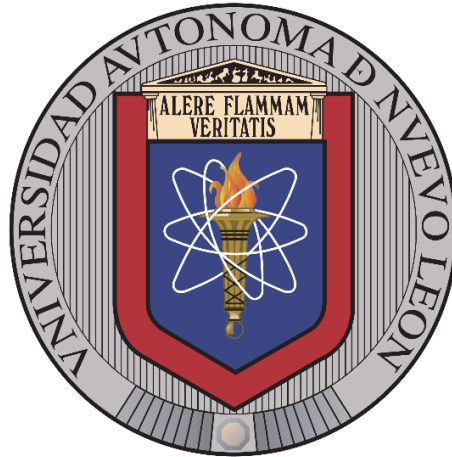


**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**“VERIFICACIÓN DE LA REDUCCIÓN DE PÉRDIDAS FÍSICAS EN UNA RED DE  
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE MEDIANTE LA SIMULACIÓN  
HIDRÁULICA DE PRESIONES EN UN DISTRITO HIDROMÉTRICO DE LA RED  
DEL ÁREA METROPOLITANA DE MONTERREY”.**

**PRESENTA:**

**HUGO GUERRA PUENTE**

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRÍA EN  
CIENCIAS CON ORIENTACIÓN EN  
INGENIERÍA AMBIENTAL**



# **CARTA**

## ***Dedicatoria***

*A Dios, mis padres, mi familia y mi novia, por su apoyo incondicional en cada acierto y error en mi vida.*



## **Agradecimientos**

*Agradezco a Dios y a mis padres por darme la vida y la oportunidad de estudiar un posgrado profesional.*

*A mi padre Hugo, por ser mi gran ejemplo, a seguir y siempre enseñarme y guiarme en mi camino a lo largo de la vida.*

*A mi madre Pilar, por siempre escucharme, aconsejarme y amarme cuando lo he necesitado.*

*A mi novia Karla, por ser la razón y motivación que necesito en los momentos felices y en los tiempos difíciles.*

*Agradezco a mi familia por siempre apoyarme en mis decisiones y estar ahí para mí cuando más los he necesitado.*

*A mis amigos, por el apoyo y la amistad que me brindan.*

*A mi director de Tesis, el Dr. Víctor Hugo Guerra Cobián, por sus consejos, revisiones y correcciones a lo largo de la investigación.*

*A mi Codirector, el Dr. José Luis Bruster Flores, por sus observaciones y aportaciones relevantes a la investigación.*

*A la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL), por ser mi casa de estudios durante 5 años en la licenciatura y los últimos 2 años en la maestría.*

*Al organismo operador SADM por su gran apoyo y colaboración en el desarrollo de toda la investigación. En especial al Ing. Ricardo Alberto Munguía y al Ing. Florentino Ayala, así como al personal de brigada y campo, dependiente de ellos.*

*A mis compañeros del CIA, por su apoyo y colaboración en esta investigación.*

## ***RESUMEN***

# ÍNDICE

RESUMEN	I
ÍNDICE	II
ÍNDICE DE FIGURAS	VI
ÍNDICE DE TABLAS	XII
1 Introducción .....	1
1.1 Generalidades .....	1
Abastecimiento de agua .....	1
Organismos operadores de agua potable .....	2
Sectorización de redes de distribución .....	3
Modelos hidráulicos .....	6
1.2 Antecedentes .....	8
Contexto histórico del abastecimiento de agua .....	8
La sectorización de redes de distribución .....	10
Modelos hidráulicos en redes de distribución .....	13
Gestión y monitoreo de la presión en redes de distribución .....	14
1.3 Justificación.....	18
1.4 Hipótesis .....	20
1.5 Objetivos .....	21
1.5.1 Objetivo general.....	21
1.5.2 Objetivos particulares .....	21
2 Marco teórico .....	22
2.1 Ecuaciones fundamentales .....	22
2.1.1 Ecuación de la energía .....	22
2.1.2 Ecuación de continuidad.....	24

2.1.3	Ecuación de impulso y cantidad de movimiento .....	25
2.1.4	Ecuación de fugas .....	26
2.1.5	Pérdidas por fricción .....	28
2.1.6	Pérdidas locales .....	31
2.2	Análisis de redes de distribución de agua potable .....	33
2.2.1	Elementos que la conforman .....	33
2.2.2	Métodos de análisis de redes cerradas .....	37
2.2.3	Criterios para sectorizar.....	38
2.2.4	Determinación de la demanda.....	39
2.2.5	Coeficientes de variación de consumo .....	44
2.2.6	Patrón de consumo.....	45
2.2.7	Software especializado para la simulación hidráulica de redes.....	47
2.3	Gestión de presiones en redes .....	48
2.3.1	Balance hídrico en redes .....	49
2.3.2	Pérdidas reales.....	51
2.3.3	Distrito hidrométrico modulado .....	56
2.3.4	Válvulas moduladoras de presión.....	57
2.3.5	Telemetría .....	59
3	Metodología.....	60
3.1	Descripción de la zona de estudio .....	60
3.1.1	Chepevera .....	65
3.1.2	Jardines de Anáhuac.....	69
3.2	Medición y recopilación de información.....	73
3.3	Tratamiento y manejo de información .....	75
3.3.1	Manejo de datos de entrada y bases de datos utilizadas .....	75

3.3.2	Selección y estimación de escenarios de consumo.....	77
3.3.3	Extracción y limpieza del modelo.....	82
3.3.4	Determinación de elevaciones de las tuberías .....	84
3.4	Implementación del modelo hidráulico .....	97
3.4.1	Datos de entrada al modelo.....	97
3.4.2	Validación y revisión del modelo.....	101
3.4.3	Inventario de tubería ingresada al modelo.....	104
3.5	Simulación hidráulica .....	106
3.5.1	Patrón de consumo o variación horaria .....	106
3.5.2	Alternativas del modelo .....	108
3.5.3	Escenarios de simulación del modelo.....	115
3.5.4	Controles asignados a la válvula modulante .....	117
3.5.5	Obtención de presiones hidráulicas en el modelo .....	121
3.6	Calibración del modelo.....	124
3.6.1	Micromedición.....	124
3.6.2	Macromedición .....	125
3.6.3	Registadores de presión.....	128
3.6.4	Prueba de presión (Pressure Step Test) .....	129
3.6.5	Ecuación matemática representativa.....	131
3.6.6	Modelación de fugas en WaterCAD®.....	133
3.6.7	Pruebas de bondad del ajuste .....	135
4	Resultados y discusión .....	137
4.1	Chepevera.....	137
4.1.1	Análisis de la información de micromedición .....	137
4.1.2	Análisis de la información de macromedición.....	141

4.1.3	Coeficientes de variación horaria.....	143
4.1.4	Obtención de patrones de consumo .....	145
4.1.5	Comparativa patrones de consumo .....	148
4.1.6	Comparativa macromedición vs micromedición .....	151
4.1.7	Discusión de resultados.....	153
4.2	Jardines de Anáhuac.....	158
4.2.1	Análisis de la información de micromedición .....	158
4.2.2	Análisis de la información de macromedición .....	162
4.2.3	Coeficientes de variación horaria.....	163
4.2.4	Obtención de patrones de consumo .....	164
4.2.5	Comparativa de patrones de consumo .....	166
4.2.6	Comparativa macromedición vs micromedición .....	168
4.2.7	Prueba de presión en el distrito .....	170
4.2.8	Determinación de ecuación de fugas.....	186
4.2.9	Modelación de fugas.....	196
4.2.10	Pruebas de ajuste estadístico .....	205
4.2.11	Discusión de resultados .....	209
5	Conclusiones .....	216
6	Bibliografía.....	219

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Representación gráfica de la ecuación de la energía (Elaboración propia). .....	23
Figura 2-2 Representación de la ecuación de continuidad (Elaboración propia). .	24
Figura 2-3 Representación de la ecuación de impulso y cantidad de movimiento (Elaboración propia). .....	25
Figura 2-4 Pérdidas por fricción en una línea de distribución de agua potable (Elaboración propia). .....	29
Figura 2-5 Representación de las pérdidas locales (Elaboración propia). .....	32
Figura 2-6 Elementos que conforman una red de distribución (Elaboración propia). .....	35
Figura 2-7 Tipos de redes de distribución de acuerdo con su funcionamiento hidráulico (Elaboración propia). .....	36
Figura 2-8 Métodos de análisis de redes cerradas (Elaboración propia). .....	37
Figura 2-9 Tipos de usuarios (Elaboración propia). .....	39
Figura 2-10 Patrón de consumo (CONAGUA, 2016). .....	46
Figura 2-11 Interfaz del Software Bentley WaterCAD (Elaboración propia). .....	47
Figura 2-12 Métodos de intervención centrales para combatir las pérdidas reales de agua potable. ....	49
Figura 2-13 Tipos de pérdidas reales (Elaboración propia). .....	51
Figura 2-14 Relación entre tasa de fuga (Q) y tiempo de fuga (t) (Modificada de Lambert, 2002). .....	54
Figura 2-15 Tipos de distritos hidrométricos (Modificada de GIZ, 2011). .....	56
Figura 2-16 Esquema del funcionamiento de una válvula reductora de presiones (Elaboración propia). .....	58
Figura 2-17 Válvula reductora de presiones en sitio (Obtenida en sitio). .....	59

Figura 3-1 Municipios del AMM (Elaboración propia a partir de SEDESOL, 2012). .....	61
Figura 3-2 Centrales operativas de SADM (Elaboración propia a partir de SADM, 2020). .....	61
Figura 3-3 Ubicación de los distritos hidrométricos (Elaboración propia a partir de SADM, 2020). .....	63
Figura 3-4 DHM Chepevera (Elaboración propia a partir de SADM, 2020). .....	65
Figura 3-5 Ubicación válvula Chepevera (Elaboración propia a partir de SADM, 2020). .....	66
Figura 3-6 Distribución de los usuarios con NIS en función del tipo de tarifa. .....	68
Figura 3-7 DHM Jardines de Anáhuac (Elaboración propia a partir de SADM, 2020). .....	69
Figura 3-8 Ubicación válvula DHM Jardines de Anáhuac (Elaboración propia a partir de SADM, 2020). .....	70
Figura 3-9 Distribución de los usuarios con NIS en función del tipo de tarifa. .....	72
Figura 3-10 Archivos vectoriales tipo shape en ArcMap ®. .....	74
Figura 3-11 Información de micromedición SADM. .....	74
Figura 3-12 Código de extracción. .....	75
Figura 3-13 Código "Buscar NIS". .....	76
Figura 3-14 Gráfico de temperaturas promedio históricas. .....	78
Figura 3-15 Herramienta "Join" en ArcGIS. .....	80
Figura 3-16 Shape de predios con consumos asignados en función del NIS y su categoría. .....	80
Figura 3-17 Shape de puntos de consumo final para el DHM Chepevera. .....	81
Figura 3-18 Extracción de shape para el modelo del DHM Jardines de Anáhuac. .....	83
Figura 3-19 Herramienta "Merge" en ArcGIS. .....	84



Figura 3-20 Shape de puntos de profundidad para el DHM Jardines de Anáhuac. .....	85
Figura 3-21 Nube de puntos de profundidad para el DH Jardines de Anáhuac. ...	86
Figura 3-22 Herramienta "Create TIN" en ArcGIS.....	86
Figura 3-23 Interpolación de puntos de profundidad.....	87
Figura 3-24 Herramienta "TIN to Raster" en ArcGIS. ....	88
Figura 3-25 Raster "MDE_prof".....	89
Figura 3-26 Plataforma digital de INEGI para descarga de MDE.....	90
Figura 3-27 Herramienta "Mosaic to new raster" en ArcGIS. ....	91
Figura 3-28 MDE_junto para el DH Jardines de Anáhuac.....	91
Figura 3-29 Herramienta "Extract by mask" en ArcGIS.....	92
Figura 3-30 Raster "MDE_mask". ....	93
Figura 3-31 Herramienta "Raster calculator" en ArcGIS.....	94
Figura 3-32 Raster "MDE_cotas". ....	95
Figura 3-33 Herramienta "Contours" en ArcGIS.....	96
Figura 3-34 Shape "CN_cotas". ....	96
Figura 3-35 Ventana de opciones de unidades en WaterCAD.....	97
Figura 3-36 Herramienta "Model Builder" en WaterCAD.....	98
Figura 3-37 Herramienta "TRex" en WaterCAD. ....	99
Figura 3-38 Elemento tipo "Reservoir" en WaterCAD. ....	100
Figura 3-39 Pestaña "Analysis". ....	101
Figura 3-40 Barra de notificaciones.....	102
Figura 3-41 Herramienta "Network Navigator". ....	102
Figura 3-42 Validación del modelo.....	103
Figura 3-43 Patrón de consumo ingresado al modelo.....	107

Figura 3-44 Herramienta "Alternatives" en WaterCAD.....	108
Figura 3-45 Alternativas iniciales en WaterCAD.....	109
Figura 3-46 Alternativas de demanda en WaterCAD creadas con la herramienta "Load Builder".....	109
Figura 3-47 Selección del método de aplicación de la demanda. ....	110
Figura 3-48 Ingreso del archivo tipo shape de consumos en el modelo.....	111
Figura 3-49 Resumen de consumos ingresados al modelo. ....	112
Figura 3-50 Creación de alternativa de demanda. ....	113
Figura 3-51 Número de cargas de consumo ingresadas al modelo. ....	114
Figura 3-52 Alternativa de operación en el modelo. ....	114
Figura 3-53 Escenarios de simulación. ....	115
Figura 3-54 Propiedades del escenario de simulación.....	116
Figura 3-55 Elemento tipo "PRV" en WaterCAD. ....	117
Figura 3-56 Ubicación "PRV" sitio Jardines de Anáhuac.....	118
Figura 3-57 Herramienta "Controls" en WaterCAD. ....	119
Figura 3-58 Asignación de controles a las alternativas de operación correspondientes.....	119
Figura 3-59 "Calculation Summary" en WaterCAD. ....	121
Figura 3-60 "Element symbology" en WaterCAD. ....	122
Figura 3-61 "Color coding" en WaterCAD. ....	122
Figura 3-62 Presiones hidráulicas del modelo Jardines de Anáhuac en WaterCAD. ....	123
Figura 3-63 Extracción de información de macromedición DHM Jardines de Anáhuac.....	126
Figura 3-64 Interfaz software Utiliticores® sitio Chepevera. ....	127
Figura 3-65 Registrador Sebalog D-3 ®.....	128

Figura 3-66 Registrador Triton I PF®. ....	128
Figura 3-67 Ubicación de los puntos de medición dentro del DH Jardines de Anáhuac. ....	130
Figura 3-68 Punto de medición 1. ....	130
Figura 3-69 Punto de medición 2. ....	130
Figura 3-70 Ingreso de la función de Presión vs Demanda en WaterCAD®. ....	133
Figura 3-71 Asignación de parámetros relevantes para la modelación de fugas. ....	134
Figura 4-1 Gráfico de consumo acumulado de los usuarios del distrito Chepevera mes de agosto. ....	138
Figura 4-2 Gráfico de consumo acumulado de los usuarios del distrito Chepevera mes de enero. ....	139
Figura 4-3 Gráfico de micromedición enero-agosto 2015-2021 DH Chepevera. ....	140
Figura 4-4 Patrón de consumos agosto 2018. ....	145
Figura 4-5 Patrón de consumos agosto 2019. ....	146
Figura 4-6 Patrón de consumos agosto 2020. ....	146
Figura 4-7 Patrón de consumos enero 2019. ....	147
Figura 4-8 Patrón de consumos enero 2020. ....	147
Figura 4-9 Comparativa patrones de consumo mes de agosto. ....	149
Figura 4-10 Comparativa de patrones de consumo mes de enero. ....	150
Figura 4-11 Comparativa general de patrones de consumo. ....	150
Figura 4-12 Gráfico de macromedición vs micromedición agosto 2019. ....	151
Figura 4-13 Gráfico de macromedición vs micromedición agosto 2020. ....	152
Figura 4-14 Gráfico de consumo acumulado de los usuarios del distrito Jardines mes de enero. ....	159
Figura 4-15 Gráfico de consumo acumulado de los usuarios del distrito Jardines mes de agosto. ....	160

Figura 4-16 Gráfico de micromedición enero-agosto 2016-2021 DH Jardines....	161
Figura 4-17 Patrón de consumos enero 2020. ....	164
Figura 4-18 Patrón de consumos enero 2021. ....	165
Figura 4-19 Comparativa de patrones de consumo enero. ....	167
Figura 4-20 Gráfico de macromedición vs micromedición enero 2020.....	168
Figura 4-21 Gráfico de macromedición vs micromedición enero 2021.....	169
Figura 4-22 Programación de válvula modulante para efectuar prueba de presión. .....	170
Figura 4-23 Gráfico de caudal Prueba 1. ....	172
Figura 4-24 Gráfico de presiones Prueba 1. ....	172
Figura 4-25 Gráfico Presión vs Caudal Prueba 1.....	173
Figura 4-26 Gráfico de caudal Prueba 2. ....	175
Figura 4-27 Gráfico de presiones Prueba 2. ....	175
Figura 4-28 Gráfico de caudal Prueba 3. ....	178
Figura 4-29 Gráfico de presiones Prueba 3. ....	178
Figura 4-30 Gráfico de Presión vs Caudal Prueba 3.....	179
Figura 4-31 Gráfico de caudal Prueba 4. ....	181
Figura 4-32 Gráfico de presiones Prueba 4. ....	181
Figura 4-33 Gráfico de Presión vs Caudal Prueba 4.....	182
Figura 4-34 Gráfico de caudal Prueba 5. ....	184
Figura 4-35 Gráfico de presiones Prueba 5. ....	184
Figura 4-36 Gráfico Presión vs Caudal Prueba 5.....	185
Figura 4-37 Gráfico Presión vs Caudal. ....	188
Figura 4-38 Gráfico de Presión vs Caudal de Fugas.....	191
Figura 4-39 Gráfico de logaritmos naturales (X, Y). ....	193

Figura 4-40 Gráfico de Presión vs Caudal Fugado DHM Jardines de Anáhuac..	195
Figura 4-41 Escenarios de caudal de entrada al distrito enero 2020. ....	196
Figura 4-42 Escenarios de caudal de entrada al distrito enero 2021. ....	197
Figura 4-43 Escenarios de caudal de entrada al distrito enero 2020 con y sin válvula modulante.....	198
Figura 4-44 Escenarios de caudal de entrada al distrito enero 2021 con y sin válvula modulante.....	198
Figura 4-45 Líneas de presión promedio escenario sin válvula modulante. ....	203
Figura 4-46 Líneas de presión promedio escenario con válvula modulante.....	204

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Coeficientes de HyW para distintos materiales (HMES,2002). ....	31
Tabla 2-2 Valores típicos de "K" (Modificada de Cameron Hydraulic Data). ....	32
Tabla 2-3 Consumos domésticos per cápita (CONAGUA, 2016).....	40
Tabla 2-4 Clasificación de climas por su temperatura (CONAGUA, 2016). ....	41
Tabla 2-5 Consumo en hoteles (CONAGUA, 2016). ....	41
Tabla 2-6 Consumo mínimo en comercios (CONAGUA, 2016).....	41
Tabla 2-7 Consumo de servicio para personal en industrias (CONAGUA, 2016). ....	42
Tabla 2-8 Consumos para producción de algunos tipos de industria (CONAGUA, 2016).....	42
Tabla 2-9 Consumo para usos públicos (CONAGUA, 2016).....	43
Tabla 2-10 Coeficientes de variación de consumo (CONAGUA, 2016). ....	44
Tabla 2-11 Coeficientes de variación horaria para distintas ciudades de México (CONAGUA, 2016).....	46

Tabla 2-12 Terminología estándar para el balance hídrico de acuerdo con la IWA (Lambert, 2002).....	50
Tabla 3-1 Centrales operativas SADM (Elaboración propia a partir de SADM, 2020). .....	62
Tabla 3-2 Distritos hidrométricos seleccionados (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).....	63
Tabla 3-3 Tanques de abastecimiento (Elaboración propia a partir de SADM, 2020). .....	64
Tabla 3-4 Niveles de los tanques de abastecimiento (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).....	64
Tabla 3-5 Coordenadas de la válvula Chepevera. ....	66
Tabla 3-6 Longitudes de tramos de tubería Chepevera (SADM, 2020).....	67
Tabla 3-7 Predios en el DHM Chepevera (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).....	68
Tabla 3-8 Tipos de usuarios DHM Chepevera. ....	68
Tabla 3-9 Coordenadas de la válvula Jardines de Anáhuac. ....	70
Tabla 3-10 Longitudes de tramos de tubería DHM Jardines de Anáhuac (SADM, 2020).....	71
Tabla 3-11 Predios en el DHM Jardines de Anáhuac (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).....	72
Tabla 3-12 Tipos de usuarios DHM Jardines de Anáhuac. ....	72
Tabla 3-13 Temperaturas promedio estación climatológica 19052 Mty-Observatorio. .....	77
Tabla 3-14 Inventario de tuberías DHM Chepevera. ....	104
Tabla 3-15 Inventario de tuberías DHM Jardines. ....	105
Tabla 3-16 Pruebas de bondad del ajuste (Guerra Cobián, 2007). ....	135
Tabla 4-1 Consumo acumulado DH Chepevera mes de agosto. ....	137

Tabla 4-2 Consumo acumulado DH Chepevera mes de enero.....	138
Tabla 4-3 Gastos promedio horarios mes de agosto.....	141
Tabla 4-4 Gastos promedio horarios mes de enero.....	142
Tabla 4-5 Coeficiente de variación horaria mes de agosto.....	143
Tabla 4-6 Coeficientes de variación horaria mes de enero.....	144
Tabla 4-7 Coeficientes de variación horaria unitarios.....	148
Tabla 4-8 Consumo acumulado DH Jardines mes de enero.....	158
Tabla 4-9 Consumo acumulado DH Jardines mes de agosto.....	159
Tabla 4-10 Gastos promedio horarios mes de enero.....	162
Tabla 4-11 Coeficiente de variación horaria mes de enero.....	163
Tabla 4-12 Coeficientes de variación horaria unitarios.....	166
Tabla 4-13 Resultados obtenidos Prueba 1.....	171
Tabla 4-14 Presión vs Caudal Prueba 1.....	173
Tabla 4-15 Resultados obtenidos Prueba 2.....	174
Tabla 4-16 Presión vs Caudal Prueba 2.....	176
Tabla 4-17 Gráfico Presión vs Caudal Prueba 2.....	176
Tabla 4-18 Resultados obtenidos Prueba 3.....	177
Tabla 4-19 Presión vs Caudal Prueba 3.....	179
Tabla 4-20 Resultados obtenidos Prueba 4.....	180
Tabla 4-21 Presión vs Caudal Prueba 4.....	182
Tabla 4-22 Resultados obtenidos Prueba 5.....	183
Tabla 4-23 Presión vs Caudal Prueba 5.....	185
Tabla 4-24 Resumen de valores de Presión vs Caudal de las pruebas realizadas. .....	186
Tabla 4-25 Datos de Presión vs Caudal.....	187

Tabla 4-26 Estimación del caudal promedio mensual facturado, del 2020. ....	189
Tabla 4-27 Caudales de fugas obtenidos (L/S). .....	190
Tabla 4-28 Logaritmos naturales de la presión y el caudal de fugas.....	192
Tabla 4-29 Método estadístico de Mínimos Cuadrados. ....	193
Tabla 4-30 Valores de caudal de fugas de acuerdo con la ecuación representativa del distrito. ....	194
Tabla 4-31 Caudales de entrada enero 2020. ....	199
Tabla 4-32 Caudales de entrada enero 2021. ....	200
Tabla 4-33 Comparativa caudales de fugas enero 2020. ....	201
Tabla 4-34 Comparativa caudales de fugas enero 2021. ....	202
Tabla 4-35 Caudales promedios "Qo vs Qc". ....	205
Tabla 4-36 Resultados "Qo vs Qc" enero 2020. ....	206
Tabla 4-37 Resultados "Qo vs Qc" enero 2021. ....	207
Tabla 4-38 Resultados criterios estadísticos para la evaluación del modelo realizado .....	208



# 1 *Introducción*

## 1.1 **Generalidades**

### ***Abastecimiento de agua***

El abastecimiento de agua tiene el principal objetivo de brindar a las localidades urbanas y rurales un volumen suficiente del vital líquido, con una calidad requerida, una presión adecuada y de forma continua. Un sistema moderno de abastecimiento de agua está compuesto por la infraestructura necesaria para realizar la captación, almacenamiento, conducción, bombeo, potabilización y distribución del agua potable de manera eficiente, optimizando recursos y tratando de ahorrar la mayor cantidad de agua, evitando fugas y desperdicios en el sistema (CONAGUA, 2016c; SADM, 2020)

Por lo general, las obras de captación se encargan de obtener agua utilizable de ríos, manantiales y depósitos subterráneos; para realizar esta labor es necesario hacer actividades que engloben el desarrollo y cuidado de los ríos, pozos y manantiales, así como la construcción de grandes obras hidráulicas, como presas y galerías de infiltración.

Para conducir el agua potable, se construyen acueductos, los cuales provienen de las fuentes de abastecimiento hacia las plantas de potabilización, para posteriormente continuar su conducción hacia los tanques de almacenamiento localizados en puntos topográficamente altos de las ciudades.

El almacenamiento de agua potable en tanques de regulación requiere de instalaciones de bombeo, que se encarguen de conducir el agua a presión hasta estos tanques. Lo anterior ocurre debido a que, en la mayoría de los casos, las fuentes de abastecimiento se localizan en puntos bajos y los lugares o puntos por abastecer se ubican en puntos topográficamente altos, lo que ocasiona que el agua no pueda conducirse por gravedad hasta los tanques. Por otro lado, una vez que se tiene el agua almacenada en tanques, estos pueden abastecer por gravedad a

grandes metrópolis, siempre y cuando cuenten con una carga hidráulica de diseño adecuada y un volumen de diseño suficiente para toda la población que lo requiera.

Una parte fundamental de todo sistema de abastecimiento es la potabilización, la cual conlleva el realizar un tratamiento al agua potable para que se encuentre en condiciones óptimas para el uso y aprovechamiento humano, cumpliendo siempre con los parámetros de calidad establecidos por las normativas correspondientes.

Finalmente, la distribución consiste en dotar de agua al usuario, brindar a cada persona el agua potable hasta la entrada de su domicilio para su consumo y aprovechamiento en todas las diversas labores que desarrolla.

### ***Organismos operadores de agua potable***

En la mayoría de los estados que integran la República Mexicana, existe un organismo operador encargado del manejo, gestión y control del abastecimiento de agua; así como, los servicios de drenaje y saneamiento. En este sentido, en el estado de Nuevo León, el encargado de brindarle el servicio de agua potable y saneamiento a los nuevoleonenses es el organismo Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey (SADM), el cual es una institución pública descentralizada. SADM, es una institución de las más reconocidas a nivel nacional debido a la gran cobertura de agua potable, contando con uno de los porcentajes más altos del país. Lo anterior está sustentado por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) en su encuesta intercensal del 2015. En dicha encuesta se menciona que la cobertura del servicio de agua potable de los municipios del Área Metropolitana de Monterrey (AMM) presenta valores del 94.21% al 99.73% (INEGI, 2020a), lo cual es un indicador muy favorable para el estado. Así mismo, estos valores se encuentran por encima de la media nacional, la cual es del 90% de cobertura (CONAGUA, 2016b). Aunado a esto, SADM ha determinado la cobertura de agua potable en el AMM, utilizando el padrón de usuarios con el que cuenta, estimando un valor del 99.68% de cobertura (SADM, 2017a). Lo anterior demuestra la gran

capacidad operativa de esta organización reflejada en el hecho de que la gran mayoría de la población del AMM cuenta con el servicio de agua potable de calidad y continuo las 24 horas del día.

Desde hace ya varios años, el organismo operador SADM, teniendo en cuenta la gran importancia que tiene el vital líquido, se ha visto a la tarea de implementar medidas para el cuidado del agua. Una de las principales acciones que ha realizado desde hace más de una década es la difusión de campañas publicitarias, mediante radio, televisión e internet, alusivas al cuidado del agua. Todo esto debido a la necesidad de concientizar a la población de la importancia que tiene el cuidado del agua, tratando de crear un impacto positivo en todos los sectores de la sociedad generando así un ahorro indirecto de agua.

De manera general, existen muchas formas para generar un ahorro de agua, tal es el caso de acciones pequeñas como, cerrar la llave al momento de darse un baño, utilizar solamente un vaso de agua al cepillarse los dientes, evitar el uso de mangueras al momento de lavar el automóvil, etc. Por otro lado, existen grandes acciones que requieren de una mayor planeación e incluso una fuerte inversión económica. Un claro ejemplo de esto es la sectorización de las redes de distribución de una gran metrópoli.

### ***Sectorización de redes de distribución***

Dentro de la temática del agua potable el término sectorización es conocido como la formación de áreas o zonas de suministro autónomas, más no independientes, dentro de una red de distribución. Es la división o partición de la red en muchas pequeñas redes, con el objetivo de facilitar su operación. De esta forma, es más fácil controlar el gasto que entra en cada sector, las presiones internas de las tuberías, la demanda y el consumo; así como, las pérdidas de agua, en fugas y algunos usos no autorizados. Sin embargo, la sectorización también puede presentar algunas desventajas como la caída de la presión en algunos puntos, la

presencia de altas velocidades y la elevación de la presión durante las horas de menor consumo. Para implementar de mejor manera una sectorización es muy importante colocar válvulas reductoras de presión dentro de los distritos o en la entrada de estos; debido a la necesidad presente de reducir las presiones altas en horas de bajo consumo (Charalambous, 2008; De Paola et al., 2014; Ricardo Gomes et al., 2012; Laucelli et al., 2016; Morrison, 2004; Savić & Ferrari, 2014). Para realizar un proyecto de sectorización de gran dimensión dentro de un área metropolitana como la de la ciudad de Monterrey es necesario analizar la viabilidad del proyecto. La viabilidad del proyecto debe ser evaluada en un marco constitucional considerando los aspectos políticos, económicos, sociales, tecnológicos, ambientales y legislativos. Lo anterior es con el objetivo de tener una mejor gobernanza y gestión de los servicios de agua potable (Katko et al., 2009).

En el caso del AMM, el organismo operador SADM se ha encargado de sectorizar sus redes de agua potable en conjuntos de circuitos de redes denominados “Distritos hidrométricos modulados”, los cuales abarcan gran parte del área metropolitana y se encuentran en desarrollo constante, siendo este uno de los objetivos del Plan Hídrico Estatal 2030 del Estado de Nuevo León. De acuerdo con la bibliografía, un distrito hidrométrico modulado (DHM) se define como un área discreta de una red de distribución de agua, la cual se crea usualmente cerrando válvulas de aislamiento de modo que sea flexible a las demandas cambiantes. Sin embargo, un DHM se puede crear también desconectando permanentemente tubos a las áreas vecinas. Así mismo, este término se conoce como DMA por sus siglas en inglés “District Metered Area” (De Paola et al., 2014; GIZ & VAG, 2011; Laucelli et al., 2016).

Aunado a lo anterior, SADM está llevando a cabo un programa de modulación de presiones, en el AMM y algunos municipios conurbados, mediante la implementación de válvulas reductoras en 184 distritos hidrométricos que conforman la red de distribución (SADM, 2017b). Respecto a la modulación de presiones, esta técnica, es parte fundamental de la gestión de la presión en redes

de distribución, siendo esta una de las principales herramientas para combatir las pérdidas reales de agua potable (Charalambous, 2008; Galuppini et al., 2019; GIZ & VAG, 2011; Ricardo Gomes et al., 2012; Laucelli et al., 2016; Zhang et al., 2019). Por otro lado, el criterio utilizado por el organismo operador para formar los distritos hidrométricos fue con base en el número de usuarios. A partir de esto, sectorizaron de manera preliminar para que cada distrito contara con aproximadamente de 5,000 a 7,000 usuarios. Estos distritos, a su vez, se encuentran distribuidos en circuitos que cuentan con su propio medidor de flujo; así mismo, cada circuito cuenta con alrededor de 500 a 700 usuarios o tomas de agua potable aproximadamente. De acuerdo con lo anterior, algunos autores mencionan que la cantidad de usuarios para un distrito puede ser desde 500 a 3,000 usuarios. En efecto, esto depende principalmente de la longitud y el tamaño de la red (Charalambous, 2008; De Paola et al., 2014; Ricardo Gomes et al., 2012; Savić & Ferrari, 2014).

Parte fundamental de la sectorización implica englobar el mayor número de tomas, operativamente posible dentro de un distrito hidrométrico. Lo anterior es debido a que, para sectorizar y colocar válvulas reductoras, se requiere de una buena inversión económica, la cual debe verse reflejada otorgando un beneficio de alto impacto y para el mayor número de usuarios posibles. En este sentido, esto reflejará un mayor aumento en el ahorro de agua (Galuppini et al., 2019). Así mismo, como se mencionó anteriormente, uno de los principales objetivos de la sectorización, realizada por SADM, es reducir las presiones en la red y por ende las fugas, lo cual ocasionará directamente un ahorro de agua potable en las redes de distribución.

Actualmente, es de vital importancia estudiar el comportamiento de las presiones que existen en las redes de distribución de agua potable de las sectorizaciones existentes en el AMM, de manera que, se puedan identificar los puntos en los cuales se presentan las presiones más altas en la red; así mismo, determinar los puntos en los cuales existen presiones mínimas. En efecto, en la mayoría de los casos brindar la presión mínima requerida a los usuarios de agua potable no representa un grave problema. Caso contrario, cuando las presiones en la red son muy altas

esto ocasiona fugas en las tuberías de distribución; además de, generar altas pérdidas de energía por fricción en todo el sistema (GIZ & VAG, 2011).

La presión dentro de los sistemas de distribución de agua potable varía conforme el consumo que se presenta en la red por parte de los usuarios que integran algún distrito. Aunado a eso, conocer el patrón de consumos aplicable a dicho distrito es una herramienta fundamental para la gestión de la presión en la red. De esta forma, se conocerá con exactitud, cuando liberar mayor presión y cuando se puede reducir dicha presión sin ningún inconveniente. Así mismo, los patrones de consumo se emplean para realizar simulaciones hidráulicas del periodo extendido, de esta forma se conoce la variación del consumo y la presión las 24 horas del día. (Candelieri & Archetti, 2014; CONAGUA, 2016c; GIZ & VAG, 2011; R. Gomes et al., 2014; Laucelli et al., 2016; Rajabi et al., 2019).

### ***Modelos hidráulicos***

Un modelo hidráulico es la representación matemática de un fenómeno hidráulico, el cual depende de distintas variables que influyen directamente sobre este modelo. En este caso, se hace referencia a la presión hidráulica dentro de una red de distribución de agua potable. Para representar el comportamiento de la presión en las redes de distribución de agua potable es necesario utilizar una herramienta computacional que nos brinde la posibilidad de calcular, analizar y evaluar el funcionamiento de las redes. Así mismo, el uso de válvulas reductoras de presión en las sectorizaciones de redes de distribución requiere de una previa modelación mediante un software para poder comprobar la eficiencia de colocación de una válvula en algún sitio del sector (López-Jiménez et al., 2007; Van Zyl, 2014; Venkata Ramana et al., 2015; Zhang et al., 2019).

La modelación mediante algún software especializado es una herramienta que facilita el trabajo y nos ayuda a obtener resultados de una manera más rápida y eficiente. Aunado a lo anterior, todo modelo hidráulico requiere de una calibración

la cual brinde veracidad a los resultados que arroja el software. En la mayoría de los casos, para calibrar un modelo, es necesario contar con información, datos o valores medidos u obtenidos en el lugar de la zona de estudio. En el caso específico de los modelos hidráulicos se necesitan datos como valores de presión, caudal, elevaciones de tuberías, demanda o consumo de los usuarios, entre otros. A partir de esta información se puede calibrar el modelo adecuadamente y darle veracidad a los resultados que se obtengan (AL-Washali et al., 2018; Bentley WaterCAD Systems, 2017; Fragoso Sandoval et al., 2016; López-Jiménez et al., 2007; Venkata Ramana et al., 2015; Zhang et al., 2019).

Esta investigación se centra en la modelación de las redes de distribución de agua potable, utilizando un software especializado. Aunado a esto, la principal motivación de investigar acerca de este tema surgió a partir de la participación en un proyecto de redes de distribución de agua potable en el departamento del Centro Internacional del Agua, perteneciente al Instituto de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León. Otra de las motivaciones que se tienen respecto a realizar esta investigación es el ahorro de agua disminuyendo las fugas, pérdidas y desperdicios en la red, teniendo siempre en cuenta que el vital líquido es indispensable para todos los seres humanos.

## 1.2 Antecedentes

### ***Contexto histórico del abastecimiento de agua***

La necesidad de contar con el vital líquido ha estado presente desde las primeras civilizaciones, el ser humano siempre ha tenido la obligación de contar con agua para su consumo y realizar todas las diversas actividades afines; por lo que, las primeras civilizaciones se asentaban en las márgenes de ríos. Un ejemplo de esto es la civilización egipcia, la cual se estableció en los márgenes del Río Nilo. (Katko et al., 2009).

A nivel mundial, en temas relacionados con el abastecimiento de agua, el más claro ejemplo es la civilización Romana, la cual fue indudablemente una civilización pionera en cuestiones del agua. Esta gran civilización implementó tecnología para la captación, distribución y consumo de agua potable, que no tiene comparación hasta nuestro mundo contemporáneo e incluso existe la incertidumbre de cómo se pudo realizar toda aquella infraestructura sin contar con todas las herramientas con las que se cuenta hoy en día. Es cierto que algunas otras grandes civilizaciones se construyeron sistemas de túneles, galerías o cisternas, a veces de dimensiones considerables, pero quedan muy lejos de los impresionantes acueductos romanos. Estos acueductos fueron grandes obras de ingeniería y arquitectura, las cuales sembraron a lo largo y ancho de su imperio. Los romanos siempre consideraron prioritario realizar grandes obras públicas que brindaran un mensaje de dominio sobre la naturaleza, estas obras simbolizaban lo avanzada que era la civilización romana, además de su poder y el de su emperador. De acuerdo con la bibliografía, los acueductos romanos incluyeron muchos componentes hidráulicos como canales abiertos, tuberías, depósitos subterráneos, cisternas, entre otros. Esta gran civilización romana destacó principalmente por los acueductos de tipo arquerías o puente. Uno de los puentes de acueducto más magníficos fue el Pont du Gard (Puente del Gard). Este acueducto es el más grande de todos los puentes de acueductos romanos con 275 m de largo, 48,4 m de altura y un tramo libre máximo de 24,5 m. Estos acueductos se utilizaban para atravesar un valle o depresión, todo



esto debido a que, en aquellos tiempos se utilizaba únicamente la distribución por gravedad (Mays, 2010).

En el ámbito nacional, los mexicas pueden ser considerados los primeros ingenieros civiles de la historia de México, ya que, para abastecerse de agua dulce, diseñaron acueductos que cumplían perfectamente con dicho objetivo. De acuerdo con CONAGUA, los principales acueductos de los cuales se tiene registro fueron 2, uno que corría a través del río Churubusco y otro por Chapultepec, que pasaba por calzada Tlacopan, los cuales contaban con desagües para llevar el agua a palacios y residencias. Además, para evitar inundaciones construyeron un dique que bautizaron como Albarradón de Nezahualcóyotl, que era una barrera que detenía el agua creciente del lago de Texcoco en temporada de lluvias. Así, se evitaba que se inundara una de las grandes civilizaciones prehispánicas. Pero también, esta estructura cumplía con la función de separar las aguas salinas del Lago de Texcoco, de las dulces que provenían de otros lagos (CONAGUA, 2016a).

Actualmente, México ha brindado la importancia a los temas hídricos, un claro ejemplo de esto es el desarrollo del Sistema Cutzamala, el cual es un sistema hídrico de almacenamiento, conducción, potabilización y distribución de agua para la población e industria de la ciudad de México que abastece a 11 delegaciones y 11 municipios del Estado de México. La cantidad de agua suministrada es aproximadamente 485 millones de metros cúbicos anualmente (CONAGUA, 2017).

En el caso del estado de Nuevo León, en 1878 se construyó el primer sistema de agua entubada en Monterrey, el cual iba desde una acequia llamada las Quintas, al pie del Cerro del Obispado, hasta una fuente instalada en la plaza principal, donde la gente podía abastecerse de agua. Por otro lado, años más tarde, el Congreso del Estado expidió un decreto el 4 de noviembre de 1904, mediante el cual se elevó a rango de Ley, el contrato que el entonces Gobernador Bernardo Reyes había celebrado con los señores James Stocker y William Walker, para la concesión de los servicios de agua y drenaje, y aprovechamiento de las aguas para fuerza motriz

para la ciudad de Monterrey, por lo cual en mayo de 1906, se constituye la Compañía de Agua y Drenaje de Monterrey (The Monterrey Water Works and Sewer Company, Limited) con sede en Toronto, Canadá. En cuanto a las fuentes de abastecimiento de agua existentes en la época, de acuerdo con los estudios técnicos realizados se consideraron dos fuentes. Una de ellas, era una galería de infiltración en el lecho del Río Santa Catarina, a la altura de la zona de San Jerónimo, en donde el agua se conducía por gravedad a un tanque construido en las faldas del Cerro del Obispado, el cual se encuentra en operación hoy en día. La otra fuente se obtuvo de un manantial conocido como La Estanzuela, llevando el agua hasta el tanque Guadalupe, en la colonia Independencia, iniciándose el servicio en 1909. Dicho manantial aún es explotado, aunque en una escala mínima (SADM, 2011).

### ***La sectorización de redes de distribución***

A lo largo de la historia es complicado conocer con certeza la primer ciudad o civilización que comenzó a dividir o sectorizar sus redes de distribución de agua con el objetivo de controlar la presión; sin embargo, en 1980 mediante el Reporte 26 “Políticas y Prácticas del Control de Fugas” de la Asociación de Autoridades del Agua para el Reino Unido, la sectorización se da a conocer como herramienta para la detección de fugas partiendo de la primicia de “divide y vencerás”. En la sectorización, la red es seccionada en varios subsectores con entradas independientes, lo que facilita la operación y monitoreo de los caudales entrantes en los sectores. Además esto contribuye a la detección de fugas y a su pronta reparación, lo cual permite uniformizar las presiones de servicio (Morrison, 2004).

En los últimos años, la sectorización de las redes de agua ha tomado mayor protagonismo como una herramienta de la gestión de la presión en las redes de distribución haciendo énfasis en el ahorro del recurso hídrico. Al momento de realizar una sectorización es muy importante tomar en cuenta ciertas

consideraciones hidráulicas, la calidad del agua potable y la inversión económica que se requiere hacer en este tipo de proyectos. Algunos de los principales beneficios de la sectorización son el control de fugas a través del monitoreo y el control de las altas presiones en los sistemas. En una sectorización es muy importante la instalación de válvulas reductoras de presión y medidores de flujo cuidando siempre la correcta ubicación de estos elementos debido a la inversión económica que esto conlleva (López-Jiménez et al., 2007; Van Zyl, 2014; Venkata Ramana et al., 2015; Zhang et al., 2019).

Por otro lado, hoy en día se vive con gran preocupación el efecto del cambio climático sobre las aguas naturales, obligando a los gestores y expertos en el tema, a tomar medidas más eficientes en cuanto a la gestión del agua. Con el paso del tiempo, el agua comienza a ser un recurso escaso, por lo tanto, debe ser gestionado de una manera muy eficiente, y uno de los puntos principales para mejorar dicha eficiencia es disminuyendo las pérdidas de agua en los sistemas de distribución de agua potable (GIZ & VAG, 2011).

En este contexto, el AMM es una de las más grandes metrópolis del país que se encuentra en crecimiento constante, lo que obliga a SADM tener la necesidad de abastecer cada vez a más usuarios, lo cual genera un grave problema de disponibilidad de agua, sobreexplotación de las fuentes de abastecimiento, entre otras. Atendiendo al punto anterior, actualmente, y desde ya hace algunos años el organismo operador SADM, ha optado por realizar la sectorización como una nueva visión en el manejo del agua, siendo este uno de los primeros pasos para facilitar el control gradual de la red de distribución, avanzando en forma ordenada y sólida, de manera que esto genere un ahorro de agua potable y se disminuyan las pérdidas del vital líquido (SADM, 2017b).

Por otro lado, un grave problema presente en el AMM son las fugas ocasionadas en las redes de distribución, las cuales se presentan a menudo en distintas zonas de la metrópoli debido a que existen tuberías muy antiguas que no cuentan con el mantenimiento adecuado, o que simplemente han cumplido ya con su vida útil y es

necesario que se reemplacen. Aunado a lo anterior, la presencia de presiones altas en las tuberías provoca que estas fallen o revienten ocasionando una gran pérdida irreparable de agua.

En el ámbito internacional, desde hace años se ha comenzado a implementar las sectorizaciones de redes de distribución mediante la creación de “DMA”. Diversos autores, nos presentan su experiencia y algunos consejos de cómo llevar a cabo la creación de esta sectorización de manera que tengamos en cuenta el número de usuarios, la geometría de la red y las condiciones topográficas de la zona en la cual se pretende implementar la sectorización, entre otros aspectos que se deben tomar en cuenta (Charalambous, 2008; De Paola et al., 2014; Laucelli et al., 2016; Savić & Ferrari, 2014).

A nivel nacional, un ejemplo en particular es la sectorización realizada en la delegación Miguel Hidalgo, en el sector MHO-31. Dicha sectorización, implicó el realizar recorridos dentro del sector y en sus límites para verificar su funcionamiento, concluyendo que con la sectorización y la regulación de presiones se obtiene un mejor control del gasto suministrado y de las presiones en el sector, recuperando un volumen muy importante de agua, además de abatir sustancialmente las pérdidas de agua ocasionada por las fugas. Con la sectorización y regulación de presiones se tiene un mejor control de las fugas al detectarlas de manera electrónica en tiempo real, y se tiene una mayor facilidad para repararlas. Aunado a eso, en este caso se utilizó el volumen de agua recuperado en otras zonas urbanas con déficit en este servicio (Fragoso Sandoval et al., 2016).

Ahora bien, a nivel local, tal y como se mencionó anteriormente, SADM, ha optado por realizar la sectorización como una nueva visión hacia una gestión hídrica y un manejo sostenible del agua. Un claro ejemplo de esta acción nos presenta Saénz Esparza en su tesis referente a la operación de distritos hidrométricos modulados, con el caso de estudio “Nueva Exposición”. Este trabajo nos presenta la sectorización del distrito hidrométrico modulado Nueva Exposición, localizado en el municipio de Guadalupe, Nuevo León. Esta sectorización se elaboró mediante la

integración de 23 circuitos como un solo sector que se encuentra alimentado por una sola entrada, en la cual se colocó un macromedidor de flujo y una válvula reguladora de presión (marca Dorot de serie 300) de 10", la cual contaba con un controlador inteligente para el registro y monitoreo de la presión de entrada y de salida al sector. La investigación arrojó como resultado una reducción del gasto de 14.20% respecto al valor promedio que se presentaba antes de sectorizar y de colocar la válvula reductora, lo cual nos indica que se optimizó la distribución del agua potable dentro del sistema, volviéndolo más eficiente. Además, se presentó una reducción de presiones lo cual, a su vez, disminuye el volumen del agua no contabilizada que se pierde mediante fugas. Aunado a esto, dicho volumen de fugas no fue contabilizado ni evaluado a detalle (Saéñz Esparza, 2017).

### ***Modelos hidráulicos en redes de distribución***

En la actualidad, para realizar las modelaciones hidráulicas de los sistemas de distribución de agua potable y las sectorizaciones, es indispensable recurrir a programas computacionales, los cuales nos ayudan a obtener de manera instantánea los valores de presiones y caudales en función de los parámetros definidos (Akpan et al., 2017; Fragoso Sandoval et al., 2016; Galuppini et al., 2019; García, 2006; Morelos & Hernández, 2017). Utilizando los programas o softwares computacionales reducimos los tiempos de cálculo y contamos con mayor precisión de la información, siempre y cuando, se calibren los modelos computacionales que se implementen.

Un ejemplo del uso de herramientas computacionales en modelos hidráulicos nos lo presenta García Alcaraz (García, 2006) mediante el análisis, diseño y comprobación de redes hidráulicas a presión, para obtener simulaciones lo más cercanas a la realidad del comportamiento de la red de estudio, reflejando fielmente cada elemento de la red. Todo esto se realizó a partir de una modelación y simulación de redes hidráulicas a presión mediante herramientas informáticas. Esto

nos indica como desde hace ya varios años se empezó a utilizar las herramientas computacionales en simulaciones de los sistemas de distribución de agua. Por otro lado, el crecimiento continuo de la población ha obligado a realizar ampliaciones en las redes de distribución. Por lo tanto, se han realizado análisis y diseños utilizando softwares computacionales para poder determinar las presiones y velocidades en las nuevas zonas de desarrollo. Lo anterior, con el principal objetivo de comprobar que se pueda satisfacer la demanda de agua potable que requiere el nuevo desarrollo de la urbanización (Morelos & Hernández, 2017).

En este sentido, cabe mencionar que, el concepto de sectorización está fuertemente ligado al de modelo matemático de la red, por lo tanto sería algo complicado llevar a cabo la sectorización de una red de distribución sin la ayuda de un modelo que simule las condiciones reales en que quedará el abastecimiento tras limitar los puntos de entrada del agua a cada sector, traducidas principalmente en condiciones de presión en puntos críticos y velocidades de circulación por las tuberías de entrada o por los ramales terminales. Utilizando una herramienta computacional es más sencillo poder realizar sectorizaciones y comprobar que estas funcionen de manera eficiente. Así mismo, el contar con un modelo previo a realizar la sectorización física en el sitio de estudio evitará cometer errores operativos. Dichos errores operativos en ocasiones son muy costosos e incluso pueden llegar a ser técnicamente irreparables (Alves et al., 2014; Bentley WaterCAD Systems, 2017; Eryiğit, 2019; Galuppini et al., 2019; Morelos & Hernández, 2017; Ranedo, 2009).

### ***Gestión y monitoreo de la presión en redes de distribución***

La gestión de la presión en las redes de distribución de agua potable es una estrategia fundamental para el ahorro de agua potable. Uno de los puntos fundamentales de gestión de la presión es la reducción de fugas. Como se ha mencionado anteriormente, la sectorización de redes de distribución mediante válvulas reductoras de presión y el monitoreo de la presión en tiempo real, combaten

directamente este problema. Actualmente, la falta y carencia de mantenimiento a las redes de distribución, aunado a las altas presiones en el sistema, ocasionan fugas en el sistema, las cuales representan una pérdida irreparable de agua potable. La presencia de fugas en los sistemas de distribución es el principal problema que afecta el óptimo funcionamiento operacional de los sistemas. Hoy en día existen distintas estrategias que han ayudado a detectar de una manera más eficiente las fugas en los sistemas, encontrando los nodos críticos que presentan fugas recurrentes. Aunado a lo anterior, es necesario contar con puntos de monitoreo dentro de la red en estudio (Li et al., 2019; Rajeswaran et al., 2018; Zhou et al., 2018).

Para realizar una adecuada gestión de la presión es necesario contar con un monitoreo de la presión en tiempo real. Una de las ventajas principales del monitoreo en tiempo real de las redes de distribución es la reducción de fugas en el sistema. Aunado a lo anterior, hoy en día es necesario brindar un mantenimiento adecuado a las redes de distribución debido a que, las redes de distribución antiguas son más susceptibles de presentar fugas debido a su ruptura o falla por las altas presiones. Así mismo, el monitoreo de la presión en tiempo real es necesario en redes de distribución antiguas en las cuales no se cuenta con un cableado junto a las tuberías que permita transmitir o controlar la presión de una manera continua, desde el sitio remoto de monitoreo hasta la válvula reductora localizada en el punto de interés. Se han realizado investigaciones referentes al monitoreo de la presión en tiempo real, las cuales tienen el objetivo de monitorear los puntos críticos dentro del sistema de una manera más rápida y eficiente. Para esto, se han desarrollado algoritmos matemáticos que representan una descripción numérica del comportamiento dinámico del agua potable en las redes de distribución. A partir de estos algoritmos, se puede brindar indicaciones rápidas e instantáneas a elementos pertenecientes al sistema. Tal es el caso, de las válvulas reductoras de presión, las cuales reciben indicaciones en función de las variaciones de flujo y presión dentro de alguna sectorización existente (Galuppini et al., 2019).

Cabe mencionar que el control o monitoreo de las redes de distribución en tiempo real tiene muchos beneficios en comparación con un control estático en el cual no se puede afectar o modificar en tiempo real algún elemento de la red. Así mismo, el control en tiempo real debe aplicarse principalmente en zonas de presión alta donde las fugas son muy recurrentes y reportadas constantemente por los usuarios. Una desventaja del monitoreo en tiempo real es que es costoso en cuanto a su operación y mantenimiento, por lo tanto, es necesario que se aproveche al máximo su potencial y se aplique en zonas en las cuales en verdad se requiera (Creaco et al., 2019).

