tomar la decisión de dónde sustituir tomas y dónde tuberías, o ambas, con base en los puntajes calculados.

En el caso particular de la Ciudad de México, si se van a sustituir tuberías secundarias, es recomendable que sean ante todo de 4", ya que de acuerdo con las estadísticas de fugas reparadas es en las tuberías de ese diámetro donde más fugas son reportadas.

6.2.4 OBTENCIÓN DE LA INFORMACIÓN REQUERIDA

Se describe a continuación la información que se necesita para aplicar en nivel básico, el procedimiento de clasificación de las prioridades de sustitución de tuberías y tomas en las colonias de la ciudad, y se sugiere la manera de obtenerla.

Información relativa a fugas reportadas

La incidencia de fugas reportadas, en tuberías y en tomas domiciliarias, se calcula como un promedio por colonias de los registros de fugas reparadas de los últimos 3 años. Si en una colonia dada en estos 3 años se realizaron trabajos de sustitución de tuberías, que reflejan una clara tendencia de reducción de las fugas, en lugar del promedio de fugas hay que tomar su incidencia del último año.

Es importante separar las fugas en tuberías de las fugas en tomas domiciliarias. Esta separación se hace por el diámetro reportado del tubo donde fue localizada la fuga. El SACM se utiliza la siguiente clasificación:

- Los tubos menores de 2" son de tomas domiciliarias
- Los tubos de 2" a 18" son de tuberías secundarias
- Los tubos mayores de 18" son de tuberías primarias

Información relativa a la población de las colonias y la longitud de tuberías

Los sistemas de agua potable manejan información sobre el número de cuentas de agua potable (padrón de usuarios) y longitud de tuberías de redes primarias y secundarias. La

población e índice de hacinamiento por colonias puede ser tomada del sitio Internet del Consejo de Población del Distrito Federal (COPODF) <http://www.copo.df.gob.mx/copodf/> (para la Ciudad de México) o de otras fuentes. Dividiendo la población entre el índice de hacinamiento se calcula el número de las cuentas de agua potable.

La longitud de las tuberías de las redes de agua potable por lo general no se tiene por colonias, pero puede ser deducida, de forma aproximada pero congruente con el resto de los datos, de la forma siguiente:

- Con los datos de cuentas de agua potable y longitud de tuberías de la delegación se calcula la densidad de cuentas por km de tubería, y su inverso, los kilómetros de tubería por toma
- La magnitud obtenida de kilómetros de tubería por toma se multiplica por el número de cuentas de cada colonia para obtener la longitud de tuberías en ésta.

Información relativa a la presión media

Una fuente para obtener esta información son los registros periódicos en las estaciones de medición de presión permanentes. Esas estaciones de medición obviamente no pueden cubrir toda la gran variación de presiones que normalmente hay en las ciudades, en particular las presiones altas en las zonas con fuertes desniveles topográficos. Por esta razón, los registros de presión de las estaciones de medición de presión permanentes pueden ser usados para las colonias donde están tales estaciones, y colonias aledañas a ellas. Para el resto de las colonias existen varias posibilidades de determinar la presión media. Una de ellas es medirla directamente en campo con manómetros portátiles, o preguntar por su valor a las áreas de operación del sistema de agua potable. Si obtenerla de estas formas resulta difícil, de mapas geográficas o de Google Earth en Internet se podría tomar, en forma aproximada, el desnivel que existe entre los puntos más altos y más bajos de la colonia o zona de interés. La presión máxima en la colonia estará del orden de este desnivel, con lo que se podría estimar la presión media.

Cabe señalar que no se necesita determinar la presión media en todas las colonias, sólo en aquellas que tengan alta incidencia de fugas.

Información relativa a los tandeos

En la Gaceta Oficial del Distrito Federal, disponible libremente en Internet, se publican, una o dos veces al año según los cambios en la situación, las colonias que reciben el agua potable por tandeos, en relación con el pago por el servicio de agua potable, que se les autoriza por cuota fija debido a esta situación. Esta información puede ser usada para el Factor 3 (Tandeos), eventualmente completada con consultas con las áreas de operación de las delegaciones, que podrían aportar más elementos al respecto. Para las delegaciones que no se incluyen en estas tablas se presume que no hay tandeos.

Información relativa al Material y Edad de las tuberías y tomas

Se toma de planos de material de las tuberías de la ciudad.

Información relativa a Hundimientos del suelo en la ciudad

Se toma normalmente de un plano de curvas de nivel de los hundimientos del suelo en la ciudad.

REFERENCIAS

Bourguett O., V.J., M.I. José Manuel Rodríguez Varela, M.I. Leonel Ochoa Alejo, GUÍA PARA REHABILITACIÓN DE TUBERÍA DE AGUA POTABLE, IMTA, 1999.