Parte importante de monitorear en tiempo real las redes de distribución es conocer el comportamiento de algunas variables, por ejemplo, la presión hidráulica en el sistema. Existen estudios en los cuales se han implementado dispositivos de medición para obtener el consumo de agua potable en función de la carga o presión hidráulica en la red. Una investigación referente al tema se realizó en el país de Nepal, en donde se utilizaron unos registradores de datos de alta precisión colocados en los tanques de almacenamiento localizados en las azoteas de edificios departamentales. Lo anterior se realizó con el objetivo de determinar el consumo de agua potable de un suministro de agua potable intermitente. El uso de los registradores arrojó como aportación la caracterización en tiempo real del consumo de agua potable, lo cual a su vez reflejó el estilo de vida de los residentes en la zona de estudio. Además, se determinó el horario en el que ocurre el consumo mayor de agua potable en dicha zona (Guragai et al., 2018).

Como se mencionó anteriormente, parte importante de la investigación recae en cuantificar y evaluar los caudales de fugas que se pierden en los distritos hidrométricos o DMA. En este sentido, existen ecuaciones que representan el caudal de fugas respecto al comportamiento de la presión hidráulica. Se han realizado investigaciones para determinar las variables que involucra la ecuación, obteniendo coeficientes y exponentes (Cassa & Van Zyl, 2014; Deyi et al., 2014).



Por otro lado, con el paso del tiempo, la tecnología ha ido avanzando, lo cual ha permitido desarrollar equipos e instrumentos que sirvan para detectar fugas en las redes de distribución, dejando a un lado, los métodos convencionales, los cuales consisten comúnmente en pruebas de presión. En este sentido se han instrumentado a detalle algunos distritos de agua potable para poder evaluar las fugas a través de métodos estadísticos y modelos matemáticos que permitan estimar caudales de fugas a partir de mediciones de flujos y presiones (Jiménez-Cabas et al., 2018; Romano et al., 2017).

### 1.3 Justificación

Una de las principales razones de las pérdidas y fugas en los sistemas de distribución de agua es la presencia de presiones altas en la red (GIZ & VAG, 2011). Actualmente, es necesario poder realizar estrategias que favorezcan la gestión de la presión en las redes de distribución. La sectorización de redes de distribución de agua potable es una herramienta de la gestión de la presión que disminuye las fugas en el sistema (Zhang et al., 2019).

En el caso del estado de Nuevo León, satisfacer la disponibilidad de agua por cada habitante es uno de los principales objetivos del Plan Hídrico Estatal 2030 (SADM, 2017c), por lo cual es muy importante optimizar sistemas de agua potable de manera que se trate de ahorrar la mayor cantidad de agua posible para que en un futuro no se ponga en riesgo dicha disponibilidad de agua en el estado.

Desde el punto de vista ambiental, el agua es un recurso natural indispensable para la vida en el planeta Tierra. Los seres humanos lo utilizamos en todo tipo de actividades que realizamos y forma parte de nuestra vida diaria. En ese sentido, cuidar y ahorrar agua es de gran beneficio para toda la población de cualquier parte del mundo y nos permitirá contar con una mayor cantidad de este recurso por mayor tiempo. Es por eso por lo que el objeto de estudio de esta investigación abarca el ahorro de este vital líquido mediante la verificación de las pérdidas y fugas en las redes de distribución de agua del estado de Nuevo León mediante la simulación hidráulica de presiones en la red. Aunado a esto, se utilizará información de macro y micro medición para calibrar el modelo hidráulico. Así mismo, con esta información, se pretende realizar un análisis estadístico de la información para analizar la factibilidad de desarrollar un patrón de consumos aplicable a la zona de estudio.

Uno de los principales beneficios que este trabajo aportará será comprobar el ahorro de agua potable en los sistemas de distribución del AMM, a través del desarrollo de un modelo hidráulico que permita simular las condiciones actuales de distribución

de agua potable hacia los usuarios. Los principales beneficiarios serán los habitantes del Área Metropolitana de Monterrey, en específico, los pobladores de los DHM de la red que se pretenden analizar y en los cuales se realizará la modelación hidráulica. Así mismo, al final de la investigación se pretende verificar el ahorro de agua potable en el distrito hidrométrico de la zona en estudio empleando información de macromedición, micro-medición de consumos y manejando la información mediante una aplicación que se pretende desarrollar utilizando un software de programación. Posteriormente se realizará la modelación hidráulica para representar el comportamiento de los datos obtenidos a partir del software de programación.

Aunado a lo anterior, esta investigación se centra en el ahorro del vital líquido mediante la verificación de la reducción de pérdidas físicas y fugas de agua en las redes de distribución de agua del estado de Nuevo León, lo cual a su vez debe evidenciar un ahorro de agua potable.

El principal beneficio de esta investigación se verá reflejado en la mejora continua de la gestión de la presión y el consumo de agua potable en los usuarios de los distritos hidrométricos, representando y analizando esos factores mediante una modelación hidráulica.

El aporte científico de la investigación se fundamenta en el desarrollo tecnológico del modelo hidráulico basado en la obtención de datos de medición, aplicando el método científico y la teoría de la hidráulica. Algunas aportaciones complementarias son: la elaboración de un nuevo patrón de consumos que represente el comportamiento de los usuarios del DHM, la elaboración de códigos de programación para el manejo de bases de datos y la elaboración de una ecuación propia representativa para determinar el caudal de fugas en el DHH. Esta ecuación se determinará a partir de la calibración del modelo hidráulico con datos medidos a partir de los cuales se obtendrán los exponentes de fugas correspondientes al distrito.

## **1.4 Hipótesis**

La reducción de pérdidas físicas en un distrito hidrométrico de una red de distribución de agua potable se podrá verificar mediante la simulación hidráulica de presiones, utilizando información histórica de micro-medición de consumos e información de macromedición de la zona en estudio, lo cual a su vez evidenciará el ahorro de agua potable y la reducción de fugas en el sistema.

## 1.5 Objetivos

### 1.5.1 *Objetivo general*

Verificar la reducción de pérdidas físicas en la red de distribución de agua potable de un distrito hidrométrico del AMM, mediante una simulación hidráulica de una válvula moduladora de presiones aplicada en un modelo calibrado, evidenciando el ahorrando agua y la reducción de fugas en el sistema.

### 1.5.2 *Objetivos particulares*

- Obtener información de presiones y gastos mediante el uso de instrumentos de medición seleccionando los puntos de interés dentro del distrito hidrométrico a partir de los recorridos en campo y la información digital disponible.
- Desarrollar un código mediante un software de programación libre que funja como herramienta para el tratamiento, adecuación y manejo de la información obtenida mediante los instrumentos de medición.
- Modelar y analizar el comportamiento de las presiones dentro del DHM para los casos sin válvula reductora y con válvula reductora en los distintos escenarios de demanda, ubicando los puntos críticos de presión en la red, utilizando un software especializado en modelos de redes de distribución.
- Proponer un patrón de consumo de la red de distribución de un DHM para poder determinar la variación las presiones en la red en función del consumo de los usuarios a partir de información de telemetría obtenida con instrumentos de medición dentro del distrito.
- Proponer una ecuación de fugas que represente el comportamiento de la variación entre el caudal suministrado al distrito y la reducción de la presión debido a la modulación de presiones.
- Determinar y cuantificar el ahorro de agua y la reducción de fugas dentro del distrito hidrométrico, después de implementar la modulación de presiones mediante una válvula reductora, utilizando la información histórica de micro-medicación y el modelo calibrado de la red de distribución del distrito.

## 2 Marco teórico

### 2.1 Ecuaciones fundamentales

El agua es un elemento fundamental para los seres vivos, debido a esto, desde hace cientos de años se ha estudiado el movimiento y la conducción del vital líquido, el cual se encuentra regido por ciertas ecuaciones que se desarrollaron hace cientos de años por diversos investigadores y científicos (Levi, 2001). Esta investigación se basa en dichas ecuaciones conocidas como las ecuaciones fundamentales de la hidráulica las cuales se definen a continuación. Así mismo, también se ilustran otras ecuaciones fundamentales, dentro las cuales destacan la ecuación de fugas para redes de distribución de agua, la de pérdidas por fricción y pérdidas locales (Sotelo Avila, 2011).

#### 2.1.1 Ecuación de la energía

La ecuación de la energía (ecuación 1), como su nombre lo indica, está fundamentada en la Ley de la Conservación de la Energía, la cual indica que: “La energía no se crea ni se destruye, solo se transforma”.

Es muy importante mencionar que en todo sistema hidráulico se encuentran presentes tres diferentes tipos de energía: la energía de posición, la energía de presión y la energía de velocidad, dichas energías integran la ecuación 1.

Esta ecuación también es conocida como el teorema de Bernoulli, teniendo la principal diferencia de que en la ecuación 1 se consideran las pérdidas por fricción ( $H_f$ ) ocasionadas por el recorrido del fluido. A continuación, se muestra la ecuación de la energía, así como, las variables que la integran y la definición de cada una de ellas.

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g} + H_{f\ 1-2} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

$Z_1$  y  $Z_2$  = Cargas de energías potenciales o de posición (m).

$\frac{P_1}{\gamma}$  y  $\frac{P_2}{\gamma}$  = Cargas de energías mecánicas o de presión (m).

$\frac{U_1^2}{2g}$  y  $\frac{U_2^2}{2g}$  = Cargas de energía cinética o de velocidad (m).

$H_{f\ 1-2}$  = Pérdidas de energía de la sección 1 a la sección 2 (m).

Así mismo, la figura 2-1 muestra el esquema típico que ilustra la ecuación de la energía, en la cual se observan los distintos tipos de energía antes definidos, así como, la representación gráfica de que la energía en el punto 1 es igual a la energía en el punto 2, más las pérdidas por fricción.

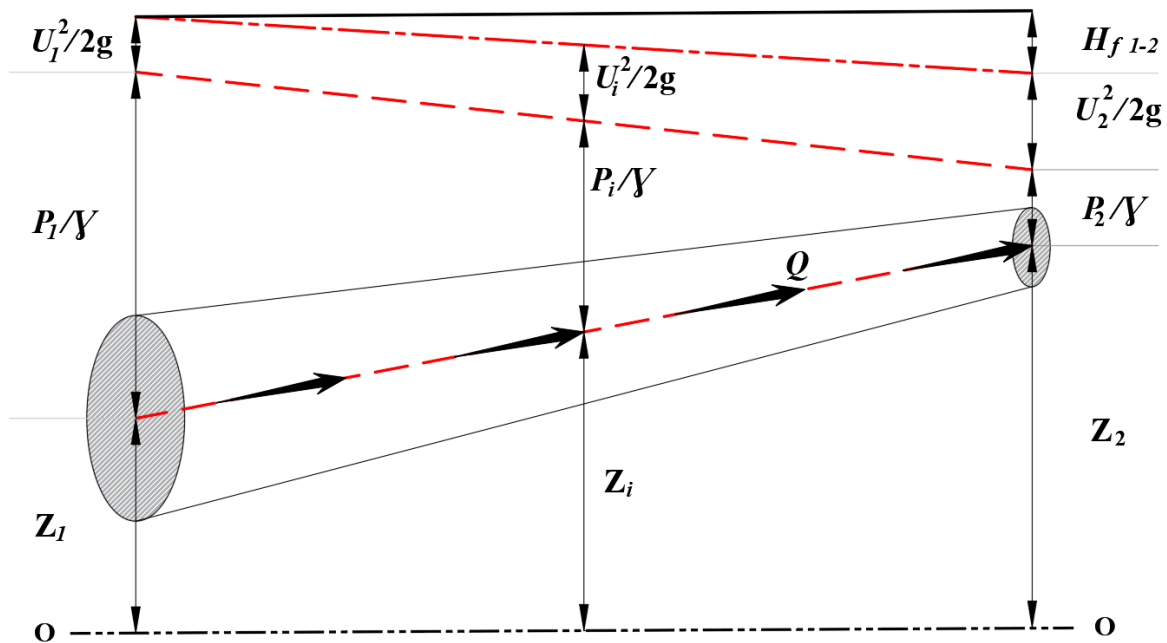


Figura 2-1 Representación gráfica de la ecuación de la energía (Elaboración propia).

### 2.1.2 Ecuación de continuidad

Esta ecuación está basada en el principio de conservación de la masa aplicada a fluidos en movimiento; en la cual, la cantidad de fluido que ingresa por una sección de un conducto es igual a la cantidad de fluido que sale por la otra sección, siempre y cuando se cuente con un sistema hermético en el cual se presente un flujo permanente. La ecuación de continuidad (ecuación 2) nos dice que el gasto que circula por un conducto, en el cual se presente un líquido con densidad constante, es igual al producto del área por la velocidad, representado de la siguiente manera:

$$Q = VA \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

$Q$ = Gasto o caudal ( $m^3/s$ ).

$V$ = Velocidad del líquido o fluido ( $m/s$ ).

$A$ = Área del conducto o tubería ( $m^2$ ).

La figura 2-2 ilustra la representación de la ecuación de continuidad, en la que se aprecia un conducto que conduce un líquido con densidad constante

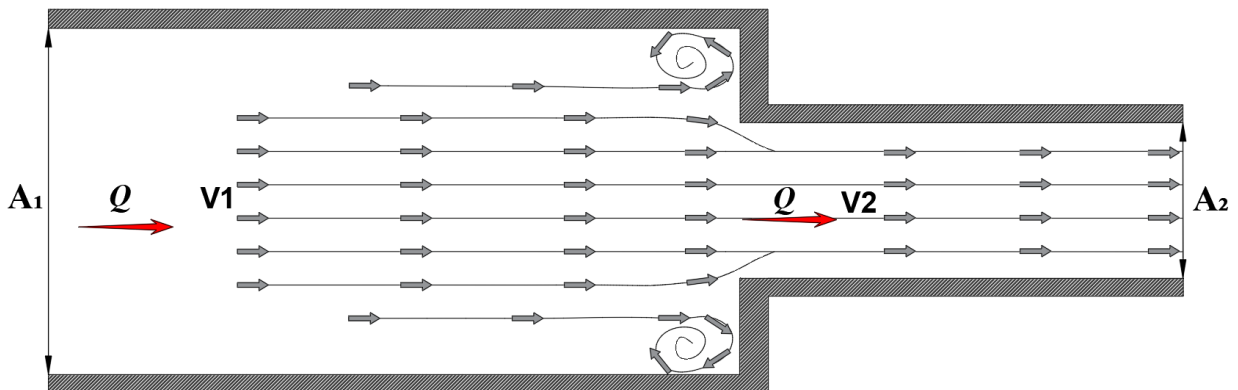


Figura 2-2 Representación de la ecuación de continuidad (Elaboración propia).



### 2.1.3 Ecuación de impulso y cantidad de movimiento

La ecuación 3 nos ayuda a determinar la fuerza generada por un flujo sobre un conducto o tubería y depende de la densidad del fluido, el gasto que está pasando por ese conducto y el cambio en la velocidad del flujo. Está definida por la siguiente ecuación:

$$F = \rho Q (V_f - V_i) \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

$F$  = Fuerza generada por el flujo (N).

$\rho$  = Densidad del fluido (UTM/m<sup>3</sup>).

$Q$  = Gasto que pasa por el conducto (m<sup>3</sup>/s).

$V_f$  = Velocidad final del flujo (m/s).

$V_i$  = Velocidad inicial del flujo (m/s).

La figura 2-3 ilustra la ecuación de impulso y cantidad de movimiento:

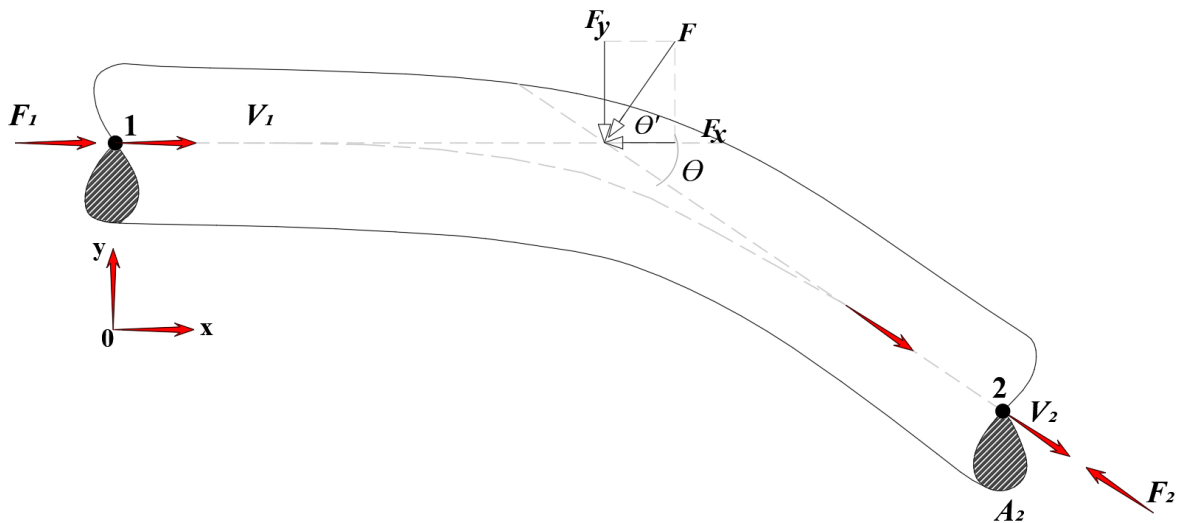


Figura 2-3 Representación de la ecuación de impulso y cantidad de movimiento (Elaboración propia).

#### 2.1.4 Ecuación de fugas

La modelación de las fugas se basa en el principio de la raíz cuadrada en el cual se considera que el caudal de fuga es proporcional al área de la fuga y a la velocidad de salida del fluido, que es directamente proporcional a la raíz cuadrada de la presión estática, lo cual se define como (Ecuación 4):

$$Q_f = Cd * A_f * 2g\sqrt{h} \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

$Q_f$  = Caudal que escapa o se pierde por fugas (m<sup>3</sup>/s).

$Cd$  = Coeficiente de descarga de fuga.

$A_f$  = Área del orificio de fuga o área de fuga (m<sup>2</sup>).

$g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

$h$  = Altura o carga hidráulica (MCA).

Posteriormente, de acuerdo con la teoría de FAVAD (FIXED AND VARIABLE AREA DISCHARGE PATHS) de May se determinó que el área transversal de algunos tipos de fugas puede variar con la presión. Por lo tanto, esto ocasiona que el caudal de fugas varía según la presión en el sistema. De manera que, a mayor presión mayor caudal de fugas y a menor presión, menor caudal de fugas (May, 1994).

La ecuación 5 nos permite estimar la pérdida de agua mediante la representación de una presión elevada a un exponente (Deyi et al., 2014; Piller & Van Zyl, 2014).

$$Q_f = C_f * P^{N1} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

$Q_f$  = Caudal fugado ( $m^3/s$ ).

$C_f$  = Coeficiente de fugas.

$P$  = Presión (MCA).

$N1$  = Exponente de fugas.

A partir de lo anterior, podemos comentar que el exponente de fugas es el factor que más influye en el caudal de fuga debido a que es el factor potencial en la ecuación anterior. Los valores del exponente de fuga varían entre 0.5 hasta 2.79 y suelen promediarse como 1.0 (GIZ & VAG, 2011).

### **2.1.5 Pérdidas por fricción**

El flujo es el movimiento de un fluido con respecto a un sistema inercial de coordenadas, generalmente ubicado en un contorno sólido. Por ejemplo: el movimiento del agua en el cauce de un río, el movimiento del agua subterránea a través del subsuelo y el movimiento de fluidos en el interior de tuberías (Sotelo Avila, 2011).

En esta investigación nos referimos particularmente a los fluidos que transitan a presión por el interior de tuberías, hablando específicamente del agua, siendo este un fluido indispensable para el desarrollo de muchas actividades realizadas por el ser humano, principalmente el consumo doméstico, el uso industrial y el uso comercial.

Al momento de que un fluido realiza un recorrido por un conducto a presión, este sufre de la interacción entre las partículas del fluido y las partículas del material del conducto que lo transporta, lo que se conoce como “pérdidas de energía o de fricción”, dichas pérdidas dependen principalmente de la velocidad del flujo y el tipo de material del conducto por donde transita (Sotelo Avila, 2011). En este caso, nos referimos principalmente al agua potable y los distintos tipos de tuberías por las cuales circula desde los tanques de abastecimiento hasta las tomas domiciliarias.

La figura 2-4 muestra el funcionamiento de los tanques de abastecimiento de agua potable, los cuales cuentan con una carga hidráulica disponible debido a su condición topográfica lo cual les permite abastecer por gravedad todas las tomas domiciliarias que depende de su zona de presión o área de influencia. Así mismo, la figura muestra cómo, con el transcurso del recorrido del agua, se va perdiendo presión en cada punto, debido a las pérdidas por fricción; aunado a esto, se observa que, en el punto más alejado del tanque, la presión disponible ( $P_d$ ) está afectada directamente por la sumatoria de todas las pérdidas por fricción ocurridas durante el recorrido, lo que permite afirmar que para este caso la carga hidráulica total del

tanque es igual a la presión disponible más la sumatoria de las pérdidas por fricción, tal y como se muestra en la ecuación 6:

$$H_{tot} = P_d + \Sigma h_f \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

$h_f$  = Pérdida por fricción (m).

$P$  = Presión manométrica ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\gamma$  = Peso específico del agua ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ).

$P_{atm}$  = Presión atmosférica (m).

$P_d$  = Presión disponible (m).

$H_{tot}$  = Carga hidráulica total (m).

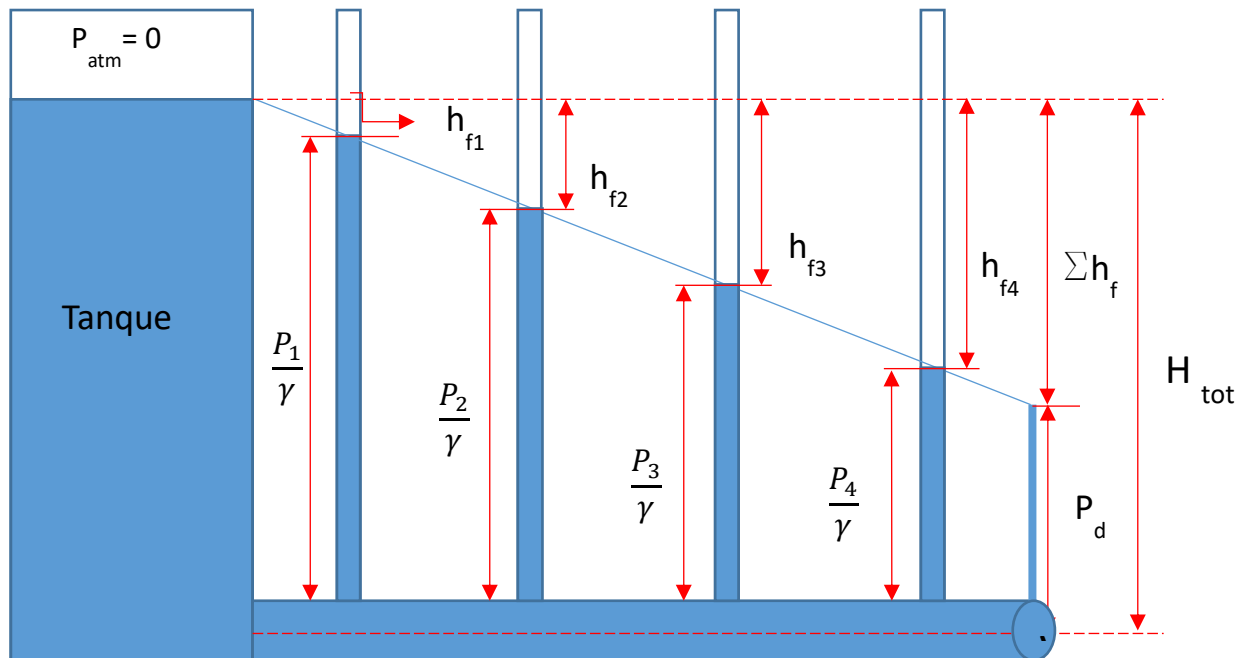


Figura 2-4 Pérdidas por fricción en una línea de distribución de agua potable (Elaboración propia).

Por otro lado, existen ecuaciones para determinar las pérdidas por fricción en un conducto a presión, algunas de las más reconocidas son: la ecuación de Manning, la ecuación de Darcy-Weisbach, la ecuación de Moody y la ecuación de Hazen y Williams.

De las ecuaciones mencionadas anteriormente, la más utilizada y la que se aplicará directamente en esta investigación es la de Hazen y Williams (Sotelo Avila, 2011), la cual se muestra a continuación (ecuación 7):

$$V = 0.354C_{HW} * D^{0.63} * S_f^{0.54} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

$C_{HW}$  = Coeficiente de HyW (adimensional).

$D$  = Diámetro de la tubería (m).

$V$  = Velocidad media del agua (m/s).

$S_f$  = Pendiente de fricción (m/m).

El principal factor que interviene en la ecuación mostrada anteriormente y por la cual lleva dicho nombre, es el coeficiente de fricción de Hazen y Williams (HyW), el cual es requerido para considerar las pérdidas en la conducción de agua potable y depende del material de la tubería. La tabla 2-1 muestra distintos tipos de materiales utilizados en tuberías de agua potable, así como, sus respectivos valores de HyW los cuales se considerarán para los cálculos hidráulicos correspondientes. (HMES, 2002).

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

Material	Coefficiente de Fricción de Hazen-Williams $C_{HW}$
Hierro Fundido sin recubrimiento Interno	130
Asbesto Cemento	140
PVC, PEAD	150
Acero Galvanizado	120
Concreto (Superficie Rugosa)	120
Cobre	135

Tabla 2-1 Coeficientes de HyW para distintos materiales (HMES,2002).

### 2.1.6 Pérdidas locales

Las pérdidas locales son las que se producen por los accesorios existentes en las líneas de distribución de agua potable y por lo regular son llamadas pérdidas secundarios o menores (Sotelo Avila, 2011). Los accesorios se refieren a válvulas, codos, derivaciones, entre otros.

La ecuación 8 representa las pérdidas locales en general:

$$h_{loc} = K \frac{V^2}{2g} \tag{Ecuación 8}$$

Donde:

$h_{loc}$  = Pérdida de carga local (m).

$V$  = Velocidad media del agua (m/s).

$g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

$K$  = Coeficiente que depende del tipo de accesorio (adimensional).

La figura 2-5 representa las pérdidas locales o menores presentes en una línea de conducción de agua potable debido a los accesorios, en este caso, una válvula.

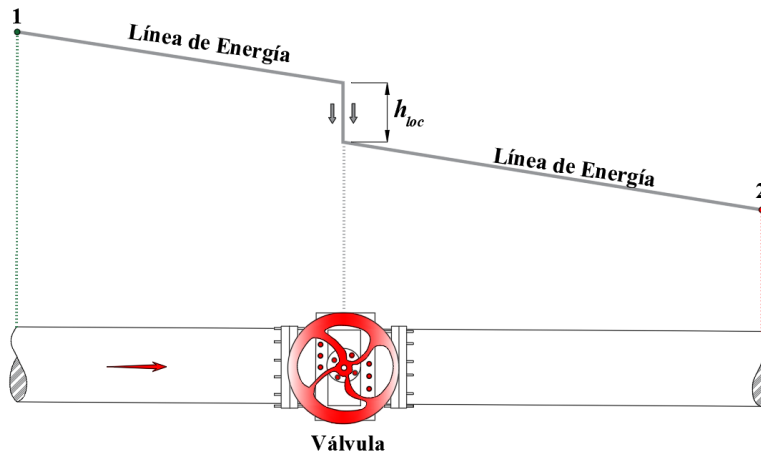


Figura 2-5 Representación de las pérdidas locales (Elaboración propia).

La tabla 2-2 muestra los valores de “K” en función del tipo de accesorio y el diámetro nominal en pulgadas (Heald, 1988).

Accesorios	L/D	Diámetro nominal en pulgadas							
		1/2	3/4	1	2	4	8-10	12-16	18-24
		Valores de K							
Válvula de compuerta abierta	8	0.22	0.20	0.18	0.15	0.14	0.11	0.10	0.10
Válvula de globo abierta	340	9.20	8.50	7.80	6.50	5.80	4.80	4.40	4.10
Válvula de pie de disco con bisagra	75	2.00	1.90	1.70	1.40	1.30	1.10	1.00	0.90
Válvula “Check”	100	2.70	2.50	2.30	1.90	1.70	1.40	1.30	1.20
Codo de 90	30	0.81	0.75	0.69	0.57	0.51	0.42	0.39	0.36
Codo de 45	16	0.43	0.40	0.37	0.30	0.27	0.22	0.21	0.19
T en línea (con derivación en la línea principal y lateral cerrada)	20	0.54	0.50	0.46	0.38	0.34	0.28	0.26	0.24
T en línea (con circulación por derivación)	60	1.62	1.50	1.38	1.14	1.02	0.84	0.78	0.72

Tabla 2-2 Valores típicos de “K” (Modificada de Cameron Hydraulic Data).



## 2.2 Análisis de redes de distribución de agua potable

De acuerdo con CONAGUA una red de distribución debe componerse de tuberías, piezas especiales, válvulas de diversos tipos, hidrantes contra incendio y públicos, tanques de regulación o almacenamientos, rebombes y accesorios complementarios que permiten su óptima operación y además un mantenimiento adecuado (CONAGUA, 2016c).

### 2.2.1 Elementos que la conforman

A continuación, de acuerdo con CONAGUA, se definen las características de los principales elementos que conforman una red de distribución (figura 2-6).

**Tubería:** Este elemento tal y como su nombre lo dice, se compone de dos o más tubos que se encuentran unidos o ensamblados mediante un sistema que permite la conducción de un fluido. La principal característica de este elemento es el tipo de material. Para seleccionar el material de una tubería es muy importante evaluar las propiedades de resistencia mecánica, durabilidad, resistencia a la corrosión, capacidad de conducción, economía, facilidad de conexión y reparación, y, especialmente, la conservación de la calidad del agua. Para cuestiones de pérdidas por fricción es muy importante seleccionar el tipo de material que sea menos rugoso, para reducir así dichas pérdidas, sin dejar a un lado las otras propiedades mencionadas anteriormente.

**Piezas especiales:** estas piezas son todos los accesorios de la tubería que permiten formar cambios de dirección, ramificaciones e intersecciones, así como conexiones incluso entre tubería de diferente material y diámetros. Estos elementos son los que ocasionan las pérdidas locales. Además, permiten la inserción de válvulas y la conexión con estaciones de bombeo y otras instalaciones hidráulicas requeridas en la distribución.

**Válvulas:** son dispositivos mecánicos que son empleados para detener, iniciar o controlar las características del flujo en conductos a presión. Pueden ser accionadas manualmente o por medios automáticos o semiautomáticos. Por ejemplo, existen

accionadores eléctricos, hidráulicos o neumáticos, los cuales se utilizan en plantas de tratamiento o en instalaciones donde se requiere operar frecuentemente las válvulas. En redes de distribución son más usuales las válvulas que se operan manualmente mediante palancas, volantes y engranes, debido a que los cierres y aperturas son ocasionales.

**Hidrantes:** son conexiones especiales de la red que se ubican a cierta distancia, distribuidos en las calles. Existen dos tipos de hidrantes: públicos y contra incendio. Los hidrantes públicos consisten en llaves comunes colocadas en pedestales de concreto o de mampostería, que pueden usarse como llaves comunitarias, que pueden emplearse por varias familias dependiendo de su cercanía con el hidrante.

**Tanques de almacenamiento:** Los tanques de almacenamiento son depósitos de distintas geometrías con la capacidad de almacenar grandes volúmenes de agua. Estos elementos son utilizados en los sistemas de distribución de agua para asegurar la cantidad y la presión del agua disponible en la red. Según su construcción, pueden ser superficiales o elevados. Los superficiales se emplean cuando se dispone de terrenos topográficamente elevados que se localicen cerca de la zona de servicio, tal es el caso del AMM, debido a que se cuenta con partes altas, como cerros y laderas en las que se localizan dichos tanques. Cada tanque de abastecimiento cuenta con su área de influencia o zona presión, esto quiere decir que un determinado tanque solo puede abastecer cierta cantidad de población, la cual se resume en número de tomas, brindándole así, la presión requerida a los usuarios. Por otro lado, los tanques elevados se utilizan por lo general para abastecer volúmenes no muy grandes de agua en algunas empresas, industrias o pequeñas localidades que no cuentan con puntos elevados que puedan abastecerlos mediante tanques superficiales.

**Bombas hidráulicas:** Estas bombas reciben la energía mecánica proveniente de un motor a través de la flecha con el fin de transformarla en energía hidráulica elevando la carga de presión del agua para conducirla en la tubería. En todo sistema de distribución, son un elemento indispensable, para poder darle la carga necesaria

al agua para llenar un tanque de almacenamiento, desde el cual se abastecerá por gravedad a los usuarios brindándoles así, la presión requerida.

**Toma domiciliaria:** La toma domiciliaria tiene como función el proporcionar agua de la red de distribución al usuario mediante la instalación hidráulica dentro de los domicilios de cada usuario. Se divide en dos partes: ramal y cuadro. Se le llama ramal a la conexión que abarca desde el acoplamiento a la red de distribución hasta el codo inferior del cuadro. El cuadro es propiamente el conjunto de tubos y codos que forman una figura rectangular con el objeto de alojar un medidor y que sea cómoda su lectura. El cuadro se encuentra generalmente dentro del domicilio del usuario donde la responsabilidad es totalmente del usuario y el organismo operador se deslinda de responsabilidades.

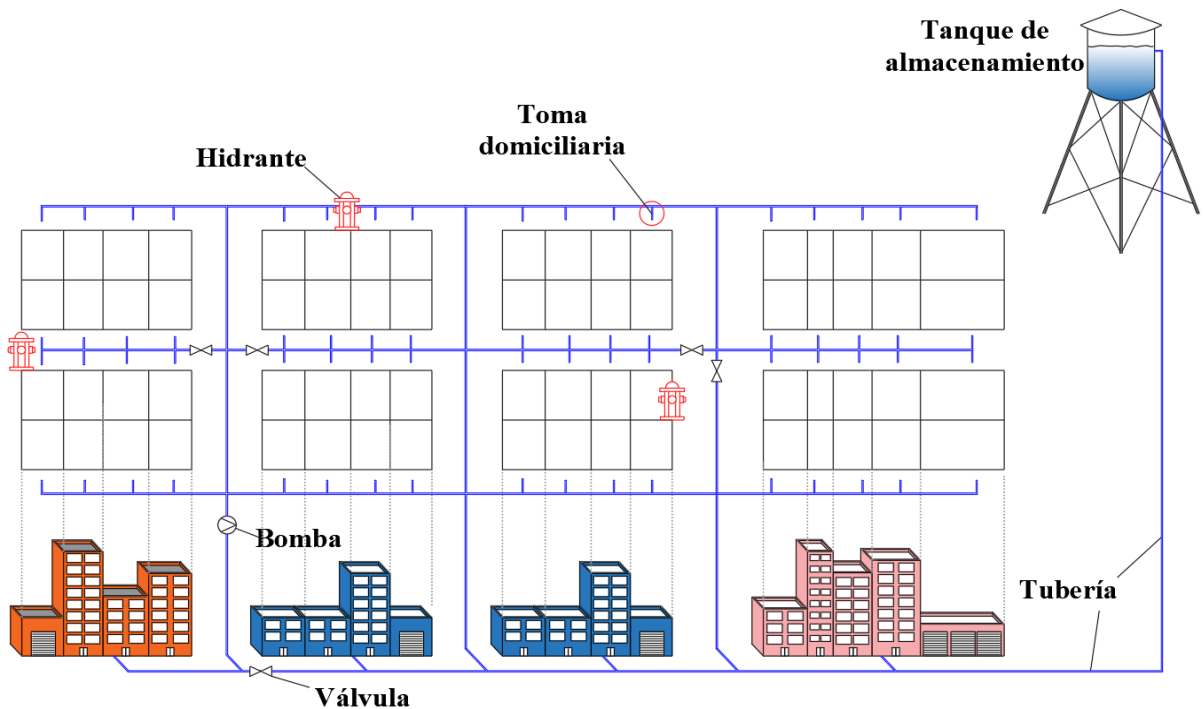


Figura 2-6 Elementos que conforman una red de distribución (Elaboración propia).

La figura 2-7 muestra el esquema básico de una distribución a partir de un tanque de regulación, de acuerdo con su funcionamiento hidráulico, con una línea de alimentación principal y las tuberías primarias y secundarias. Esta distribución se da

por gravedad y es de las más recomendables y comunes en el AMM, además de, representar claramente el modelo hidráulico que se pretende simular en esta investigación.

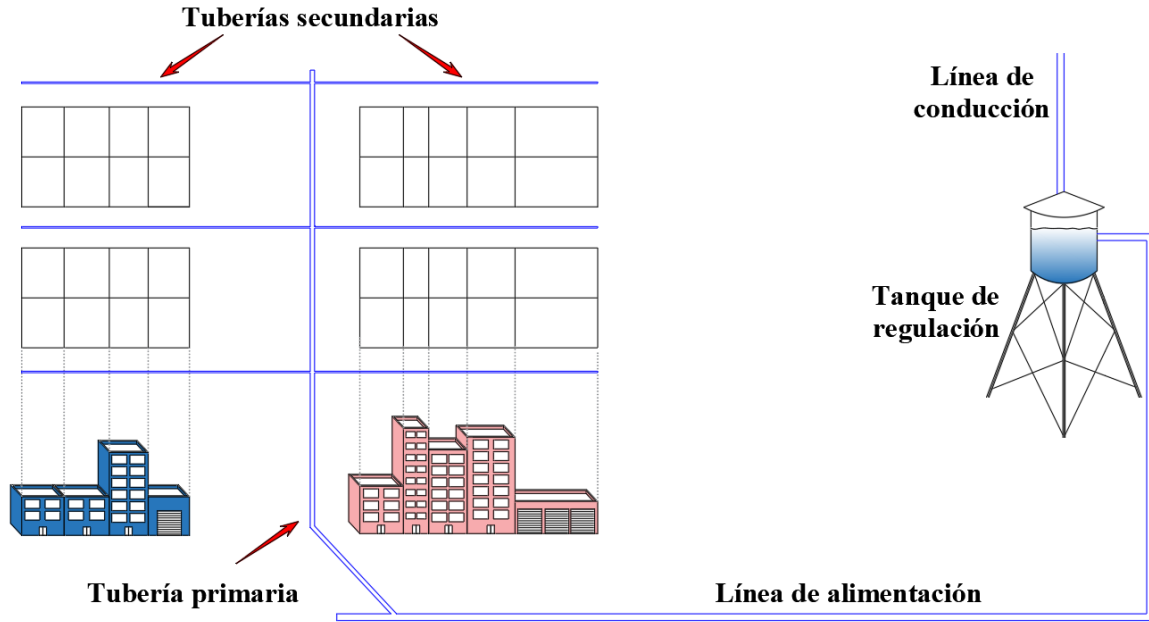


Figura 2-7 Tipos de redes de distribución de acuerdo con su funcionamiento hidráulico (Elaboración propia).

### 2.2.2 Métodos de análisis de redes cerradas

Los métodos de análisis de redes cerradas están diseñados para llevar a cabo los cálculos de caudales en cada tubería y la altura piezométrica en cada nodo, para esto, es necesario conocer todas las variables relacionadas con las tuberías, como lo son: diámetros, rugosidades, coeficientes de pérdidas menores, accesorios especiales y bombas. Así mismo, es necesario conocer las variables relacionadas con los nodos, por ejemplo: caudales de consumo, altura topográfica, tanques, caudales de emisor y embalses (Saldarriaga, 2007).

Existen varios métodos para el análisis de redes cerradas en sistemas de distribución de agua potable, los principales y consultados en la bibliografía se muestran en la figura 2-8.

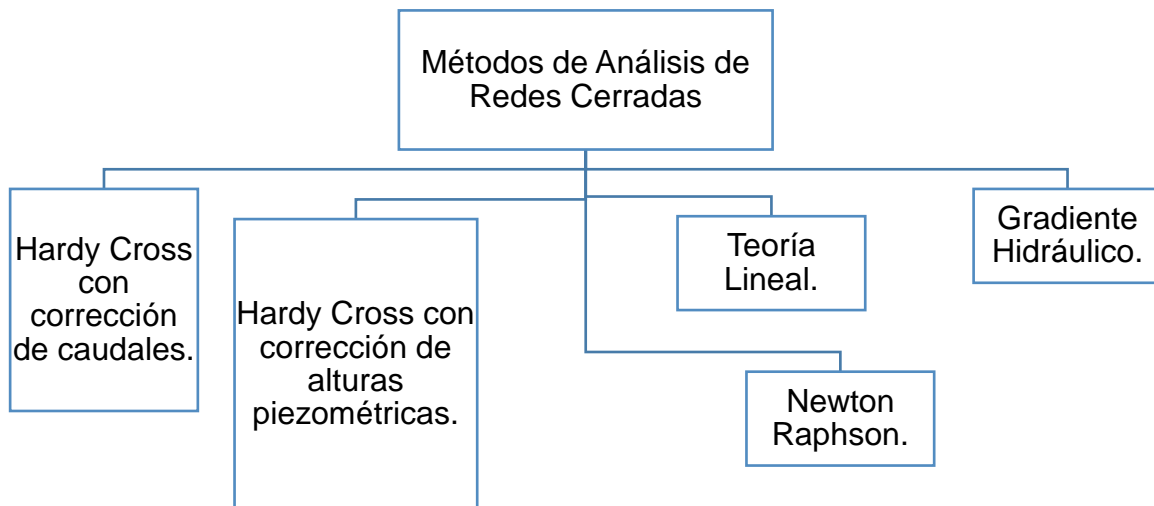


Figura 2-8 Métodos de análisis de redes cerradas (Elaboración propia).

El método del gradiente hidráulico es utilizado por la mayoría de los softwares para la modelación de redes de distribución. Está basado en el hecho de que al tenerse un flujo permanente se garantiza que se cumplan las ecuaciones de conservación de la masa (ecuación de continuidad) en cada uno de los nodos de la red y la ecuación de conservación de la energía (ecuación de la energía) en cada uno de los circuitos de ésta (Saldarriaga, 2007).

### **2.2.3 Criterios para sectorizar**

En el desarrollo de la investigación se ha hecho referencia al término “sectorizar”, por lo tanto, es muy importante conocer algunos aspectos o criterios utilizados para llevar a cabo una adecuada sectorización de una red de distribución.

Ochoa y Bourguet en su informe técnico “Reducción integral de pérdidas de agua potable” brindan los siguientes criterios para realizar una sectorización adecuada (Ochoa Alejo & Bourguett Ortiz, 2001):

- 1) Considerar de 1 a 5 sectores por cada 100 hectáreas (1 km<sup>2</sup>); en zonas con alta densidad de población, los sectores pueden ser de 10 a 15 hectáreas. En algunos casos expertos dimensionan los sectores en función del número de usuarios o de tomas.
- 2) Ajustarse a la geometría de la red, sobre todo a la adaptación de las condiciones de operación actuales y la facilidad de contar con un punto de suministro, aunque siempre será prudente contar con una alimentación de respaldo, aunque ésta se mantenga cerrada y sólo se utilice en contingencias.
- 3) Minimizar las variaciones de presión de servicio al interior del sector; es decir, mantener una cierta uniformidad de presiones entre los 15 y 50 metros columna de agua.
- 4) Verificar las velocidades del agua, las cuales podrán estar comprendidas entre 0,6 y 2,0 m/s.

Algunos de los problemas más comunes en la delimitación de los sectores, se refieren a la caída de la presión en algunos puntos, la presencia de altas velocidades y la elevación de la presión durante las horas de menor consumo. Generalmente, este tipo de inconvenientes se reducen al considerar dos puntos de alimentación o al incluir la instalación de dispositivos reductores de presión, aunque en ocasiones será necesaria la construcción de líneas de interconexión adicionales.

### 2.2.4 Determinación de la demanda

En el análisis de las redes cerradas es muy importante conocer la demanda o consumo de agua potable por parte de los usuarios, la cual influirá directamente en las sectorizaciones de agua potable. Para determinar el consumo de agua potable es muy importante conocer o identificar el tipo de usuarios. De manera general, se puede dividir a los usuarios según su uso en: doméstico y no doméstico. La figura 2-9 muestra un esquema desglosado de cómo se divide el consumo de agua en función de sus usuarios (CONAGUA, 2016c).

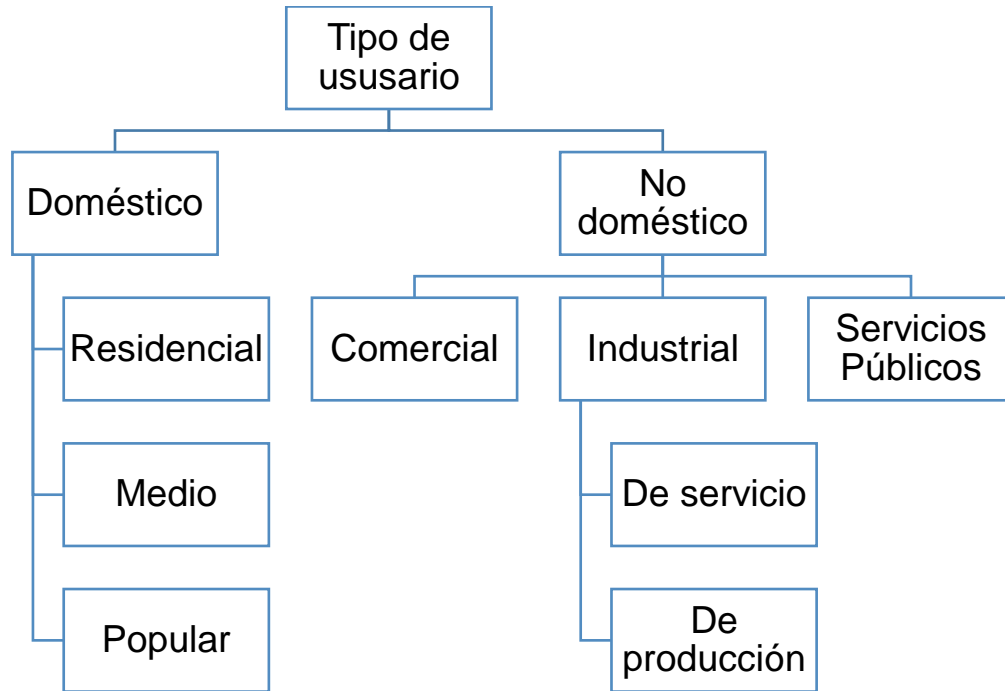


Figura 2-9 Tipos de usuarios (Elaboración propia).

El consumo de agua se determina en función del tipo de usuarios, se divide según su uso en: doméstico y no-doméstico; el consumo doméstico, se subdivide según la clase socioeconómica de la población en residencial, medio y popular. El consumo no doméstico incluye el comercial, el industrial y de servicios públicos; a su vez, el consumo industrial se clasifica en industrial de servicio e industrial de producción (fabricas).

Una de las formas indicadas por la CONAGUA para determinar el consumo de agua potable es utilizando la tabla 2-3 a la tabla 2-9 dichos valores que se muestran en esas tablas fueron obtenidos de mediciones estadísticas, registradas en la bibliografía técnica que se presentan en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (CONAGUA, 2016c).

En el caso del consumo doméstico se calcula multiplicando los datos de consumo per cápita de la tabla 2-3, por el número de habitantes de cada clase socioeconómica. Así mismo, para determinar el tipo de clima de la zona de estudio es necesario contar con la información de la temperatura media anual, como se muestra en la tabla 2-4.

Para esta investigación, tal y como se mostrará en el capítulo 3, no se determinó el consumo doméstico utilizando la tabla 2-3 debido a que ya se contaba con la micro-medicación de ese tipo de consumo.

Por otro lado, para el caso de hoteles, existe una tabla en particular la cual está en función de la clasificación de los hoteles por el número de estrellas con las que cuenta y se muestra en la tabla 2-5. En cuanto al consumo comercial se establecen los valores típicos acorde a la tabla 2-6. El insumo del recurso hídrico para las zonas industriales está en función del tipo y la cantidad de industrias presentes en la localidad, como se muestra en la tabla 2-7 y la tabla 2-8. Por otro lado, en lo que a servicios públicos se refiere se determina en base a la tabla 2-9.

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONÓMICA (L / HAB / DIA)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
<b>CÁLIDO</b>	400	230	185
<b>SEMICÁLIDO</b>	300	205	130
<b>TEMPLADO</b>	250	195	100

*Tabla 2-3 Consumos domésticos per cápita (CONAGUA, 2016).*



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

TEMPERATURA MEDIA ANUAL (°C)	TIPO DE CLIMA
Mayor que 22	CALIDO
DE 18 a 22	SEMICALIDO
DE 12 a 17.9	TEMPLADO SEMIFRIO
DE 5 a 11.9	TEMPLADO
Menor que 5	FRIO

Tabla 2-4 Clasificación de climas por su temperatura (CONAGUA, 2016).

CLASIFICACIÓN	CONSUMOS DE HOTELES (L/cuarto/día)	
	Zona turística	Zona urbana
Gran turismo	2000	1000
4 y 5 estrellas	1500	750
1 a 3 estrellas	1000	400

Tabla 2-5 Consumo en hoteles (CONAGUA, 2016).

TIPO DE INSTALACIÓN	CONSUMO DE AGUA
Oficinas (cualquier tipo)	20 l/m <sup>2</sup> /día (a)
Locales comerciales	6 l/m <sup>2</sup> /día (a)
Mercados	100 l/local/día
Baños públicos	300 l/bañista/regadera/día (b)
Lavanderías de auto servicio	40 l/kilo de ropa seca
Clubes deportivos y servicios privados	150 l/asistente/día (a, b)
Cines y teatros	6 l/asistente/día (b)

Tabla 2-6 Consumo mínimo en comercios (CONAGUA, 2016).

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>TIPO DE INSTALACIÓN</b>	<b>CONSUMO DE AGUA (l/trabajador/jornada)</b>
<b>Industrias donde se manipulen materiales y sustancias que ocasionen manifiesto desaseo.</b>	100
<b>Otras industrias</b>	30

*Tabla 2-7 Consumo de servicio para personal en industrias (CONAGUA, 2016).*

<b>INDUSTRIA</b>	<b>RANGO DE CONSUMO (m³/día)</b>
<b>Azucarera</b>	4.5 - 6.5
<b>Química (c)</b>	5.0 - 25.0
<b>Papel y celulosa (d)</b>	40.0 - 70.0
<b>Bebidas (e)</b>	6.0 - 17.0

*Tabla 2-8 Consumos para producción de algunos tipos de industria (CONAGUA, 2016).*

<b>TIPO DE INSTALACIÓN</b>	<b>CONSUMO DE AGUA</b>	
<b>SALUD:</b>		
<b>Hospitales, Clínicas y Centros de salud.</b>	800 l/cama/día	(a, b)
<b>Orfanatorios y asilos</b>	300 l/huésped/día	(a)
<b>EDUCACIÓN Y CULTURA:</b>		
<b>Educación elemental</b>	20 l/alumno/turno	(a, b)
<b>Educación media y superior</b>	25 l/alumno/turno	(a, b)
<b>RECREACIÓN:</b>		
<b>Alimentos y bebidas</b>	12 l/comida	(a, b)
<b>Entretenimiento (teatros públicos)</b>	6 l/asiento/día	(a, b)
<b>Recreación social (deportivos municipales)</b>	25 l/asistente/día	(a)

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>Deportes al aire libre, con baño y vestidores</b>	150 l/asistente/día	(a)
<b>Estadios.</b>	10 l/asiento/día	(a)
<b>SEGURIDAD:</b>		
<b>Cuarteles</b>	150 l/persona/día	(a)
<b>Reclusorios</b>	150 l/interno/día	(a)
<b>COMUNICACIONES Y TRANSPORTE:</b>		
<b>Estaciones de transporte</b>	10 l/pasajero/día	
<b>Estacionamientos</b>	2 l/m <sup>2</sup> /día	
<b>ESPACIOS ABIERTOS:</b>		
<b>Jardines y parques</b>	5 l/m <sup>2</sup> /día	

*Tabla 2-9 Consumo para usos públicos (CONAGUA, 2016).*

Para los predios designados con el inciso (a), el consumo para el riego se considera por separado a lo indicado, debido a 5 l/m<sup>2</sup>/día. Por otro lado, para los predios designados con el inciso (b), el insumo de agua por parte de empleados se considera por separado a lo establecido, con un consumo de 100 l/trabajador/día.

### 2.2.5 Coeficientes de variación de consumo

De acuerdo con CONAGUA el consumo de agua potable no es constante durante todo el año, al contrario, este presenta variaciones según el mes, el día y la hora. Dicho consumo está afectado por diversos factores mostrados anteriormente tales como el tipo de clima y la condición social de los usuarios del servicio.

#### A) Coeficiente de variación mensual

Durante los meses calurosos el consumo de agua es mayor que durante los meses fríos, variación que debe tomarse en cuenta para efectos del diseño.

#### B) Coeficiente de variación diaria

Las estadísticas demuestran que hay días del año con consumos mayores y otros con consumos mínimos, con relación al consumo diario promedio. Es decir, no es el mismo volumen de agua el que se consume el lunes que es el inicio de semana, al que se consume el domingo.

#### C) Coeficiente de variación horaria

El gasto máximo diario no es consumido por la población durante las 24 horas del día, se ha determinado que existe un mayor consumo por la mañana, y un mínimo a las 4:00 horas de la madrugada. El rango de variación de este coeficiente va de 1.5 a 2.0 con relación al gasto máximo diario, sin embargo, por cuestiones inherentes a las fuentes de abastecimiento tales como escasez y de costos entre otras, se recomienda el valor de 1.55.

La tabla 2-10 muestra algunos de los coeficientes de consumo más comunes.

COEFICIENTES DE VARIACIÓN DE CONSUMO	
Concepto	Valor
Coeficiente de variación diaria (CVd)	1.40
Coeficiente de variación horaria (CVh)	1.55

Tabla 2-10 Coeficientes de variación de consumo (CONAGUA, 2016).

### **2.2.6 Patrón de consumo**

Un patrón de consumo representa la distribución y la manera en que se utiliza el agua potable durante un periodo de 24 horas, formado por unos coeficientes de variación de demanda distintos para cada hora del día. Esto indica que, en ocasiones, el consumo de agua potable puede ser mayor en ciertas y menor otras, tal es el caso de las horas pico entre 6:00 y 7:00 am donde muchas personas utilizan el agua para realizar el aseo personal. Caso contrario sería, en la noche o madrugada, donde gran parte de las personas se encuentran descansando, por lo cual, no se utiliza el agua potable lo que ocasiona que el consumo sea menor.

Si se realiza una modelación hidráulica dinámica utilizando un periodo extendido de tiempo, es requerido contar con un patrón para ver la distribución del consumo y las diferentes presiones que se presentan en el sistema durante las 24 horas del día. Por otro lado, si se realiza una modelación estática, es decir, considerando únicamente una hora o un determinado tiempo en específico, no se requiere de un patrón de consumo, pero el resultado será instantáneo y no se podrá representar la distribución de los consumos y las presiones durante el tiempo, únicamente se contará con un resultado puntual.

La CONAGUA y el IMTA analizan demandas para diferentes ciudades del país. Se toman las variaciones de consumo promedio expresadas como porcentajes horarios del gasto medio por ciudades. Con esta información mejora el entendimiento sobre los coeficientes de variación de la demanda y se realizan los determinados patrones. En México, únicamente para la ciudad de México se cuenta con un patrón en específico, caso contrario para las demás ciudades o metrópolis con ciertas características se utiliza o puede aplicarse el siguiente patrón mostrado en la tabla 2-11 y representando gráficamente en la figura 2-10 (CONAGUA, 2016c).

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>Coeficiente de Variación Horaria (CVH)</b>			
<b>Tiempo (horas)</b>	<b>CVH</b>	<b>Tiempo (horas)</b>	<b>CVH</b>
<b>0</b>	0.606	<b>12</b>	1.288
<b>1</b>	0.616	<b>13</b>	1.266
<b>2</b>	0.633	<b>14</b>	1.216
<b>3</b>	0.637	<b>15</b>	1.201
<b>4</b>	0.651	<b>16</b>	1.196
<b>5</b>	0.828	<b>17</b>	1.151
<b>6</b>	0.938	<b>18</b>	1.121
<b>7</b>	1.199	<b>19</b>	1.056
<b>8</b>	1.307	<b>20</b>	0.901
<b>9</b>	1.372	<b>21</b>	0.784
<b>10</b>	1.343	<b>22</b>	0.710
<b>11</b>	1.329	<b>23</b>	0.651

Tabla 2-11 Coeficientes de variación horaria para distintas ciudades de México (CONAGUA, 2016).

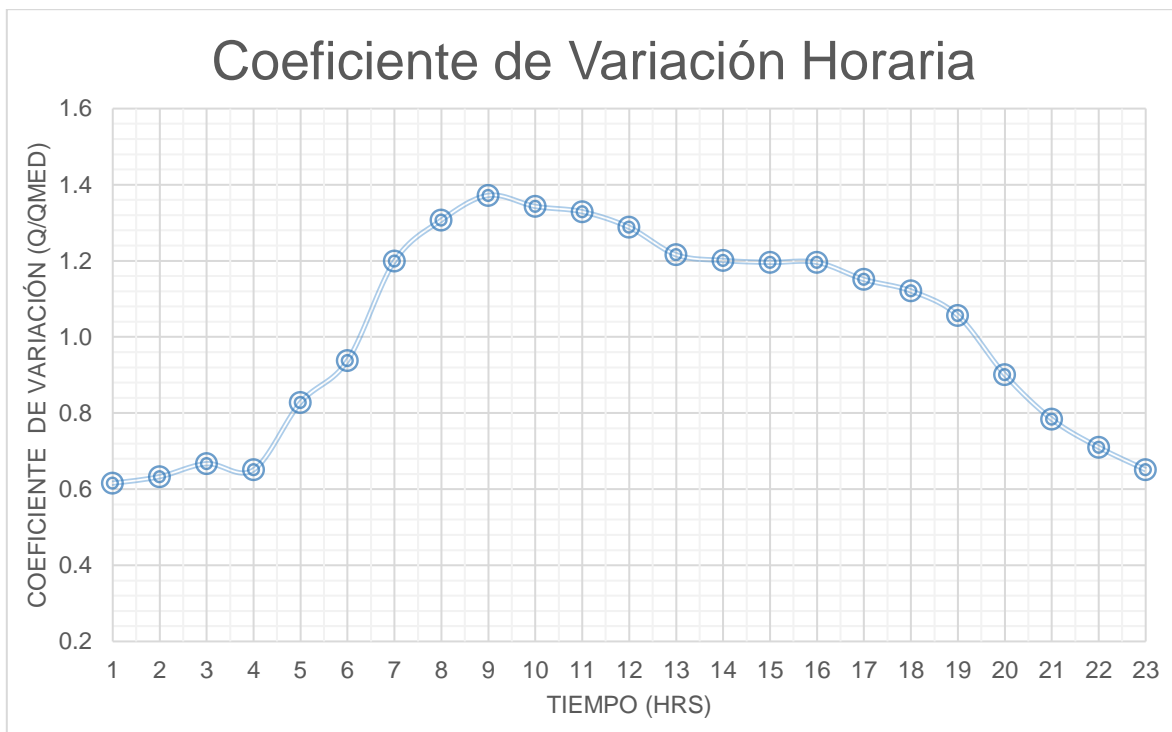


Figura 2-10 Patrón de consumo (CONAGUA, 2016).

### 2.2.7 Software especializado para la simulación hidráulica de redes

Bentley WaterCAD® es un software comercial de análisis, modelación y gestión de redes a presión (sistemas de distribución o de riesgo), propiedad de la Empresa de Software Bentley Systems Incorporated, que produce soluciones para el diseño, construcción y operación de infraestructuras en diversas áreas de la ingeniería. WaterCAD permite la simulación hidráulica de un modelo computacional representado en este caso por elementos tipo: línea (tramos de tuberías), punto (nodos de consumo, tanques, reservorios, hidrantes) e híbridos (bombas, válvulas de control, regulación, etc.). El software cuyo algoritmo de cálculo se basa en el método del gradiente hidráulico, permite el análisis hidráulico de redes de agua, determinando las presiones en diversos puntos del sistema, así como los caudales, velocidades, pérdidas en las líneas que conforman la red hidráulica; así como otros muchos parámetros operativos derivados de los elementos presentes en el sistema como: bombas, válvulas de control, tanques, etc., todo esto, a partir de las características físicas del sistema y unas condiciones de demanda previamente establecida (Bentley WaterCAD Systems, 2017). La figura 2-11 muestra un ejemplo de un modelo realizado en el cual se utilizó el WaterCAD para determinar las presiones en las redes de distribución.

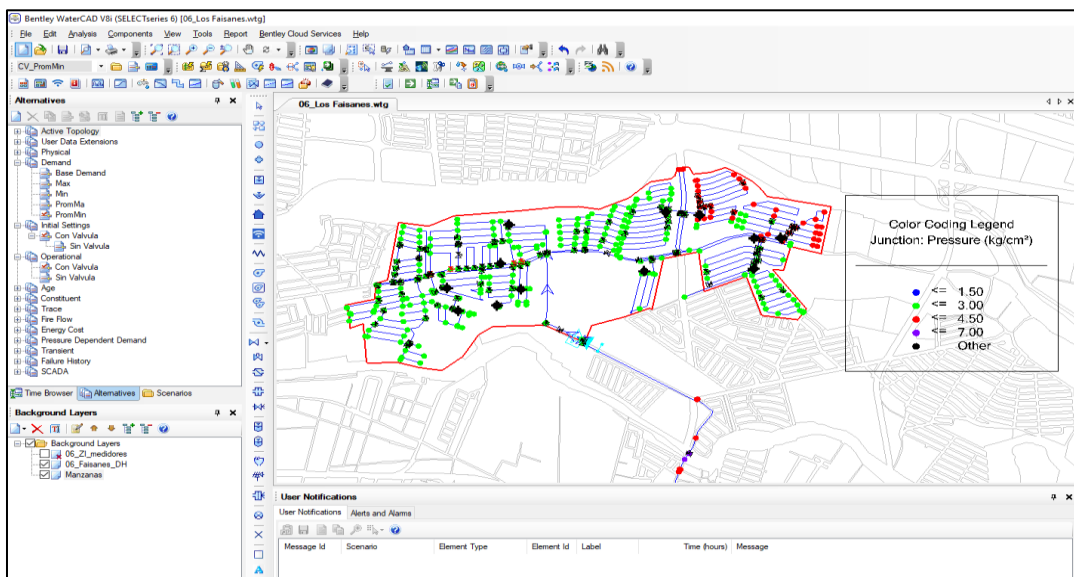


Figura 2-11 Interfaz del Software Bentley WaterCAD (Elaboración propia).

## 2.3 Gestión de presiones en redes

En la actualidad, el término “gestión” es muy utilizado en diversos ámbitos, por ejemplo, es común escuchar hablar de gestión del agua, la gestión de proyectos, gestión de negocios, gestión educativa, entre otros. De manera general se puede definir gestión como la acción, trámite o forma que de manera individual o en conjunto, se lleva a cabo con el objetivo de conseguir o resolver alguna cosa, problema o solución.

En el caso del agua potable, se puede definir la gestión de la presión como la práctica de manejar presiones del sistema a niveles óptimos de servicio a la vez que se asegura un suministro suficiente y eficiente para usos legítimos de todos los usuarios de agua potable (Thorton, 2005).

Por otro lado, desde hace algunos años los alemanes han llevado a cabo la labor de gestionar las presiones en las redes de distribución con el principal objetivo de reducir las pérdidas reales de agua (GIZ & VAG, 2011). Aunado a lo anterior, la “Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) elaboró una guía integral para la reducción de las pérdidas reales de agua con un enfoque meramente en la gestión de la presión.

La figura 2-12 muestra los cuatro métodos de intervención centrales para combatir las pérdidas reales de agua potable (Pilcher, 2003). Tal y como se puede observar, una de las principales acciones es la gestión de la presión, lo cual es parte relevante de la justificación de esta investigación. Así mismo, la gestión de la infraestructura, el control activo de las fugas y la velocidad y calidad de las reparaciones son otras acciones que aportan considerablemente a la reducción de las pérdidas reales de agua.



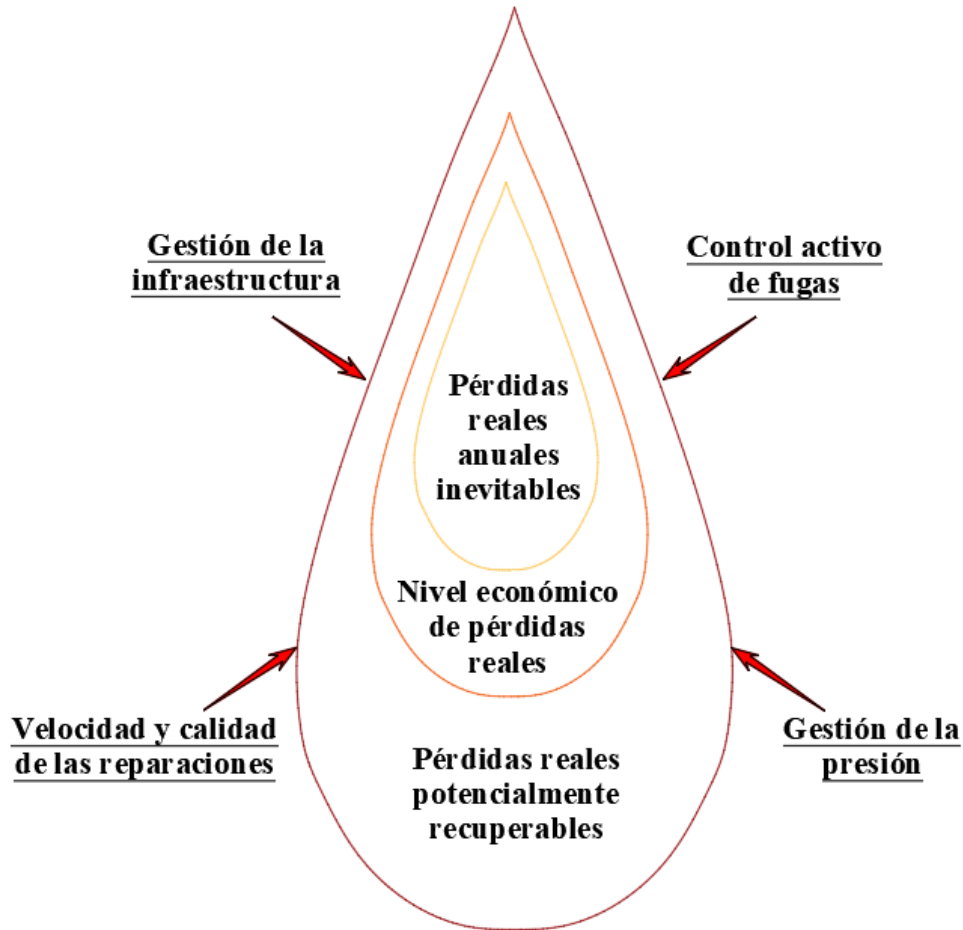


Figura 2-12 Métodos de intervención centrales para combatir las pérdidas reales de agua potable (Modificado de GIZ, 2011).

### 2.3.1 Balance hídrico en redes

El balance hídrico es el equilibrio entre todos los recursos hídricos que ingresan al sistema y los que salen del mismo, en un intervalo de tiempo determinado. En este caso, hablando acerca de distribución de agua potable en tuberías, establecer un balance hídrico a intervalos regulares proporciona la base para eliminar las pérdidas de agua, lo cual es uno de los principales objetivos de la gestión de presiones en redes. Los componentes del balance hídrico, de acuerdo con la International Water Association (IWA) (Lambert, 2002) se ilustran en la tabla 2-12. Los componentes

del balance hídrico siempre se deben calcular y expresar sobre un determinado período (usualmente por año). Aunado a lo anterior, estos componentes se pueden convertir en indicadores de desempeño y eficiencia en términos hídricos.

<b>Volumen de entrada al sistema</b>	<b>Consumo autorizado</b>	<b>Consumo autorizado facturado</b>	<b>Agua facturada exportada</b>	<b>Agua Facturada</b>
			Consumo facturado medido	
		Consumo facturado no medido		
		<b>Consumo autorizado no facturado</b>		
	<b>Pérdidas de agua</b>	<b>Pérdidas aparentes</b>	Consumo no facturado medido	<b>Agua no facturada</b>
			Consumo no facturado no medido	
		<b>Pérdidas reales</b>	Consumo no autorizado	
			Inexactitud de los medidores y errores en el manejo de datos	
Fugas en las tuberías de aducción y distribución				
Fugas y reboses en tanques de almacenamiento				
Fugas en conexiones de servicio hasta el punto del medidor del cliente				

Tabla 2-12 Terminología estándar para el balance hídrico de acuerdo con la IWA (Lambert, 2002).

La tabla anterior nos muestra como en el volumen total de entrada de agua al sistema existen las pérdidas de agua que junto con el consumo autorizado no facturado forman el agua no facturada. Por otro lado, se encuentra el volumen de agua facturada, el cual se forma por todo el consumo autorizado facturado, en el caso de esta investigación, parte fundamental de la información recopilada incluyó las bases de datos del consumo, lo facturado y lo pagado para cada uno de los usuarios de los puntos de interés.

### 2.3.2 Pérdidas reales

Para cumplir con un balance hídrico óptimo es necesario disminuir o evitar las pérdidas reales en los sistemas de distribución de agua potable. Las pérdidas reales son volúmenes de agua perdidos dentro de un determinado periodo a través de todo tipo de fugas, estallidos y reboses. Las pérdidas reales se pueden clasificar de acuerdo con su ubicación dentro del sistema y su tamaño y tiempo durante el cual fugan (GIZ & VAG, 2011). La figura 2-13 muestra la clasificación de las pérdidas reales.

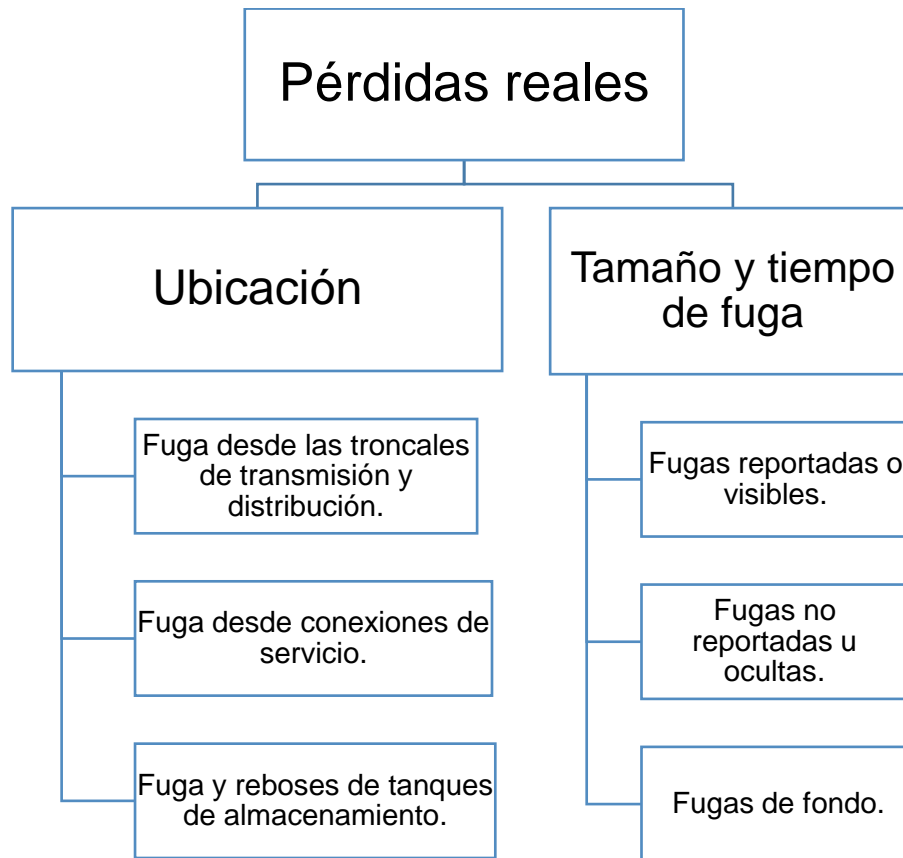


Figura 2-13 Tipos de pérdidas reales (Elaboración propia).

Tal y como se muestra en la figura anterior las pérdidas reales de agua pueden clasificarse por su ubicación y por el tamaño y tiempo de fuga (GIZ & VAG, 2011).

Las pérdidas reales de agua por su ubicación pueden ser las siguientes:

- **Fuga desde las troncales de transmisión y distribución:** Este tipo de fugas puede ocurrir en tuberías debido a algún estallido debido a causas externas o el daño por corrosión. También ocurren en uniones debido a desconexiones o alguna empaquetadura dañada y en válvulas debido a una falla operativa o de mantenimiento. Estas fugas usualmente tienen tasas de flujo desperdiciado de medianas a altas y tiempos de fuga de cortos a medianos.
- **Fuga desde conexiones de servicio hasta el punto del medidor del cliente:** Este tipo de fugas en las conexiones son difíciles de detectar debido a sus tasas de flujo comparativamente bajas y por lo tanto tienen tiempos de fuga largos.
- **Fuga y reboses de tanques de almacenamiento:** Estas están causadas por controles del nivel que son deficientes o están dañados. Además, puede ocurrir filtración de las paredes de concreto o de la construcción que no son herméticas debido a la falta de mantenimiento en los tanques. Por lo regular, se subestiman las pérdidas de agua desde tanques y aunque son fáciles de detectar, la reparación a menudo es complicada y cara.

Por otro lado, las pérdidas reales de agua en función de su tamaño y tiempo de fuga se clasifican en:

- **Las fugas reportadas o visibles:** Estas fugas provienen principalmente de estallidos súbitos o rupturas de uniones en grandes troncales o tuberías de distribución. El agua que fuga aparecerá en la superficie rápidamente dependiendo de la presión del agua y el tamaño de la fuga, así como de las características del suelo y la superficie. No se requiere equipo especial para ubicar las fugas y por lo tanto su tiempo de reparación es más rápido.
- **Fugas no reportadas u ocultas:** Estas por definición tienen caudales mayores a 250 L/h a 50 m de presión, pero debido a las condiciones no favorables no aparecen en la superficie. La presencia de fugas ocultas se

puede identificar analizando tendencias en el comportamiento del consumo de agua dentro de una zona definida de suministro de agua.

- **Fugas de fondo:** Comprende pérdidas de agua con caudales menores a 250 l/h a 50 m de presión. Estas fugas muy pequeñas por lo regular se presentan en forma de filtración o goteo de uniones, válvulas o accesorios no herméticos, tienen la principal desventaja de que no se pueden detectar utilizando métodos de detección acústicos de fugas. Por lo tanto, se asume que muchas fugas de fondo nunca se detectan ni reparan, sino que fugan hasta que se reemplaza eventualmente la parte defectuosa. Las fugas de fondo a menudo causan una buena parte de las pérdidas reales de agua debido a su gran número y el largo tiempo durante el que ocurren.

La figura 2-14 ilustra los tipos de fuga de acuerdo con su tamaño y tiempo de fuga, en ella se puede observar que la fuga de fondo es en la que menor volumen de agua se pierde, pero es la más difícil de percibir y ubicar, lo que ocasiona que tenga el mayor tiempo de reparación respecto a las otras 2. En el caso de las fugas no reportadas u ocultas, presentan un mayor volumen de pérdida de agua, respecto a las fugas de fondo, aun así, es más fácil percibir las y ubicarlas, que en las de fondo, esto debido a que, en ciertas redes de distribución existen sistemas avanzados de medición en tiempo real, por lo cual, si se llegase a presentar una fuga oculta, ocurriría una disminución de presión en cierto punto, lo cual podría ser debido a que está ocurriendo una fuga en dicho lugar, por lo tanto, se podría ubicar y reparar más rápido que las fugas de fondo. En el último de los casos, las fugas reportadas son las que mayor volumen de pérdida de agua representan, pero el tiempo de percepción y ubicación es mucho más rápido, por lo cual su reparación se hace lo más pronto posible y mucho antes que las fugas de fondo y las no reportadas. Por otro lado, en las fugas de fondo se asume que muchas de ellas nunca se detectan ni reparan, sino que fugan hasta que se reemplaza eventualmente la parte defectuosa en la que se presentaba dicha fuga.

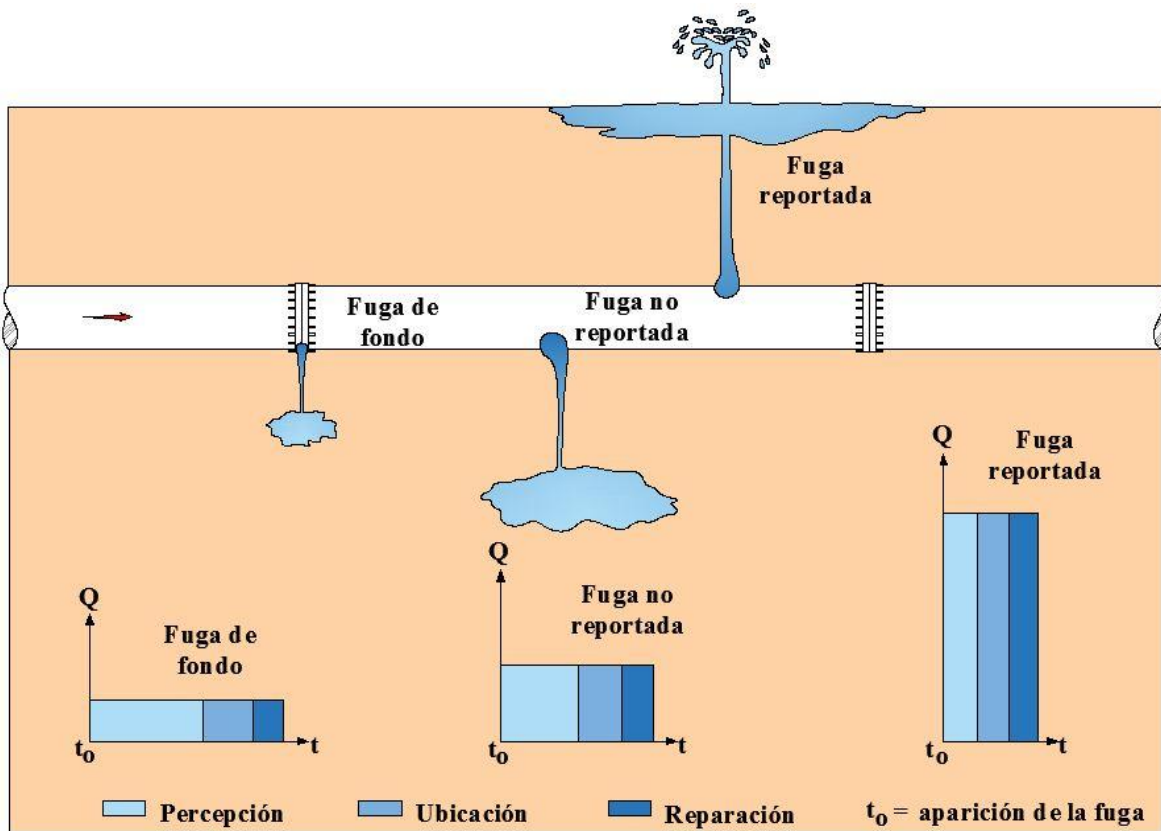


Figura 2-14 Relación entre tasa de fuga ( $Q$ ) y tiempo de fuga ( $t$ ) (Modificada de Lambert, 2002).

En este sentido, las pérdidas reales de agua potable ocurren comúnmente en las redes de distribución debido a agujeros, ranuras o fracturas de las tuberías. Por lo tanto, es muy importante analizar los distintos factores que magnifican las fugas en las tuberías, tales como: la falta de mantenimiento, la antigüedad de la tubería, el tipo de material y la presión hidráulica en la tubería. Así mismo, existen algunos métodos para medir y estimar las fugas en el sistema. En este caso mencionaremos el Método del Caudal Mínimo Nocturno (CMN).

Este método se aplica en sistemas que tienen suministro continuo y se basa en la suposición de que el consumo autorizado de los usuarios cae a un mínimo durante las horas nocturnas de bajo consumo, por lo regular entra la 1:00 am y las 04:00 am. Por consiguiente, la cantidad de caudal que ingresa al sistema se debe medir

durante este periodo y de manera continua de acuerdo con la Ecuación 9 (GIZ & VAG, 2011):

$$Q_{in} = Q_{dom} + Q_{granel} + Q_{trans} + Q_{Pérdida} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

$Q_f$  = Caudal ingresado al sistema (m<sup>3</sup>/h).

$Q_{dom}$  = Caudal de uso doméstico (m<sup>3</sup>/h).

$Q_{granel}$  = Caudal de uso nocturno no doméstico (m<sup>3</sup>/h).

$Q_{trans}$  = Caudal de transferencia de aguas a zonas aledañas (m<sup>3</sup>/h).

$Q_{pérdida}$  = Caudal de pérdidas de agua (m<sup>3</sup>/h).

De esta forma podemos afirmar que el Q de pérdida o fugas es igual al caudal de ingreso al sistema, menos los usos domésticos, no doméstico y la transferencia de aguas a algunas zonas aledañas. A partir de esto se llevará a cabo la estimación del caudal de fugas para la zona en estudio descrita en el apartado 3.

### 2.3.3 Distrito hidrométrico modulado

La sectorización de las redes de distribución de agua potable es una acción muy favorable para reducir las pérdidas reales. Tal y como se comentó en los antecedentes de la investigación, el organismo operador SADM, se ha dado a la tarea de sectorizar las redes del AMM, mediante la creación de zonas de suministro autónomas llamadas distritos hidrométricos.

Un “Distrito Hidrométrico Modulado (DHM)”, se define como un área discreta de una red de distribución de agua, la cual se crea cerrando válvulas de aislamiento de modo que sea flexible a las demandas cambiantes. Un DHM se puede crear desconectando permanentemente tuberías y conexiones a las áreas vecinas. Por lo regular, se debe medir el agua que fluye hacia y desde el DHM y analizar estos flujos para monitorear el nivel de fuga. Así mismo, existen distintos tipos de distritos hidrométricos los cuales se muestran en la Figura 2-15.

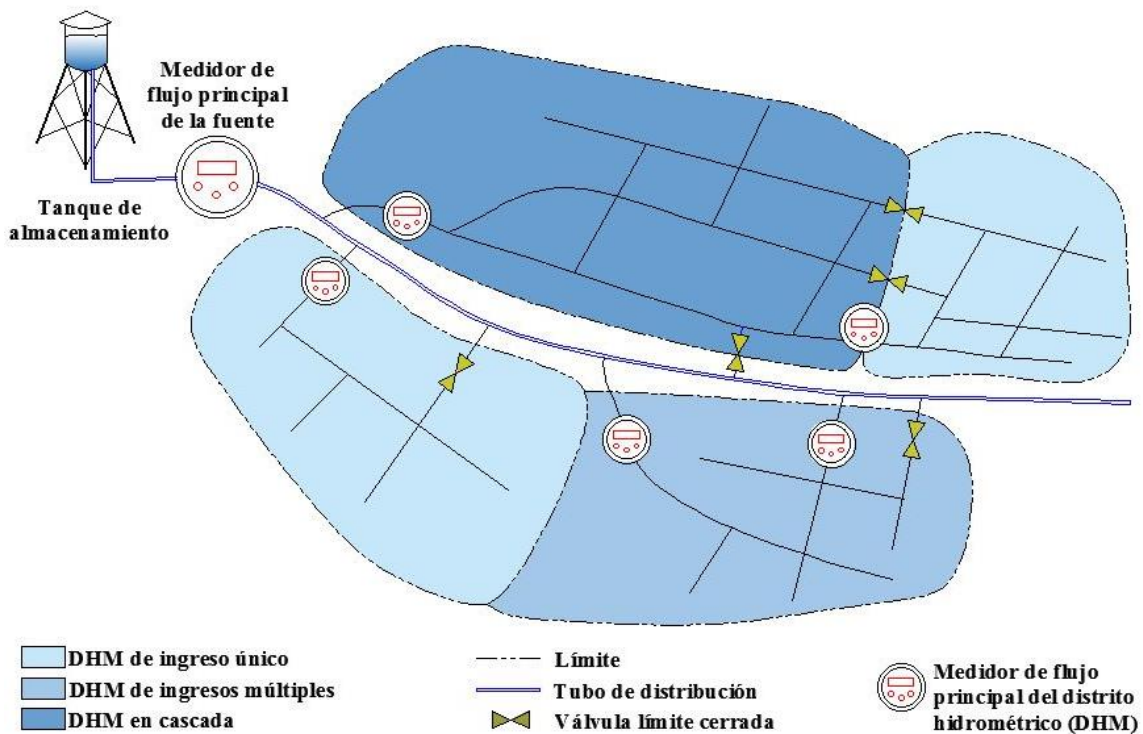


Figura 2-15 Tipos de distritos hidrométricos (Modificada de GIZ, 2011).



Esta herramienta de gestión de la presión que nos ayuda a tener un mejor control del agua potable al momento de distribuirla a los usuarios. En efecto, la subdivisión de grandes redes de distribución nos ayuda a identificar de manera más eficiente las fugas presentes en zonas nuevas u ocultas. Así mismo, al integrarle una válvula reductora de presión a la entrada del distrito se puede convertir en un sector con gestión de la presión, estableciendo controles de operación que le indique a la válvula como operar, de manera que se module la presión en el distrito (De Paola et al., 2014; R. Gomes et al., 2014; Hou, 2018; Samir et al., 2017).

#### **2.3.4 Válvulas moduladoras de presión**

Parte importante de la gestión de presiones en las redes distribución requiere de la implementación de válvulas reductoras de presión para poder reducir las pérdidas de agua reales. Las válvulas reductoras de presión tienen la principal función de regular la presión interna en las tuberías lo que deriva una importante reducción de fugas en el sistema. Una válvula reductora de presión es una válvula de control de operación hidráulica accionada por diafragma, que reduce la presión alta aguas arriba a una presión menor y constante aguas abajo, sin que le afecten las fluctuaciones en la demanda o en la presión aguas arriba. Por lo regular se le asignan controles, los cuales le indican en qué momento debe cerrarse el diafragma de manera que brinde la presión requerida aguas abajo.

La figura 2-16 muestra el funcionamiento de la válvula reductora de presión, en la cual se pueden apreciar las curvas o líneas de presión para los distintos escenarios de consumo, así mismo, se observa la curva de presión generada por un control de gestión de presión implementado en la válvula.

Además, se observa la ubicación de un medidor de flujo aguas arriba de la válvula, esto con el objetivo de medir el caudal que entra al sistema y ver sus variaciones durante el día en función del consumo de los usuarios.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

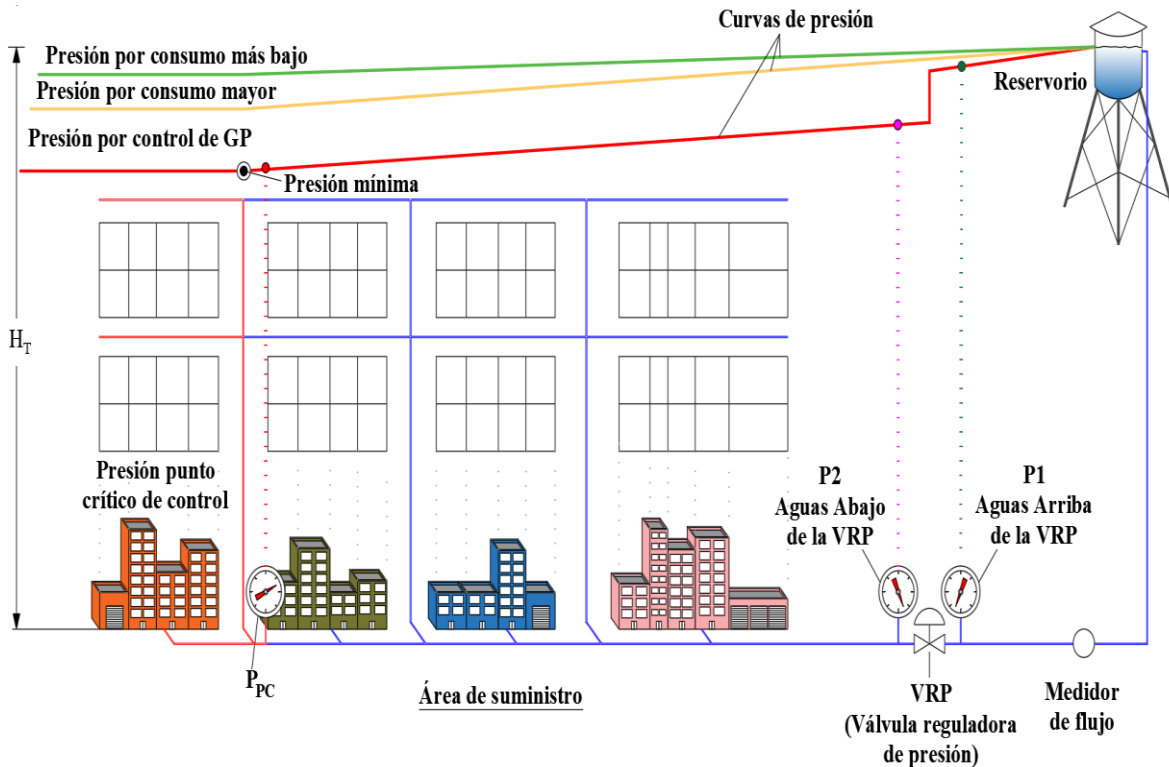


Figura 2-16 Esquema del funcionamiento de una válvula reductora de presiones (Elaboración propia).

En el caso del AMM, el organismo operador SADM ha implementado las válvulas reductoras de presión mediante el uso de la telemetría, la cual consiste en enviar a la válvula las indicaciones o controles establecidos mediante mensajes de textos, desde la central operativa, que le indiquen a un controlador en el sitio de ubicación de la válvula si es necesario que libere mayor o menor presión dependiendo de las variaciones del consumo de los usuarios. La figura 2-17 muestra una fotografía tomada en sitio de una válvula reductora de presiones, en la cual se puede observar la presencia de 2 válvulas expulsoras de aire, así como, un medidor de flujo y el controlador de la válvula que recibe los controles por medio de telemetría. Cabe mencionar que este tipo de válvulas utilizadas en las sectorizaciones de las redes de distribución no pueden brindar mayor presión de la que reciben aguas abajo.

Una vez que la VRP cuenta con un controlador y se le asignan condiciones de operación durante las 24 horas del día, podemos referir a esta acción, como una

modulación de la presión en el sistema. Aunado a lo anterior, se le conoce a este tipo de sistemas como válvulas modulantes o moduladoras, siempre y cuando, cumplan con lo establecido anteriormente.



Figura 2-17 Válvula reductora de presiones en sitio (Obtenida en sitio).

### 2.3.5 Telemetría

La telemetría es una tecnología que permite la medición remota de magnitudes físicas y que, a su vez, se puedan enviar estos datos hacia un operador del sistema en un punto remoto. En este caso, hablando en particular de las redes de distribución de agua potable, es muy importante poder monitorear las presiones hidráulicas y los caudales que se distribuyen a los usuarios de agua potable.

En el manejo de redes de agua potable contar con monitoreo en tiempo real es de vital importancia para poder gestionar de manera eficiente el recurso hídrico (Creaco et al., 2019). Así mismo, los DHM deben comunicar los datos de presión y caudal para poder identificar de manera más rápida y efectiva problemas de fugas o alguna falla en la válvula modulante.

### **3 Metodología**

La metodología mostrada a continuación está conformada por 6 etapas, las cuales se complementaron y modificaron de acuerdo con lo descrito en investigaciones previas (Guerra Puente, 2019).

#### **3.1 Descripción de la zona de estudio**

De manera general, la investigación llevada a cabo tiene como zona de estudio 2 distritos hidrométricos, localizados en el Área Metropolitana de Monterrey (AMM). El AMM está formada por 13 municipios, los cuales se muestran en la figura 3-1 (SEDESOL, 2012). Tal y como se puede observar en dicha figura, los municipios de Salinas Victoria, Cadereyta Jiménez, Santiago y García son los de mayor extensión territorial, aun así, son de los que menor urbanización y densidad de población tienen debido a que se incorporaron después al AMM conforme se fue expandiendo el crecimiento de la mancha urbana. Por otro lado, los municipios de Monterrey, Guadalupe, General Escobedo, San Nicolás de los Garza, San Pedro Garza García y Juárez, poseen una menor extensión territorial, pero, tienen mayor densidad de población y mayor área urbanizada, por lo tanto, cuentan con un mayor número de usuarios de agua potable y requieren de mayor volumen de agua y más atención por parte del organismo operador, debido a su densidad poblacional. El organismo operador (SADM) se encuentra organizado mediante centrales operativas, las cuales cuentan con su propia área de influencia. Es decir, todos los temas o problemáticas referentes a agua potable, alcantarillado o saneamiento que reporten los usuarios dentro de dicha área deberán ser atendidos por la central correspondiente. La figura 3-2 muestra la distribución de las centrales operativas en el área metropolitana, a partir de esto, se puede observar que la central Guadalupe y la central Fama son las que tienen mayor área de influencia, lo cual implica directamente mayor número de usuarios y, por lo tanto, más reportes o quejas, entre otros problemas.



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

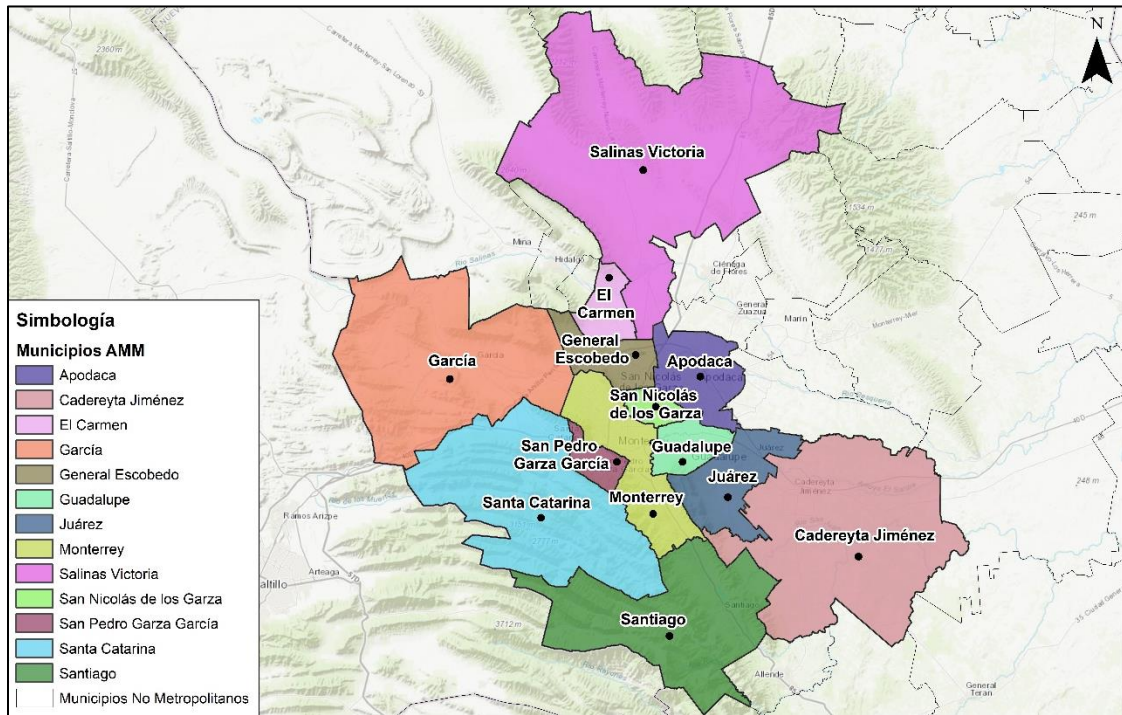


Figura 3-1 Municipios del AMM (Elaboración propia a partir de SEDESOL, 2012).

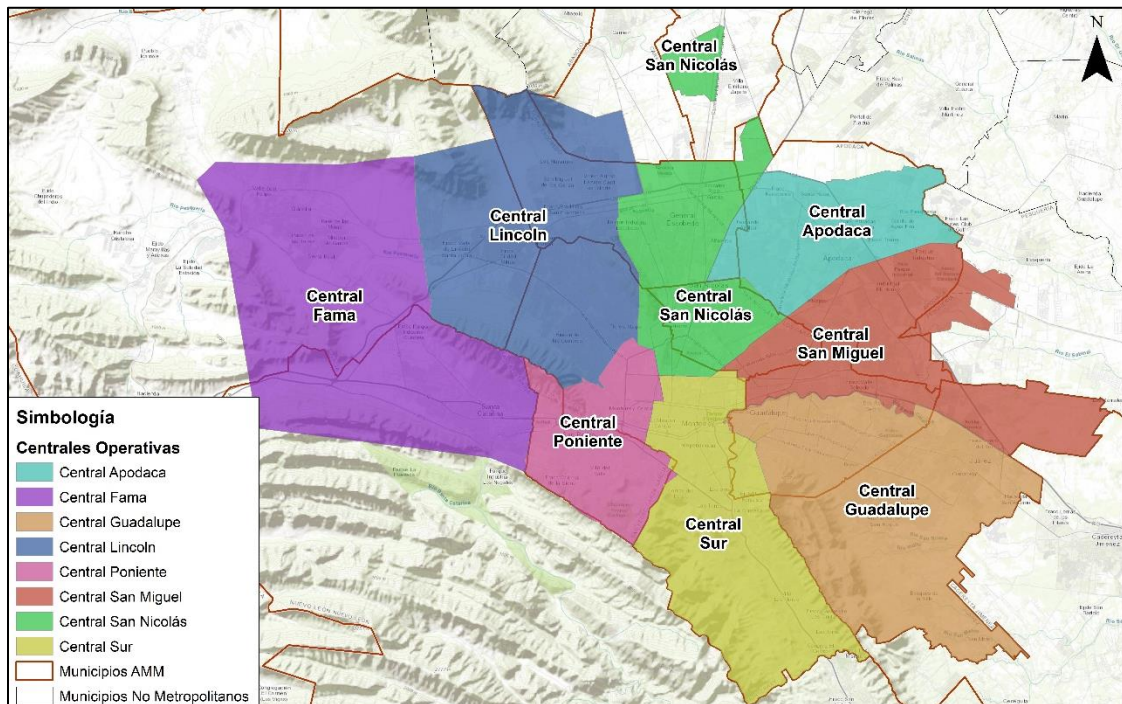


Figura 3-2 Centrales operativas de SADM (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

A continuación, la tabla 3-1 muestra las 8 centrales operativas existentes, así como, el área de influencia en km<sup>2</sup> que cada una de ellas abarca y los municipios en los que operan.

Central operativa	Extensión territorial (km <sup>2</sup> )	Municipios que abarca
<b>Apodaca</b>	118.97	Apodaca y San Nicolás.
<b>Fama</b>	361.97	Santa Catarina y García.
<b>Guadalupe</b>	270.23	Guadalupe y Juárez.
<b>Lincoln</b>	278.87	Monterrey, Escobedo, García y El Carmen.
<b>Poniente</b>	105.62	San Pedro y Monterrey.
<b>San Miguel</b>	199.95	San Nicolás, Guadalupe, Apodaca y Juárez.
<b>San Nicolás</b>	152.62	San Nicolás, Escobedo, Apodaca y Salinas Victoria.
<b>Sur</b>	206.10	Monterrey y Guadalupe.

*Tabla 3-1 Centrales operativas SADM (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).*

Para realizar esta investigación se seleccionaron 2 distritos hidrométricos en operación, los cuales fueron definidos y delimitados por SADM.

Aunado a lo anterior, el distrito “Chepevera”, fue seleccionado a partir de la investigación realizada previamente por Guerra Puente (2019), mientras que el distrito “Jardines de Anáhuac” fue seleccionado debido a su reciente delimitación y a que el número de usuarios que lo conformaba era de una cantidad considerable, respecto al distrito Chepevera.

La tabla 3-2 muestra el nombre de los de los distritos mencionados, la central operativa a la que pertenecen y un identificador numérico definido únicamente para fines de la investigación.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

ID	Nombre DHM	Central operativa
01	Chepevera	Poniente
02	Jardines de Anáhuac	San Nicolás

Tabla 3-2 Distritos hidrométricos seleccionados (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

Así mismo, La figura 3-3 muestra la ubicación de los distritos hidrométricos de la tabla 3-2 con respecto a las centrales operativas mostradas en la figura 3-2.

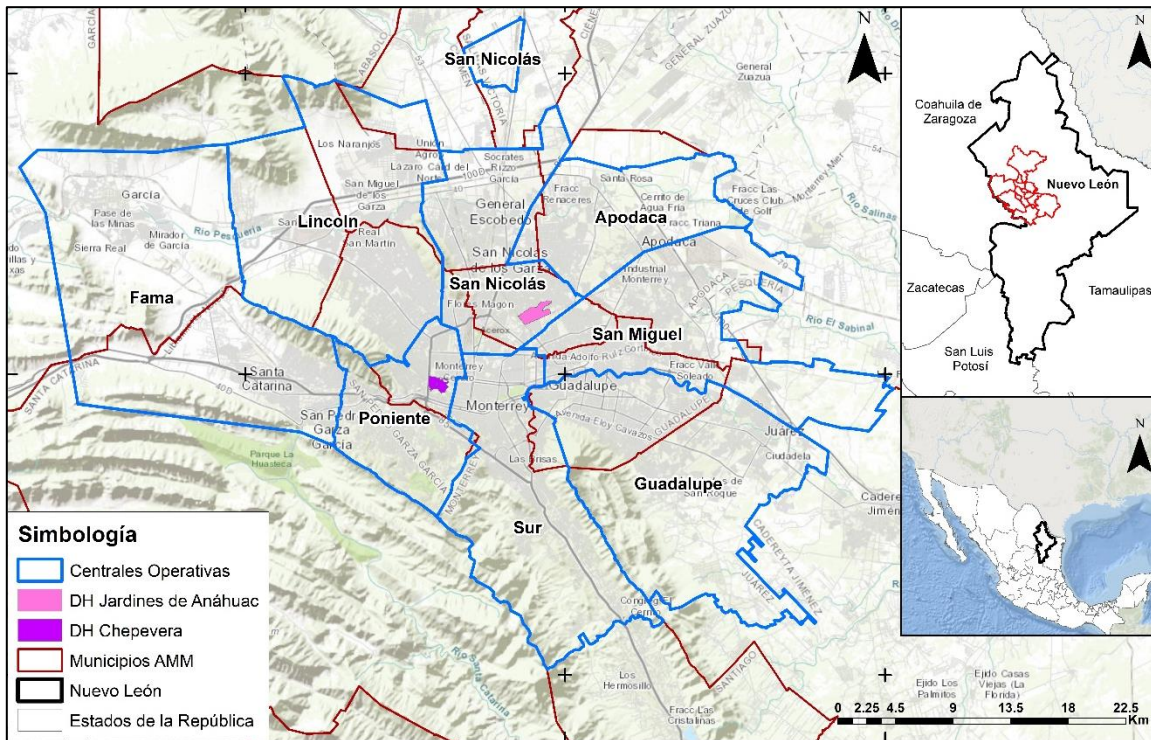


Figura 3-3 Ubicación de los distritos hidrométricos (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

Tal y como se observa, en la tabla 3-2, cada distrito depende de una central operativa distinta, así mismo, estos cuentan con un tanque de abastecimiento el cual distribuye el agua potable a los usuarios que integran el DHM. Debido a que los distritos se encuentran sectorizados y delimitados previamente, existe el caso en el cual un mismo tanque se encargue de abastecer 2, 3 o más distritos. Lo



anterior debido a que hay tanques que tienen dicha capacidad, debido a sus grandes volúmenes almacenados. En este caso, no existe problemática alguna, siempre y cuando, los distritos sean sistemas aislados, cuenten con su propia línea de alimentación principal y tengan únicamente una entrada y salida.

La tabla 3-3 muestra el nombre de los tanques que abastecen a los distritos hidrométricos, que se modelaron en esta investigación. Así mismo, se cuenta con el dato de la capacidad de dicho tanque en metros cúbicos. Estos datos, son información oficial, proporcionada por el organismo operador (SADM, 2020).

DHM	Tanque de Abastecimiento	Capacidad (m <sup>3</sup> )
Chepevera	Tanque Obispado	18,000
Jardines de Anáhuac	Tanque Canadá I	30,000

Tabla 3-3 Tanques de abastecimiento (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

A partir de los datos de la tabla anterior se puede apreciar un rango de diferencia de 12,000 m<sup>3</sup>, entre el Tanque Obispado y el Canadá I. Lo anterior nos indica que el Tanque Canadá I abastece una zona de influencia mayor. Por otro lado, la tabla 3-4 presenta los niveles de operación para cada uno de los tanques de abastecimiento. En este caso, se muestra la cota de piso en metros sobre el nivel medio del mar (msnm), así como, los niveles mínimo y máximo de operación y el nivel de derrame. Cabe mencionar que estos tanques reciben un bombeo continuo, las 24 horas del día, lo anterior con el objetivo de mantener el nivel de operación y no presentar o sufrir de un vaciado completo.

Tanque de Abastecimiento	Cota de piso (msnm)	Nivel mínimo de operación (m)	Nivel máximo de operación (m)	Nivel de derrame (m)
Obispado	617.0	1.92	5.12	6.40
Canadá I	536.0	1.50	7.50	8.13

Tabla 3-4 Niveles de los tanques de abastecimiento (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).



### 3.1.1 Chepevera

Este distrito hidrométrico se localiza al poniente de la zona centro del municipio de Monterrey, Nuevo León, en las faldas del Cerro del Obispado; está conformado por las colonias Chepevera, Deportivo Obispado, Lomas, Mitras Sur, entre otras. En estas colonias predomina el consumo doméstico debido al tipo de usuarios de dicho sector, siendo la gran mayoría una zona habitacional de clase media alta, aun así, también se encuentra presente el consumo comercial. El tanque de abastecimiento y regulación que brinda el servicio a dicho sector es el tanque Obispado.