6.3

UN MÉTODO PRÁCTICO PARA PRIORIZAR LA SUSTITUCIÓN DE LAS TUBERÍAS DE AGUA POTABLE EN LA CIUDAD DE MÉXICO

En la Ciudad de México, ubicada en la cuenca lacustre del lago de Texcoco y una de las más grandes del mundo, ocurren grandes pérdidas de agua potable, siendo las causas más importantes la edad y el tipo de material de las tuberías y tomas domiciliarias de entrega de agua al usuario final. En el pasado, la mayoría de las redes de distribución de agua de la ciudad fue construida con tuberías de asbesto cemento. Actualmente, las políticas son sustituirlas por tuberías de polietileno de alta densidad. Dado el tamaño de la ciudad y las limitaciones en recursos financieros, es importante priorizar la sustitución de las tuberías. Se propone un método de aproximación práctica basada en la Evaluación del Punto de Deterioro (EPD, en inglés *Deterioration Point Assignment (DPA) Method*) para definir la prioridad de sustitución al analizar el siguiente conjunto de criterios, representado por sus factores apropiados, al tomar en cuenta las condiciones de las tuberías secundarias, así como las condiciones en que se encuentran las tomas domiciliarias:

- Fallas en tuberías y tomas
- Número de fallas (fugas) en tuberías reparadas en un año por cada 100 km de tubería.
- Número de fallas (fugas) en tomas reparadas en un año, por cada 1000 tomas.
- Concentración espacial de las fallas (fugas) en una tubería.
- Nivel de rehabilitación o sustitución anual de tuberías y tomas.
- Parámetros de operación de la red: tandeos, presión y pérdidas de agua.
- Estado de deterioro de tuberías y tomas.
- Hundimientos del suelo.

Considerando que la información disponible en el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM) no está completa ni estructurada, se proponen dos niveles de uso: básico (con la información disponible, usando Excel) y avanzado (empleando un Sistema de Información Geográfica, SIG).

Para considerar todos estos factores con su relativa importancia en cada caso, la metodología propuesta asigna a cada criterio cierto puntaje, de acuerdo con el estado de sus indicadores, y cierto peso de ponderación, calculándose al final el puntaje total ponderado que se usa para priorizar la sustitución por cada colonia, por barrio, por manzana o por calle, dependiendo de la información disponible, con objeto de que el SACM pueda comenzar a definir las zonas de sustitución.

En relación con las condiciones de las tuberías secundarias, se aplica la ecuación 6.2.1:

$$Puntaje_{tuberias} = F_{1,tub}P_{1,tub} + F_{2,tub}P_{2,tub} + F_{3,tub}P_{3,tub} + F_{4,tub}P_{4,tub} + F_{5,tub}P_{5,tub} + F_{6,tub}P_{6,tub} \quad 6.2.1$$

donde $F_{i,tub}$ es el factor i ($i=1,6$) para la sustitución de tuberías y $P_{i,tub}$ es el porcentaje de importancia (la valoración) de dicho factor.

De igual forma, para las tomas domiciliarias el cálculo del puntaje se realiza aplicando la ecuación 6.2.2:

$$Puntaje_{tomas} = F_{1,tom}P_{1,tom} + F_{2,tom}P_{2,tom} + F_{3,tom}P_{3,tom} + F_{4,tom}P_{4,tom} + F_{5,tom}P_{5,tom} + F_{6,tom}P_{6,tom} \quad 6.2.2$$

donde $F_{i,tom}$ es el factor i ($i=1,6$) para la sustitución de tomas y $P_{i,tom}$ es el porcentaje de importancia (la valoración) de dicho factor.

El proceso inicia desde el análisis y depuración de la información del SACM de los registros de fugas de agua para cada una de las 16 delegaciones, hasta concluir con la determinación del puntaje total que se utiliza para definir la prioridad de sustitución.

Finalmente, el puntaje total para la clasificación de las prioridades de sustitución (ecuación 6.2.3), es la suma de los puntajes obtenidos para las tuberías y para las tomas, cada uno de ellos multiplicado por su porcentaje de importancia, es decir:

$$Puntaje_{total} = Puntaje_{tuberias}P_{tuberias} + Puntaje_{tomas}P_{tomas} \quad 6.2.3$$

donde $P_{tuberias}$ es la valoración (importancia) de sustituir tuberías y el P_{tomas} la importancia de sustituir tomas, coeficientes del 30% y 70%, respectivamente propuestos para el caso de la Ciudad de México. De esta forma se obtienen los puntajes finales, considerando la importancia de sustituir tomas y tuberías.