La figura 3-4 muestra la delimitación del distrito, su hipsografía y la ubicación del tanque correspondiente.

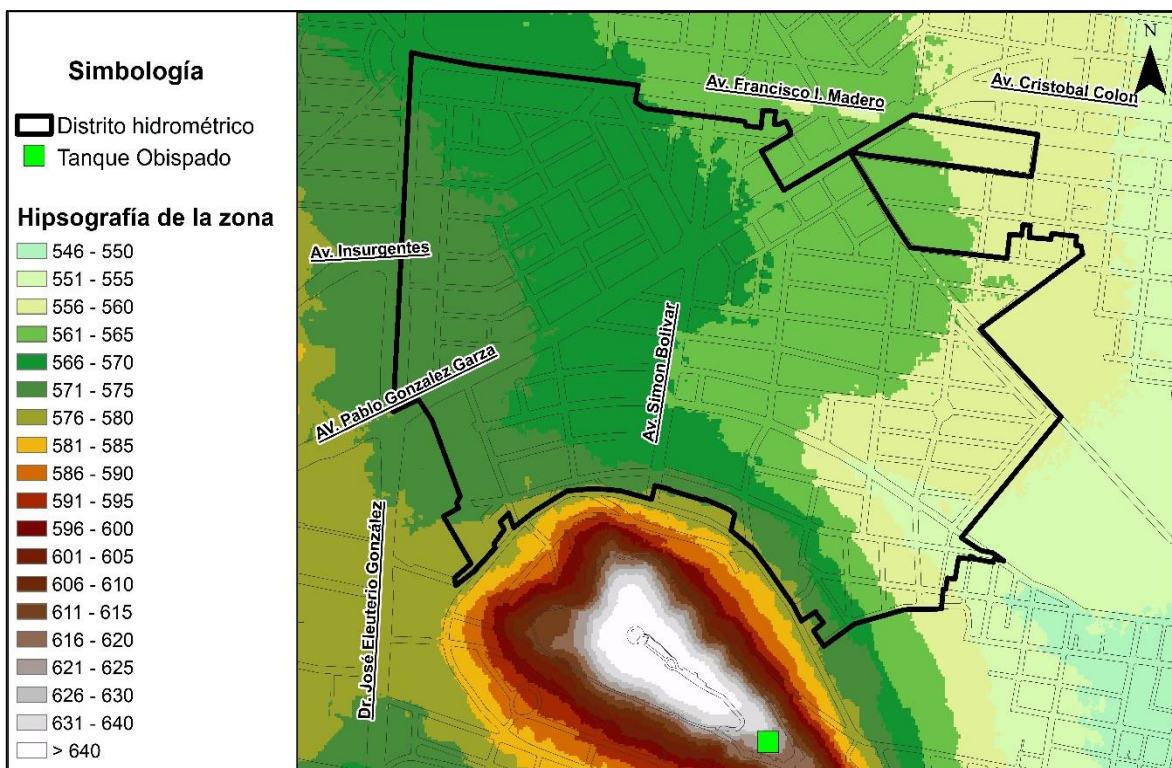


Figura 3-4 DHM Chepevera (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

Como se mencionó en el capítulo anterior, un DHM debe contar con una válvula reductora presiones (VRP) la cual, puede cumplir con la función de regular y modular la presión de entrada al distrito. En ese sentido la VRP se localiza en las

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

coordenadas indicadas en la tabla 3-5, sobre la calle Rafael J. Vergel a un costado de las oficinas de la dirección de ingeniería de SADM. La figura 3-5 muestra la ubicación de la válvula reductora y la delimitación del distrito correspondiente.

Coordenadas	
Longitud	Latitud
25°40'30.68"N	-100°20'33.52"O

Tabla 3-5 Coordenadas de la válvula Chepevera.

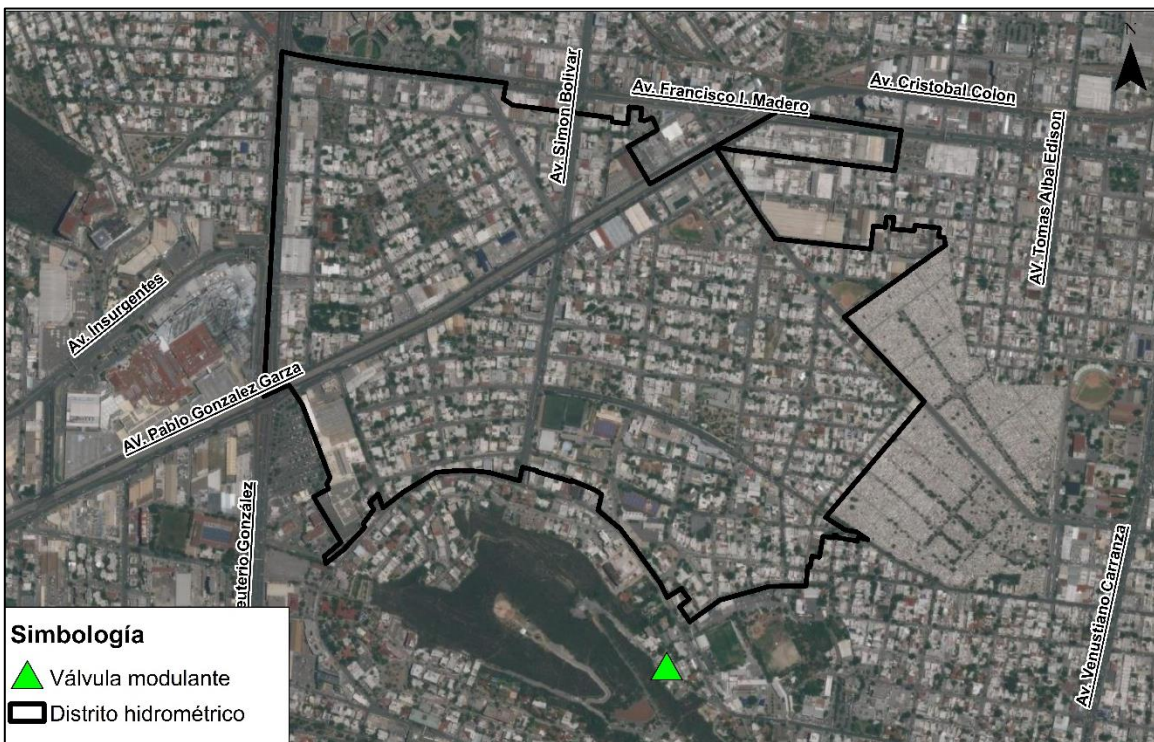


Figura 3-5 Ubicación válvula Chepevera (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

Para realizar la modelación se realizó la extracción preliminar de la red de agua potable del AMM y los elementos hidráulicos correspondientes al distrito, proporcionada en formato “shape” por el organismo operador (SADM, 2020).

La tabla 3-6 muestra la longitud de los tramos de tubería que se encuentran desde el tanque hasta el área sectorizada, con sus respectivos diámetros. Además, de

acuerdo con la información GIS, dentro del distrito hidrométrico se reportan 272 válvulas, 3 puntos de nodos de la red y 397 puntos de intersección, los cuales también se integraron en el modelo.

<b>Diámetro Tubería (in)</b>	<b>Longitud (m)</b>
<b>1</b>	1.20
<b>1.25</b>	8.38
<b>2</b>	3,140.91
<b>4</b>	20,897.05
<b>6</b>	2,806.46
<b>8</b>	95.26
<b>12</b>	2,945.36
<b>18</b>	946.53
<b>20</b>	98.91
<b>36</b>	1,990.37
<b>48</b>	807.78
<b>TOTAL</b>	<b>33,739.11</b>

*Tabla 3-6 Longitudes de tramos de tubería Chepevera (SADM, 2020).*

Por otro lado, parte fundamental de la investigación recae en el número de predios o tomas de agua potable que conforman el distrito hidrométrico. En ese sentido, se determinaron los predios que integran el distrito, considerando el Número de Identificación del Servicio (NIS) correspondiente. De esta forma, en la tabla 3-7 se muestran los predios que cuentan con datos de consumo vinculado y los que no cuentan con dichos datos.

Así mismo, se identificaron los usuarios del distrito, que contaban con un número de NIS asociado, obteniendo 1587 usuarios. Posteriormente, se determinó el tipo de tarifa de agua potable, de acuerdo con el giro del usuario. En este caso, se determinó el porcentaje de usuarios correspondientes, el cual se muestra en la

figura 3-6. Así mismo, la tabla 3-8 muestra el número de usuarios correspondiente para cada tipo de tarifa.

<b>Predios</b>	<b>N°</b>
<b>Predios que conforman el distrito</b>	<b>1,822</b>
Con datos de consumo vinculado	1,587
Sin datos de consumo vinculado	235

Tabla 3-7 Predios en el DHM Chepevera (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

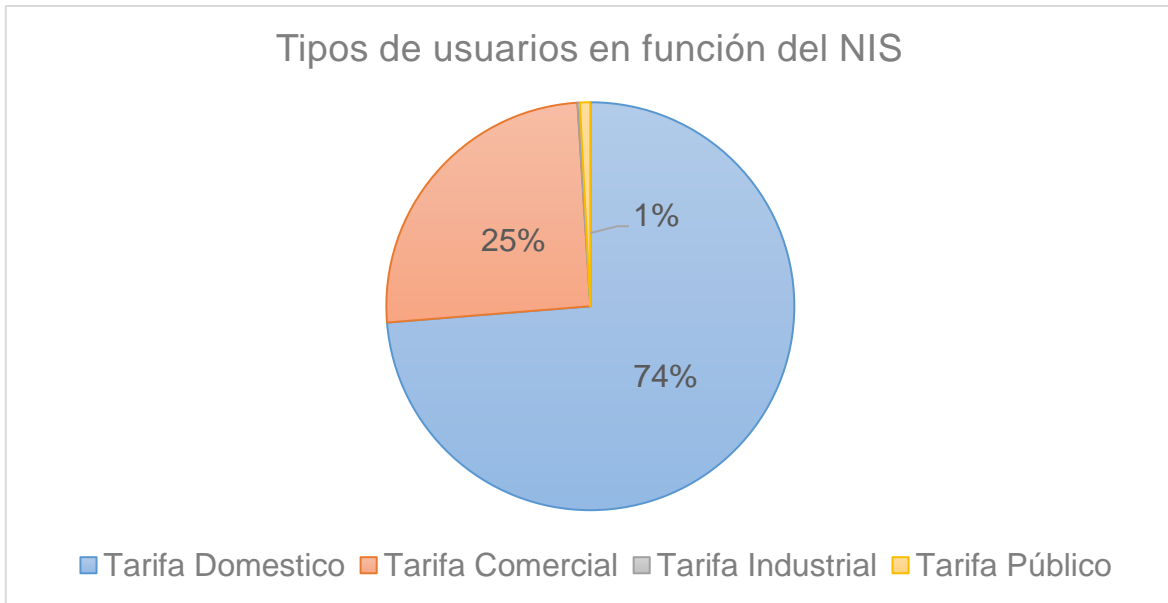


Figura 3-6 Distribución de los usuarios con NIS en función del tipo de tarifa.

<b>N° de usuarios con NIS</b>	<b>1587</b>	<b>Porcentaje</b>
<b>Tarifa doméstico</b>	1170	73.7
<b>Tarifa comercial</b>	401	25.3
<b>Tarifa industrial</b>	3	0.2
<b>Tarifa público</b>	13	0.8

Tabla 3-8 Tipos de usuarios DHM Chepevera.



### 3.1.2 Jardines de Anáhuac

El distrito hidrométrico denominado “Jardines de Anáhuac” se localiza en el municipio de San Nicolas de los Garza, Nuevo León, al noreste del municipio de Monterrey, capital de dicho estado. Dicho distrito está conformado por las colonias Fuentes de Anáhuac, Jardines de Anáhuac, Pedregal de Santo Domingo, Balcones de Santo Domingo, entre otras. En dichas colonias que integran el distrito predomina notoriamente, el tipo de consumo doméstico, siendo en su mayoría una zona habitacional de clase media. Aunado a esto, también existen algunos usuarios del tipo comercial, industrial y público. El tanque de abastecimiento y regulación que brinda el servicio a dicho sector es el tanque Canadá I.

La figura 3-7 muestra la delimitación del distrito, su hipsografía y la ubicación del tanque correspondiente.

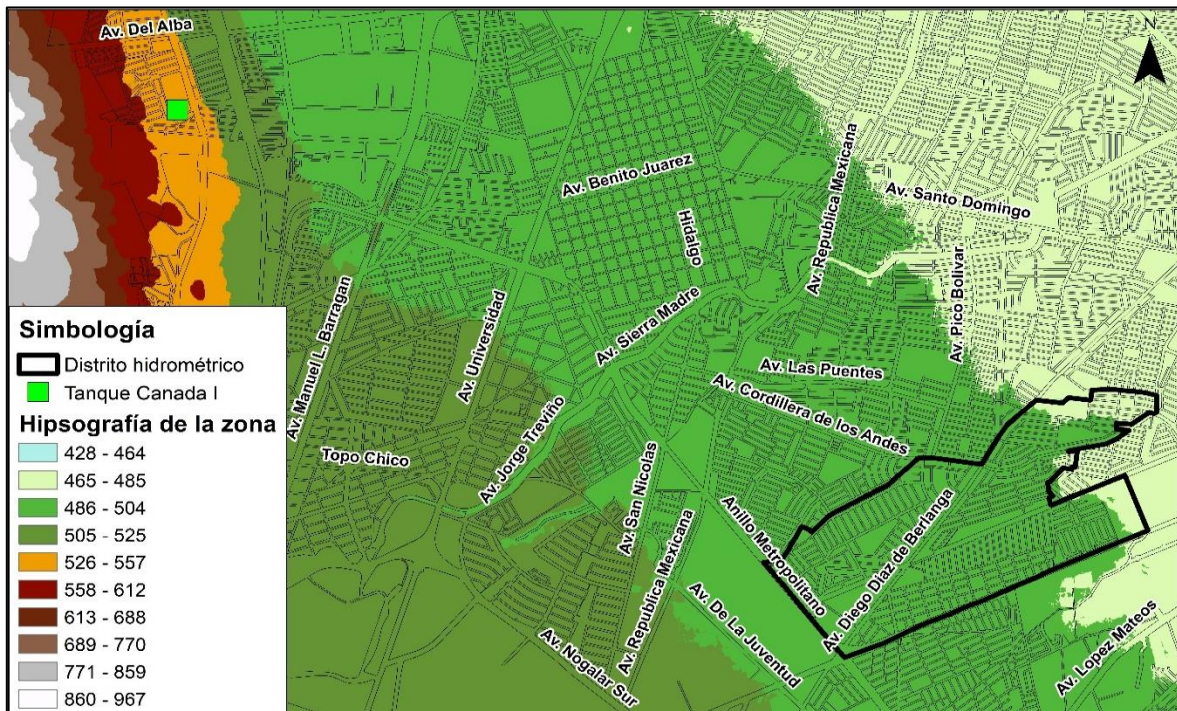


Figura 3-7 DHM Jardines de Anáhuac (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

Como se mencionó en el capítulo anterior, un DHM debe contar con una válvula reductora presiones (VRP) la cual, puede cumplir con la función de regular y

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

modular la presión de entrada al distrito. En este caso, la VRP se localiza en las coordenadas indicadas en la tabla 3-9 , en el cruce la 5ª avenida y la sobre la calle 26 (paralela al anillo vial metropolitano).

Coordenadas	
Longitud	Latitud
25°43'46.60"N	-100°16'52.69"O

Tabla 3-9 Coordenadas de la válvula Jardines de Anáhuac.

La figura 3-8 muestra la ubicación de la válvula reductora y la delimitación del distrito correspondiente.

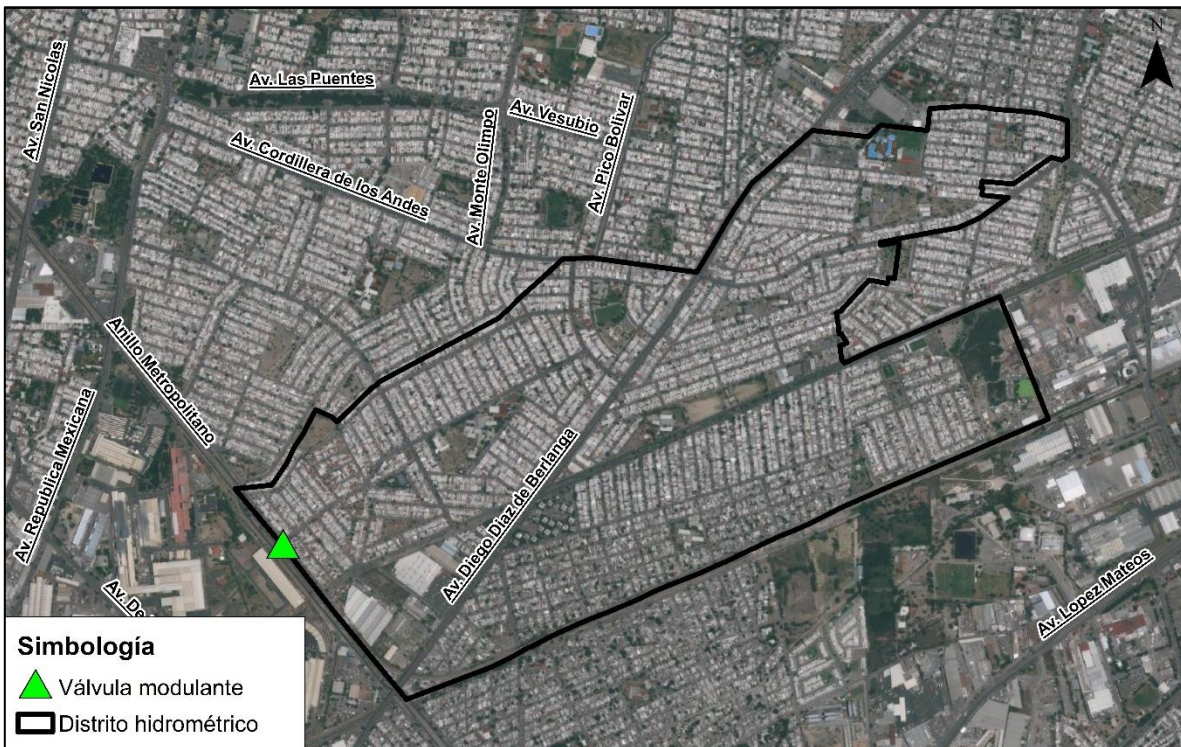


Figura 3-8 Ubicación válvula DHM Jardines de Anáhuac (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

Para realizar la modelación se realizó la extracción preliminar de la red de agua potable del AMM y los elementos hidráulicos correspondientes al distrito, proporcionada por SADM.

La tabla 3-10 muestra la longitud de los tramos de tubería que se encuentran desde el tanque hasta el área sectorizada, con sus respectivos diámetros. Además, de acuerdo con la información GIS, dentro del distrito hidrométrico se reportan 315 válvulas, 56 puntos de nodos de la red y 545 puntos de intersección y 7 hidrantes, los cuales también se integraron en el modelo.

<b>Diámetro Tubería (in)</b>	<b>Longitud (m)</b>
<b>2</b>	128.36
<b>4</b>	44,121.64
<b>6</b>	10,736.85
<b>12</b>	5,221.60
<b>18</b>	1,327.08
<b>20</b>	2.30
<b>24</b>	25.68
<b>30</b>	252.13
<b>36</b>	5,361.53
<b>42</b>	70.38
<b>48</b>	1,265.98
<b>TOTAL</b>	<b>68,513.53</b>

*Tabla 3-10 Longitudes de tramos de tubería DHM Jardines de Anáhuac (SADM, 2020).*

Por otro lado, parte fundamental de la investigación recae en el número de predios o tomas de agua potable que conforman el distrito hidrométrico. En ese sentido, se determinaron los predios que integran el distrito, considerando el Número de Identificación del Servicio (NIS) correspondiente. De esta forma, en la tabla 3-11 se muestran los predios que cuentan con datos de consumo vinculado y los que no cuentan con dichos datos.

Así mismo, se identificaron los usuarios del distrito, que contaban con un número de NIS asociado, obteniendo 8609 usuarios. Posteriormente, se determinó el tipo



de tarifa de agua potable, de acuerdo con el giro del usuario. En este caso, se determinó el porcentaje de usuarios correspondientes, el cual se muestra en la figura 3-9. Así mismo, la tabla 3-12 muestra el número de usuarios correspondiente para cada tipo de tarifa.

Pedios	N°
<b>Pedios que conforman el distrito</b>	<b>9,347</b>
Con datos de consumo vinculado	8,609
Sin datos de consumo vinculado	738

Tabla 3-11 Pedios en el DHM Jardines de Anáhuac (Elaboración propia a partir de SADM, 2020).

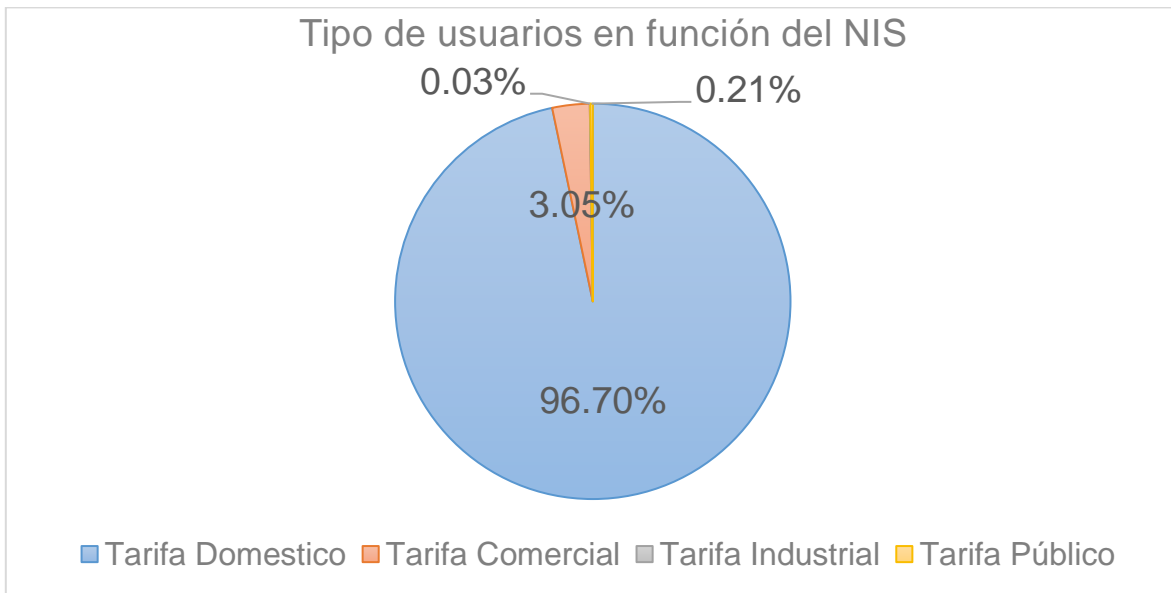


Figura 3-9 Distribución de los usuarios con NIS en función del tipo de tarifa.

N° de usuarios con NIS	8,609	Porcentaje
<b>Tarifa doméstico</b>	8325	96.70
<b>Tarifa comercial</b>	263	3.05
<b>Tarifa industrial</b>	3	0.03
<b>Tarifa público</b>	18	0.21

Tabla 3-12 Tipos de usuarios DHM Jardines de Anáhuac.



### **3.2 Medición y recopilación de información**

En este caso, de acuerdo con las características de la investigación se utilizaron distintos tipos de información. Primeramente, se utilizó información de micromedición obtenida de cada uno de los medidores de los usuarios que integran los distritos en estudio. Dicha información se obtuvo mediante la medición mensual con fines de facturación que efectúa el organismo operador.

Por otro lado, se utilizó información de telemetría, correspondiente a la macromedición, la cual se obtuvo del medidor de caudal y de la válvula modulante, ambos localizados en la entrada de cada distrito hidrométrico de cada sitio en estudio. Los datos obtenidos de la telemetría corresponden al caudal que está ingresando al distrito las 24 horas del día y las presiones de entrada y salida, en la válvula, asociadas a dicho caudal.

Es muy importante mencionar que adicional a esto, se obtuvo información vectorial tipo shape y las bases de datos requeridas para realizar el modelo hidráulico. El departamento de geo-informática de SADM, proporcionó los archivos vectoriales tipo “shape” de las tuberías, intersecciones, válvulas, hidrantes, tanques, delimitaciones de los sectores, zonas de presión de los tanques, medidores, circuitos, predios del distrito, entre otros. Todo esto debido a que el tratamiento de la información se realizó mediante el uso de un sistema de información geográfica, en este caso, se utilizó el ArcGIS de ESRI®. La figura 3-10 muestra este tipo de archivos cargados en el software antes mencionado.

Posteriormente, se necesitó la información de SADM del área de comercial, obteniendo el Número de Identificación del Servicio (NIS) con el consumo en metros cúbicos por mes (CSM), lo facturado (FACT) y lo pagado (PAG) de todos los usuarios de los distintos municipios del AMM de los años 2015, al 2021. La figura 3-11 muestra un ejemplo de la información de comercial en formato de texto (.txt) obtenido para determinar los consumos de los usuarios que conforman los distritos de los cuales se realizaron las modelaciones.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

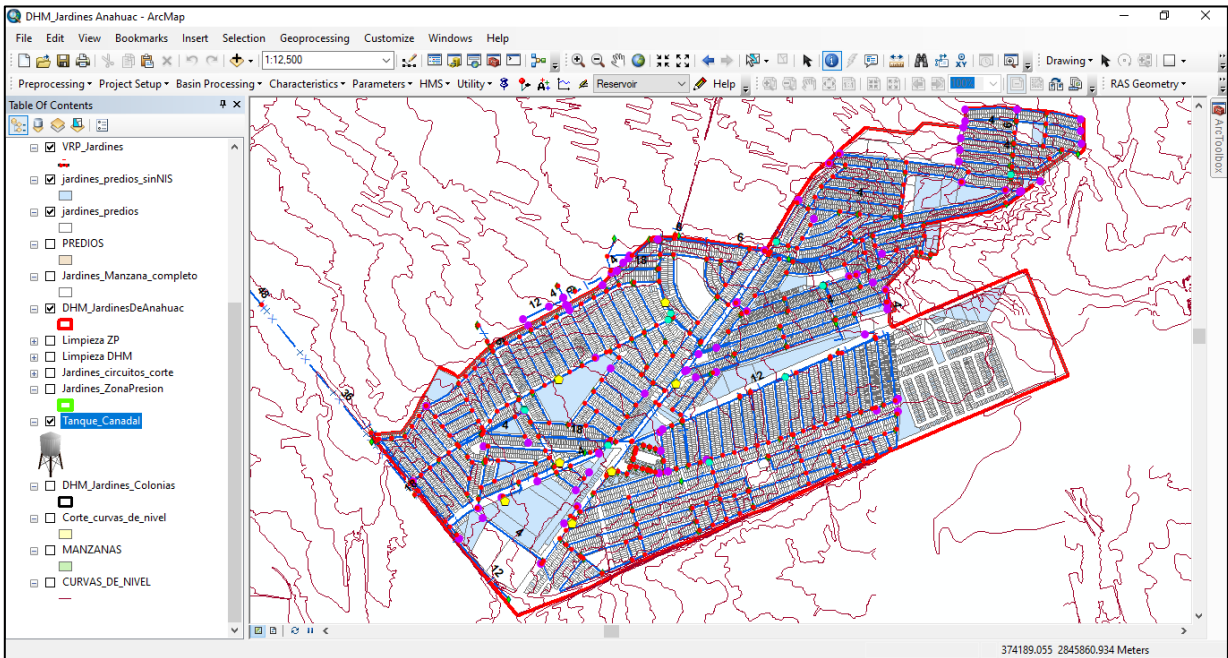


Figura 3-10 Archivos vectoriales tipo shape en ArcMap®.

\*Facturacion-Recaudacion-2020: Bloc de notas

Archivo Edición Formato Ver Ayuda

Municipio: Monterrey

Año: 2020

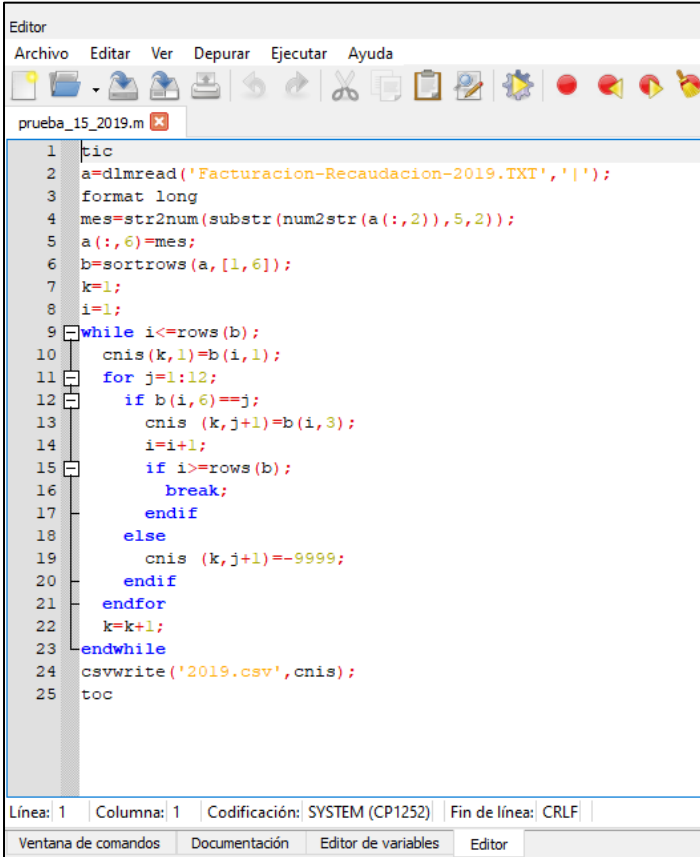
NIS	FECHA	CSM	FACT	PAG
5130130	20200505	16	235.78	0
3310017	20200402	25	418.29	418.29
3310215	20200303	24	391.43	391.43
3310215	20200205	30	550.32	550.32
3310318	20200402	10	125.29	125.29
3310346	20200205	11	157.85	157.85
3310417	20200505	5	57.96	57.96
3310414	20200402	6	59.68	59.68
3310212	20200303	6	59.63	59.63
3310208	20200103	24	384.65	384.65
3310202	20200303	5	57.91	57.91
3310085	20200303	15	223.1	223.1
3310050	20200103	16	231.51	231.51
3309976	20200402	3	54.5	0

Figura 3-11 Información de micromedición SADM.

### 3.3 Tratamiento y manejo de información

#### 3.3.1 Manejo de datos de entrada y bases de datos utilizadas

Parte fundamental de esta investigación es la obtención y manejo de las bases de datos e información correspondiente a presiones, caudales y consumos. Aunado a lo anterior se desarrollaron 2 códigos de programación en el software de código libre “GNU Octave” que se utilizaron para el manejo y tratamiento de la información (Frank et al., 2015). Primeramente, se realizó un código de “Extracción” para reacomodar los archivos en el formato original que proporcionó SADM. A continuación, en la figura 3-12 se muestra el código de programación mediante el cual realizó el acomodo de la información y se obtuvo un archivo nuevo en formato “csv” (Archivo delimitado por comas) con los consumos mensuales del año 2019 correspondientes a todo el municipio de Monterrey.

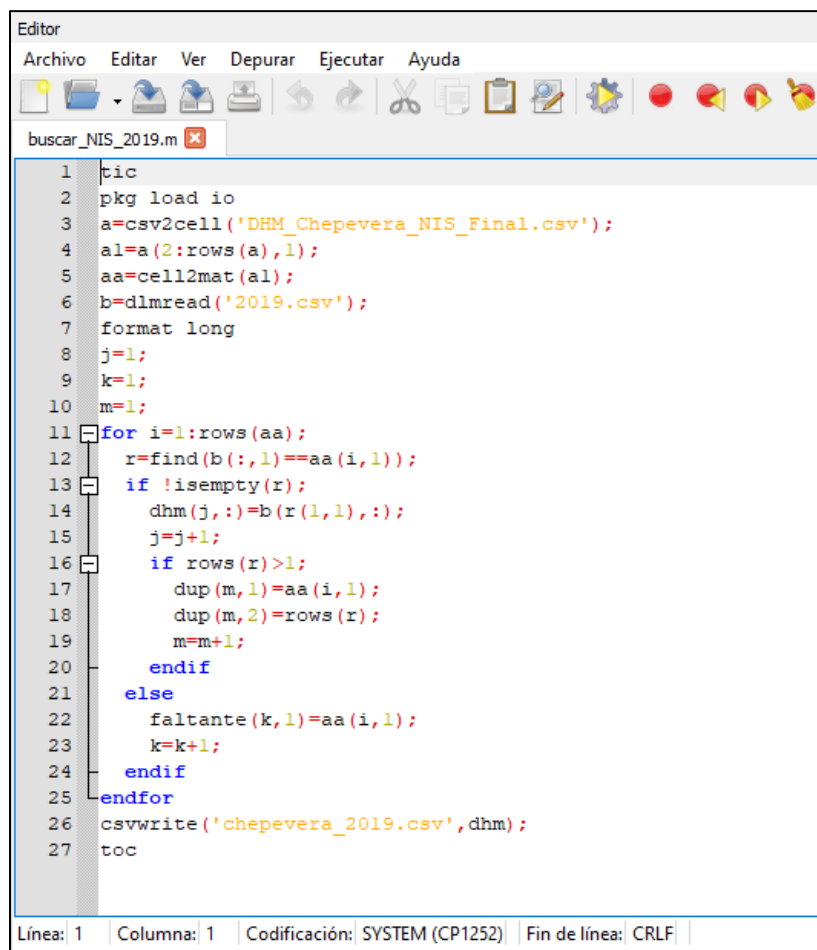


```
Editor
Archivo Editar Ver Depurar Ejecutar Ayuda
prueba_15_2019.m
1 tic
2 a=dlmread('Facturacion-Recaudacion-2019.TXT','|');
3 format long
4 mes=str2num(substr(num2str(a(:,2)),5,2));
5 a(:,6)=mes;
6 b=sortrows(a,[1,6]);
7 k=1;
8 i=1;
9 while i<=rows(b);
10   cnis(k,1)=b(i,1);
11   for j=1:12;
12     if b(i,6)==j;
13       cnis(k,j+1)=b(i,3);
14       i=i+1;
15     if i>=rows(b);
16       break;
17     endif
18   else
19     cnis(k,j+1)=-9999;
20   endif
21   endfor
22   k=k+1;
23 endwhile
24 csvwrite('2019.csv',cnis);
25 toc
```

Línea: 1    Columna: 1    Codificación: SYSTEM (CP1252)    Fin de línea: CRLF  
Ventana de comandos    Documentación    Editor de variables    Editor

Figura 3-12 Código de extracción.

Posteriormente se realizó el código de “Buscar NIS” para poder extraer los números de NIS (Número de identificación de servicio) correspondientes al distrito en estudio. El código mencionado se muestra en la figura 3-13. Con este código se manda buscar en el archivo creado anteriormente “2019.csv” los consumos correspondientes a los números de NIS que conforman el distrito. Finalmente, se crea un nuevo archivo en formato de Excel, el cual contiene los NIS y los consumos mensuales correspondientes para cada NIS que integra el distrito.



```

1 tic
2 pkg load io
3 a=csv2cell('DHM_Chepevera_NIS_Final.csv');
4 al=a(2:rows(a),1);
5 aa=cell2mat(al);
6 b=dlmread('2019.csv');
7 format long
8 j=1;
9 k=1;
10 m=1;
11 for i=1:rows(aa);
12     r=find(b(:,1)==aa(i,1));
13     if ~isempty(r);
14         dhm(j,:)=b(r(1,1),:);
15         j=j+1;
16         if rows(r)>1;
17             dup(m,1)=aa(i,1);
18             dup(m,2)=rows(r);
19             m=m+1;
20         endif
21     else
22         faltante(k,1)=aa(i,1);
23         k=k+1;
24     endif
25 endfor
26 csvwrite('chepevera_2019.csv',dhm);
27 toc
    
```

Línea: 1 | Columna: 1 | Codificación: SYSTEM (CP1252) | Fin de línea: CRLF

Figura 3-13 Código "Buscar NIS".

Cabe mencionar que los pasos mencionados en las figuras 3-12 y 3-13, se llevaron a cabo para los años del 2016 al 2021, para ambos distritos en estudio. De acuerdo con la disponibilidad de información y el periodo de tiempo obtenido para cada uno.

### 3.3.2 Selección y estimación de escenarios de consumo

Para llevar a cabo la modelación hidráulica de los distritos hidrométricos correspondientes se utilizó la información de micromedición antes mencionada. Así mismo, se realizó un análisis de las temperaturas medias del Estado de Nuevo León, seleccionando una estación climatológica dentro del AMM cercana a ambos distritos.

De acuerdo con lo anterior, se obtuvo la temperatura promedio mensual de cada mes para los años de 1951 al 2018 de la estación climatológica 19052 Monterrey-Observatorio (CONAGUA, 2019). Así mismo, se realizó un promedio de cada uno de estos valores antes mencionados para poder obtener los promedios históricos para cada mes del año. La tabla 3-13 muestra la temperatura promedio histórica obtenida para cada mes de los años mencionados.

<b>Mes</b>	<b>Temperatura histórica promedio mensual (°C) 1951-2018</b>
<b>Enero</b>	<b>15.22</b>
<b>Febrero</b>	17.42
<b>Marzo</b>	20.77
<b>Abril</b>	24.22
<b>Mayo</b>	26.67
<b>Junio</b>	28.51
<b>Julio</b>	28.90
<b>Agosto</b>	<b>28.94</b>
<b>Septiembre</b>	26.40
<b>Octubre</b>	22.87
<b>Noviembre</b>	18.68
<b>Diciembre</b>	15.56

Tabla 3-13 Temperaturas promedio estación climatológica 19052 Mty-Observatorio.

La figura 3-14 muestra el gráfico de las temperaturas históricas promedio correspondientes a la estación climatológica antes mencionada. A partir de estos datos de temperatura promedio obtenidos, se seleccionaron los meses de agosto y enero los escenarios a desarrollar en la modelación. De esta forma podemos estimar que, en promedio, los meses de enero y agosto, son los meses en los cuales se consume menos y mayor agua potable, respectivamente, de acuerdo con las temperaturas históricas.

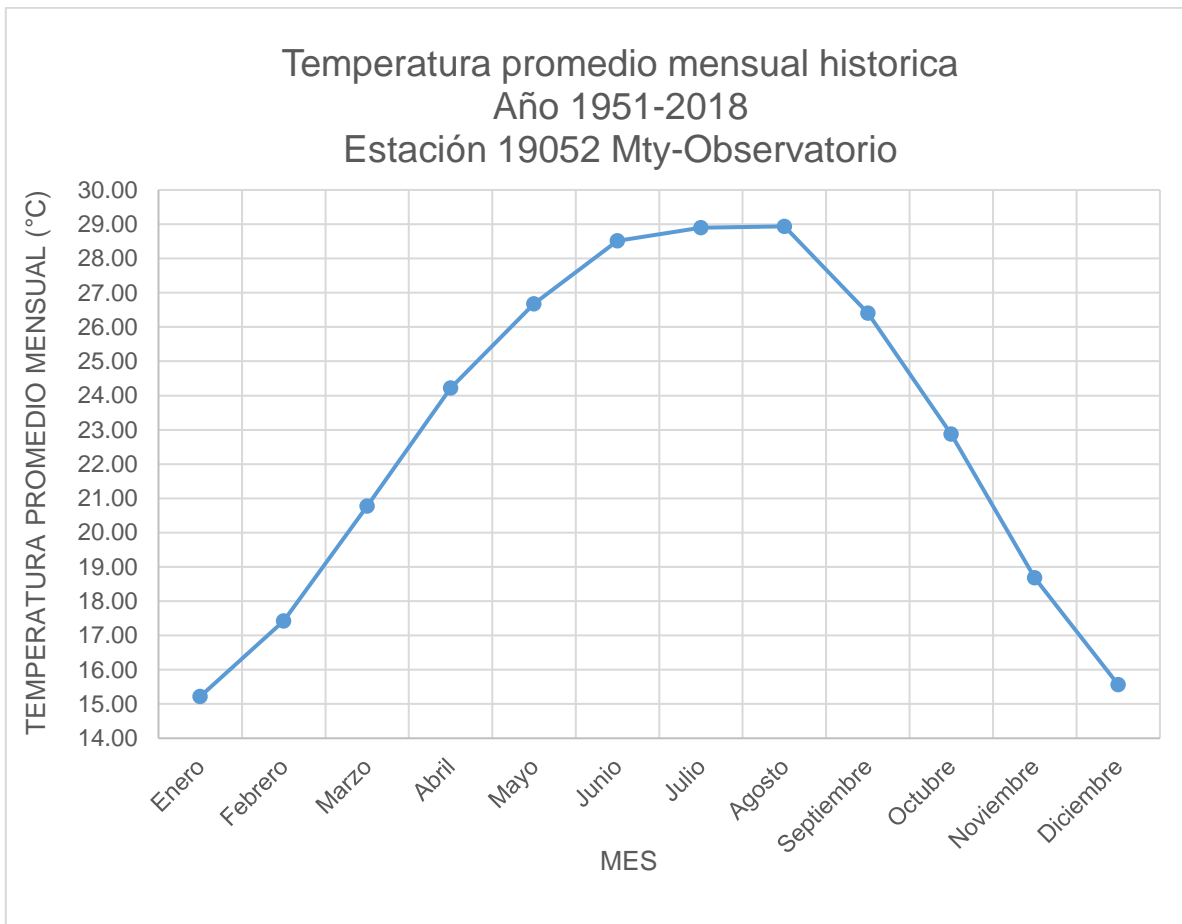


Figura 3-14 Gráfico de temperaturas promedio históricas.

De acuerdo con lo anterior, se optó por obtener los consumos de los meses de agosto y enero para los años de 2015-2021, dado que ese periodo de tiempo es con el cual se contaba la información de micromedición.

A partir de los scripts de programación mostrados en el apartado anterior, se obtuvo una nueva base de datos la cual se exporta directamente a un formato de Excel, el cual se agrega al GIS para poder asociar dichos números de NIS y los consumos extraídos con los números de NIS de los predios dentro del software. De esta forma los consumos representan geográficamente el consumo de cada usuario dentro del modelo. Para esto, se realizó un archivo tipo shape de puntos con esta información que correspondiera a cada uno de los predios que pertenecían a los distritos en estudio. La figura 3-15 muestra la herramienta “Join” del ArcGIS para realizar la acción antes mencionada.

Después de unir la base de datos con el archivo shape de los predios, se exportó este nuevo shape y se le asignó un nombre correspondiente, obteniendo como resultado los predios del distrito con su correspondiente NIS, categoría y consumos. La figura 3-16 muestra el shape de predios para el distrito Chepevera con su información correspondiente.

Finalmente, se utilizó la herramienta “Convert features to points” para convertir el shape de la Figura 3-16 en un nuevo shape de puntos que contenía la misma información, esto con el objetivo de ingresar este shape de puntos al modelo hidráulico representando la demanda o consumos de los usuarios dentro del distrito.

La figura 3-17 muestra el shape de puntos final para el DHM Chepevera en el cual se incluyeron los consumos de la zona de influencia del tanque Obispado. Así mismo, este archivo tipo shape es el que se ingresa en el modelo hidráulico para representar el consumo de los usuarios del distrito. El procedimiento mencionado anteriormente se realizó para los sitios en estudios mostrados en la tabla 3-2.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

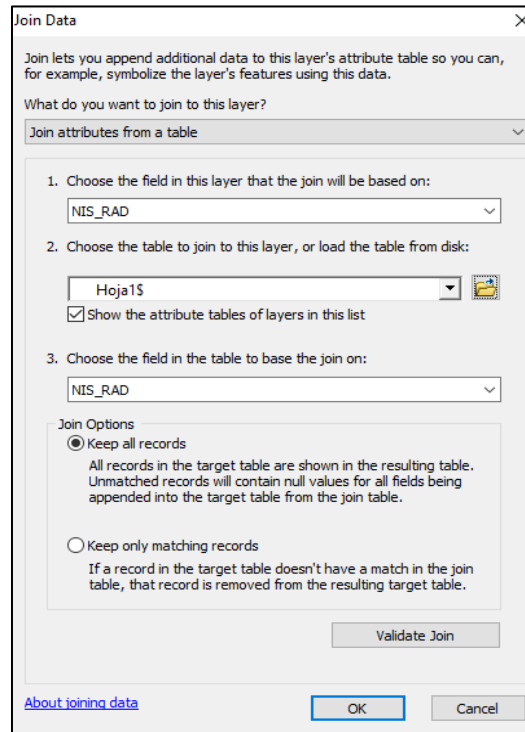


Figura 3-15 Herramienta "Join" en ArcGIS.

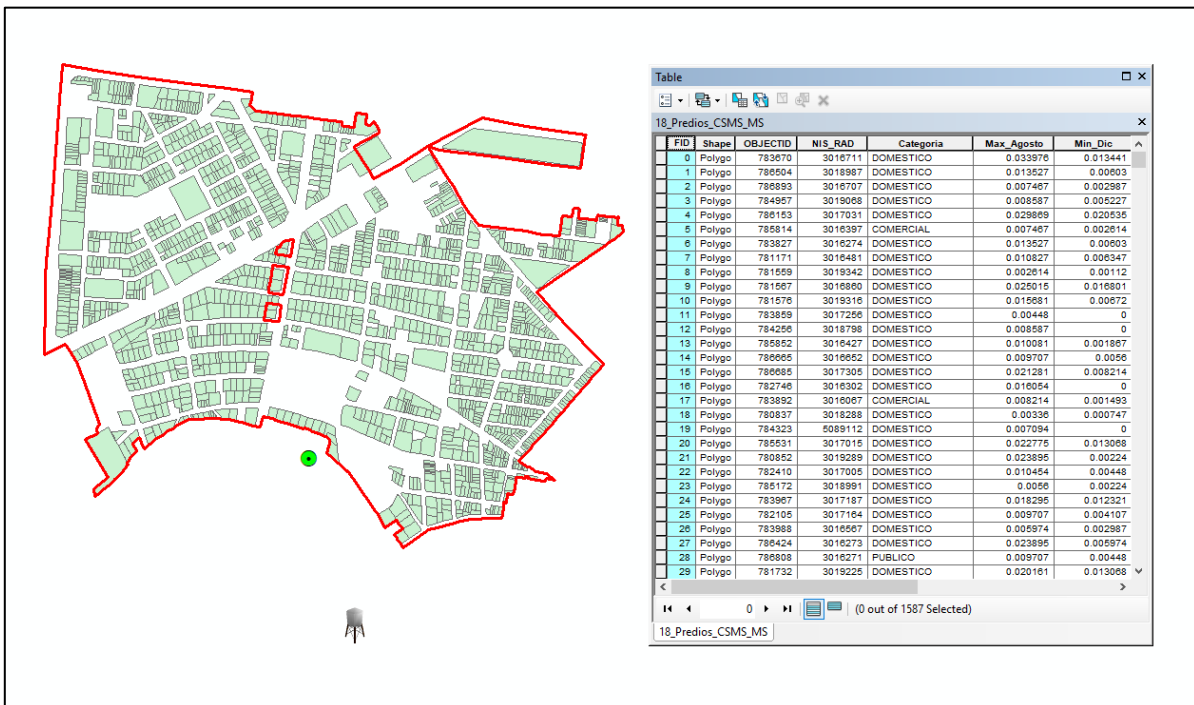
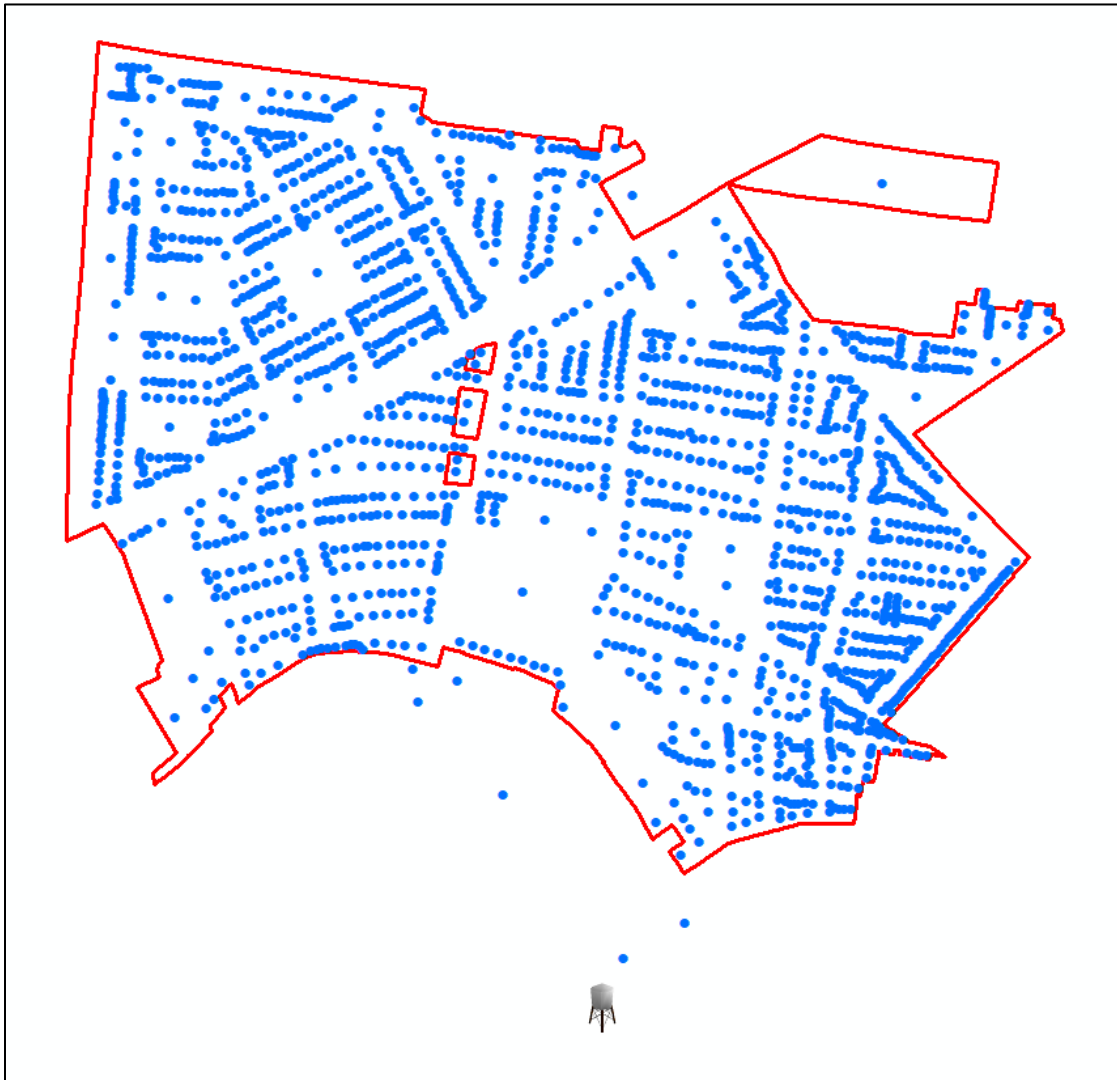


Figura 3-16 Shape de predios con consumos asignados en función del NIS y su categoría.





*Figura 3-17 Shape de puntos de consumo final para el DHM Chepevera.*

Por otro lado, es muy importante mencionar que existen predios dentro de cada distrito que no cuentan con datos de consumo vinculado, es decir, que no tiene número de NIS; sin embargo, sí utilizan o consumen agua potable. Por lo tanto, para estos casos, se estimaron dichos consumos a partir del padrón de usuarios por municipio en el cual se encuentra el NIS, la dirección del usuario y el tipo de tarifa.

Para este caso, fue de gran interés el tipo de tarifa, debido a que, a partir de ella, se le asignaron a los consumos máximos y mínimos estimados anteriormente, su tarifa correspondiente. Lo anterior fue hecho con el objetivo de obtener promedios

máximos y mínimos de consumo por tipo de tarifa de manera que esos promedios fueran asignados a los predios que no contaban con un NIS definido. Así mismo, para los predios sin NIS definido, en función del tipo de tarifa del padrón de usuarios y de un recorrido visual utilizando herramientas computacionales como el Google Street View de Google Earth, se les asignó un tipo de tarifa. Para el caso de escuelas, hospitales y áreas verdes se utilizaron las tablas de la CONAGUA para la determinación de la demanda mostradas en el apartado 2.2.4.

Posteriormente, se llevó a cabo el análisis de los escenarios de consumo determinados para los distritos en estudio.

### **3.3.3 Extracción y limpieza del modelo**

Los archivos vectoriales tipo shape mencionados en la parte inicial de la sección 3.2, utilizados en el modelo, necesitaron de una extracción y limpieza correspondiente a cada delimitación de los distritos listados en la tabla 3-2. Aunado a esto, los archivos englobaban toda el AMM y para los modelos, se necesitaba contar únicamente con los elementos hidráulicos correspondientes a cada una de las delimitaciones de los distritos y la trayectoria de su línea principal hacia el tanque de abastecimiento.

Para realizar la limpieza del modelo se utilizó la herramienta “Edit features” de ArcGIS, editando cada uno los shape de interés, seleccionando las partes que no formarán parte del modelo hidráulico o que quedarán fuera de la delimitación del distrito. En ocasiones se dio el caso de la presencia de tuberías dentro del distrito que únicamente eran de paso y no estaban unidas o conectadas al sistema, por lo cual, se descartaron del modelo. La limpieza y extracción del modelo consistió principalmente en realizar dichas acciones.

La figura 3-18 muestra los archivos vectoriales tipo shape para el DH Jardines de Anáhuac, después de haber realizado la extracción correspondiente a la delimitación del distrito buscando siempre cuidar que dicha extracción o limpieza

tenga coherencia operativa, de manera que se pueda delimitar adecuadamente cerrando válvulas que se encuentren en los límites o revisando si la tubería termina realmente en dichos límites. En caso de que este aspecto no pueda ser posible, esto indicaría que existe un error en la delimitación inicial propuesta por el organismo operador y se necesitará corregir o cambiar dicha delimitación.

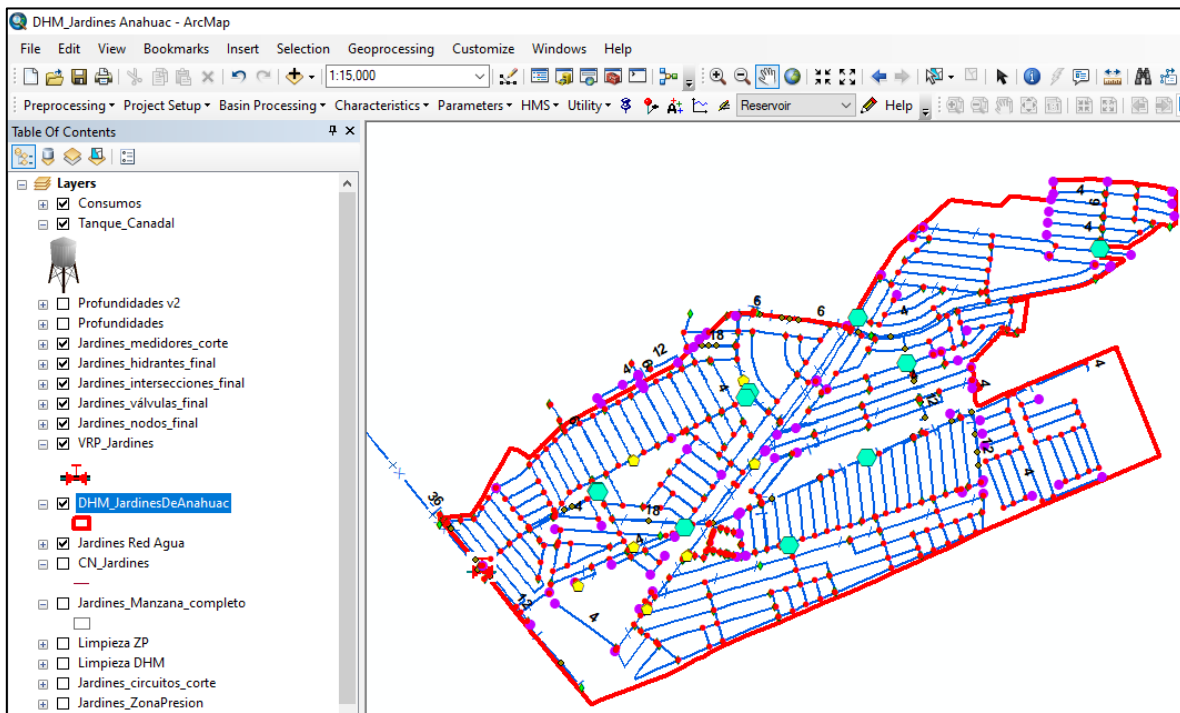


Figura 3-18 Extracción de shape para el modelo del DHM Jardines de Anáhuac.

### 3.3.4 Determinación de elevaciones de las tuberías

Para determinar las profundidades de las tuberías se utilizó nuevamente el software ArcGIS realizando el siguiente procedimiento:

En primer lugar, se comenzó utilizando los shapes de intersecciones, válvulas y nodos de agua, los cuales cuentan en su tabla de atributos un campo que indica las profundidades a las que se encuentran dichos elementos. A continuación, utilizando la herramienta "Merge" del ArcGIS se unieron dichos archivos, creando un nuevo shape que únicamente tuviera el campo de profundidades (Prof) y su campo de identificación, a este shape se le nombró Prof\_puntos. Lo anterior se muestra en la figura 3-19.

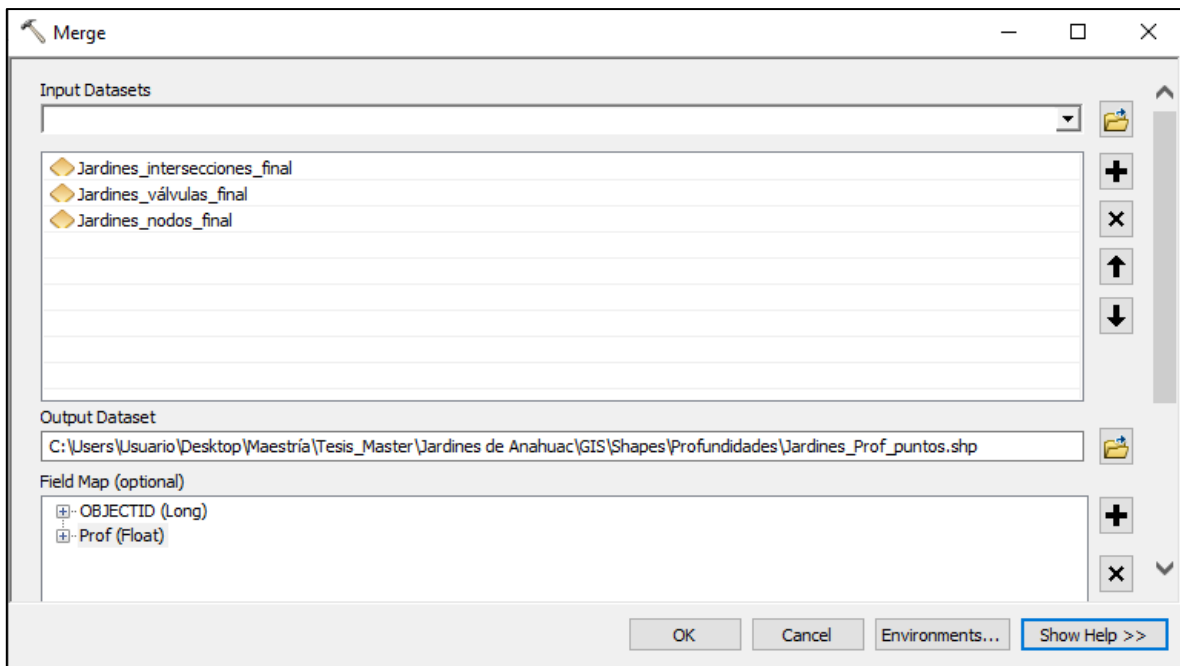


Figura 3-19 Herramienta "Merge" en ArcGIS.

En la figura 3-20 se muestra el nuevo shape de puntos correspondiente a la delimitación del DH Jardines de Anáhuac. Además, se editó la tabla de atributos de este shape, eliminando los puntos que tuvieran valores de profundidades iguales a 0, dejando así únicamente los puntos que contarán con valor de profundidad.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

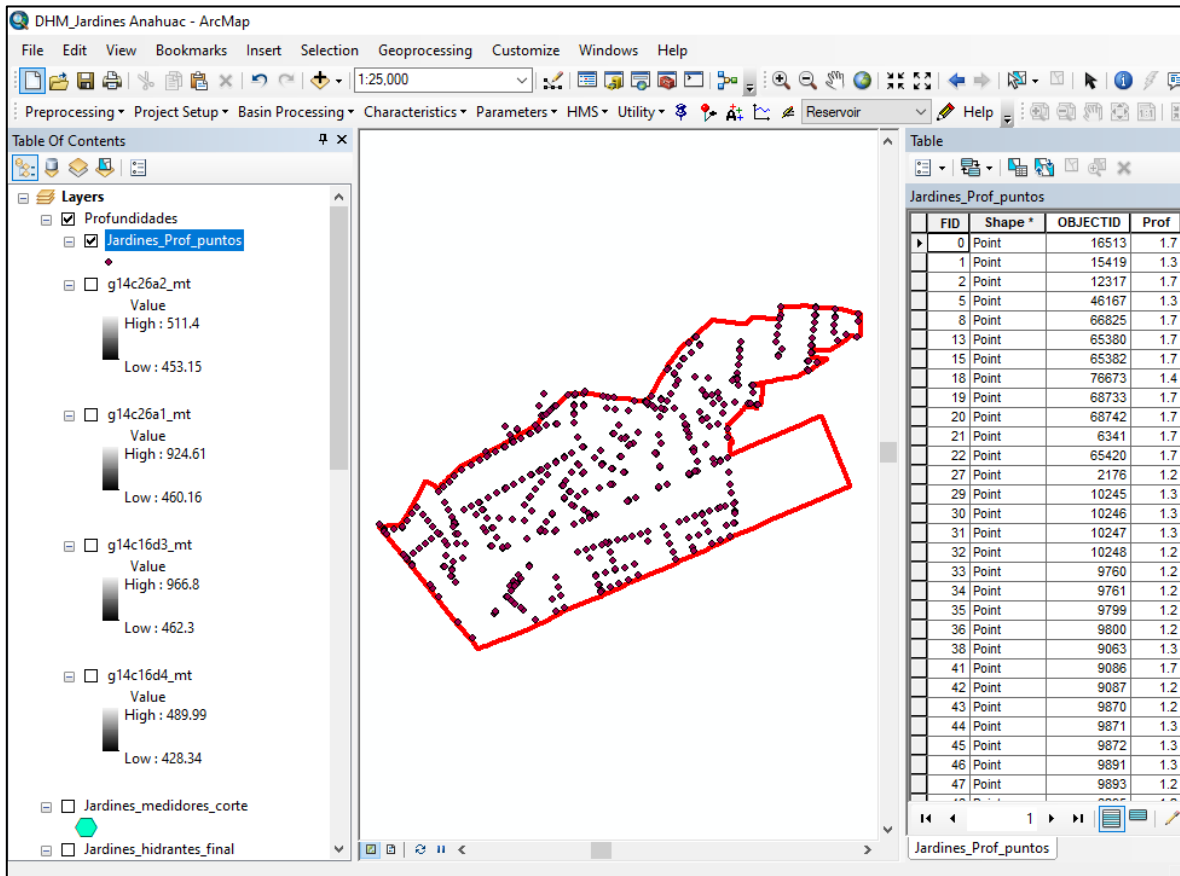


Figura 3-20 Shape de puntos de profundidad para el DHM Jardines de Anáhuac.

Posteriormente, utilizando la herramienta “Create features” se creó una nube de puntos que abarcara el macrosector y su línea principal hasta llegar al tanque. Para esto, se modificó el shape de puntos existente utilizando la herramienta “Editor”, tal y como se muestra en la figura 3-21. Esta nueva nube de puntos creada dentro del mismo shape, se le asignaron valores de profundidad similares o relativos a los que se encontraban dentro de la zona o cerca de los puntos, esto con el objetivo de poder contar con una mayor área de puntos con información para poder realizar una interpolación.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

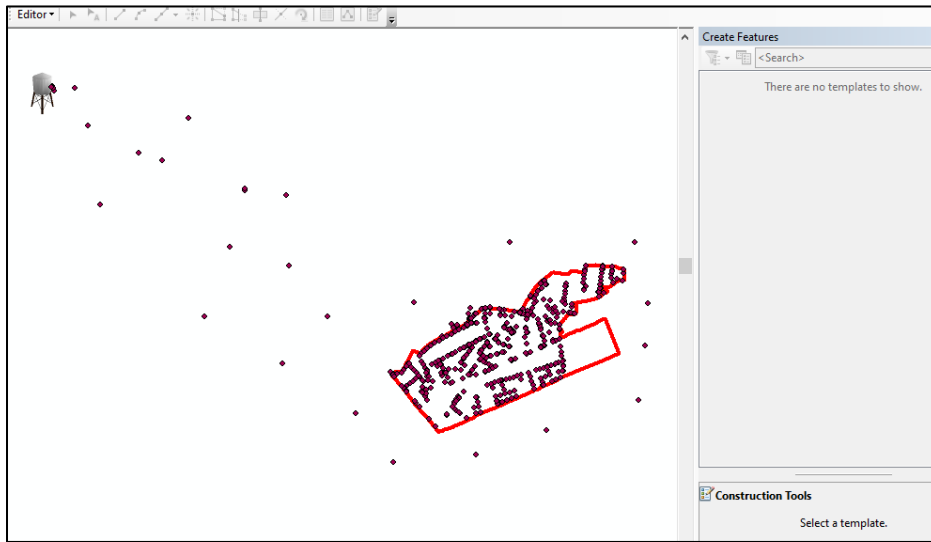


Figura 3-21 Nube de puntos de profundidad para el DH Jardines de Anahuac.

A continuación, utilizando la herramienta "Create TIN", se generó una interpolación de dichos puntos para poder obtener las profundidades de toda el área que abarca el distrito tal y como se observa en la figura 3-22. Cabe mencionar que esas profundidades obtenidas aplican únicamente para los tramos donde se encuentren tuberías pertenecientes al modelo.

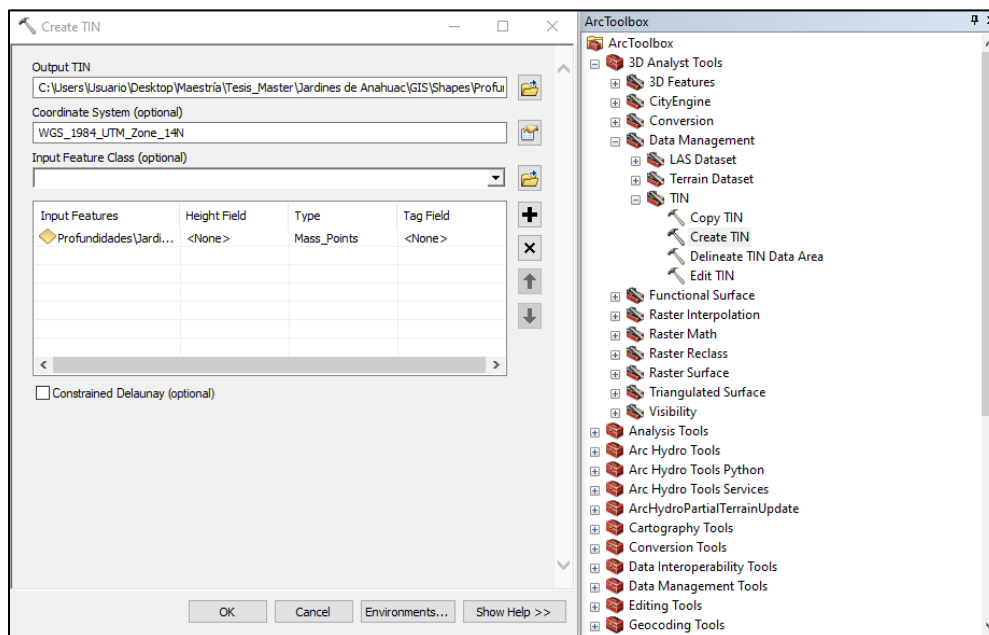


Figura 3-22 Herramienta "Create TIN" en ArcGIS.

La figura 3-23 muestra la interpolación obtenida utilizando la herramienta “Create TIN” en la cual se muestran las profundidades de las intersecciones y los nodos de las tuberías del modelo hidráulico Jardines de Anáhuac.

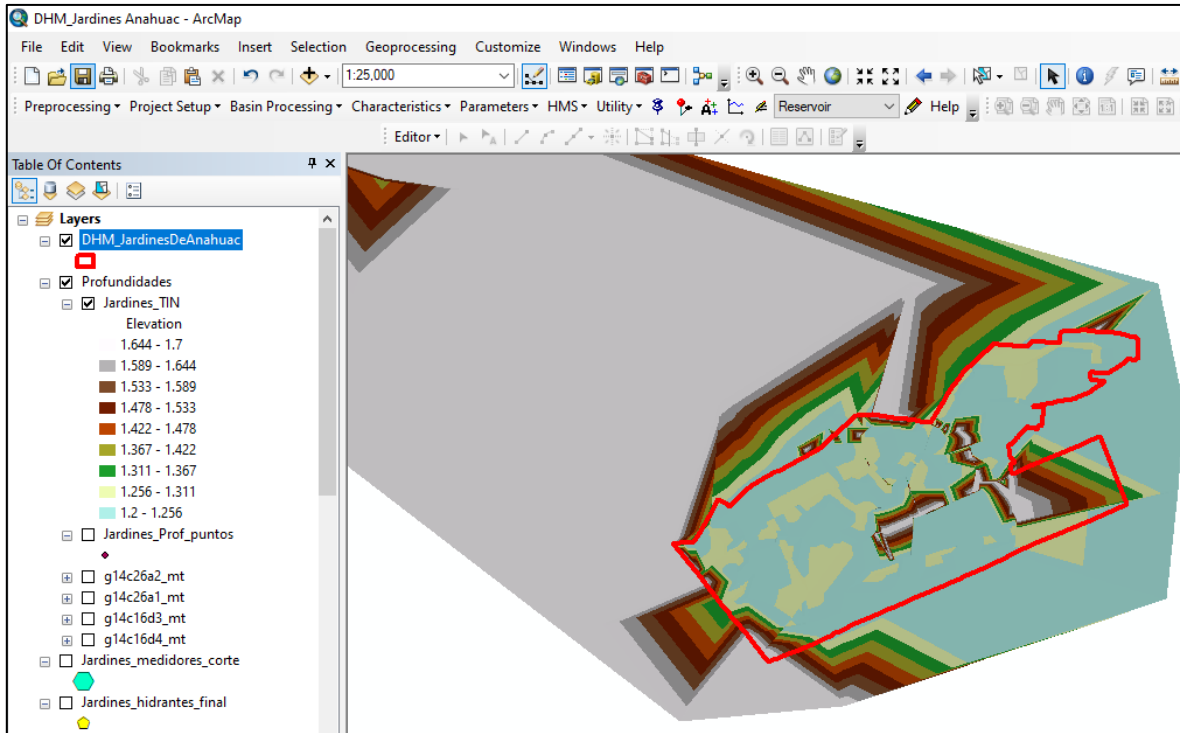


Figura 3-23 Interpolación de puntos de profundidad.

El siguiente paso fue utilizar la herramienta “Convert TIN to raster” (figura 3-24) para poder convertir el TIN creado en un formato raster, siendo este el mismo tipo de archivo de los modelos digitales de elevación que se utilizarán. Al momento de realizar este paso fue muy importante verificar el tamaño de la celda del raster creado para que tuviera el mismo tamaño de los modelos de elevación que se utilizaron a continuación. Para fines de la metodología, se nombró a este archivo como MDE\_prof.

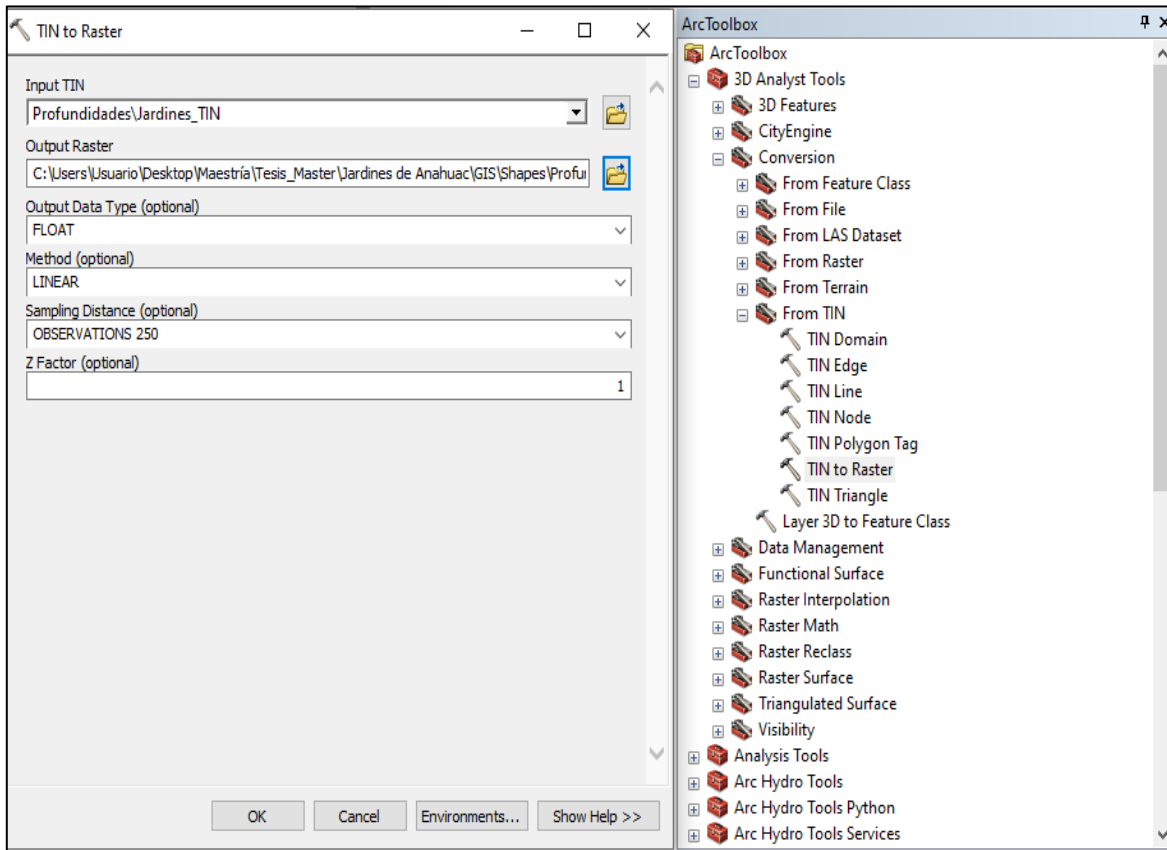


Figura 3-24 Herramienta "TIN to Raster" en ArcGIS.

La figura 3-25 muestra el archivo tipo raster generado a partir del TIN de la nube de puntos con las profundidades de algunos de los elementos que integraran el modelo hidráulico. Como se puede observar en dicha figura, el distrito mostrado corresponde al sitio de Jardines de Anáhuac, además, el valor de profundidad más alta de las tuberías es 1.7 metros, mientras que el valor más bajo es de 1.2 metros. Esto quiere decir que, a partir del nivel de rasante de la calle, las tuberías de este distrito se encuentran enterradas entre un rango de 1.2 a 1.7 metros. Lo anterior indica valores lógicos, los cuales se comprobaron con visitas a campo y revisiones de registros de agua potable.



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

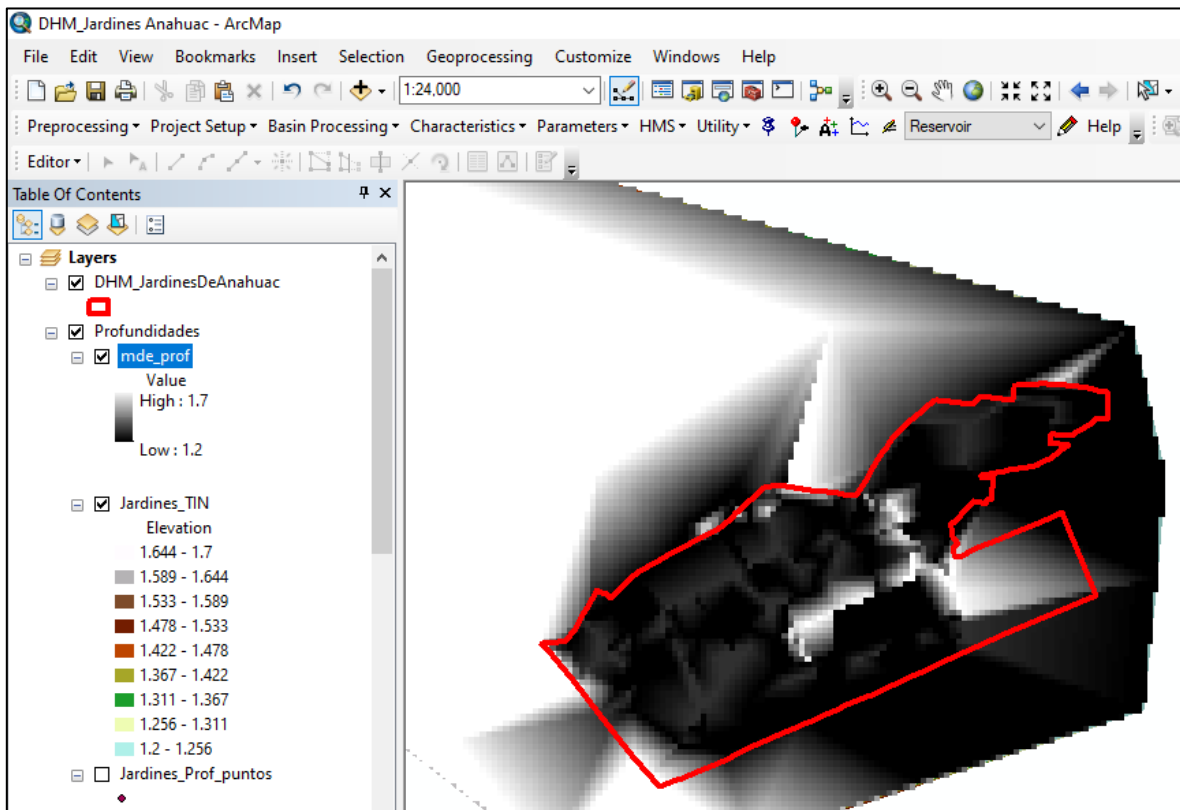


Figura 3-25 Raster "MDE\_prof".

Como se mencionó anteriormente, se utilizaron los modelos digitales de elevación (MDE) de terreno de 5x5 en formato GRID obtenidos de la plataforma digital del INEGI tal y como se muestra en la figura 3-26 (INEGI, 2020b).



The screenshot shows the INEGI website interface. At the top, there is a navigation bar with links for 'Inicio', 'Datos', 'Servicios', 'Transparencia', and 'Investigación'. A search bar is located on the right. Below the navigation bar, the page title is 'Mapas' with a link to 'Ver todos los mapas'. The main content area features a map thumbnail on the left and a detailed description of a map on the right. The map title is 'Modelos Digitales de Elevación de Alta Resolución LiDAR, con resolución de 5m. Terreno. GRID. G14C26A3'. The metadata includes: Tema: Relieve continental; Colección: Modelos Digitales de Elevación de Alta Resolución LiDAR, Terreno Grid, con resolución de 5m; Entidad federativa: Nuevo León; Edición: 2011; Desglose geográfico: Nacional; Formato: Electrónico; Escala: 1:10.000; Clave carta: G14C26A3; Proyección: Universal Transversa de Mercator; Datum: ITRF92. Below the metadata, there is a brief description of the map and a download button for the 'GRID' format, which is 3.53 MB. At the bottom, there is a section for 'Mapas relacionados' with a link to 'Tema: Relieve continental Entidad federativa: Nuevo León'.

Figura 3-26 Plataforma digital de INEGI para descarga de MDE.

Los MDE obtenidos correspondieron a las delimitaciones de los distritos hidrométricos y de la línea principal de abastecimiento del distrito proveniente del tanque, esta área es la que se cubrió con los modelos; aunado eso, fue necesario utilizar varios modelos que incluyeran toda el área de cada distrito, por lo cual, se utilizó la herramienta del ArcGIS “Mosaic to new raster” para unir los modelos requeridos creando así un nuevo modelo, formado por varios, para cada distrito. A este nuevo archivo creado se le nombró MDE\_junto. La figura 3-27 muestra la herramienta “Mosaic to new raster” con la cual se creó el nuevo modelo digital de elevación.

Por otro lado, la figura 3-28 muestra el modelo MDE\_junto creado para el DH Jardines de Anáhuac, para ese caso se necesitaron cuatro modelos esc 1:10,000 de 5x5 m de resolución, para poder cubrir toda el área del distrito y su línea principal proveniente del tanque.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

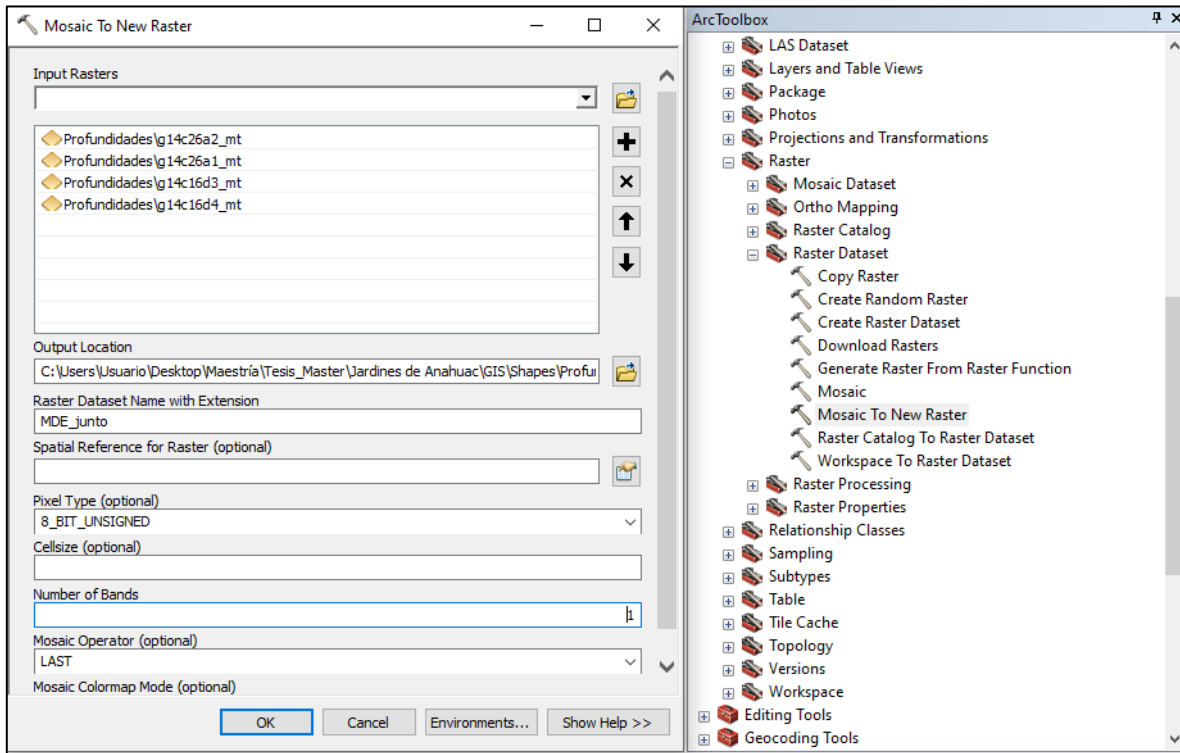


Figura 3-27 Herramienta "Mosaic to new raster" en ArcGIS.

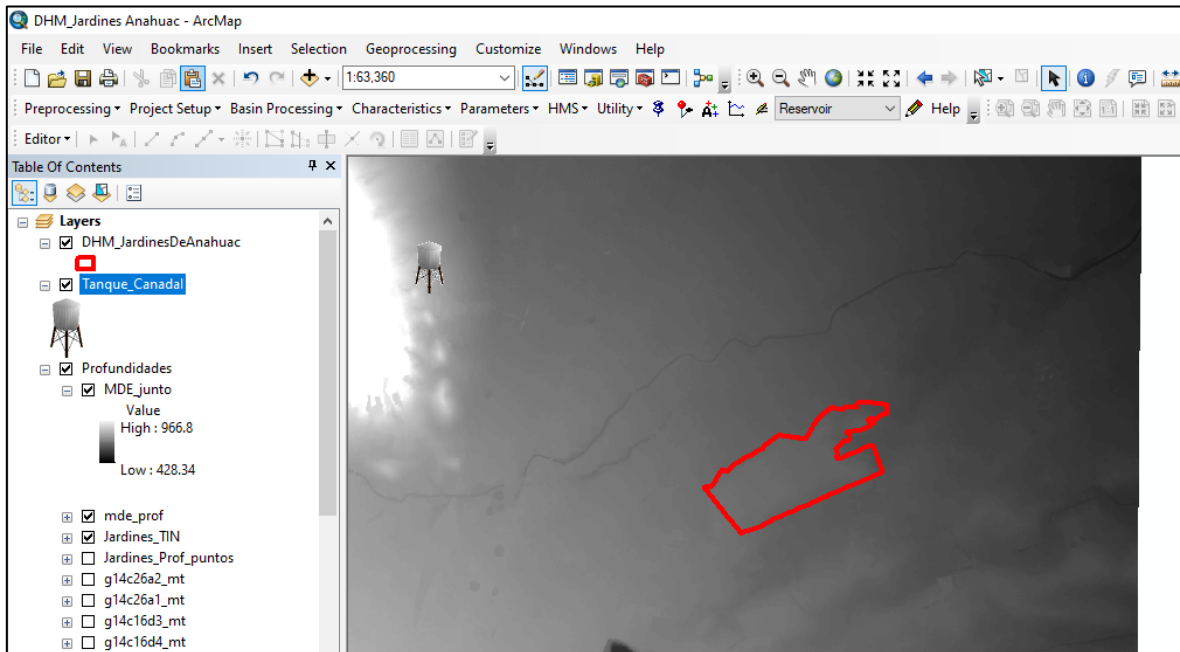


Figura 3-28 MDE\_junto para el DH Jardines de Anáhuac.

Una vez generado el archivo MDE\_junto, integrado con los MDEs necesarios para la zona correspondiente a cada distrito, se utilizó la herramienta “Extract by mask” para extraer del MDE\_junto una superficie equivalente o de igual tamaño al MDE\_prof, tal y como se muestra en la figura 3-29.

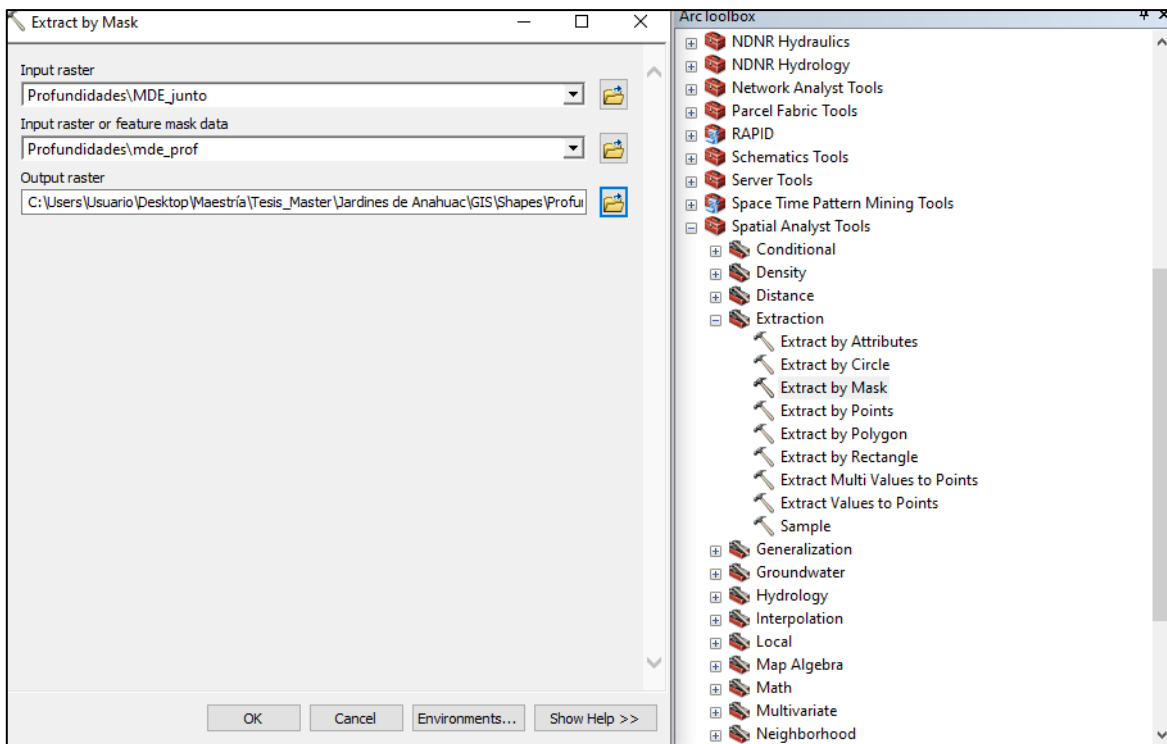


Figura 3-29 Herramienta "Extract by mask" en ArcGIS.

La figura 3-30 muestra la extracción realizada lo que generó un nuevo raster al cual se nombró MDE\_mask. Dicho MDE cuenta con las elevaciones de terreno en metros sobre el nivel del mar, de los modelos digitales del INEGI (INEGI, 2020b).

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

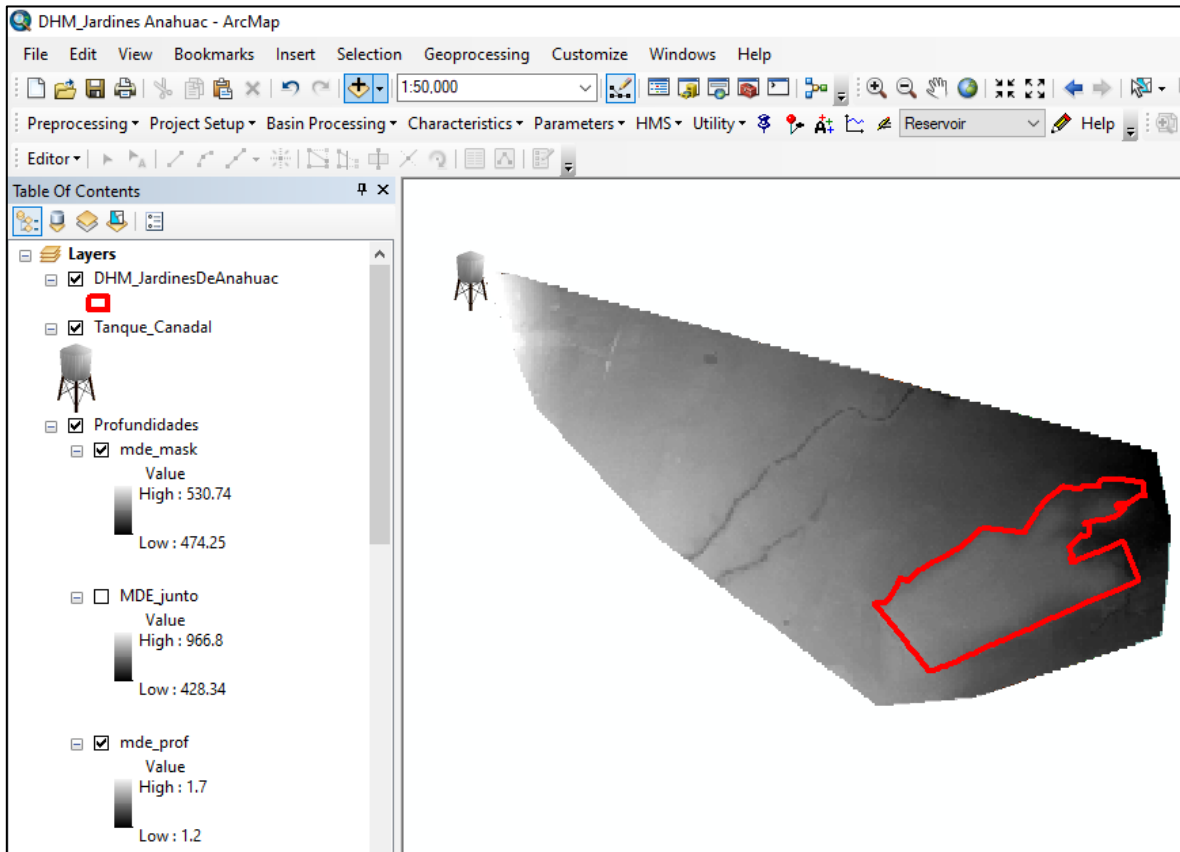


Figura 3-30 Raster "MDE\_mask".

El siguiente paso consistió en utilizar la herramienta "Raster calculator"; con esta herramienta se llevó a cabo una resta de archivos tipo raster obteniendo así un nuevo archivo del mismo formato, el cual se nombró MDE\_cotas. La operación realizada en dicha herramienta se muestra en la figura 3-31. Esta operación consistió en restar el raster MDE\_mask menos el raster MDE\_prof.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

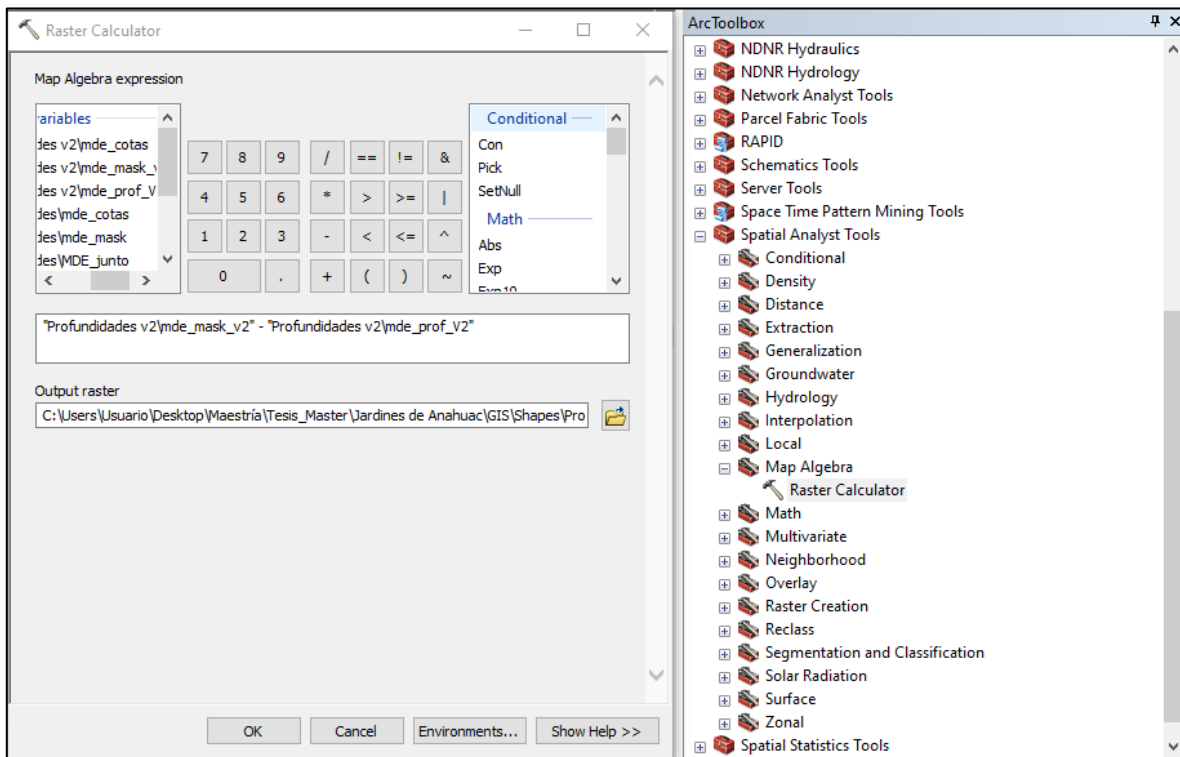


Figura 3-31 Herramienta "Raster calculator" en ArcGIS.

La figura 3-32 muestra el nuevo archivo tipo raster nombrado MDE\_cotas. Este archivo cuenta con las elevaciones en metros sobre el nivel del mar de los puntos sobre los cuales se ubica la tubería del modelo hidráulico. Cabe mencionar que todo el procedimiento antes descrito se realizó con el objetivo de poder obtener una elevación estimada de los nodos, válvulas y diversos elementos que formaron el modelo, siendo esta variable parte fundamental para la construcción del modelo hidráulico. Así mismo, este procedimiento aplica únicamente para determinar las elevaciones a las cuales se encuentran los elementos que formarán el modelo hidráulico.

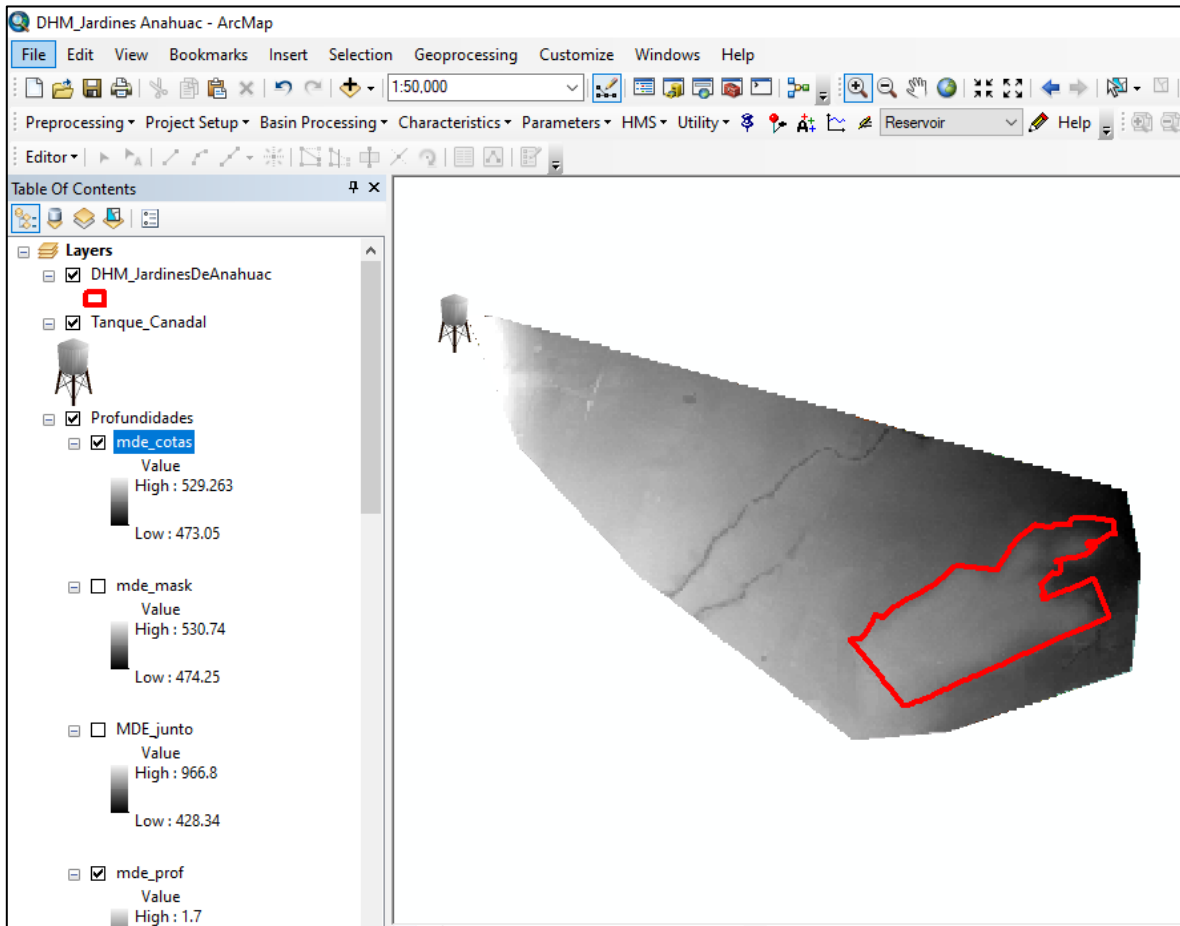


Figura 3-32 Raster "MDE\_cotas".

Finalmente, para concluir con este apartado, se utilizó la herramienta "Contours" (figura 3-33) para obtener un archivo tipo shape con las curvas de elevaciones topográficas, las cuales nos permitirán brindarle un valor de profundidad a cada nodo y elemento hidráulico del modelo.

La figura 3-34 muestra el archivo shape creado a partir del raster MDE\_cotas, el cual se nombró CN\_cotas. Cabe mencionar que el software utilizado, descrito en el apartado 2.5.6., requiere de un archivo tipo shape con las profundidades de los nodos que integran el modelo.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

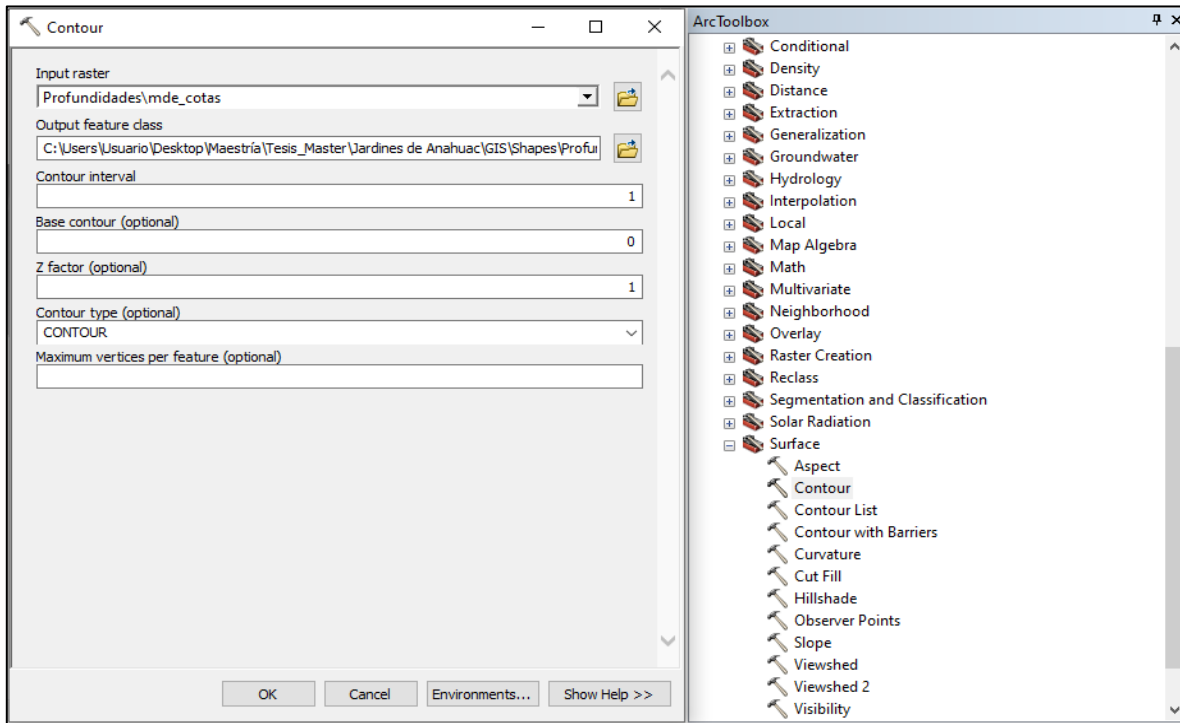


Figura 3-33 Herramienta "Contours" en ArcGIS.

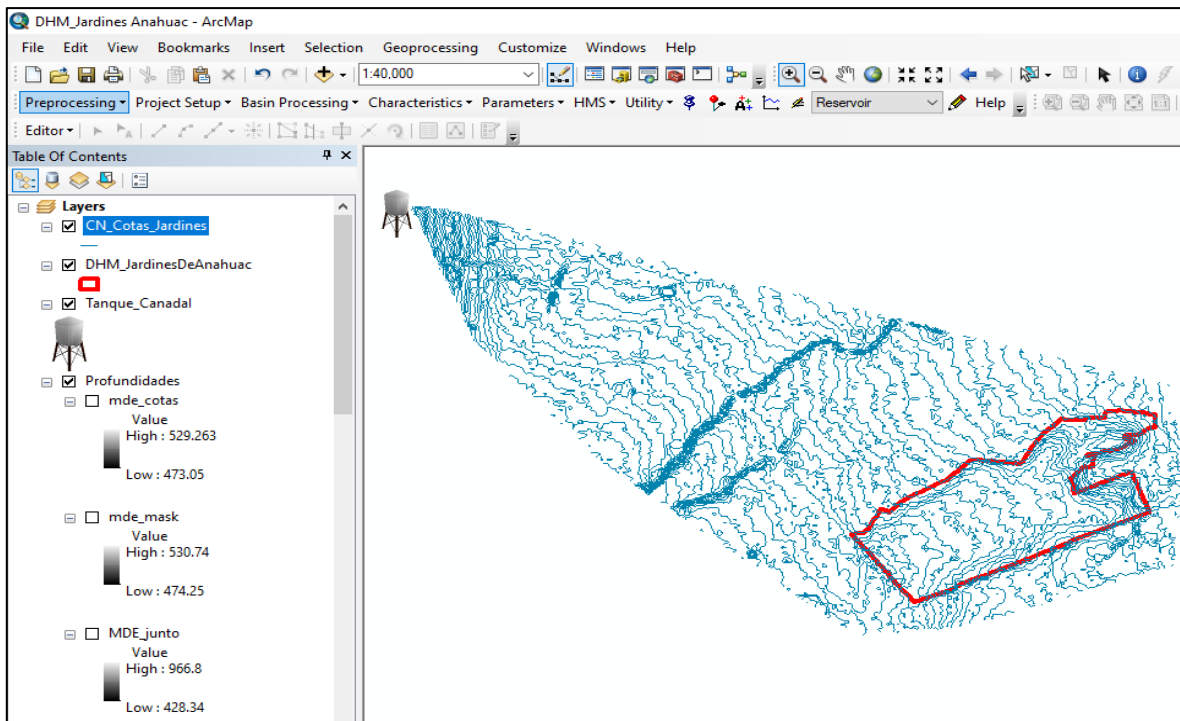


Figura 3-34 Shape "CN\_cotas".