Un primer resultado que se le entregó al SACM fue la priorización por colonia; sin embargo, probablemente no sea necesario realizar la sustitución total de tuberías y tomas en toda la colonia y sea más bien de manera puntual en alguna o algunas calles. Con objeto de tener una mejor visión del comportamiento de las fugas, se llevó a cabo la presentación gráfica generada con programación en AutoCAD (Figura 6.2.1).

La metodología específica que se ha desarrollado le servirá al SACM como una herramienta fundamentada y a la vez flexible, para la definición de zonas prioritarias de sustitución de tuberías y tomas domiciliarias y su programación a través del tiempo, mediante el uso y manejo de criterios técnicos y factores establecidos. La metodología puede ser usada en otras ciudades, con los ajustes respectivos en los criterios y factores. En un futuro próximo se pretende disminuir la presencia de fugas en red de distribución y tomas, en beneficio de la población al recuperar cantidades de agua que se podrán asignar a nuevas comunidades.

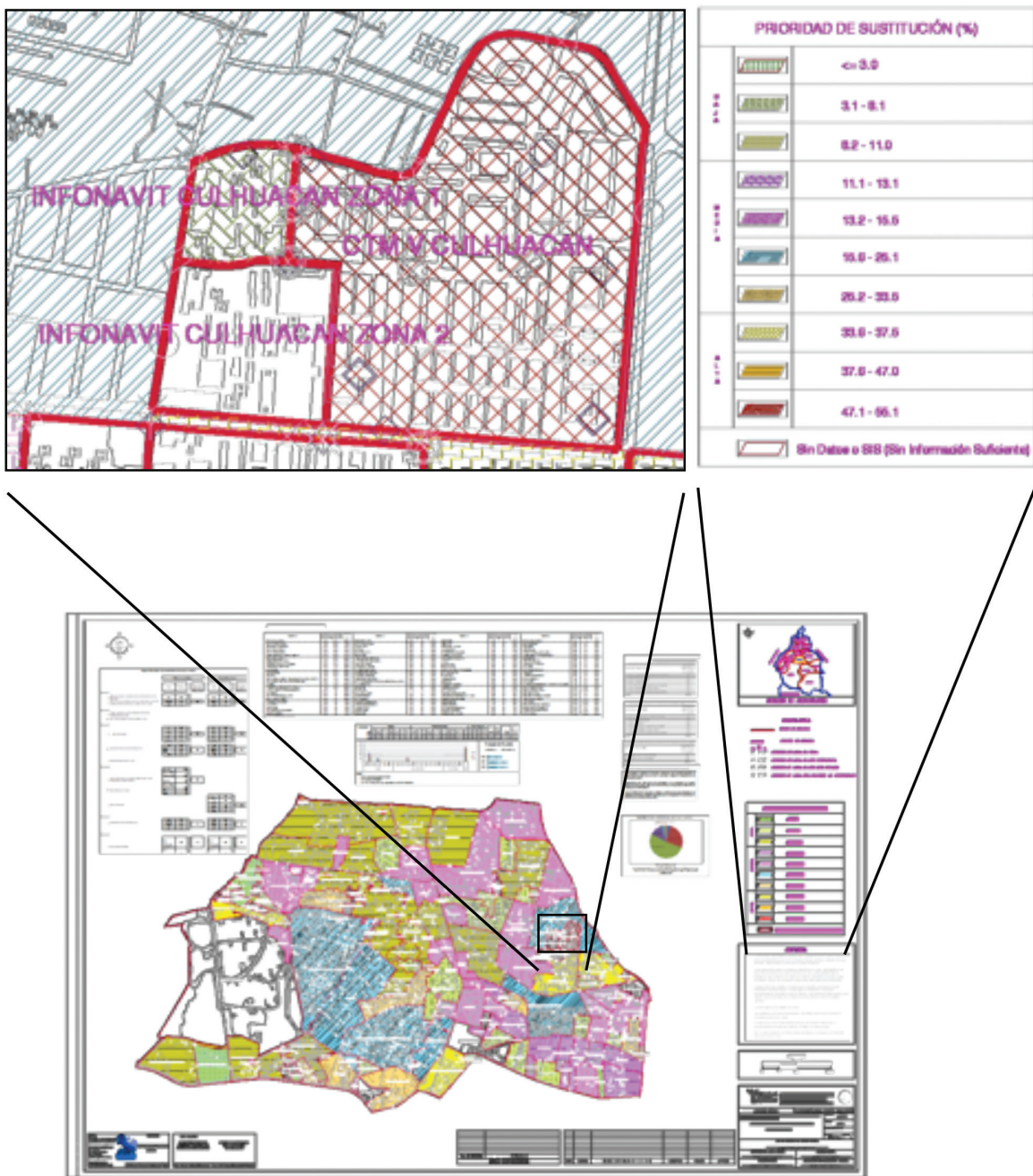


Figura 6.2.1 Plano con detalle de priorización de la sustitución de tuberías y tomas por colonia, en la delegación Coyoacán, conforme a puntaje total.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan agradecimiento a las siguientes personas, nacionales y extranjeras, que son coautores en los artículos en que se basa el libro.