### 3.4 Implementación del modelo hidráulico

En esta parte de la metodología se implementó el modelo hidráulico en el software WaterCAD de Bentley®, por lo cual fue necesario ingresar los datos de entrada, validar y revisar el modelo para poder realizar de una manera satisfactoria la modelación hidráulica.

#### 3.4.1 Datos de entrada al modelo

El modelo hidráulico correspondiente a los distritos hidrométricos analizados se llevó a cabo en el software WaterCAD®. Para esto, fue necesario realizar la selección del sistema de unidades al Sistema Internacional (SI). En este caso, se utilizó la pestaña “Tools”, después, se seleccionó “Options” y finalmente se eligió la opción “Units”. Posteriormente, se guardó el proyecto, se seleccionó la ubicación y se le asignó el nombre correspondiente. La figura 3-35 muestra la configuración de unidades utilizada en el software WaterCAD. En este caso, se consideró la presión en Metros Columna de Agua (MCA) (mH<sub>2</sub>O).

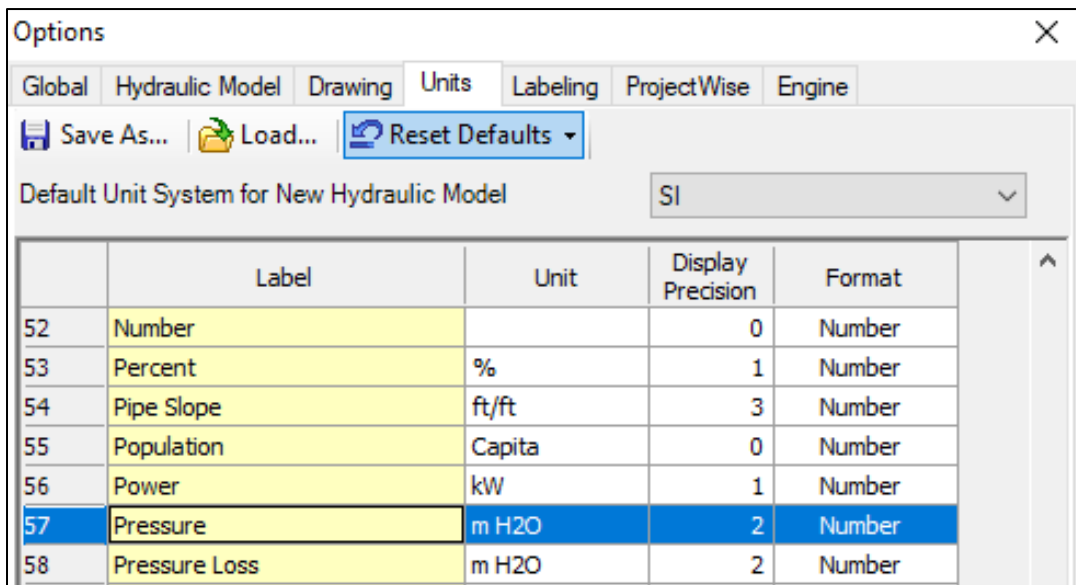


Figura 3-35 Ventana de opciones de unidades en WaterCAD.

El siguiente paso consistió en utilizar la herramienta “Model Builder” del software (figura 3-36), dando clic en la pestaña “Tools” para posteriormente seleccionar la

herramienta antes mencionada. Con esta herramienta se ingresaron los archivos tipo shape de la red de tuberías, los hidrantes, intersecciones y válvulas, definiendo las coordenadas del sistema en metros y eligiendo una tolerancia de conectividad de las tuberías de 0.1 m. En esta parte fue muy importante asignarle a cada shape las propiedades correspondientes, como el número de Hazen y Williams, el diámetro de la tubería y el número de identificación (ID) de cada elemento. Para realizar este paso, se editó previamente en el ArcGIS, el shape ingresado al modelo, de manera que, dicho shape tiene las características compatibles con el software para facilitar así la implementación del modelo en el WaterCAD.

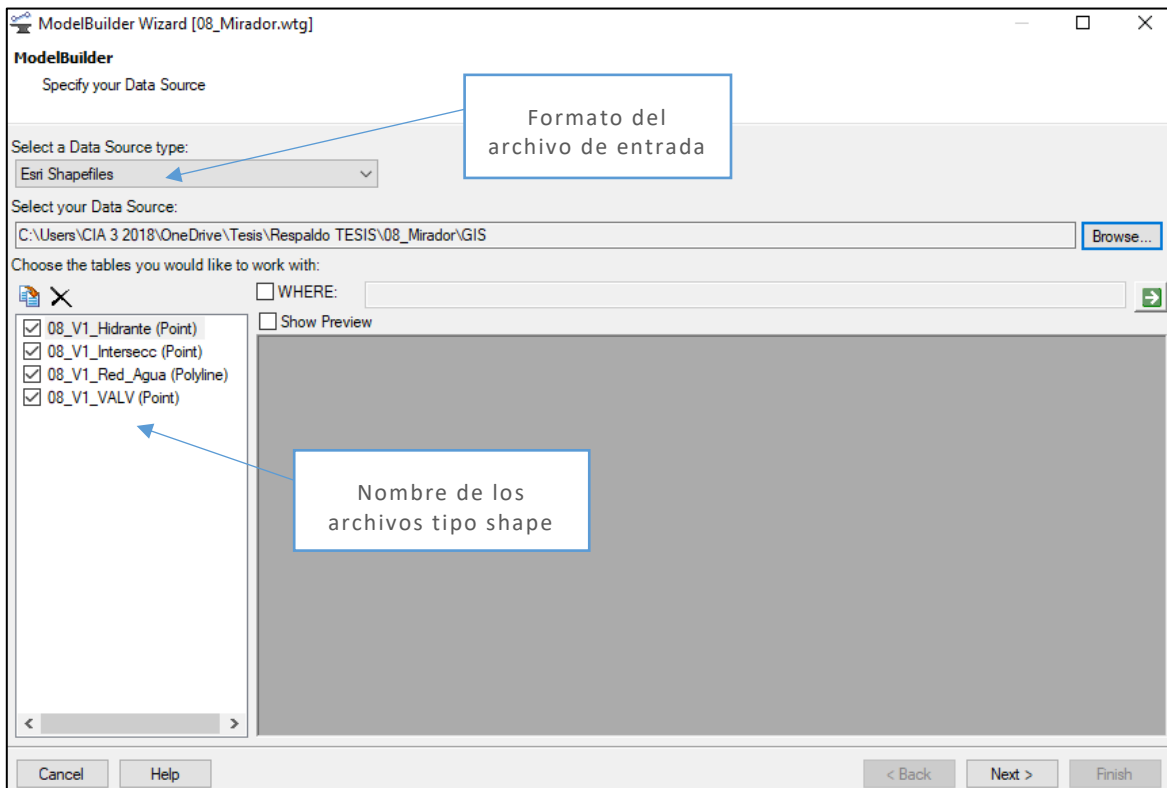


Figura 3-36 Herramienta "Model Builder" en WaterCAD.

El siguiente paso consistió en ingresar las elevaciones de los nodos que conforman el modelo, para esto, se utilizó la herramienta "TRex", la cual nos permite ingresar un archivo tipo shape el cual contiene un campo con valores de elevaciones. Dicho

archivo son las curvas de elevación (CN\_cotas) que se elaboraron en la sección 3.3.4 de este documento.

La figura 3-37 muestra la herramienta “TRex” utilizada para asignarle las profundidades a los nodos del modelo.

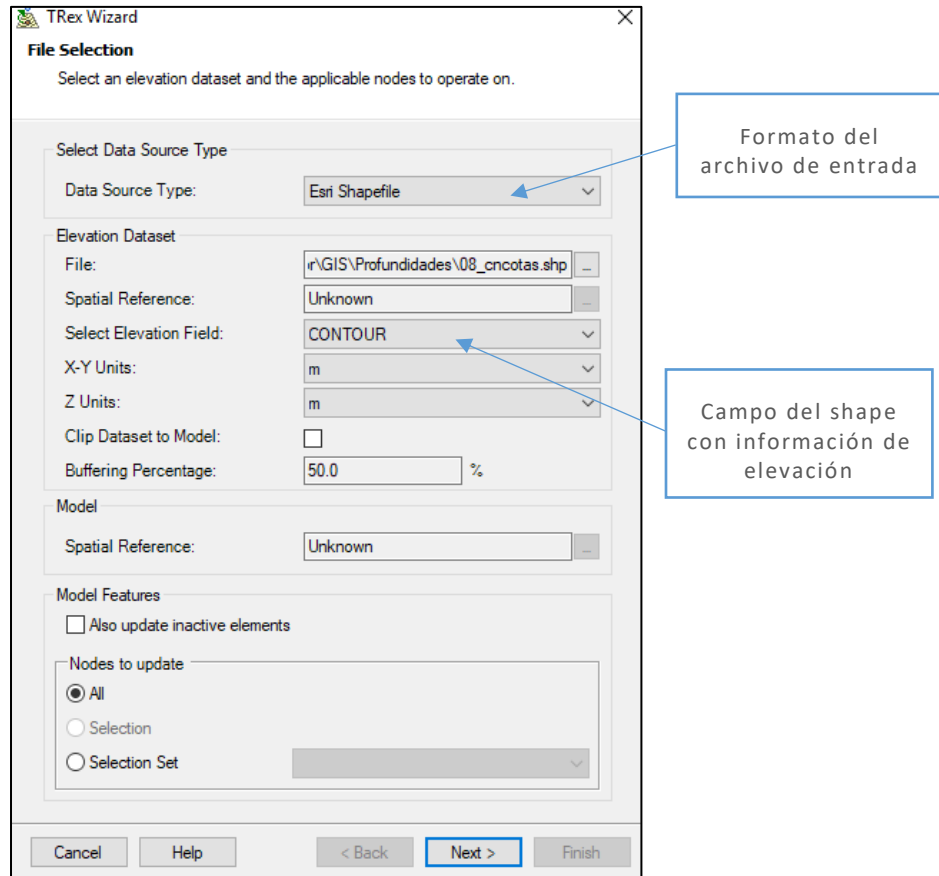


Figura 3-37 Herramienta "TRex" en WaterCAD.

Después se agregó el tanque de abastecimiento, que, en este caso, se utilizó un elemento tipo “Reservoir”, al cual se le asignó una carga constante que, para el desarrollo de la simulación hidráulica se consideró con un nivel de operación al 50% de su capacidad de acuerdo con los niveles y cotas proporcionadas por la central correspondiente y mostradas en la tabla 3-4.

La figura 3-38 muestra el elemento tipo "Reservoir" del DHM Jardines y sus propiedades en las que destaca la elevación y las coordenadas del tanque.

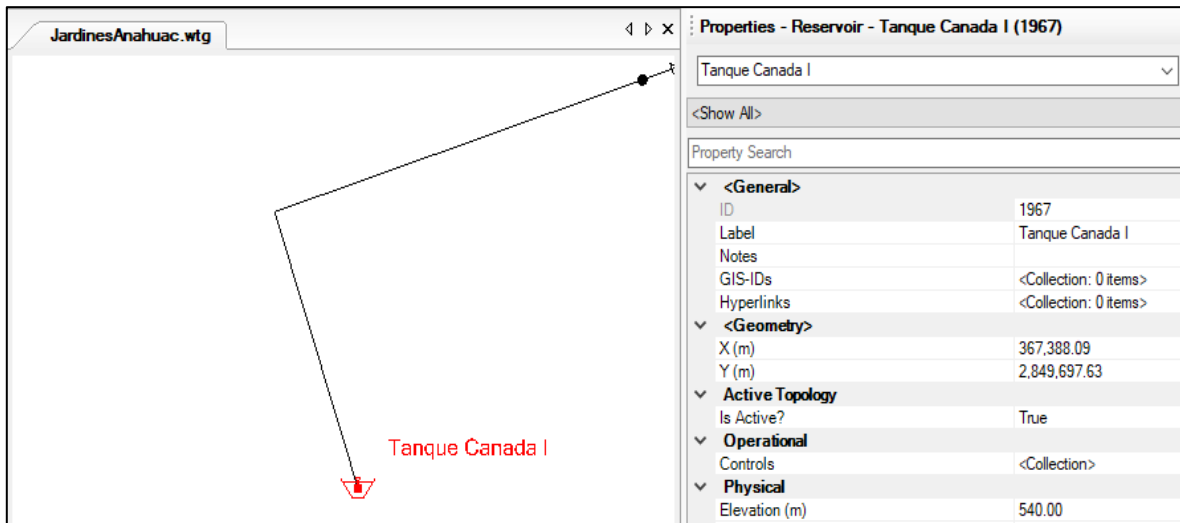


Figura 3-38 Elemento tipo "Reservoir" en WaterCAD.

### 3.4.2 Validación y revisión del modelo

Para la validación del modelo se utilizó la pestaña “Analysis” seleccionando la opción “Validate”, o bien se puede seleccionar directamente de la barra de iconos localizada en la parte superior de la interfaz del software.

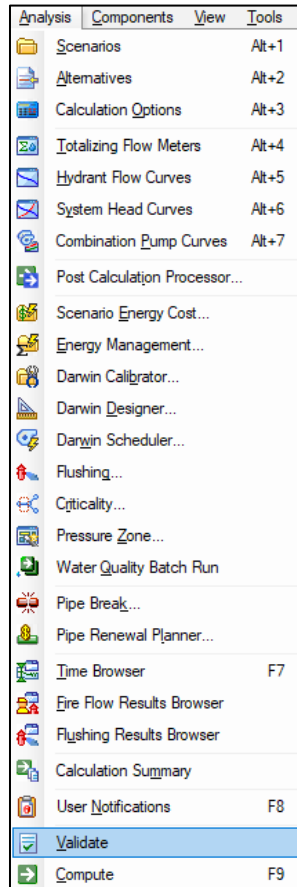


Figura 3-39 Pestaña "Analysis".

Después de realizar el paso anterior, aparecen en la barra de notificaciones varios errores de conexión o de algún otro tipo de error que el software detectó en el modelo (figura 3-40). Cabe mencionar que el modelo no se dibujó manualmente elemento por elemento, al contrario, se utilizó la herramienta “Model Builder” para cargar los archivos tipo shape que contenían en conjunto el modelo. Por lo tanto, esto puede presentar algunos errores al momento de implementar el modelo.

Debido a lo anterior se deben validar los modelos y comprobar que no exista problema alguno que pueda afectar o imposibilitar la simulación hidráulica.

Message Id	Scenario	Element Type	Element Id	Label	Time (hours)	Message
41573	SV_Max	FCV	389	20157	0.000	Directed node has an invalid downstream link.
41573	SV_Max	FCV	385	19960	0.000	Directed node has an invalid downstream link.
41573	SV_Max	FCV	487	29095	0.000	Directed node has an invalid downstream link.
41573	SV_Max	FCV	486	29094	0.000	Directed node has an invalid downstream link.
41595	SV_Max	Junction	1270	J-50	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	613	J-29	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	1319	J-59	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	631	J-35	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	629	J-34	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	1277	J-53	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	875	J-42	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	1271	J-51	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Hydrant	351	49561	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Hydrant	350	49560	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Hydrant	348	49234	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Hydrant	347	747	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	345	383566	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	344	310735	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	343	305151	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	342	305150	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).
41595	SV_Max	Junction	341	240662	0.000	Node is not connected to, or is isolated from, a boundary (reservoir or tank).

Figura 3-40 Barra de notificaciones.

Por lo regular, en la mayoría de los casos el principal problema es que alguno de los elementos se encuentra desconectado, en estos casos, se identificaron dichos elementos realizando una selección basada en los criterios requeridos utilizando la herramienta “Network Navigator” mostrada en la figura 3-41.

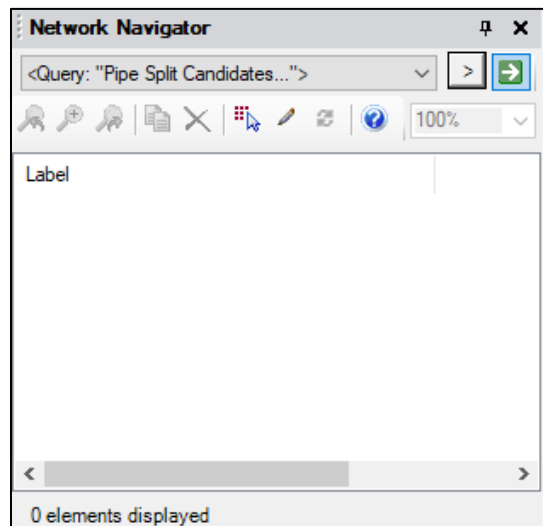


Figura 3-41 Herramienta "Network Navigator".

Posteriormente, después de atender a las notificaciones mostrada en la figura 3-40, se volvió a realizar la validación del modelo obteniendo un resultado satisfactorio tal y como se muestra en la figura 3-42. Dicha ventana de notificación debe mostrarse en la interfaz del software cuando el modelo se encuentre correctamente validado y las notificaciones deben aparecer vacías.

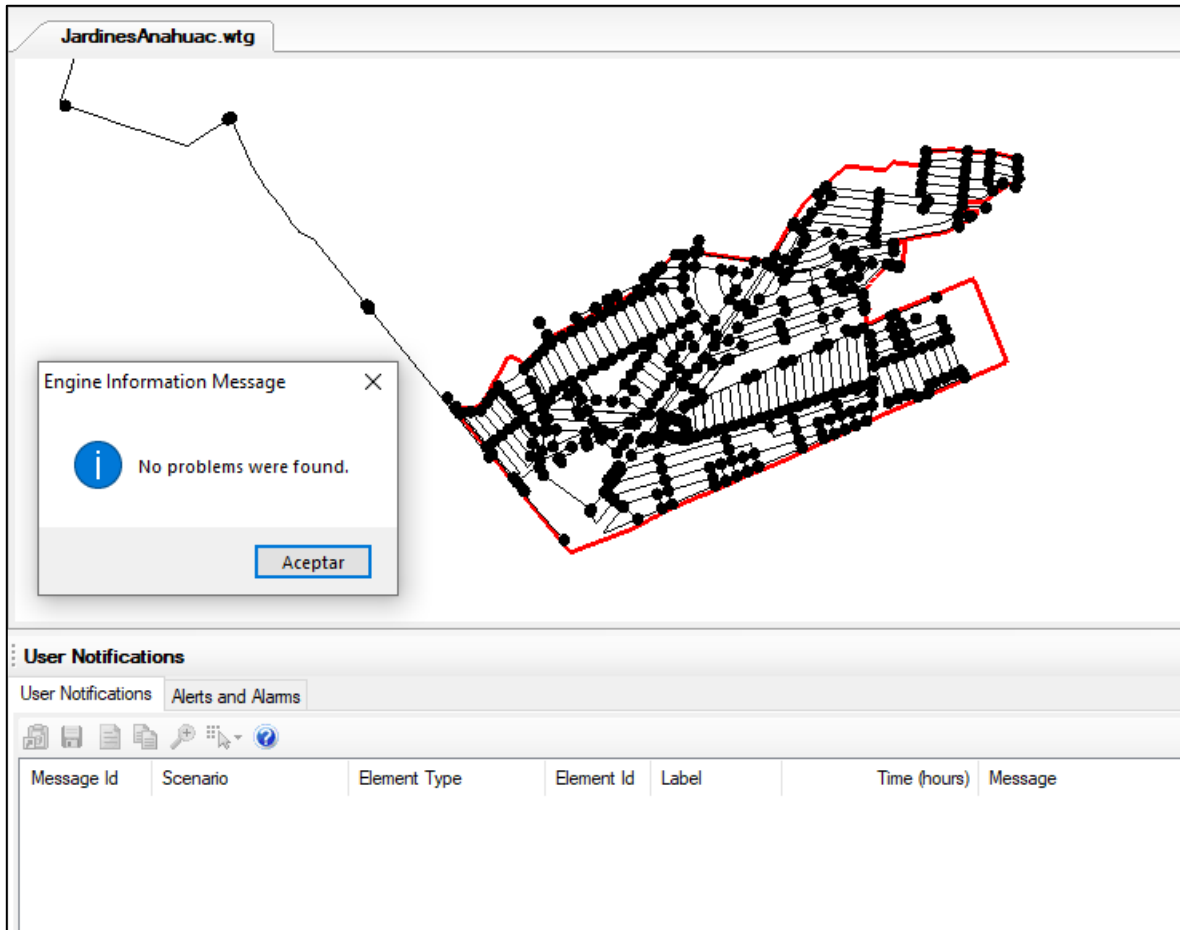


Figura 3-42 Validación del modelo.

Finalmente, se debe realizar una revisión general del modelo, cuidando que en todas las puntas o terminaciones de la red se encuentren elementos tipo nodos y no válvulas, además, debe revisarse que el diámetro de las válvulas coincida con el diámetro de la tubería aguas arriba y aguas debajo de esta.

### 3.4.3 Inventario de tubería ingresada al modelo

La tabla 3-14 y tabla 3-15 muestran los inventarios de las tuberías realizados en el software WaterCAD para los DHM Chepevera y DHM Jardines de Anáhuac respectivamente. Para finalizar con la etapa de implementación del modelo, después de ingresar los datos de entrada, revisar y validar los modelos hidráulicos se realizó un inventario de la tubería ingresada a dichos modelos, de manera que se pudiera conocer los diámetros, las longitudes y el tipo de material de las tuberías que conformaron los modelos hidráulicos.

Diámetro (pulg.)	Longitud (m)				Sumatoria
	Asbesto Cemento	PVC	Acero	Acero Galvanizado	
½	0	0	0	0.75	0.75
1	0	0	0.3	1.875	2.175
1 1/4	3.117	0.47	0	2.924	6.512
1 1/2	3.494	0	0	0	3.494
2	3,108.31	0	0.5	306.542	3,415.351
3	0.4	0	0	0	0.4
4	22,528.29	0	9.096	0.918	22,543.254
6	3,091.86	0	8.004	0	3,099.861
8	0	0	95.264	0	188.098
10	264.374	0	0	0	264.374
12	4,483.89	0	161.49	0	4,693.103
14	4	0	0	0	4
18	1,048.50	0	0	0	1,048.495
<b>Sumatoria</b>	<b>34,536.24</b>	<b>0.47</b>	<b>420.15</b>	<b>313</b>	<b>35,269.86</b>

Tabla 3-14 Inventario de tuberías DHM Chepevera.



Hugo Guerra Puente

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

	<b>Longitud (m)</b>		
<b>Diámetro (pulg.)</b>	<b>Asbesto Cemento</b>	<b>Acero</b>	<b>Sumatoria</b>
<b>2</b>	126	0	126
<b>4</b>	43,122	0	43,122
<b>6</b>	11,843	0	11,843
<b>12</b>	4,770	8	4,778
<b>18</b>	1,326	0	1,326
<b>20</b>	0	2	2
<b>24</b>	0	26	26
<b>30</b>	253	0	253
<b>36</b>	5,328	48	5,376
<b>48</b>	1,147	118	1,265
<b>Sumatoria</b>	<b>67,915</b>	<b>202</b>	<b>68,117</b>

*Tabla 3-15 Inventario de tuberías DHM Jardines.*

### **3.5 Simulación hidráulica**

Una simulación es una representación de un fenómeno real mediante alguna herramienta computacional o una ecuación previamente establecida. En este caso, hablando específicamente de los modelos hidráulicos de tuberías de distribución de agua potable, el cálculo hidráulico de la simulación se realizó por medio del método del gradiente hidráulico. Este método está basado en la ley de la conservación de la masa y la energía y es el que utilizan la mayoría de los softwares para la modelación de redes de distribución de agua potable, como el WaterCAD (Bentley WaterCAD Systems, 2017).

Los modelos hidráulicos de los distritos hidrométricos se llevaron a cabo mediante una Simulación de Periodo Extendido (SPE), aplicada a un lapso de 24 horas. Debido a lo anterior, se revisó que en las opciones base de cálculo del software se encuentre el tiempo de periodo de análisis en la opción EPS por sus siglas en inglés “Extended Period Simulation” o SPE por sus siglas en español.

Por otro lado, el cálculo de las pérdidas por fricción del modelo se efectuó mediante la ecuación de Hazen y Williams, debido a que cada tubería del modelo contaba con un número de HyW correspondiente al tipo de material de la tubería.

#### **3.5.1 Patrón de consumo o variación horaria**

Debido a que la simulación de los modelos hidráulicos fue de tipo SPE, es muy importante contar con un patrón de consumo que represente el comportamiento de los usuarios del distrito, durante las 24 horas del día. En este caso, existen actualmente patrones de consumos definidos en libros y manuales, de los cuales el más utilizado y reconocido en el país es el de la CONAGUA, mostrado en el apartado 2.2.6.

Para llevar a cabo las simulaciones de esta investigación se obtuvo un patrón de consumo representativo para cada uno de los distritos hidrométricos modelados. En

este sentido, se utilizó la información histórica de macromedición de cada distrito para poder inferir estadísticamente el comportamiento de los usuarios de esa zona.

En este caso, tal y como se mencionó en el apartado 3.3.2. los escenarios de consumo utilizados fueron los meses de agosto y enero, por lo tanto, los patrones obtenidos corresponden a estos mismos meses. Para obtener los patrones se llevó a cabo un análisis estadístico de los gastos promedios horarios de los meses antes mencionados.

Estos patrones obtenidos se muestran en el apartado de resultados. Así mismo, para ingresar dicho patrón al modelo, se desplegó la pestaña “Components” del software y se seleccionó la opción de “Patterns”, posteriormente, se creó y asignó nuevo nombre al patrón, en este caso “DH Jardines enero 2020” y se ingresaron los valores correspondientes tal y como se muestra en la figura 3-43.

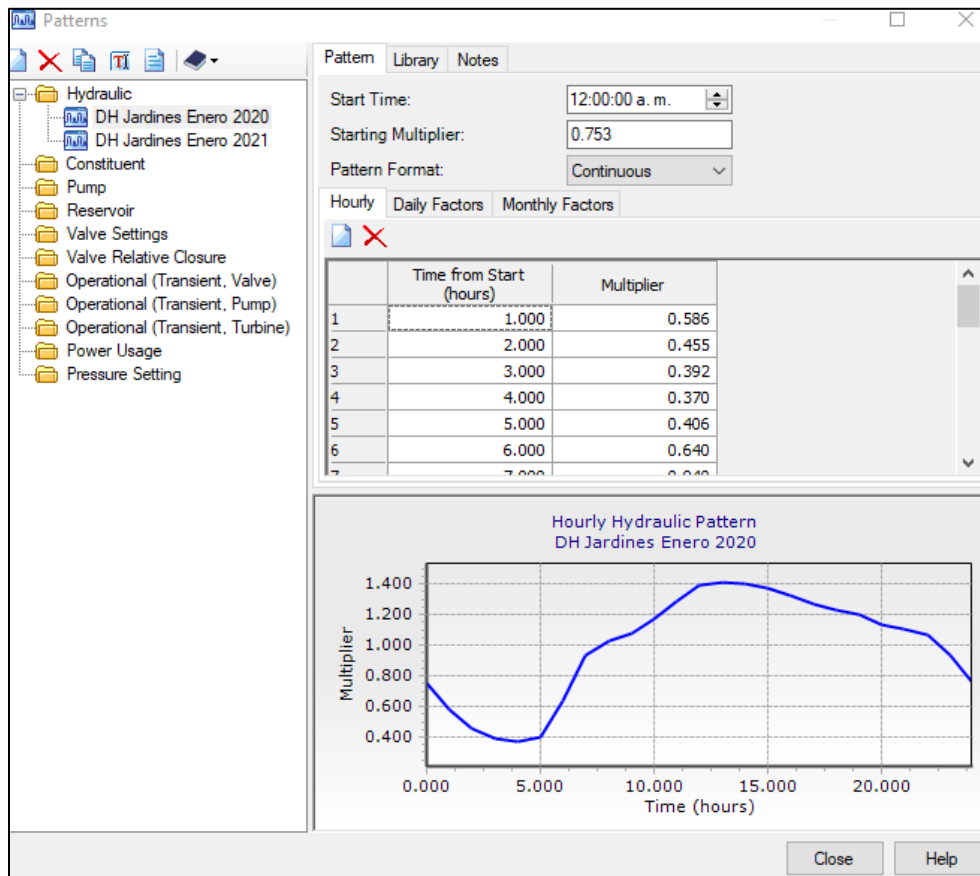


Figura 3-43 Patrón de consumo ingresado al modelo.

### 3.5.2 Alternativas del modelo

Para simular el modelo hidráulico de cada uno de los distritos se realizaron las alternativas iniciales, las de demanda y las de operación. Para crear las alternativas se utilizó la pestaña “Analysis” y se seleccionó la opción “Alternatives”. La figura 3-44 muestra la opción “Alternatives” utilizada en el modelo.

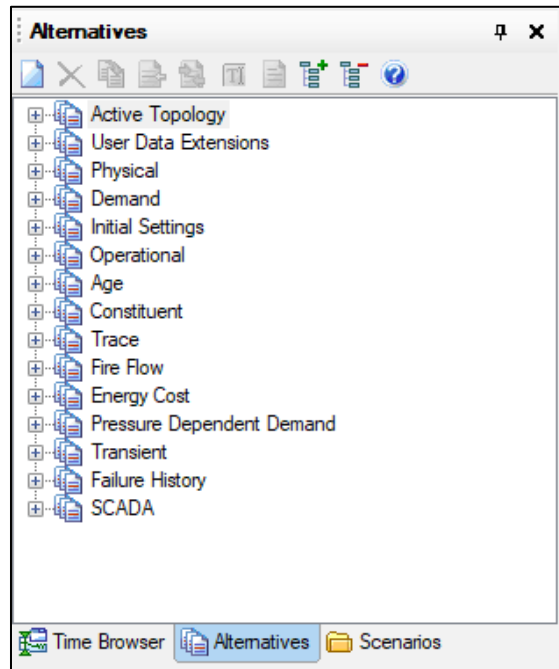


Figura 3-44 Herramienta "Alternatives" en WaterCAD.

En el caso de las alternativas iniciales se creó la alternativa “con válvula modulante” debido a que se llevó a cabo la simulación de los distritos considerando el control de modulación de presión establecido por SADM. En este caso, en la alternativa creada se modificaron los elementos tipo “FCV”, es decir, las válvulas controladoras de flujo, asignándoles como estado inicial que se encontraran desactivadas. Lo anterior fue con el objetivo de evitar errores en la modelación. Cabe mencionar que, en ocasiones, se cerraron válvulas para poder formar los circuitos que integraban los distritos y poder brindarles mayor veracidad a los modelos. La figura 3-45 muestra la alternativa inicial para el caso con válvula modulante, en la cual se

modificó el estado inicial de los elementos tipo “FCV” cambiándolos al estado inicial “Inactive”.

	*	ID	Label	Flow Setting (Initial) (L/s)	Status (Initial)
540: 2648	<input checked="" type="checkbox"/>	540	2648	0.0000	Inactive
541: 2649	<input checked="" type="checkbox"/>	541	2649	0.0000	Inactive
542: 2657	<input checked="" type="checkbox"/>	542	2657	0.0000	Inactive
543: 2658	<input checked="" type="checkbox"/>	543	2658	0.0000	Inactive
544: 2659	<input checked="" type="checkbox"/>	544	2659	0.0000	Inactive
545: 2663	<input checked="" type="checkbox"/>	545	2663	0.0000	Inactive
546: 2664	<input checked="" type="checkbox"/>	546	2664	0.0000	Inactive
547: 2665	<input checked="" type="checkbox"/>	547	2665	0.0000	Inactive
548: 2666	<input checked="" type="checkbox"/>	548	2666	0.0000	Inactive
549: 2667	<input checked="" type="checkbox"/>	549	2667	0.0000	Inactive
550: 2762	<input checked="" type="checkbox"/>	550	2762	0.0000	Inactive
551: 2763	<input checked="" type="checkbox"/>	551	2763	0.0000	Inactive
552: 2764	<input checked="" type="checkbox"/>	552	2764	0.0000	Inactive
553: 2766	<input checked="" type="checkbox"/>	553	2766	0.0000	Inactive

Figura 3-45 Alternativas iniciales en WaterCAD.

Las alternativas de demanda fueron creadas utilizando la herramienta “Load Builder”, localizada en la pestaña “Tools”. La figura 3-46 muestra la herramienta “Load Builder”.

Label	LoadBuilder Method
Enero_2020	Nearest Pipe
Enero_2021	Nearest Pipe

Figura 3-46 Alternativas de demanda en WaterCAD creadas con la herramienta “Load Builder”.

En esa herramienta se creó una nueva alternativa, en la cual se seleccionó el método para ingresar los datos de demanda, en este caso se utilizó el “Nearest

Pipe”, es decir, el shape de puntos de los consumos, creado en el apartado 3.3.2, se aplicará a la tubería más cercana a su ubicación respecto a las tuberías del modelo ingresadas mediante el “Model Builder” en el apartado 3.4.1.

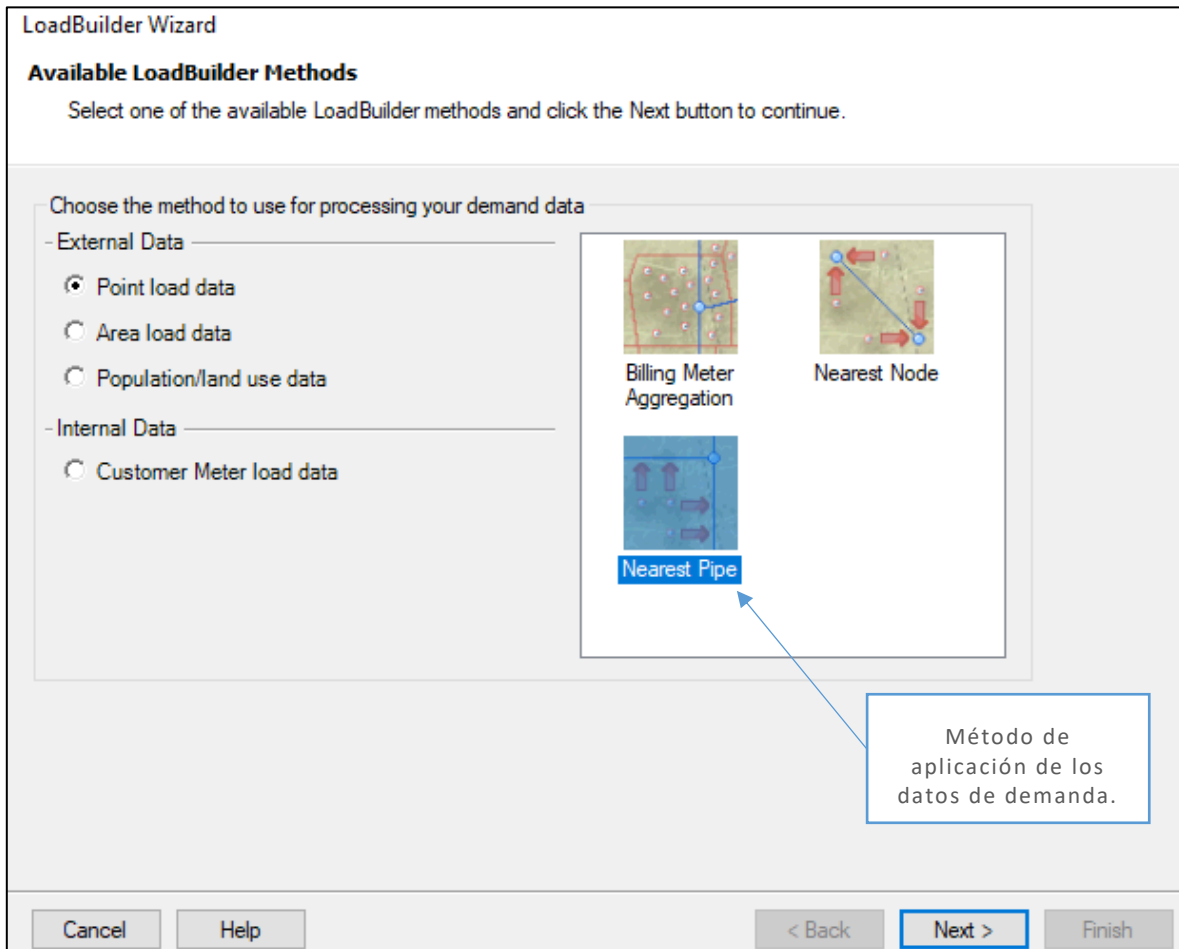


Figura 3-47 Selección del método de aplicación de la demanda.

Posteriormente, se asignó el método elegido a todos los nodos y las tuberías del modelo. Después se ingresó el shape de consumos y la categoría correspondiente, junto con el nombre del campo y las unidades de los valores de dicho campo.

La figura 3-48 muestra el ingreso del archivo tipo de shape de consumos correspondiente al escenario de enero 2020, para el DH Jardines de Anáhuac.

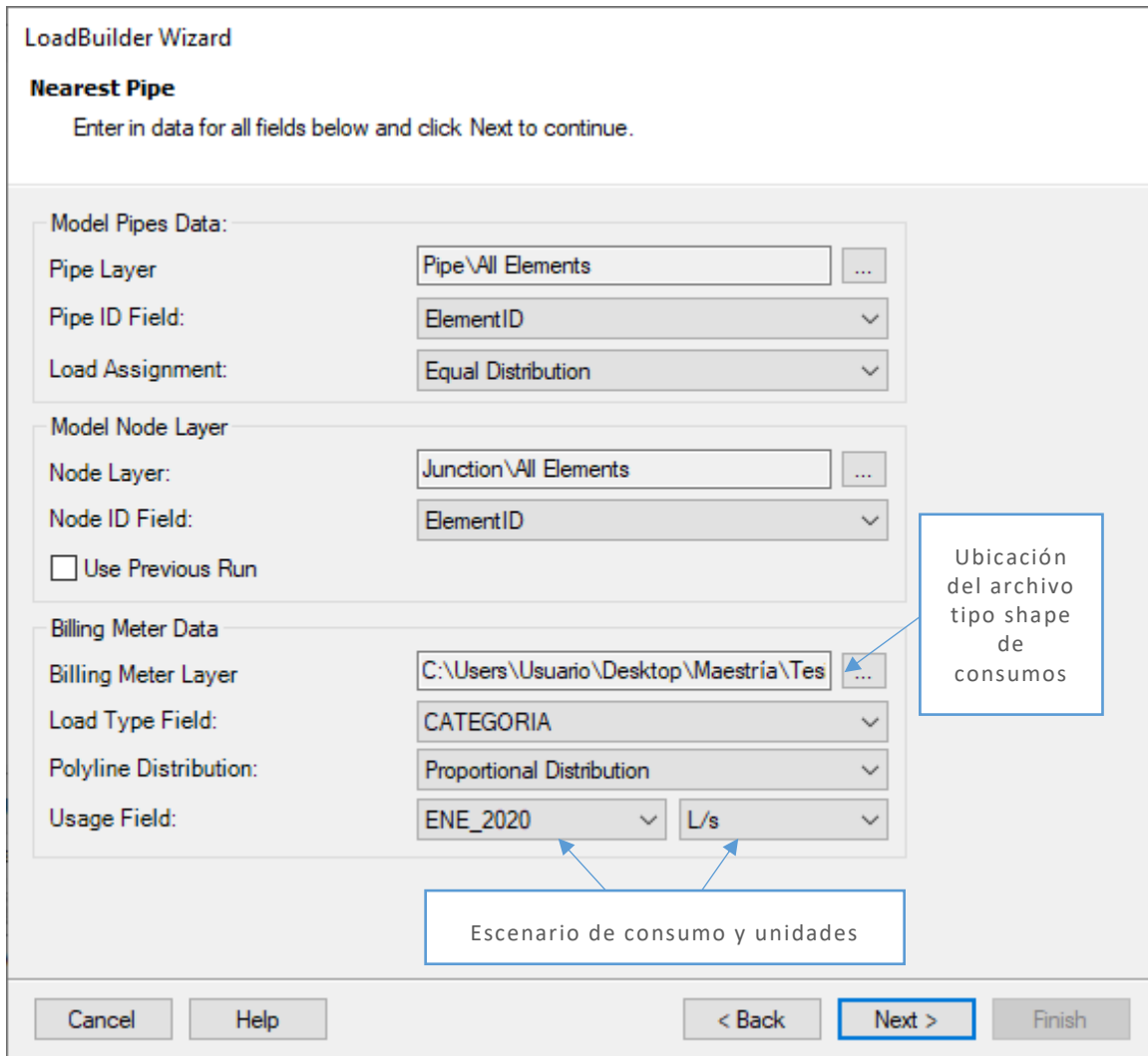


Figura 3-48 Ingreso del archivo tipo shape de consumos en el modelo.

El siguiente paso fue asignar el multiplicador de aplicación para el consumo y el patrón de consumo. En este caso, el multiplicador se dejó en 1, debido a que los consumos ingresados representan los valores de la micromedición obtenida para cada uno de los usuarios correspondiente a los distintos escenarios mencionados. En ocasiones se debe modificar este valor con fines de calibración del modelo, de manera que se pueda aumentar el consumo, generando así una disminución en la

presión o viceversa. Aunado a esto, la calibración del modelo se realizó de una manera distinta, considerando valores de macromedición y valores de presión medidos dentro del distrito.

Respecto al patrón de consumo, se utilizó el de patrón correspondiente al mes del escenario de consumo, dichos patrones de consumo se muestran en la sección de resultados, en el apartado 4. Así mismo, la figura 3-49 muestra el resumen de los consumos ingresados al modelo correspondiente a la demanda en litros por segundo de cada tarifa de los usuarios que integran el distrito.

LoadBuilder Wizard

**Calculation Summary**  
Assign a pattern for each load type.

Load Type	Consumption (L/s)	Multiplier	Pattern
COMERCIAL	1.4289	1.000	DH Jardines Enero 2021
INDUSTRIAL	27.3031	1.000	DH Jardines Enero 2021
PUBLICO	0.5132	1.000	DH Jardines Enero 2021
DOMESTICO	45.4146	1.000	DH Jardines Enero 2021

Global Multiplier:

Total Load:  L/s

Figura 3-49 Resumen de consumos ingresados al modelo.



Finalmente, después de realizar los pasos anteriores, se asignó un nombre a la alternativa de demanda y se selecciona la opción finalizar, tal y como se muestra en la figura 3-50.

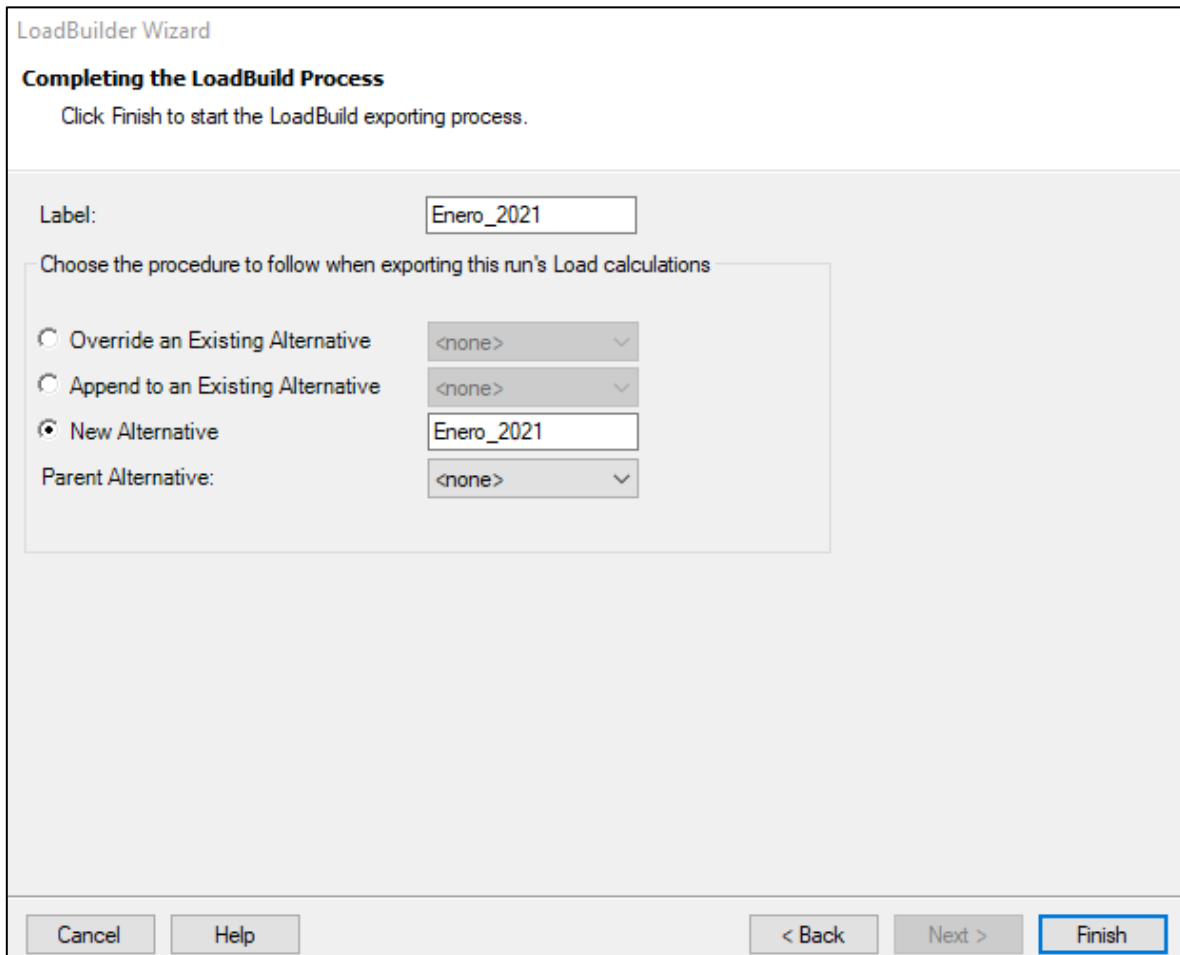


Figura 3-50 Creación de alternativa de demanda.

Una vez finalizada la creación de la alternativa de demanda es necesario verificar el número de cargas ingresadas en el modelo, las cuales representan el consumo de los usuarios pertenecientes al distrito. Cabe mencionar que el procedimiento mostrado en la figura 3-47 a la figura 3-50 se repitió para las demás alternativas de demanda de los sitios en estudio. La figura 3-51 muestra el cuadro de dialogo final

de la herramienta “Load Builder” donde se observa el número de cargas de consumo ingresadas al modelo. En este caso, del DHM Jardines de Anáhuac.

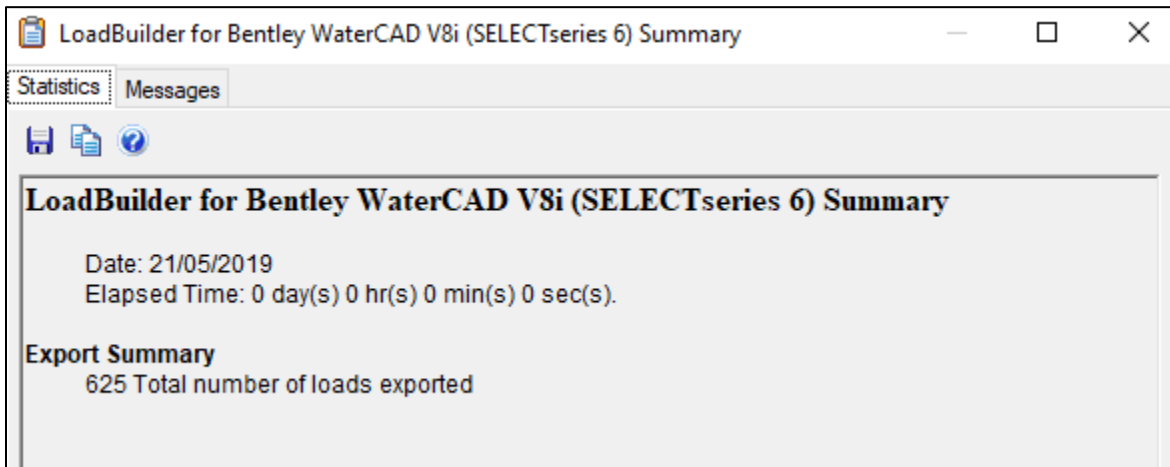


Figura 3-51 Número de cargas de consumo ingresadas al modelo.

La última alternativa creada en el modelo fue la de operación. En este caso, dado de que el modelo hidráulico contará con una VRP se requiere contar con el control de operación de la válvula modulante. La figura 3-52 muestra la alternativa de operación creada para el caso “con válvula modulante” al cual a su vez se le asignaron los controles de operación correspondientes de acuerdo con SADM. Estos controles se explicarán en el apartado 3.5.4.

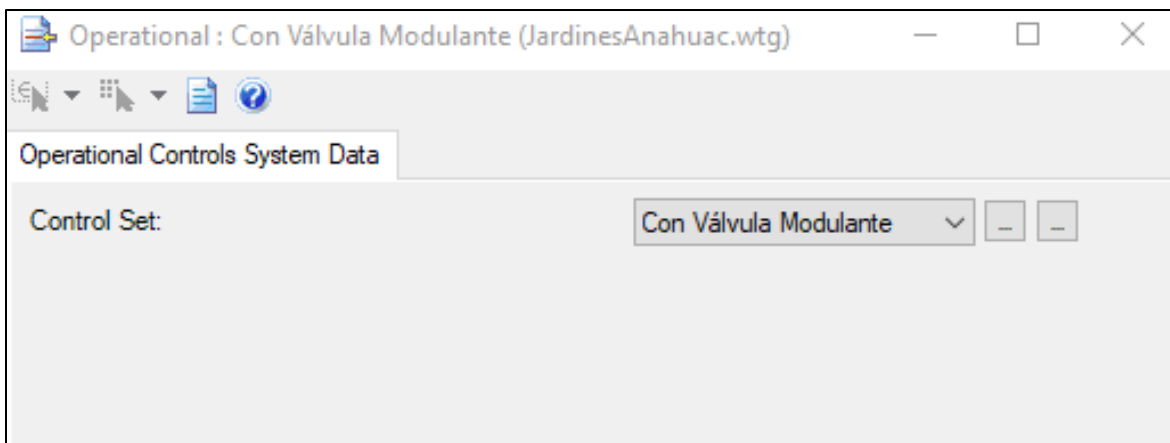


Figura 3-52 Alternativa de operación en el modelo.

### 3.5.3 Escenarios de simulación del modelo

Para definir los escenarios de simulación en el modelo se utilizó la pestaña “Analysis” y se seleccionó la opción “Escenarios”, posteriormente se crearon 2 escenarios, en este caso, tal y como se explicó en el apartado 3.3.2, se realizaron los escenarios de consumo correspondientes al mes de Enero (consumo mínimo promedio) y Agosto (consumo máximo promedio) considerando que la VRP estuviera en funciones de modulación. La figura 3-53 muestra los escenarios creados para la simulación hidráulica del DH Jardines de Anáhuac.

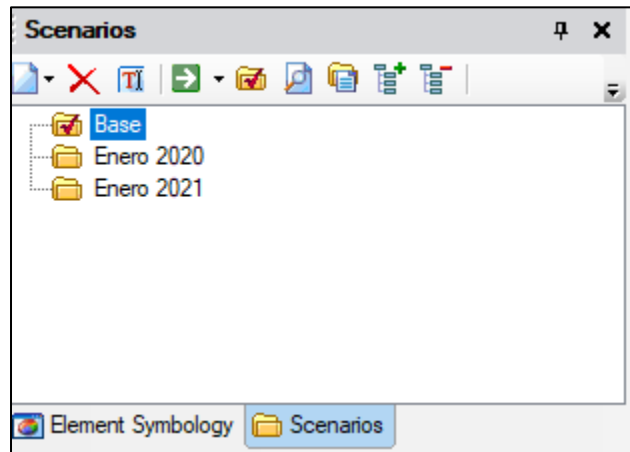


Figura 3-53 Escenarios de simulación.

En este caso, de acuerdo con los escenarios propuestos, se realizaron las modelaciones de los meses de enero 2020 y enero 2021 del DH Jardines de Anáhuac y de agosto 2019 y agosto 2020 para el DH Chepevera.

Después de crear los escenarios de simulación se modificaron las propiedades de cada uno de ellos. Para esto, se selecciona el escenario, se presiona el botón derecho del ratón, se desplegó un cuadro de dialogo y se seleccionó la opción “Properties”. La figura 3-54 muestra la ventana de las propiedades para el escenario “Sin válvula máximo”, en la cual se asignaron las alternativas iniciales, las de demanda y las de operación, correspondiente para este caso. Para cada uno de los escenarios creados se le asignó sus alternativas iniciales, de demanda y de operación correspondiente para cada caso.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

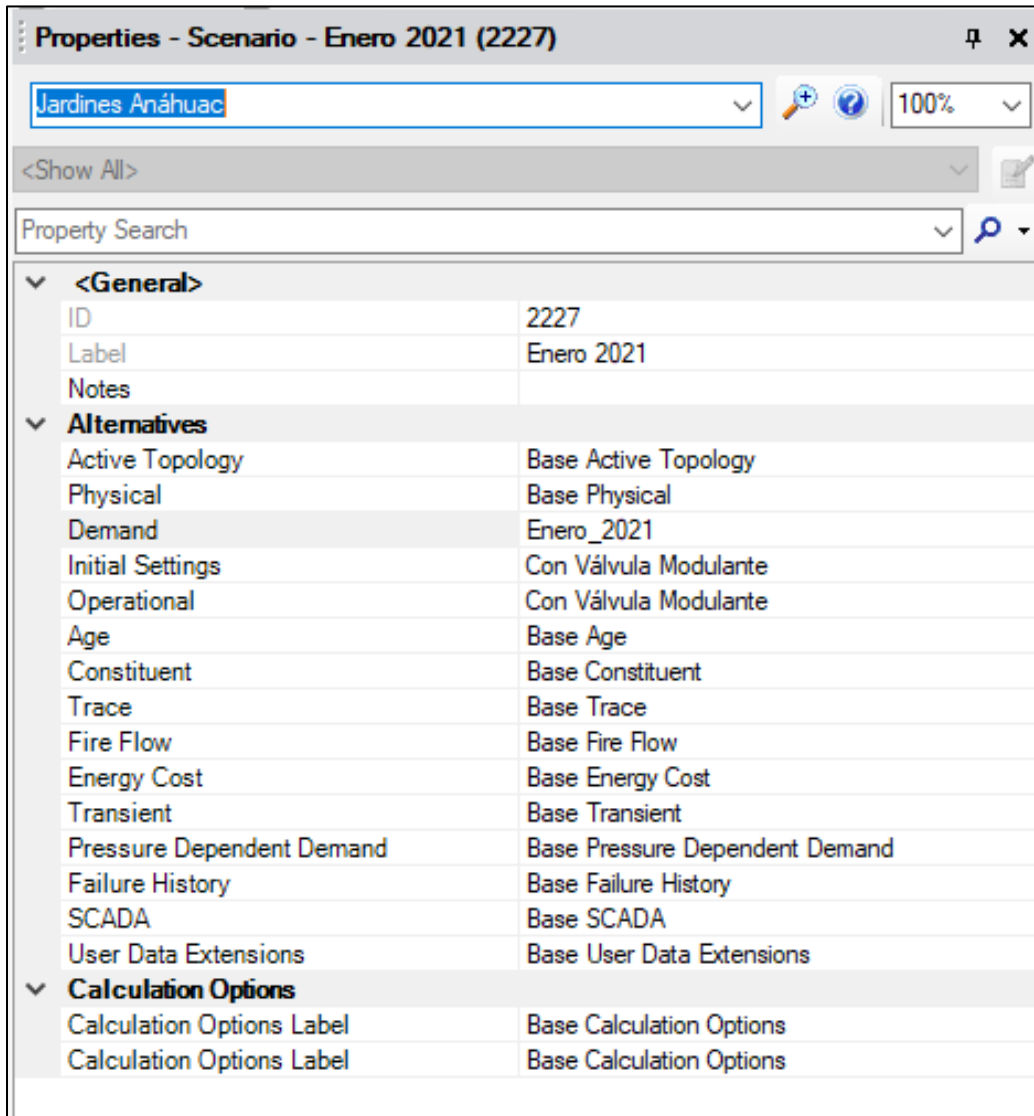


Figura 3-54 Propiedades del escenario de simulación.

### 3.5.4 Controles asignados a la válvula modulante

Una VRP como su nombre lo indica se encarga de reducir la presión hidráulica que recibe aguas arriba y otorgar una menor aguas de bajo. En este sentido, cuando existe una variación de dicha presión aguas arriba y se ajusta la VRP mediante un controlador que le indica a la válvula como operar, podemos hacer referencia a que la válvula está modulando la presión. En este caso, se les conoce con el término de válvula modulante. Para esto, es necesario indicarle controles de operación de acuerdo con la demanda y el patrón de consumo de los usuarios del DHM.

En el caso de los modelos hidráulicos se colocó este elemento para realizar la simulación del distrito en las condiciones de operación que se encuentra actualmente. Para colocar la VRP en el modelo se seleccionó el icono de “valve” localizado en la cinta de elementos hidráulicos, dentro este icono se despliegan el tipo de válvulas, de los cuales se seleccionó la válvula “PRV” por sus siglas en inglés “pressure reduced valve”. La figura 3-55 muestra el icono de la “PRV” utilizada en las simulaciones.

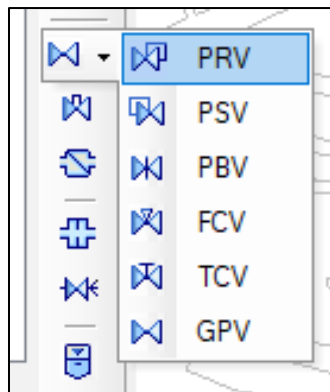


Figura 3-55 Elemento tipo "PRV" en WaterCAD.

Después de seleccionar la “PRV” se ubica el lugar en el modelo donde se va a colocar; en este caso, se utilizaron las coordenadas de las tablas correspondientes a cada sitio mostradas en el apartado 3.1. Para facilitar esta tarea se puede utilizar un “background layer” con la ubicación de la válvula para únicamente colocar el

elemento encima del background. La figura 3-56 muestra la ubicación de la PRV del modelo Jardines de Anáhuac.

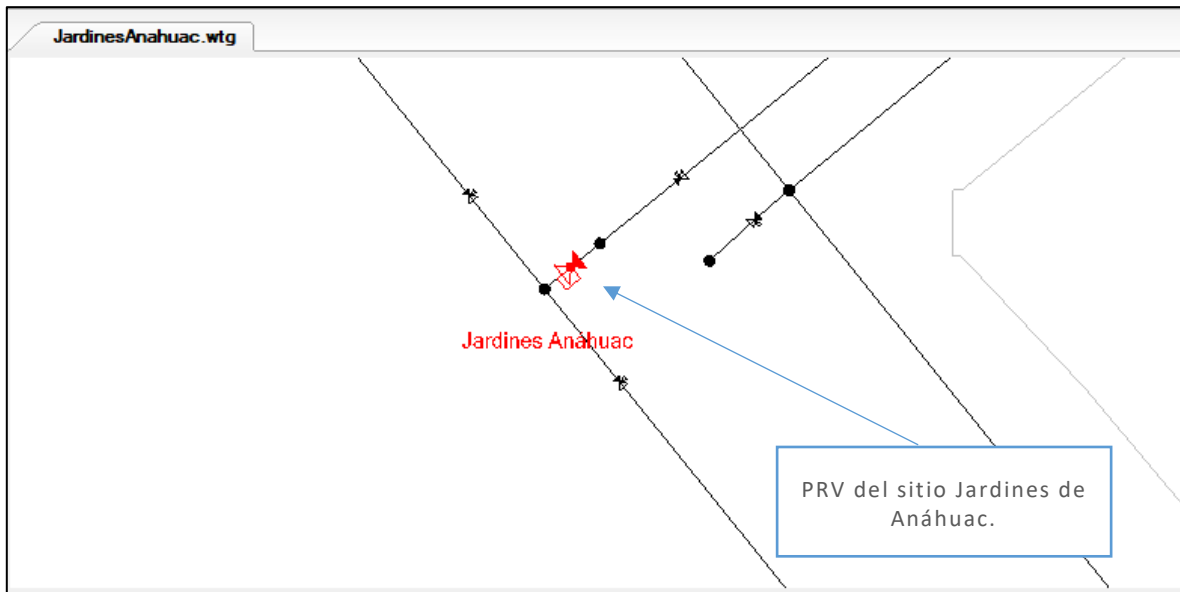


Figura 3-56 Ubicación "PRV" sitio Jardines de Anáhuac.

Posteriormente, se crearon y se le asignaron los controles a la válvula mediante las alternativas iniciales y de operación creadas en el apartado 3.5.2.

Para crear los controles que se asignaron a la válvula, se utiliza la pestaña "Components" seleccionando la opción "Controls". Así mismo, deben crearse las acciones que se indicarán a la válvula, por ejemplo: "PRV Jardines de Anáhuac = 1.50 kg/cm<sup>2</sup>", lo cual indicará a la válvula liberar ese valor de presión. Para esto, debe seleccionarse el elemento PRV correspondiente al sitio en estudio. Además, deben crearse las condiciones de tiempo, por ejemplo: "If Clock time > 5:00 am and Clock Time <= 11:00 pm".

La figura 3-57 muestra la herramienta "Controls" mediante la cual se crearon los controles de operación de la válvula modulante. Así mismo, se muestran los controles utilizados en la VRP del sitio "Jardines", de acuerdo con SADM (SADM, 2020).

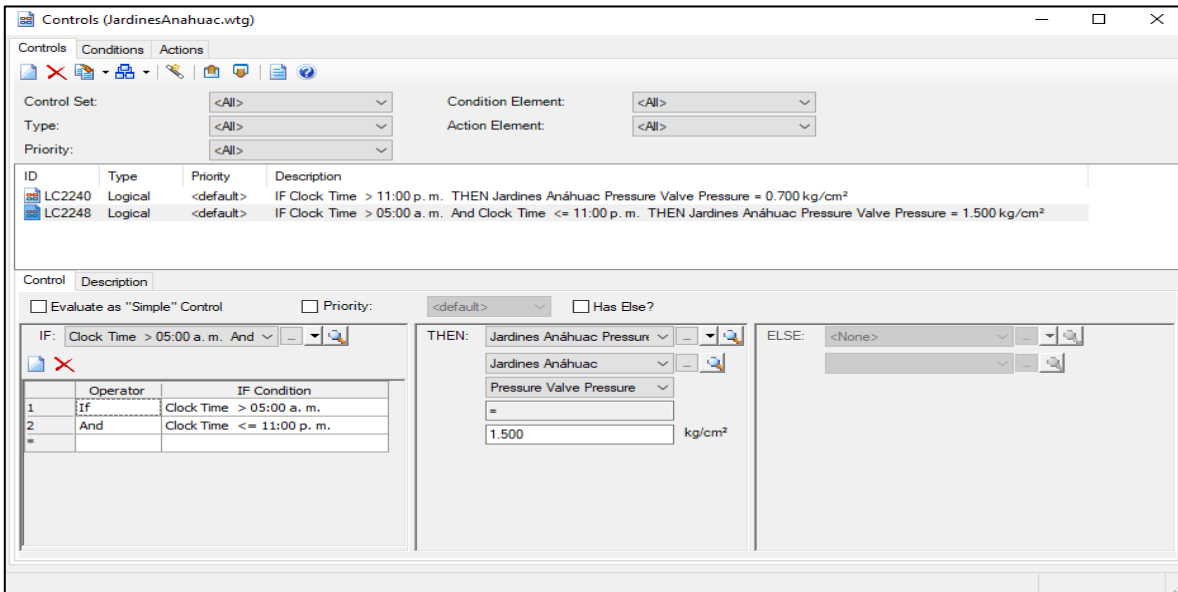


Figura 3-57 Herramienta "Controls" en WaterCAD.

Como se mencionó anteriormente, para esta investigación se utilizaron los controles de operación que se utilizan por SADM, lo anterior debido a que, es necesario evaluar el funcionamiento de estos controles respecto a los patrones de consumo de los usuarios y la información de macromedición del distrito.

Finalmente, después de crear los controles de operación, se asignaron las alternativas de demanda correspondiente. Para esto, se seleccionó la herramienta "Control Sets", localizada dentro de la pestaña "Controls", para poder asignarle los controles creados a las alternativas de operación correspondientes. La figura 3-58 muestra la asignación de los controles para la alternativa de operación "con válvula modulante" creada en el apartado 3.5.2.

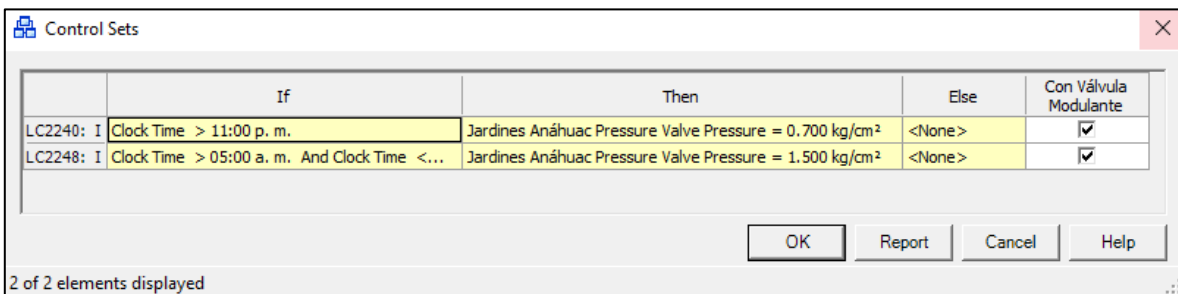


Figura 3-58 Asignación de controles a las alternativas de operación correspondientes.

El punto anterior es muy importante para poder modular la presión en el distrito. Por consiguiente, sí no se realiza la acción antes mencionada, la válvula no tendrá los controles asignados y no podrá cumplir con su función y únicamente servirá como válvula de control de flujo, como las demás del modelo. Otro punto muy importante al momento de colocar la PRV, es comprobar que esta se encuentre en la dirección correcta, es decir en el sentido del flujo. Si la válvula no se encontrará en el sentido adecuado, al momento de realizar la simulación se presentaría cientos de errores. Lo anterior se soluciona fácilmente, dando clic derecho sobre el elemento PRV, seleccionando la opción “Reverse”.



### 3.5.5 Obtención de presiones hidráulicas en el modelo

El apartado final de la simulación hidráulica consiste en obtener las presiones hidráulicas en el distrito. Para esto se eligió el escenario de simulación correspondiente y se seleccionó la opción “Compute” localizada en la pestaña “Analysis”. La figura 3-59 muestra el “Calculation Summary” en el cual se aprecian el número de iteraciones realizadas por el software para obtener los flujos o gastos en los distintos puntos de los nodos del modelo.

Time (hours)	Balanced?	Trials	Relative Flow Change	Flow Supplied (L/s)	Flow Demanded (L/s)	Flow Stored (L/s)
All Time Steps(...)	True	82	0.0007742	71.3203	71.3123	0.0000
0.00	True	8	0.0007742	42.0242	42.0185	0.0000
1.00	True	3	0.0000753	31.2146	31.2078	0.0000
2.00	True	3	0.0000673	25.8501	25.8435	0.0000
3.00	True	3	0.0000699	23.5750	23.5664	0.0000
4.00	True	3	0.0000980	23.0261	23.0176	0.0000
5.00	True	3	0.0000430	29.7145	29.7071	0.0000
5.10	True	1	0.0000437	29.7145	29.7071	0.0000
6.00	True	3	0.0000423	43.3933	43.3848	0.0000
7.00	True	3	0.0000317	59.7819	59.7727	0.0000
8.00	True	3	0.0000176	74.7380	74.7307	0.0000
9.00	True	3	0.0000256	84.9286	84.9218	0.0000
10.00	True	3	0.0000190	94.4877	94.4782	0.0000
11.00	True	3	0.0000159	104.0580	104.0496	0.0000
12.00	True	3	0.0000230	111.3896	111.3812	0.0000

Figura 3-59 "Calculation Summary" en WaterCAD.

Posteriormente, se desplegó la pestaña “View” y se seleccionó la opción “Element Symbology” en la cual se creó la simbología que representará la presión en el modelo. La figura 3-60 muestra la opción “Element symbology”.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

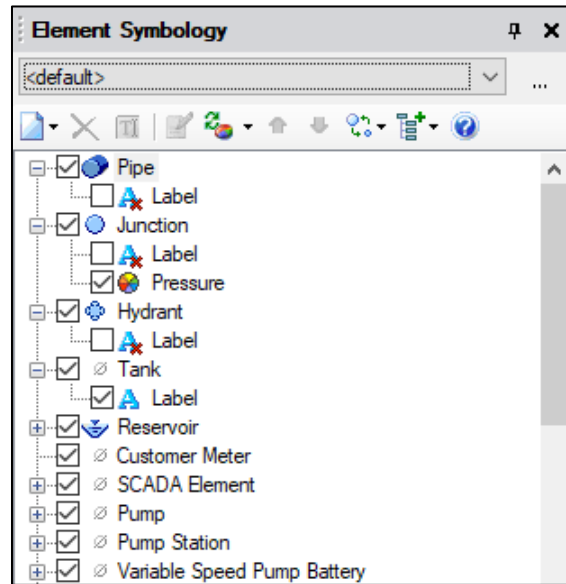


Figura 3-60 "Element symbology" en WaterCAD.

La figura 3-61 muestra el "Color coding" del elemento tipo "Junction" en la cual se seleccionó la variable "Pressure" y se definieron los intervalos y los colores representativos a las presiones hidráulicas que se obtuvieron en las simulaciones de los modelos.

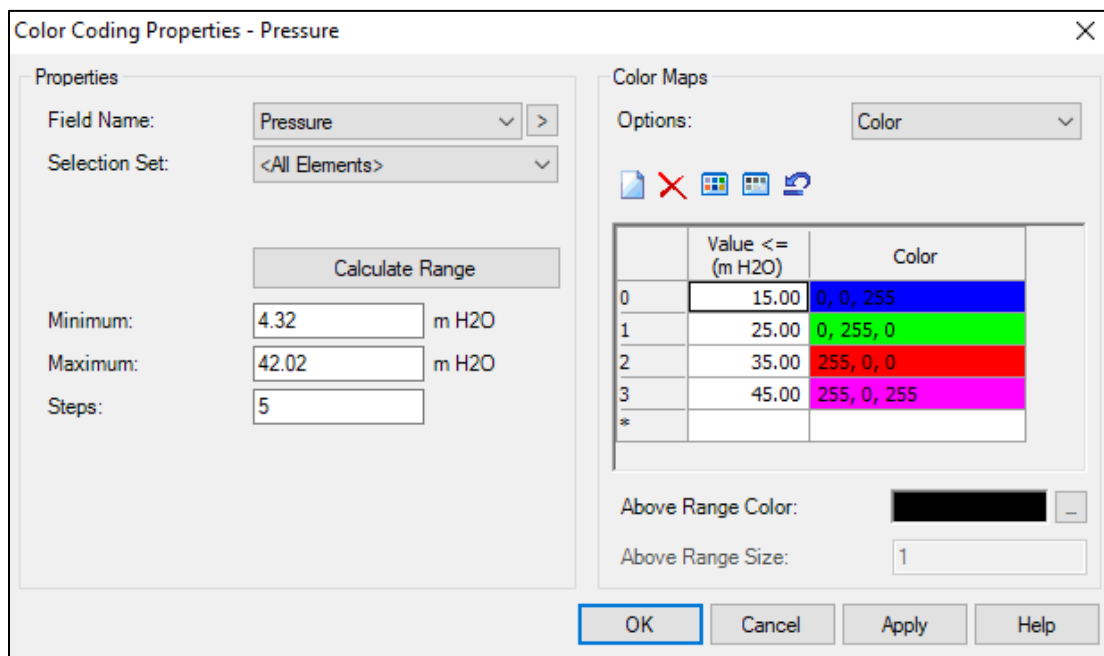


Figura 3-61 "Color coding" en WaterCAD.

Finalmente, la figura 3-62 muestra las presiones obtenidas mediante la simulación para el sitio “Jardines de Anáhuac”, en la cual se pueden apreciar las presiones actuales que deben existir en el distrito con el control de la válvula modulante y los consumos de los usuarios. En este caso, dicha figura muestra las presiones a las 13:00 horas del día.



Figura 3-62 Presiones hidráulicas del modelo Jardines de Anáhuac en WaterCAD.

### **3.6 Calibración del modelo**

Como parte de la simulación hidráulica de la red de distribución se realizó una calibración del modelo implementado utilizando datos obtenidos de caudalímetros, medidores y registradores de presión. Cabe mencionar que toda la información obtenida y medida fue verificada y aprobada por el organismo operador SADM.

Para llevar a cabo la calibración de un modelo es muy importante contar con datos e información medida en campo, en la zona de estudio, para poder, calibrar el modelo con dichos datos y poder ajustarlo lo más posible a la realidad (Martínez-Solano et al., 2017; Rathi et al., 2020; Sanz & Pérez, 2015). En este caso, la calibración del modelo se realizó mediante 2 tipos de información las cuales denominaremos micromedición y macromedición. Así mismo, se utilizaron registradores de presión colocados dentro del distrito hidrométrico en estudio.

Así mismo, se utilizó la información obtenida de la prueba de presión efectuada en el DH para poder determinar una ecuación matemática que represente el comportamiento de las fugas en el distrito. Posteriormente, se realizó la modelación de las fugas en WaterCAD®, calibrando el modelo hidráulico en los sitios correspondientes. Finalmente, se realizaron algunas pruebas de bondad del ajuste para evaluar la calibración efectuada en el modelo hidráulico.

#### **3.6.1 Micromedición**

La micromedición hace referencia a los valores de consumo en metros cúbicos de cada usuario de la red de agua potable en función del número de NIS (Número de identificación del Servicio). Estos datos se obtienen directamente del medidor ubicado en cada vivienda o casa habitación que reciben el servicio de agua potable por parte del organismo operador. Además, dichos datos se utilizan para poder llevar a cabo una facturación individual del consumo de cada usuario, con lo cual se les hace un cobro, por el uso del agua potable.

Actualmente, la toma de esta lectura se realiza de manera manual por parte del personal correspondiente del organismo, caso contrario a como se lleva a cabo en algunos otros países del mundo, en los cuales, se pueden monitorear el consumo del medidor de los usuarios de manera remota, lo cual favorece la gestión y distribución del agua potable (Creaco et al., 2019).

Como se mencionó anteriormente, la micromedición se obtuvo de los medidores de cada uno de los usuarios para los años del 2015-2021. En este caso, a partir de esa información se determinaron los consumos que se ingresaron al modelo hidráulico de ambos distritos. De esta forma, se verificó que la demanda ingresada al modelo correspondiera con lo que realmente ocurre en el distrito.

En la sección de resultados se muestran los análisis correspondientes de la micromedición para los sitios en estudio.

### **3.6.2 Macromedición**

Por otro lado, la macromedición es utilizada para controlar y administrar volúmenes de servicio en las sectorizaciones de las redes de distribución. Tal es el caso de esta investigación en la cual se llevó a cabo el análisis de distritos hidrométricos. De esta forma, se obtuvo el caudal que ingresa al distrito las 24 horas del día para distintos escenarios de demanda. Así mismo, se obtuvieron las presiones de entrada y de salida de la válvula reductora instalada a la entrada del distrito.

En este sentido, la información de macromedición se puede monitorear de manera remota. Hablando específicamente de los distritos en estudio, para el caso del DH Chepevera, la válvula modulante comunica la información al servidor con un desfase aproximado de 24 horas, debido a que la información del distrito debe subirse a varios servidores locales del organismo operador, lo cual genera ese desfase.

Por otro lado, en el caso del DH Jardines Anáhuac, la válvula modulante no se encuentra comunicando la información desde el origen hasta el sistema remoto de

recepción. Por lo tanto, para extraer información de caudales o realizar alguna modificación se debe ir directamente al sitio.

En el caso de la macromedición, a partir de los caudales que ingresaron al modelo y las presiones de entrada y salida, se determinaron los patrones de consumo de los usuarios del distrito para los escenarios correspondientes. Como se mencionó anteriormente, en el sitio de estudio de Jardines de Anáhuac se extrajo la información directamente del sitio, de forma manual, conectando un cable tipo USB a la computadora, tal y como se muestra en la figura 3-63.



*Figura 3-63 Extracción de información de macromedición DHM Jardines de Anáhuac.*



Por otro lado, para el sitio Chepevera se obtuvo el acceso a la información mediante el software Utilicore®. La figura 3-64 muestra la interfaz del software para el sitio mencionado.

Este software permite modificar de manera remota los controles de presión de la válvula modulante, así mismo, podemos visualizar en tiempo real las presiones aguas arriba y aguas abajo de la válvula y el caudal de entrada al distrito. Esta herramienta registra y almacena los datos históricos de caudal y presiones, por lo tanto, se puede utilizar dicha información para llevar a cabo análisis e investigaciones detalladas.

Una desventaja de este equipo es que puede presentar problemas de comunicación debido a la falta de baterías o mantenimiento de la instalación ubicada en el lugar físico de la válvula modulante. Así mismo, es posible que se pierdan algunos datos o valores debido a las situaciones mencionadas.

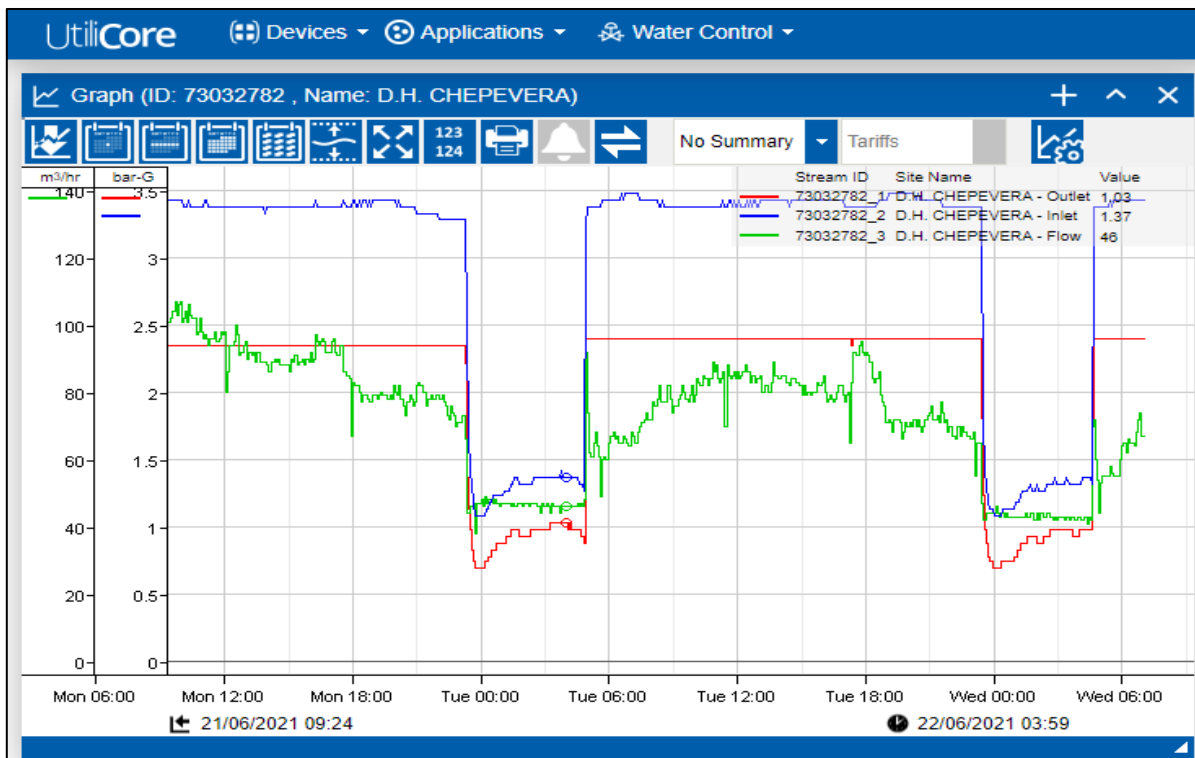


Figura 3-64 Interfaz software Utilicore® sitio Chepevera.

### 3.6.3 Registradores de presión

Estos dispositivos, tal y como su nombre lo dice, son un registrador de datos de presión y caudal, los cuales cuentan con un diseño compacto y robusto para ofrecer la máxima seguridad y trabajabilidad. Así mismo, su instalación es muy sencilla, cuentan con una amplia memoria para más de un millón de medición y en algunos casos, dependiendo del modelo, se pueden configurar de manera remota a través de GSM o 3G.

Para llevar a cabo la calibración del modelo se utilizaron los registradores SEBALOG D-3® y el Triton I PF®, ambos son considerados “data loggers” y se colocaron en puntos estratégicos para poder obtener las presiones dentro de los distritos. La figura 3-65 y la figura 3-66 muestran el registrador SEBALOG D-3® y el Triton I PF® respectivamente.



Figura 3-65 Registrador Sebalog D-3 ®.



Figura 3-66 Registrador Triton I PF®.



#### **3.6.4 Prueba de presión (Pressure Step Test)**

Para poder obtener la relación entre el aumento o disminución del caudal que ingresaba al distrito respecto al aumento o disminución de presión dentro del distrito, se llevó a cabo una prueba de presión. Esta prueba consistió en reducir escalonadamente la presión que ingresaba al distrito mediante la válvula modulante (para realizar una comparativa de esa reducción con la disminución del caudal que ingresaba) con el objetivo de poder estimar las fugas o pérdidas en el distrito hidrométrico. Para esto, se utilizaron las horas correspondientes al caudal mínimo nocturno, tal y como lo indica la literatura (AL-Washali et al., 2018; Aqua Save, 2015; Masduqi, 2016). Así mismo, con dichos valores a partir de la ecuación de FAVAD, se obtuvo un exponente de fugas correspondiente para el distrito.

En el caso del DHM Chepevera, no se realizó la prueba mencionada, debido a que existieron problemas de operación en dicho distrito y SADM tuvo que modificar la delimitación, alimentarlo por otras zonas y algunas otras cuestiones, impidieron efectuar la prueba mencionada y los análisis correspondientes. Es por eso por lo que, tal y como se indica en el apartado de resultados, para ese distrito, únicamente se obtuvieron los patrones de consumo y realizó la comparativa de la macromedición vs la micromedición.

Por otro lado, el DHM Jardines de Anáhuac arrojó resultados positivos, por lo tanto, se llevó a cabo 5 veces la prueba en distintos días de la semana. Además, se seleccionaron 2 puntos de calibración en los cuales corresponden a un punto promedio de presión, cercano a la válvula modulante y al punto crítico de presiones máximas (punto topográficamente más bajo). Estos dispositivos fueron instalados dentro del distrito para poder llevar un monitoreo de la presión al momento de realizar la prueba y comprobar la hermeticidad del distrito y que las presiones que se reducían en la válvula tuvieran el mismo comportamiento en estos puntos de monitoreo. Como se comentaba, se seleccionaron 2 puntos relevantes dentro del distrito para monitorear la presión a la par de las pruebas realizadas. Dichos puntos dentro del distrito se muestran en la figura 3-67.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

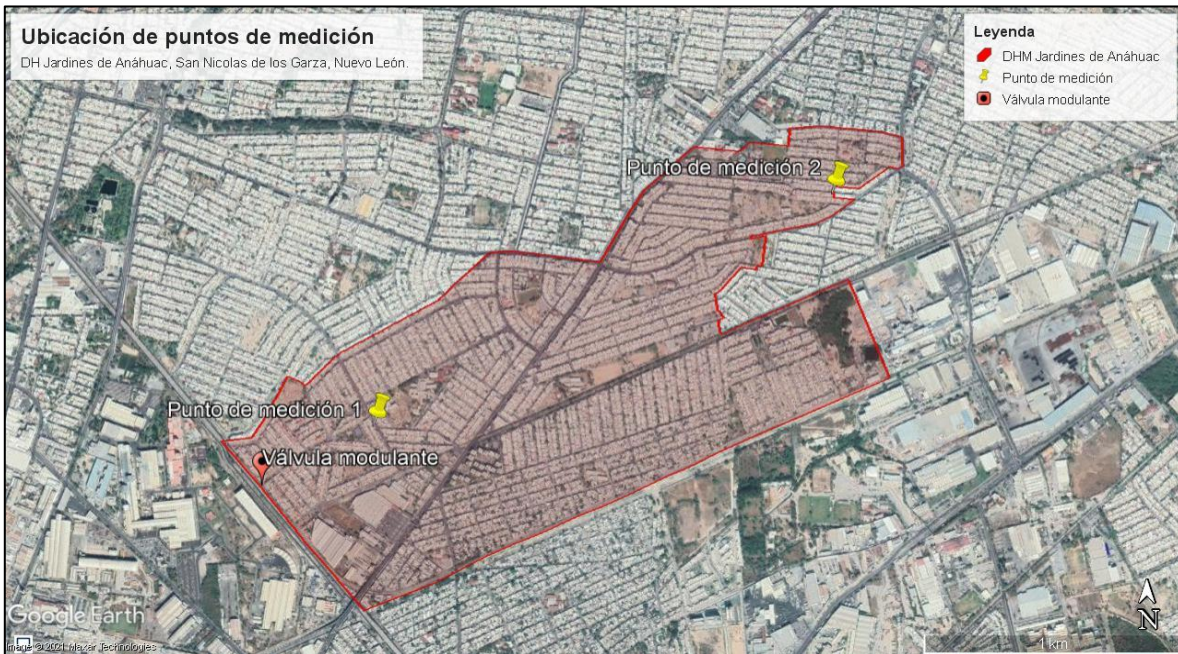
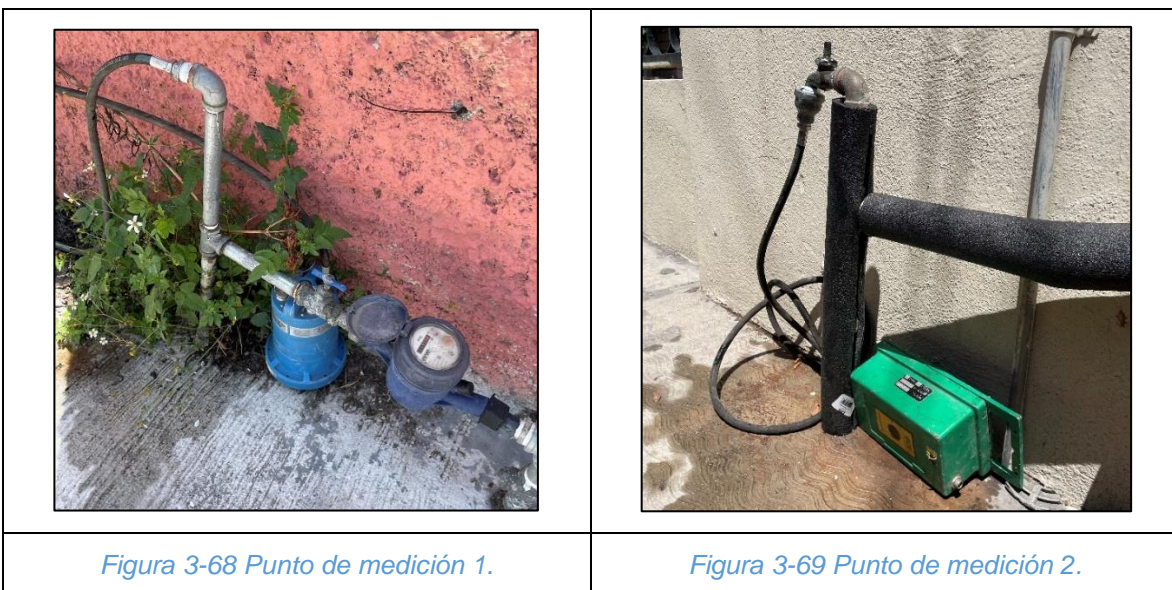


Figura 3-67 Ubicación de los puntos de medición dentro del DH Jardines de Anáhuac.

Así mismo, en la figura 3-68 y la figura 3-69 se muestran las fotografías, tomadas en campo, de la ubicación de los registradores de presión mostrados en la figura 3-67. Dichos registradores fueron colocados directamente en las llaves ubicadas en las tomas de agua potable de 2 usuarios del distrito, por lo cual, se solicitó el permiso para colocar los dispositivos en los sitios de interés.



### 3.6.5 Ecuación matemática representativa

Tal y como se ha mencionado en el transcurso de la investigación, parte de los objetivos de esta son determinar los caudales de fugas que ocurren en los distritos en estudio. A partir de lo anterior, utilizando la ecuación de FAVAD (Ecuación 5).

$$Q_f = C_f * P^{N1}$$

Se realizó un análisis matemático utilizando las leyes de los logaritmos, por lo cual se transformó de una ecuación de tipo exponencial, a una ecuación de tipo lineal representada por los logaritmos de las variables involucradas. Posteriormente, se obtuvo una ecuación representativa para el caudal de fugas estimado en el distrito hidrométrico. Donde:

$$\ln(Q_f) = \ln(C_f) + N1 \ln(P) \quad \text{Ecuación 10}$$

Siendo esta una ecuación lineal de la forma  $y = b + mx$  se tiene que:

$$y = \ln(Q_f)$$

$$b = \ln(C_f)$$

$$m = N1$$

$$x = \ln(P)$$

De esta forma se utilizaron los valores de caudal y presión obtenidos de las 5 pruebas de presión realizadas, para posteriormente obtener sus logaritmos naturales y realizar un análisis estadístico para obtener una ecuación representativa de fugas para cada distrito hidrométrico.

En este caso, se utilizó el método de mínimos cuadrados para poder obtener los valores de intersección “b” (Coeficiente de fugas  $C_f$ ) y pendiente “m” (exponente de fugas  $N1$ ). Este método se encuentra definido por las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{n * \sum(x * y) - (\sum x * \sum y)}{n * \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad \text{Ecuación 11}$$

$$b = \frac{\sum y - (m * \sum x)}{n} \quad \text{Ecuación 12}$$

A partir de estas ecuaciones se obtuvieron los valores correspondientes para la pendiente “m” y la intersección “b”. Para sustituir dichos valores en la ecuación de FAVAD, se consideró el coeficiente de fugas como el inverso del valor obtenido de “b”. La ecuación determinada para los distritos correspondientes se muestra en el capítulo 4, correspondiente a los resultados.

### 3.6.6 Modelación de fugas en WaterCAD®

Para llevar a cabo la modelación del caudal de fugas en el modelo hidráulico del distrito correspondiente se utilizó la alternativa que presenta el modelo, denominada “Pressure Dependent Demand”. En este caso, se creó dicha alternativa para utilizar la ecuación de fugas obtenida en el apartado anterior y poder ingresar el valor del exponente “N1” para modelar las fugas utilizando el WaterCAD®. En este sentido se ingresó el valor del coeficiente obtenido y se consideró una función que relacionaba el porcentaje de la presión vs el porcentaje de demanda (caudal) por parte de los usuarios del distrito. Lo anterior se muestra en la figura 3-70.

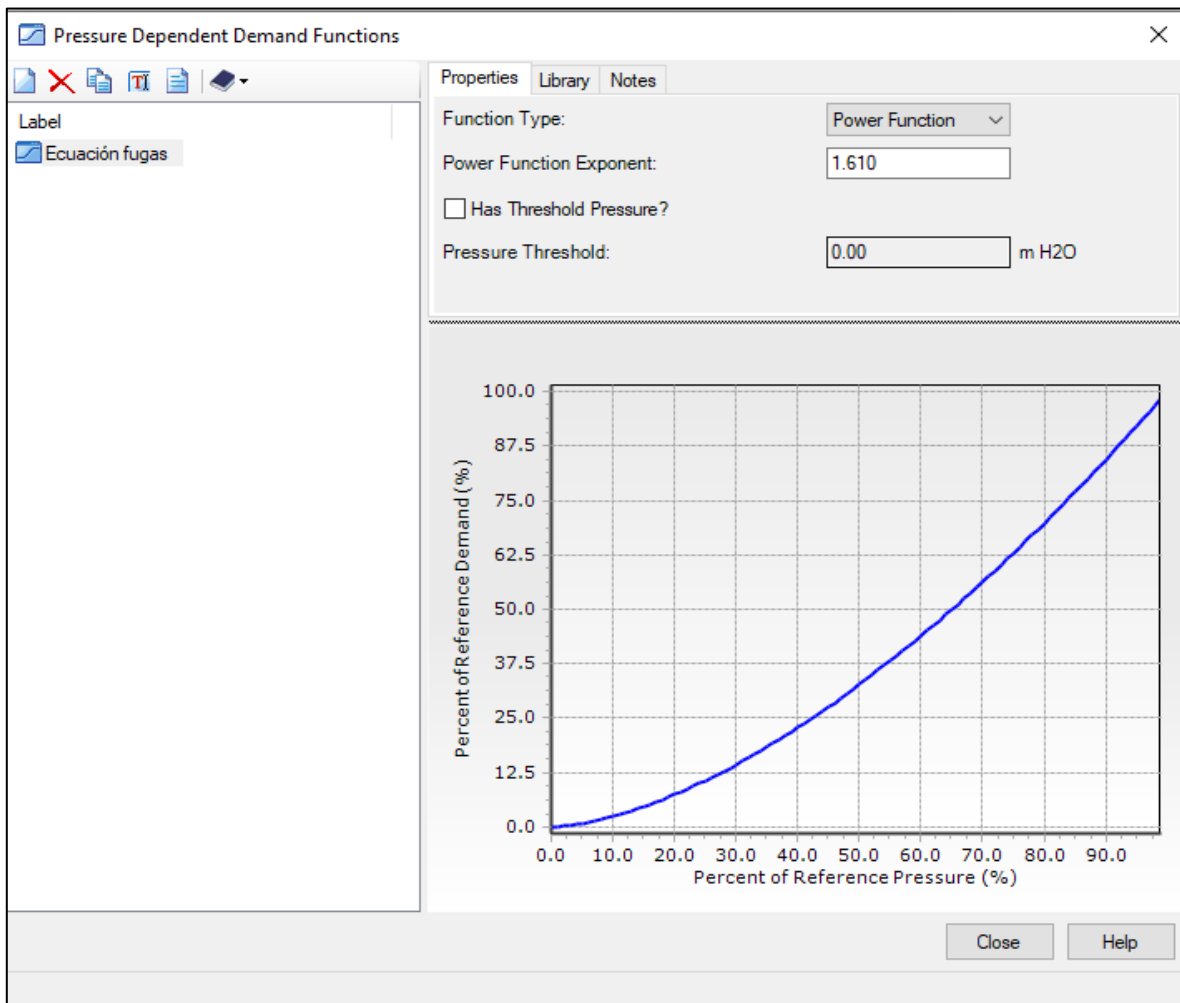


Figura 3-70 Ingreso de la función de Presión vs Demanda en WaterCAD®.



Posteriormente para calibrar adecuadamente el modelo, se necesitó ingresar 2 parámetros adicionales en la alternativa de presión vs demanda. Estos parámetros son la presión de referencia (Pressure Reference) y el porcentaje de la demanda que es dependiente de la presión (Percent of Demand that is Pressure Dependent).

En el caso de la presión de referencia, este valor es la presión mínima que se busca brindar a los usuarios para poder abastecer la demanda requerida de los usuarios del distrito (Thorton, 2005; Wu & Walski, 2006). Por otro lado, el porcentaje de la demanda que es dependiente de la presión hace referencia a la relación que existe entre el aumento de la presión y el aumento en el caudal, de manera que, este porcentaje se obtuvo de los valores de la curva presión vs caudal obteniendo un valor aproximado del 35% para el caso de Jardines de Anáhuac. Lo anterior se ilustra en la figura 3-71.

Dichos valores se asignaron a todos los nodos del modelo hidráulico y se modelaron en conjunto para poder analizar el caudal de entrada en la válvula modulante y se calibrar el modelo, comparando la macromedición vs la micromedición.

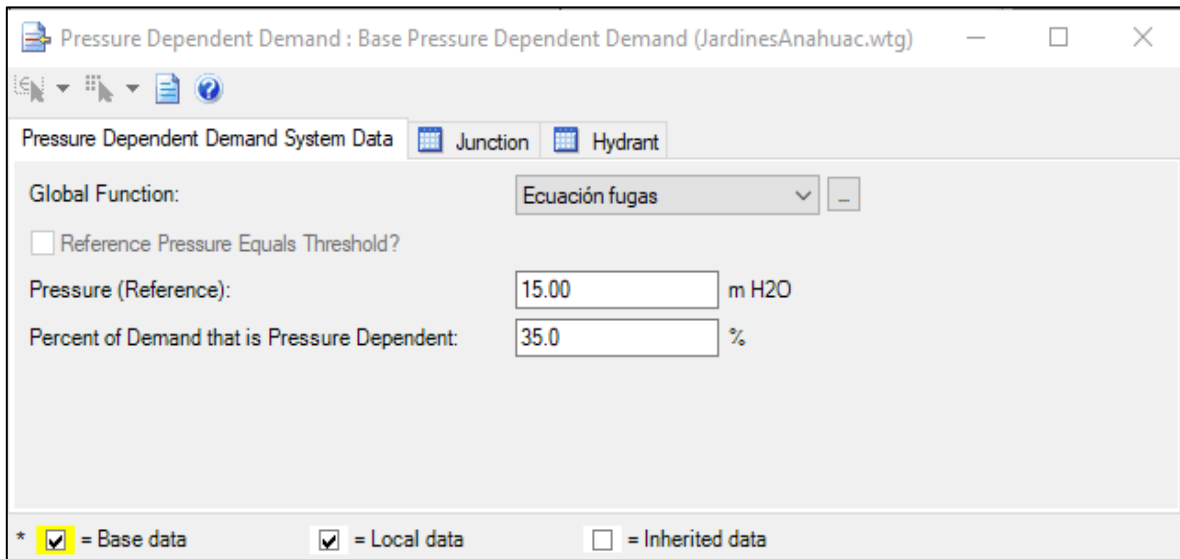


Figura 3-71 Asignación de parámetros relevantes para la modelación de fugas.

**3.6.7 Pruebas de bondad del ajuste**

Para analizar la calidad de la simulación del modelo se realizaron algunas pruebas de bondad del ajuste de los datos observados o medidos vs los datos calculados. Lo anterior se realizó con el principal objetivo de medir o cuantificar el grado de ajuste de los resultados obtenidos en la investigación, utilizando una función objetivo o criterio numérico. En este caso, se compararon los caudales obtenidos del modelo calibrado considerando las fugas en el distrito contra el caudal de macromedición medido en el caudalímetro (medidor de flujo) ubicado la entrada del distrito hidrométrico. Aunado a lo anterior se llevaron a cabo las pruebas de bondad mostradas en la tabla 3-16 (Guerra Cobián, 2007).

<b>Función objetivo</b>	<b>Criterio estadístico</b>	<b>Valor óptimo</b>	<b>Rango</b>
Error medio absoluto	$EMA = \frac{\sum_{i=1}^n  Q_{o_i} - Q_{c_i} }{n}$	$EMA=0.0$	$0.0 \leq EMA$ $[0, \infty)$
Raíz del error relativo medio cuadrático	$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - Q_{c_i})^2}{n}}$	$RMSE=0.0$	$0.0 \leq RMSE$ $[0, \infty)$
Error relativo cuadrático medio	$ERCM = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left[ \frac{Q_{o_i} - Q_{c_i}}{Q_{o_i}} \right]^2$	$ERCM=0.0$	$0.0 < ERCM$ $(0, \infty)$
BIAS	$BIAS = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - Q_{c_i})}{n}$	$BIAS=0.0$	$-\infty < BIAS < +\infty$ $(-\infty, +\infty)$
Coefficiente de determinación "R"	$R^2 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - \bar{Q}_o)(Q_{c_i} - \bar{Q}_c)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - \bar{Q}_o)^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (Q_{c_i} - \bar{Q}_c)^2}} \right]^2$	$R^2=1$	$0.0 \leq R^2 \leq 1.0$ $[0, 1]$
Nash-Sutcliffe	$NTD = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - Q_{c_i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - \bar{Q}_o)^2}$	$NTD=1.0$	$-\infty < NTD \leq 1.0$ $(-\infty, 1.0)$

Tabla 3-16 Pruebas de bondad del ajuste (Guerra Cobián, 2007).

De acuerdo con la tabla anterior se manejó la misma nomenclatura para las variables involucradas en las pruebas de bondad, donde:

$Qo_i$  = Datos o valores observados del caudal de entrada al distrito hidrométrico.

$Qo_c$  = Datos o valores calculados del caudal de entrada al distrito hidrométrico.

$n$  = número de datos obtenidos de las pruebas de medición efectuadas.

$\overline{Qo_i}$  = Media o promedio de los datos o valores observados.

$\overline{Qo_c}$  = Media o promedio de los datos o valores calculados.

En el capítulo 4.0 Resultados y discusión, se muestran los valores obtenidos correspondientes a la comparación de los datos observados de los caudales de macromedición contra los datos modelados en el software correspondiente. Lo anterior se realizó para los escenarios correspondientes del modelo hidráulico del distrito hidrométrico.



## 4 Resultados y discusión

### 4.1 Chepevera

En el presente apartado se muestran los resultados relevantes obtenidos, correspondientes al distrito hidrométrico “Chepevera”.

#### 4.1.1 Análisis de la información de micromedición

A partir de la información de micromedición se realizó el análisis del consumo de los últimos 5 años, por parte de los usuarios que integran el distrito para el escenario de mayor consumo, es decir, el mes de agosto. Con esta información se evidenció el comportamiento del volumen de consumo de los usuarios del distrito a través del tiempo, considerando los escenarios más críticos que se presentaron. En este caso, es muy importante mencionar que la fecha de sectorización del distrito corresponde a Julio del 2018. Por lo tanto, en el gráfico de consumo mayor, asociado al mes de agosto, se evidenció una reducción del consumo asociado a la modulación de presiones.

La tabla 4-1 muestra el consumo acumulado en metros cúbicos por mes correspondiente a los meses de agosto del año 2015 al 2020.

Así mismo, la figura 4-1 muestra una gráfica que representa el comportamiento del consumo de los usuarios del distrito respecto al mes de mayor consumo en los últimos 6 años.

<b>Año</b>	<b>Consumo acumulado m<sup>3</sup>/mes de agosto Usuarios DH Chepevera</b>
<b>2015</b>	54,460
<b>2016</b>	55,767
<b>2017</b>	53,762
<b>2018</b>	47,643
<b>2019</b>	49,445
<b>2020</b>	30,767

*Tabla 4-1 Consumo acumulado DH Chepevera mes de agosto.*

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

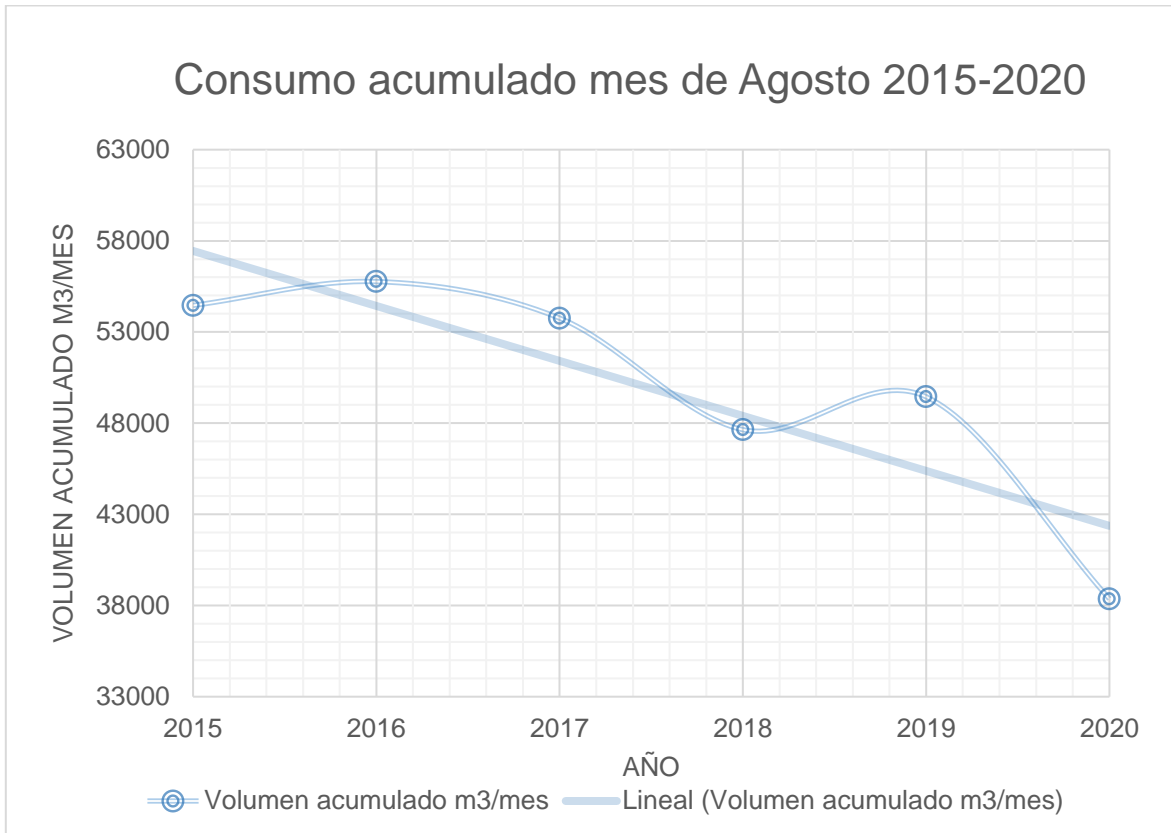


Figura 4-1 Gráfico de consumo acumulado de los usuarios del distrito Chepevera mes de agosto.