Investigador	Institución
Aldama Rodríguez, Álvaro Alberto	Consultor
Buchberger, Steven G.	Universidad de Cincinnati, EUA
Cabrera Bejar, José Antonio	Universidad Nacional Autónoma de México
Choi, Christopher	University of Wisconsin-Madison
Di Nardo, Armando	Segunda Universidad de Nápoles
Di Natale, Michele	Segunda Universidad de Nápoles
Espinosa Gayosso, Alexis	The University of Western Australia
García Bartual, Rafael	Universidad Politécnica de Valencia, España
Feliciano García, Daniel	Universidad Nacional Autónoma de México
Hansen Rodríguez, Martha Patricia	Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Hernández López, Rubén Darío	Universidad Nacional Autónoma de México
Ramírez Rivera, Humberto	Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
León Rodríguez, Telly	Universidad Nacional Autónoma de México
Li, Zhiwei	Universidad de Cincinnati, EUA
Noda Rojas, Luís Alberto	Ingeniería, Ecología y Desarrollo, S.A. de C.V
Rodríguez Varela, Jose Manuel	Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Romero Gómez, Pedro	Universidad de Arizona
Ochoa Alejo, Leonel	Consultor
Santonastaso, Giovanni F.	Segunda Universidad de Nápoles

Así como a Gema Alín Martínez Ocampo, por su labor en el diseño y formación de la presente obra.

También cabe destacar que durante la investigación realizada para obtener como producto este libro titulado **“AVANCES EN LA HIDRÁULICA DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE”** se llevaron a cabo estudios de posgrado donde se produjeron tesis de investigación (a continuación se describen dichos trabajos).

Universidad	Tutor	Alumno	Nombre de tesis	Año	Estatus al año 2014
Universidad Nacional Autónoma de México	Velitchko G. Tzatchkov	Feliciano García Daniel	Análisis y caracterización estocástica del Consumo de Agua Potable en Viviendas de Culiacán, Sinaloa	2005	Terminada
Universidad Nacional Autónoma de México	Velitchko G. Tzatchkov	Alcocer Yamanaka Víctor Hugo	Flujo Estocástico y Transporte en Redes de Distribución de Agua Potable	2007	Terminada
Universidad Nacional Autónoma de México	Alcocer Yamanaka Víctor Hugo	Marco Antonio Moreno Trujillo	Análisis Espectral del Consumo Doméstico de Agua Potable	2009	Terminada
Universidad Nacional Autónoma de México	Alcocer Yamanaka Víctor Hugo	Dante Sinohe Hernandez Padrón	Pronóstico de la Demanda de Agua Potable, empleando el esquema de Neyman-Scott	2009	Terminada
Universidad Nacional Autónoma de México	Alcocer Yamanaka Víctor Hugo	Albornoz Góngora Pedro Misael	Agregación Espacial y Temporal de la Demanda en Redes de Distribución de Agua Potable	2011	Terminada
Universidad Nacional Autónoma de México	Alcocer Yamanaka Víctor Hugo	Santos Tellez Rodrigo Ulises	Modelación de Solutos en Redes de Distribución de Agua Potable	2012	Terminada
Universidad Nacional Autónoma de México	Velitchko G. Tzatchkov	Cabrera Bejar José Antonio	Sistema de Información Geográfica Aplicado a Modelos de Redes de Agua Potable considerando el Suministro Intermitente	2013	En proceso
Universidad Nacional Autónoma de México	Velitchko G. Tzatchkov	Hernández L. Rubén Darío	Simulación Hidráulica y de Calidad del Agua Potable en una Red de Distribución con Suministro Intermitente y Depósitos Intradomiciliarios	2013	En proceso
Universidad Nacional Autónoma de México	Alcocer Yamanaka Víctor Hugo	Contreras Gómez Leonel	Modelación de Calidad del Agua Considerando Varios Solutos Simultaneos	2014	En proceso
Universidad Nacional Autónoma de México	Velitchko G. Tzatchkov	López Orozco Juan Antonio	Metodología de Generación Automática de Sectores Hidrométricos en Redes de Distribución de Agua Considerando Costos Beneficios	2013	En proceso



SEMARNAT
SECRETARÍA DE
MEDIO AMBIENTE
Y RECURSOS NATURALES



IMTA
INSTITUTO MEXICANO
DE TECNOLOGÍA
DEL AGUA