Por otro lado, respecto al escenario de menor consumo promedio, la tabla 4-2 muestra el consumo acumulado en metros cúbicos por mes correspondiente a los meses de enero del año 2015 al 2021.

<b>Año</b>	<b>Consumo acumulado m<sup>3</sup>/mes de enero Usuarios DH Chepevera</b>
<b>2015</b>	41,416
<b>2016</b>	45,404
<b>2017</b>	48,913
<b>2018</b>	45,405
<b>2019</b>	41,731
<b>2020</b>	43,269

Tabla 4-2 Consumo acumulado DH Chepevera mes de enero.

La figura 4-2 muestra una gráfica que representa el comportamiento del consumo de los usuarios del distrito respecto al mes de menor consumo promedio en los últimos 6 años.

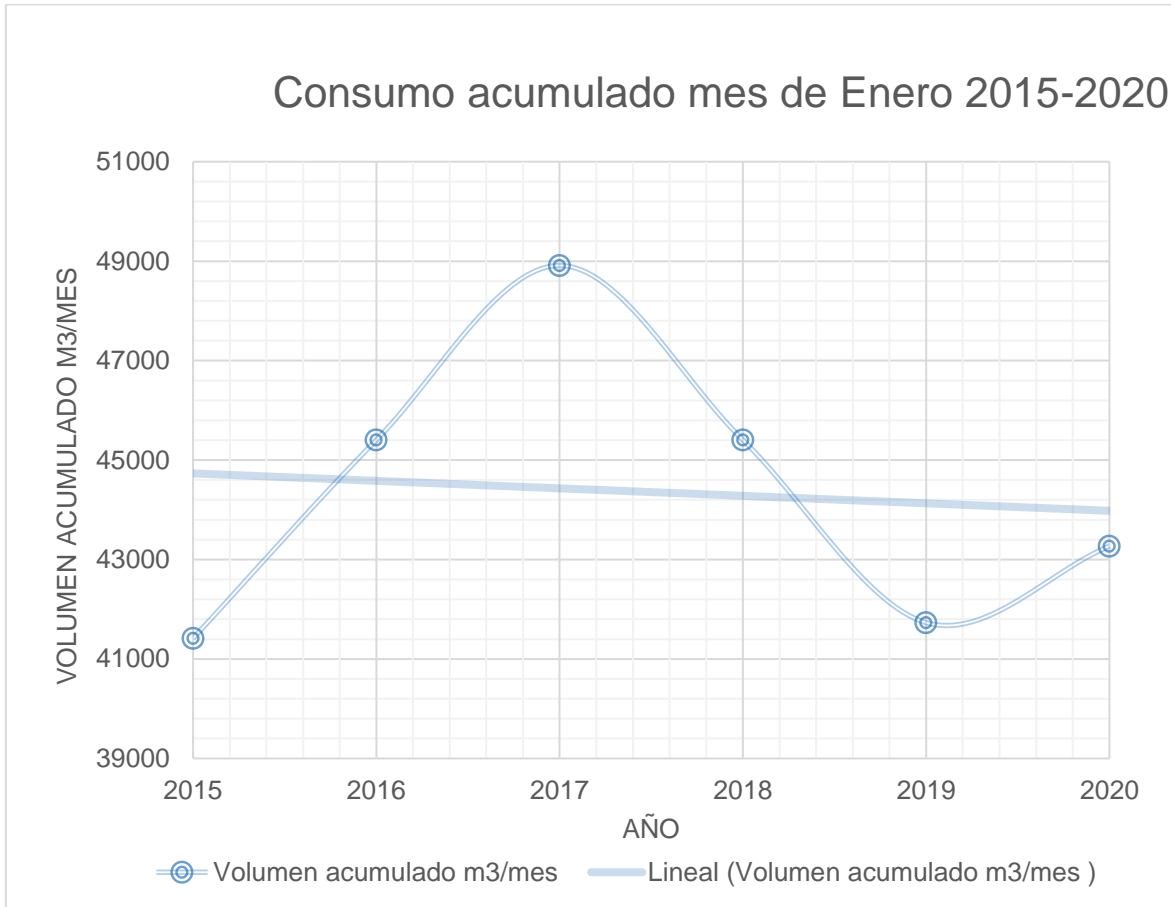


Figura 4-2 Gráfico de consumo acumulado de los usuarios del distrito Chepevera mes de enero.

Finalmente, se realizó la comparativa de los consumos en metros cúbicos por mes de ambos escenarios, para poder observar el comportamiento de los usuarios respecto a los escenarios de consumo definidos para la investigación. Lo anterior se muestra en el gráfico de la figura 4-3.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

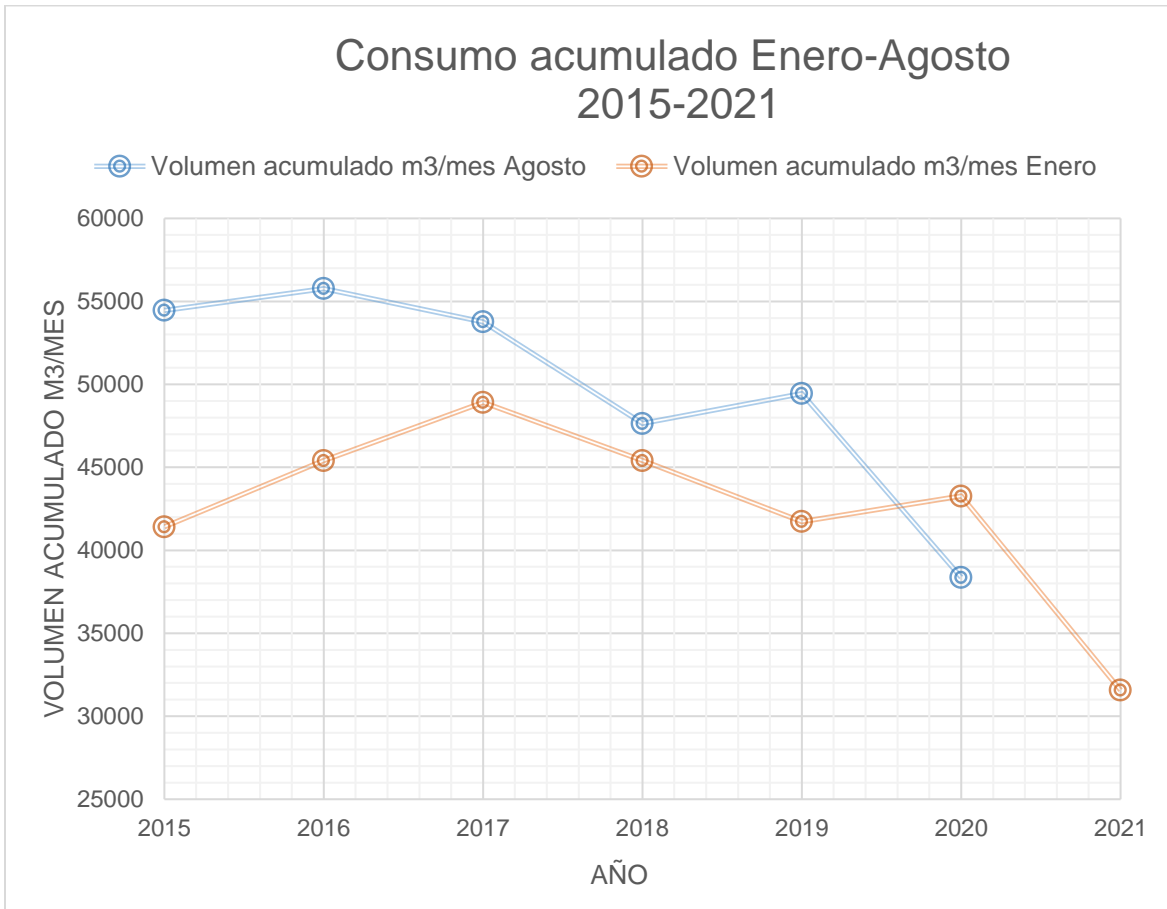


Figura 4-3 Gráfico de micromedición enero-agosto 2015-2021 DH Chepevera.

#### 4.1.2 Análisis de la información de macromedición

A partir de la información de macromedición obtenida del medidor de caudal a la entrada del distrito hidrométrico “Chepevera” se llevó a cabo el análisis de los gastos promedios horarios de los meses de agosto del 2018, 2019 y 2020. La tabla 4-3 muestra los resultados obtenidos.

<b>Gasto promedio horario (m<sup>3</sup>/hr)</b>			
<b>Hora</b>	<b>Agosto 2018</b>	<b>Agosto 2019</b>	<b>Agosto 2020</b>
1	138.58	38.71	11.03
2	138.71	37.29	9.19
3	138.81	38.45	8.52
4	139.74	37.81	9.26
5	141.71	39.10	10.61
6	155.13	47.65	15.00
7	177.19	60.61	23.71
8	192.00	70.26	31.00
9	205.23	75.45	35.00
10	<b>210.26</b>	<b>77.55</b>	38.42
11	207.84	77.16	<b>39.74</b>
12	203.29	72.48	36.74
13	197.87	69.55	34.00
14	192.19	68.39	32.84
15	189.39	69.68	31.32
16	183.94	66.52	29.26
17	180.94	64.45	28.23
18	179.68	62.74	29.26
19	176.71	60.29	28.97
20	169.81	57.03	27.45
21	162.68	52.87	24.39
22	156.52	49.84	21.29
23	152.03	45.71	17.45
24	143.23	42.12	13.35
<b>Promedio</b>	<b>172.23</b>	<b>57.57</b>	<b>24.42</b>

Tabla 4-3 Gastos promedio horarios mes de agosto.

Así mismo, se llevó a cabo el análisis de los gastos promedios horarios de los meses de enero del 2019 y 2020. Dichos resultados se muestran en la tabla 4-4.

<b>Gasto promedio horario (m<sup>3</sup>/hr)</b>		
<b>Hora</b>	<b>Enero 2019</b>	<b>Enero 2020</b>
1	47.90	39.03
2	47.65	37.10
3	47.13	36.45
4	46.87	35.42
5	47.19	35.71
6	50.55	39.32
7	58.29	44.45
8	66.77	52.58
9	75.42	59.58
10	84.19	66.32
11	86.58	71.32
12	<b>88.58</b>	<b>73.16</b>
13	87.45	70.42
14	83.71	67.71
15	80.58	67.00
16	80.58	66.48
17	76.87	64.00
18	72.81	61.45
19	69.97	58.32
20	64.74	53.65
21	63.52	51.48
22	60.77	48.52
23	58.16	45.94
24	52.35	42.20
<b>Promedio</b>	66.61	53.65

Tabla 4-4 Gastos promedio horarios mes de enero.

**4.1.3 Coeficientes de variación horaria**

A partir de los gastos promedios horarios de macromedición del distrito hidrométrico correspondiente, se determinaron los coeficientes de variación horaria, mediante la división algebraica de cada uno de los valores promedios horarios, entre el valor promedio horario de todo el mes correspondiente. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4-5 y tabla 4-6 para cada uno de los meses correspondientes.

<b>Coeficientes de variación horaria</b>			
<b>Hora</b>	<b>Agosto 2018</b>	<b>Agosto 2019</b>	<b>Agosto 2020</b>
1	0.805	0.672	0.452
2	0.805	0.648	0.377
3	0.806	0.668	0.349
4	0.811	0.657	0.379
5	0.823	0.679	0.435
6	0.901	0.828	0.614
7	1.029	1.053	0.971
8	1.115	1.220	1.270
9	1.192	1.311	1.433
10	<b>1.221</b>	<b>1.347</b>	1.573
11	1.207	1.340	<b>1.628</b>
12	1.180	1.259	1.505
13	1.149	1.208	1.392
14	1.116	1.188	1.345
15	1.100	1.210	1.283
16	1.068	1.155	1.198
17	1.051	1.120	1.156
18	1.043	1.090	1.198
19	1.026	1.047	1.186
20	0.986	0.991	1.124
21	0.945	0.918	0.999
22	0.909	0.866	0.872
23	0.883	0.794	0.715
24	0.832	0.732	0.547

*Tabla 4-5 Coeficiente de variación horaria mes de agosto.*

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>Coefficiente de variación horaria</b>		
<b>Hora</b>	<b>Enero 2019</b>	<b>Enero 2020</b>
<b>1</b>	0.719	0.728
<b>2</b>	0.715	0.691
<b>3</b>	0.708	0.679
<b>4</b>	0.704	0.660
<b>5</b>	0.709	0.666
<b>6</b>	0.759	0.733
<b>7</b>	0.875	0.829
<b>8</b>	1.002	0.980
<b>9</b>	1.132	1.111
<b>10</b>	1.264	1.236
<b>11</b>	1.300	1.329
<b>12</b>	<b>1.330</b>	<b>1.364</b>
<b>13</b>	1.313	1.313
<b>14</b>	1.257	1.262
<b>15</b>	1.210	1.249
<b>16</b>	1.210	1.239
<b>17</b>	1.154	1.193
<b>18</b>	1.093	1.145
<b>19</b>	1.050	1.087
<b>20</b>	0.972	1.000
<b>21</b>	0.954	0.960
<b>22</b>	0.912	0.904
<b>23</b>	0.873	0.856
<b>24</b>	0.786	0.787

Tabla 4-6 Coeficientes de variación horaria mes de enero.



#### 4.1.4 Obtención de patrones de consumo

A partir de la información anterior correspondiente a los coeficientes de variación horaria, determinados con la información macromedición del distrito hidrométrico correspondiente, se obtuvieron los patrones de consumo de los escenarios definidos en la investigación. En este caso, dado que el distrito Chepevera entró en operación en julio del 2018, se pudieron obtener los patrones de consumo correspondientes a agosto del 2018 hasta agosto del 2020. Incluyendo los patrones de enero 2019 y enero 2020.

Por otro lado, tal y como se muestra en las tablas de gastos promedios horarios correspondientes a este distrito, existen muchas variaciones entre el gasto de entrada en metros cúbicos por hora, respecto a un año con otro, para los mismos escenarios de consumo. Lo anterior indica un comportamiento inusual en el distrito, el cual se discutirá más adelante.

Las figura 4-4, figura 4-5 y figura 4-6, muestran el patrón de consumos del mes de agosto 2018, agosto 2019 y agosto 2020 respectivamente.

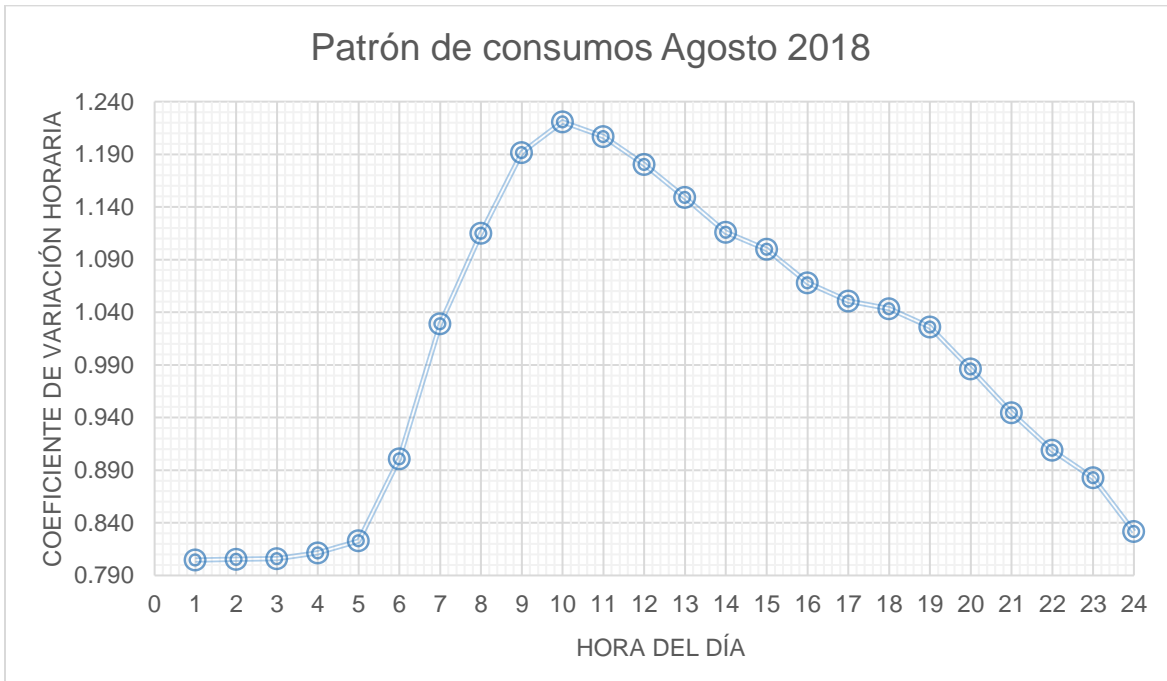


Figura 4-4 Patrón de consumos agosto 2018.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

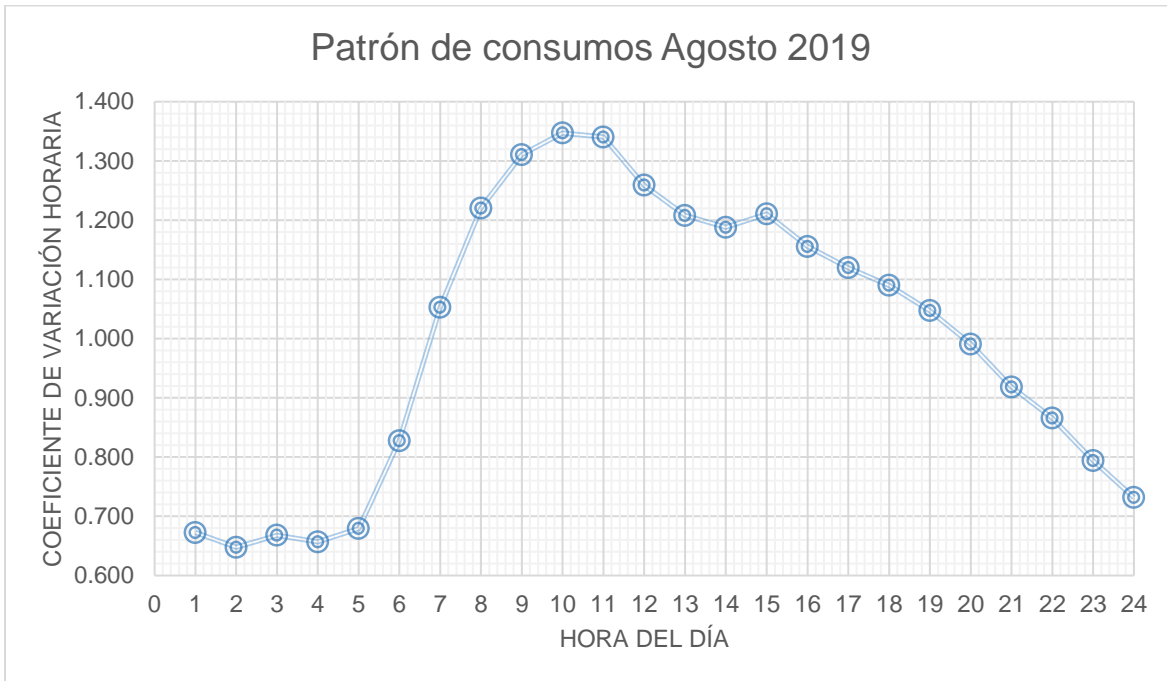


Figura 4-5 Patrón de consumos agosto 2019.

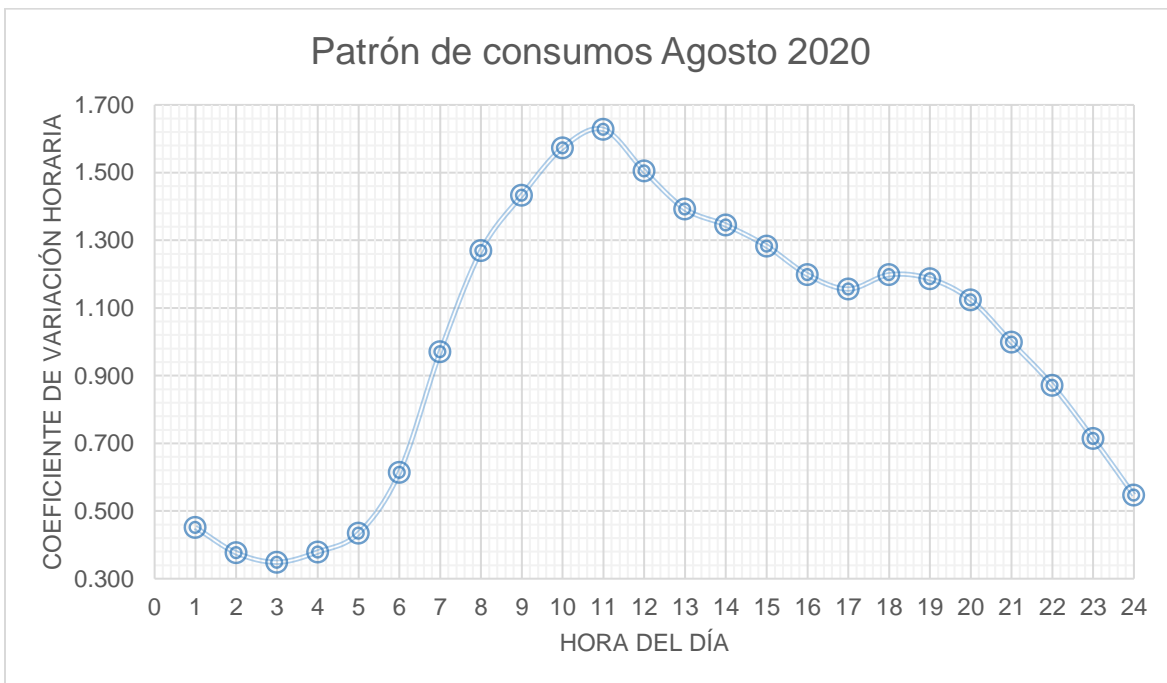


Figura 4-6 Patrón de consumos agosto 2020.

Por otro lado, en la figura 4-7 y figura 4-8 se muestran los patrones de consumo correspondientes a los meses de enero 2019 y enero 2020.

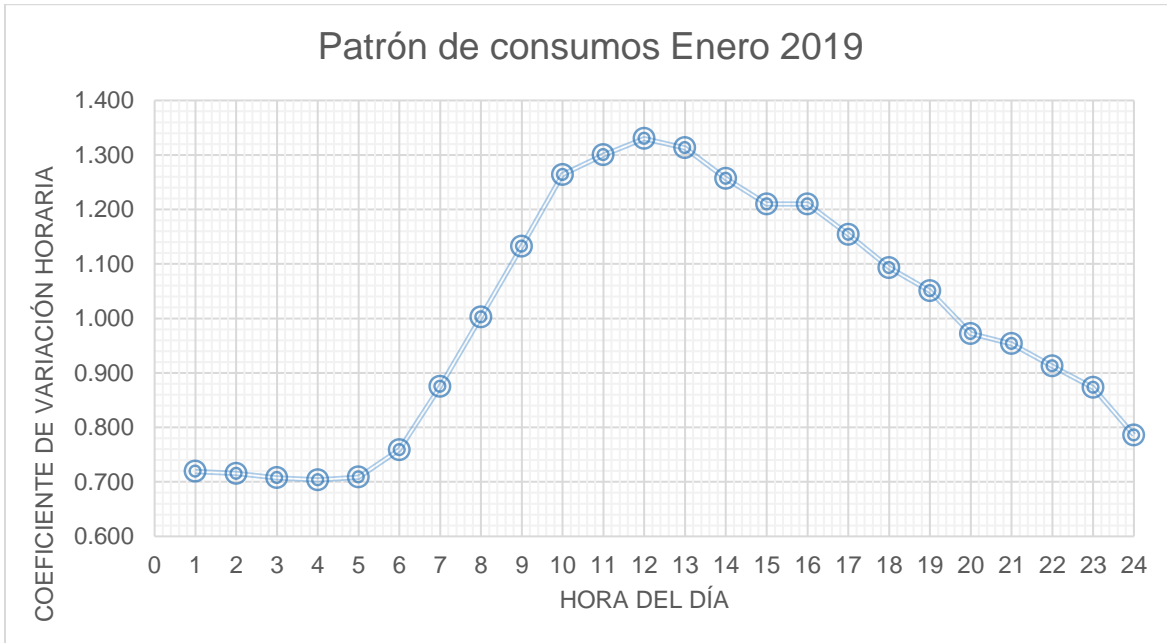


Figura 4-7 Patrón de consumos enero 2019.

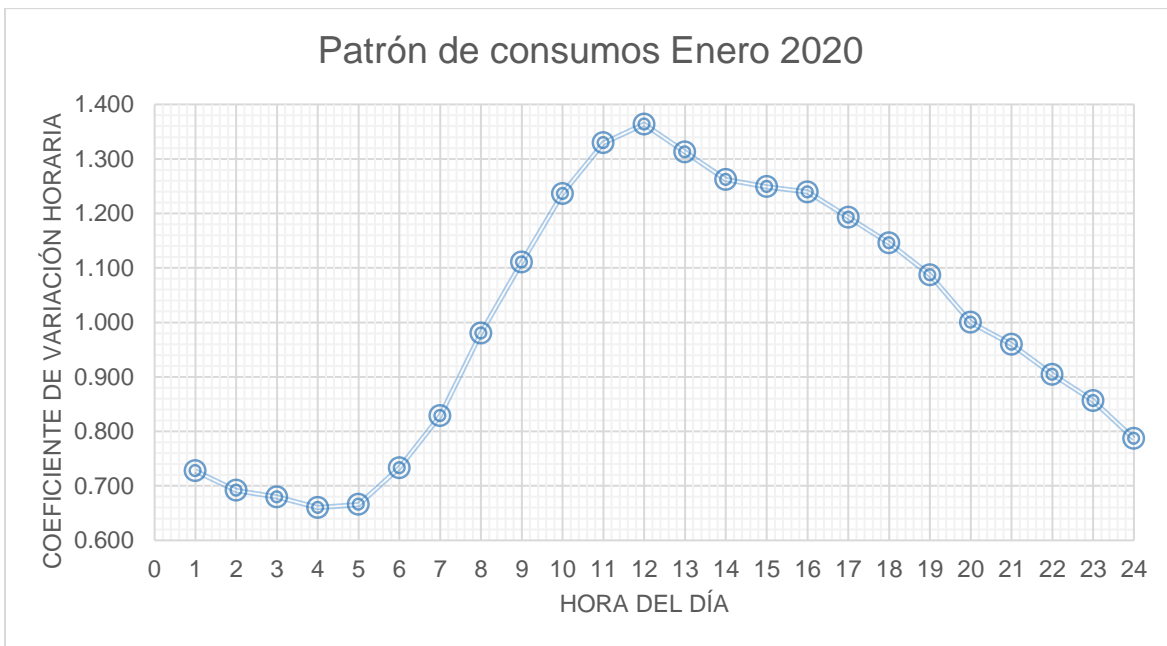


Figura 4-8 Patrón de consumos enero 2020.

#### 4.1.5 Comparativa patrones de consumo

Después de obtener los distintos patrones de consumo correspondientes para el distrito hidrométrico en estudio, se realizó una comparativa de dichos patrones entre sí, haciendo los patrones de consumo unitarios. Para esto, se identificó el valor del coeficiente de variación máxima de las 24 horas del día y se dividió dicho valor entre el resto de los coeficientes de variación correspondiente a cada una de las 24 horas. La tabla 4-7 muestra los valores correspondientes a los coeficientes de variación unitarios, correspondientes a cada uno de los escenarios de consumo.

Hora	Agosto 2018	Enero 2019	Agosto 2019	Enero 2020	Agosto 2020	CONAGUA
1	0.659	0.541	0.499	0.534	0.278	0.449
2	0.660	0.538	0.481	0.507	0.231	0.461
3	0.660	0.532	0.496	0.498	0.214	0.464
4	0.665	0.529	0.488	0.484	0.233	0.474
5	0.674	0.533	0.504	0.488	0.267	0.603
6	0.738	0.571	0.614	0.537	0.377	0.684
7	0.843	0.658	0.782	0.608	0.597	0.874
8	0.913	0.754	0.906	0.719	0.780	0.953
9	0.976	0.851	0.973	0.814	0.881	<b>1.000</b>
10	<b>1.000</b>	0.950	<b>1.000</b>	0.907	0.967	0.979
11	0.988	0.977	0.995	0.975	<b>1.000</b>	0.969
12	0.967	<b>1.000</b>	0.935	<b>1.000</b>	0.925	0.939
13	0.941	0.987	0.897	0.963	0.856	0.923
14	0.914	0.945	0.882	0.925	0.826	0.886
15	0.901	0.910	0.899	0.916	0.788	0.875
16	0.875	0.910	0.858	0.909	0.736	0.872
17	0.861	0.868	0.831	0.875	0.710	0.839
18	0.855	0.822	0.809	0.840	0.736	0.817
19	0.840	0.790	0.777	0.797	0.729	0.770
20	0.808	0.731	0.735	0.733	0.691	0.657
21	0.774	0.717	0.682	0.704	0.614	0.571
22	0.744	0.686	0.643	0.663	0.536	0.517
23	0.723	0.657	0.589	0.628	0.439	0.474
24	0.681	0.591	0.543	0.577	0.336	0.442

Tabla 4-7 Coeficientes de variación horaria unitarios.

En este caso se compararon los patrones correspondientes a los meses de agosto, entre sí, esto se muestra en la figura 4-9. Así mismo, se realizó la comparativa de los patrones del mes de enero (figura 4-10). Finalmente se compararon todos los patrones en conjunto, junto con el patrón de CONAGUA (figura 4-11).

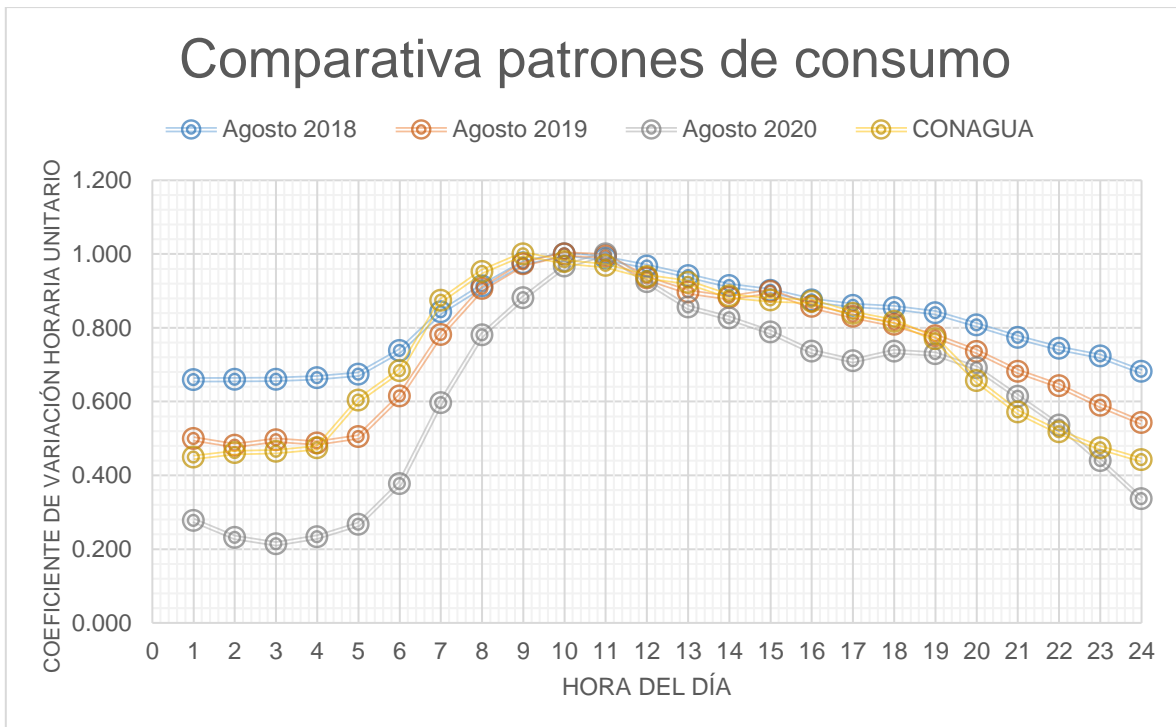


Figura 4-9 Comparativa patrones de consumo mes de agosto.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

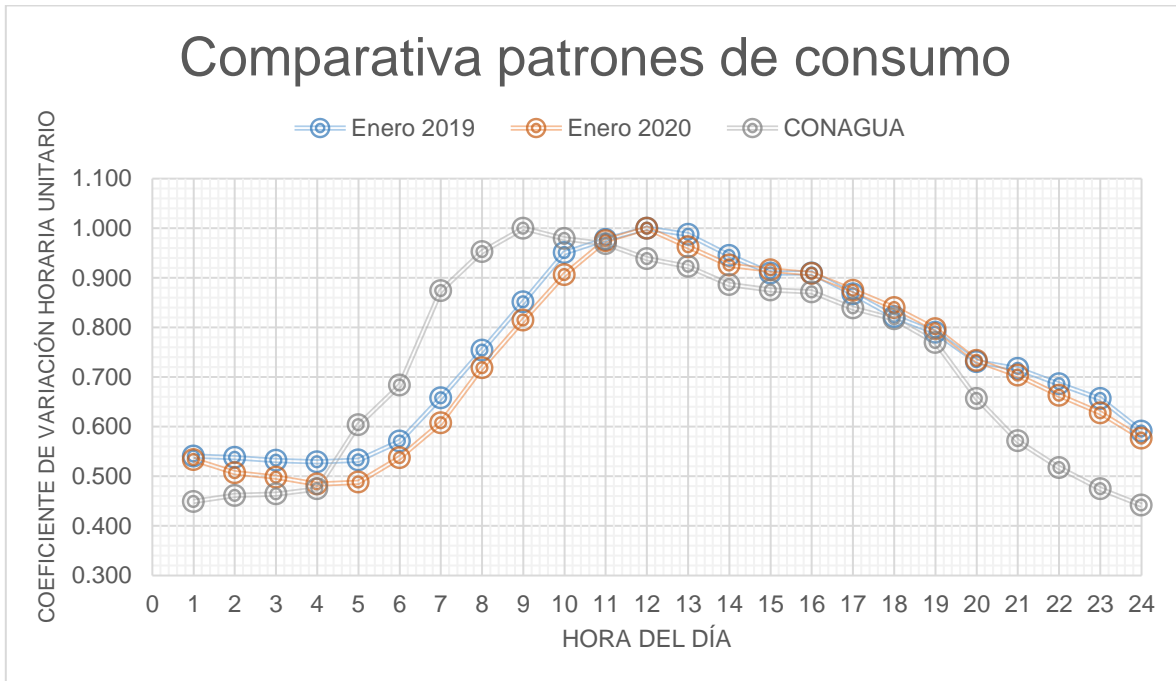


Figura 4-10 Comparativa de patrones de consumo mes de enero.

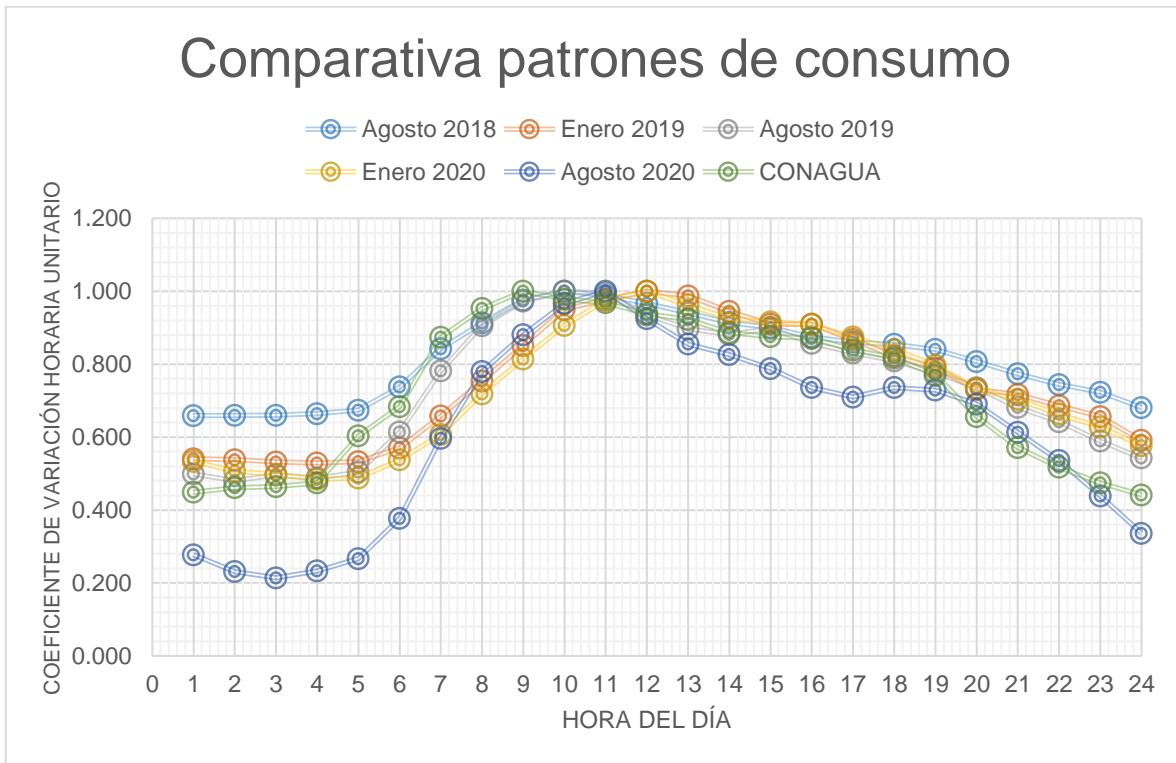


Figura 4-11 Comparativa general de patrones de consumo.

#### 4.1.6 Comparativa macromedición vs micromedición

En este caso se realizó una comparación entre el caudal promedio de entrada (macromedición) y el volumen contabilizado de cada uno de los usuarios que integran el distrito (micromedición).

De esta forma, se estimó el caudal de fugas en el distrito en estudio. Así mismo, se modeló este comportamiento en el software WaterCAD, utilizando los consumos ingresados al modelo, obtenidos de la micromedición, y el caudal de macromedición como escenario de calibración. De la misma forma, se utilizaron los patrones de consumo obtenidos para modelar el comportamiento de los usuarios del distrito las 24 horas del día.

En el caso del DHM Chepevera, tal y como se muestra en la figura 4-12 y la figura 4-13 se obtuvieron valores negativos, es decir, se contabilizaba más volumen que el que se ingresaba al distrito.

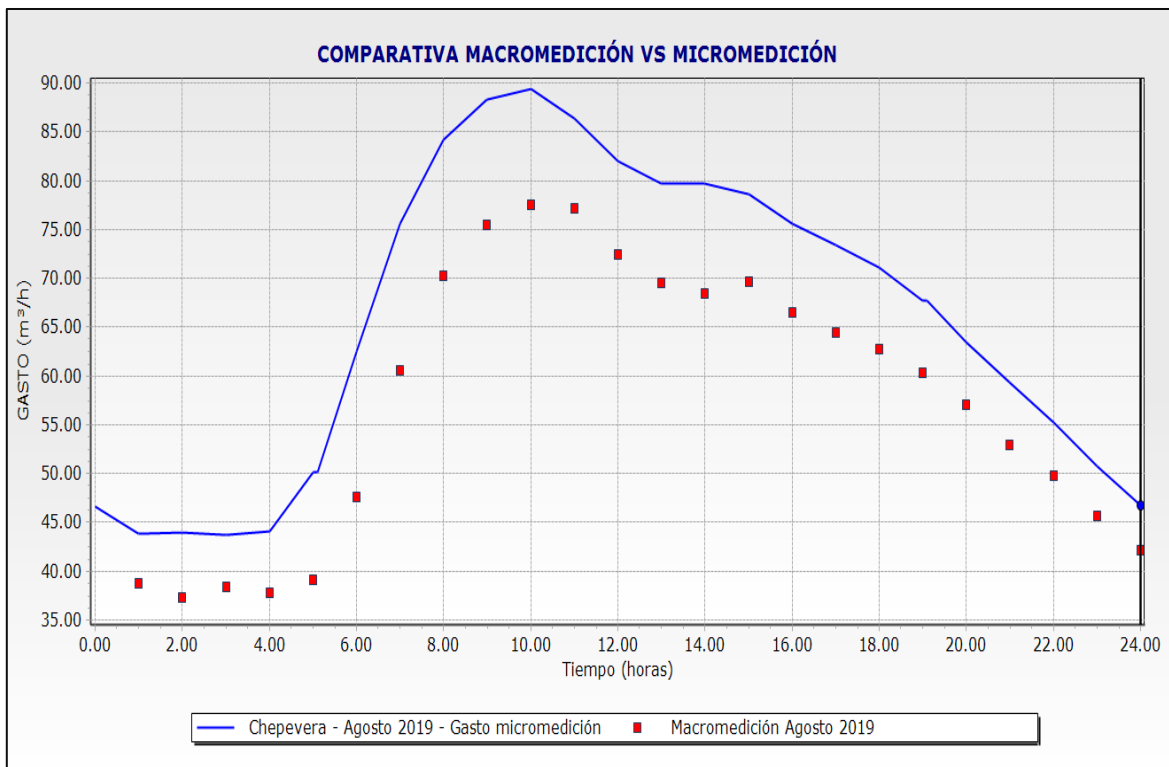


Figura 4-12 Gráfico de macromedición vs micromedición agosto 2019.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

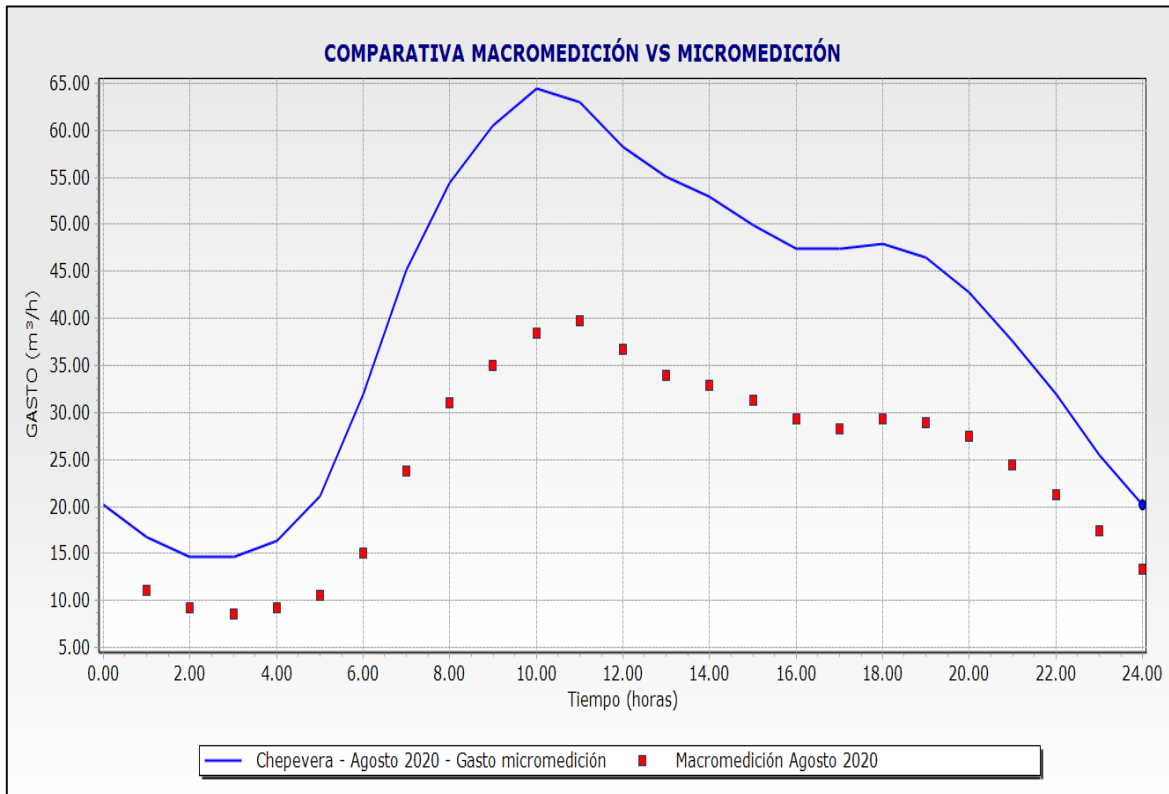


Figura 4-13 Gráfico de macromedición vs micromedición agosto 2020.



#### **4.1.7 Discusión de resultados**

En el DHM Chepevera se realizó el análisis de la información de micromedición de los últimos 6 años correspondiente al mes de mayor consumo promedio (agosto), de acuerdo con los escenarios definidos en función del análisis realizado de las temperaturas promedio. En este caso, se consideró el número de usuarios que conforman el distrito actualmente, a partir de lo cual, se evidenció una reducción del volumen de agua facturada por parte de los usuarios del distrito. Lo anterior se muestra en la figura 4-1. La cual presenta un gráfico que indica la tendencia a la baja del volumen facturado en ese distrito.

De la misma manera, se llevó a cabo el análisis de la micromedición para el mes de menor consumo promedio (enero). En este sentido, el comportamiento del consumo de los últimos años por parte de los usuarios presentó variaciones de entre 7 a 8 mil metros cúbicos por mes, entre varios años. Aunado a esto, se muestra una ligera tendencia a la baja en cuestión del volumen facturado en los meses de enero. Este comportamiento se muestra en la figura 4-2.

Finalmente, se graficó en conjunto ambos escenarios de micromedición, los cuales se muestran en la figura 4-3. En este caso, podemos observar una tendencia a la baja a partir del año del 2018, debido a que, la sectorización del sitio Chepevera se efectuó en julio del 2018, por lo tanto, la modulación de presiones ha ocasionado una reducción en el volumen facturado.

Las distintas diferencias entre los escenarios de micromedición entre un año y otro, a partir de la fecha de sectorización, pueden indicar una modificación el control de operación de la válvula modulante, lo cual se traduce en menor presión, menor consumo, mayor presión, mayor consumo. Aunado a esto, la pandemia del COVID-19, fue otro de los factores que pudieron influir en el consumo de los usuarios del distrito. Dado que, hubo un incremento del consumo promedio, de acuerdo con información de SADM.

El escenario ideal, sería tener un volumen facturado que no presentará grandes variaciones entre los distintos meses del año. De esta forma, se podría confirmar que los controles de operación de la válvula modulante están cumpliendo una función significativa en el consumo de agua potable por parte de los usuarios.

Uno de los factores determinantes en este distrito en particular, es la presencia del sector industrial, el cual demanda una gran cantidad de agua potable y es uno de los consumidores mayores, por lo tanto, este usuario es factor clave en cuanto a los datos de micromedición.

En cuanto a la reducción de la facturación en el distrito, este hecho podría generar incertidumbre debido a que menos facturación de volumen de consumo de agua indica un menor ingreso económico para el organismo operador. Sin embargo, es importante recalcar que esto ocasiona beneficios importantes para el organismo operador. Primeramente, se contará con mayor disponibilidad de volumen almacenado en las fuentes de abastecimiento utilizadas para la distribución. Así mismo, se reducirá el bombeo desde estas fuentes, lo cual representa un ahorro energético importante. Por otro lado, y siendo este, de los objetivos importantes de la investigación, se reducirán las pérdidas físicas y fugas en el sistema, las cuales son un volumen no contabilizado ni facturado que ocasiona una pérdida irreparable del vital recurso, además de una pérdida económica para el organismo operador.

Respecto a la macromedición, se llevó a cabo el análisis de los gastos o caudales de entrada al distrito, obteniendo esa información directamente del caudalímetro que se encuentra junto a la válvula modulante. De esta manera, se determinaron los gastos promedios horarios en ( $m^3/hr$ ) obteniendo los resultados que se muestran en la tabla 4-3. A partir de esta tabla se puede observar una notoria diferencia entre los gastos promedios mensuales entre los diferentes años (agosto 2018, 2019 y 2020). A pesar de eso, los patrones de consumo obtenidos para el distrito Chepevera, presentan una gran similitud entre sí, respecto a las horas de alta demanda y las de menor demanda. Por otro lado, se realizó la comparativa de estos patrones contra el patrón de CONAGUA, esto se muestra en la figura 4-9. En la cual

podemos observar que el patrón que más similitud tiene al de CONAGUA es el de agosto 2019.

Para el caso de los meses de enero 2019 y enero 2020 se determinaron los patrones de consumo a partir de los gastos promedio horarios. Dichos patrones se muestran en la figura 4-10, ilustrando un comportamiento muy similar. Así mismo, se compararon estos patrones con el patrón de consumo definido por la CONAGUA, teniendo como principal diferencia la hora de mayor demanda, siendo esta a las 9:00 am para Conagua, mientras que el distrito esta demanda sucede entre a las 12 de medio día.

De manera general, en la figura 4-11, se llevó a cabo la comparativa de todos los patrones obtenidos en conjunto y el patrón de CONAGUA destacando que, el patrón de agosto 2019, enero 2019 y enero 2020, son las semejantes respecto a los coeficientes de variación horaria unitarios. Aun así, las horas de mayor demanda en el distrito se presentan entre las 10 am y las 12 del medio día, por lo tanto, presentan un desfase respecto al patrón mencionado.

Cabe mencionar que los patrones de consumo obtenidos se utilizaron para modelar el comportamiento de los usuarios del distrito respecto al uso de agua potable las 24 horas del día. Estos patrones se ingresaron directamente al WaterCAD® y se asignaron a los escenarios de simulación correspondientes.

Después de realizar la comparativa de los patrones de consumo, se realizó una comparativa de la macromedición vs la micromedición. En este caso, se realizó una comparación entre el caudal promedio de entrada (macromedición) y el volumen contabilizado de cada uno de los usuarios que integran el distrito (micromedición). De esta forma, se estimó el caudal de fugas promedio en el distrito en estudio. Así mismo, se modeló este comportamiento en el software WaterCAD, utilizando los consumos ingresados al modelo, obtenidos de la micromedición, y el caudal de macromedición como escenario de calibración. De la misma forma, se utilizaron los

patrones de consumo obtenidos para modelar el comportamiento de los usuarios del distrito las 24 horas del día.

En el caso de Chepevera, tal y como se muestra en la figura 4-12 y la figura 4-13 se obtuvieron valores negativos, es decir, se contabilizaba más volumen que el que se ingresaba al distrito. Este comportamiento es ilógico, únicamente se podría inferir que los usuarios que se consideraron dentro del distrito exceden el número de usuarios reales del distrito, por lo tanto, la micromedición es mayor que la macromedición. Aun así, esta información se verificó directamente con el organismo operador y se comprobaron los límites del distrito mediante pruebas de hermeticidad. Por lo tanto, el comportamiento mostrado en las figuras mencionadas refleja un caso particular de este distrito, el cual, es necesario mencionar. Este sector sufrió de una fuga de gran volumen, en el mes de noviembre 2020, en la tubería principal que proviene del tanque Obispado. Por lo tanto, el sector estuvo en mantenimiento por esta fuga, dado a este asunto, se modificaron de manera provisional los límites del distrito y se comenzó a abastecerlo por otro lado. Aunado a esto, se tiene la creencia de que el registrador o el medidor de caudal se encuentra mal configurado, dado al tipo de funcionamiento que tienen estos equipos que registran litros por pulsos en determinados periodos de tiempo que se les asignan. Las 2 razones anteriores son las que se atribuyen a los resultados negativos obtenidos en este sector, lo cual, a su vez, también ocasionó pérdida de información que no permitió comparar la macromedición vs la micromedición de los meses de enero 2021.

Respecto a la fuga que afectó gravemente la operación de este sector, cabe mencionar que, fue debido a una causa externa, en la cual una constructora que se encontraba realizando una excavación cercana a la zona del distrito, dañó la tubería antes mencionada, ocasionando un grave problema de operación para el organismo operador. En el caso de la mala configuración del registrador y los cambios que se han efectuado en el caudalímetro de este distrito, se le atribuye la responsabilidad

al proveedor del equipo modulante de este sector. Por lo tanto, los datos que se estima son erróneos, por lo que, se descartaron para continuar la investigación.

Finalmente, a raíz de los sucesos mencionados, se llevaron a cabo los análisis correspondientes para otro sector de manera que se pudieran obtener resultados más congruentes con lo esperado, en cuestión de los caudales de fugas. Los resultados rescatables de ese distrito refieren a la obtención y aplicación de los patrones de consumo para la modelación de la red de distribución de agua potable en ese sector, siendo este un aporte de la investigación realizada.

## 4.2 Jardines de Anáhuac

En el presente apartado se muestran los resultados relevantes obtenidos, correspondientes al distrito hidrométrico “Jardines de Anáhuac”.

### 4.2.1 Análisis de la información de micromedición

A partir de la información de micromedición se realizó el análisis del consumo de los últimos 5 años, por parte de los usuarios que integran el distrito para el escenario de menor y mayor consumo.

Con esta información se puede evidenciar el comportamiento del volumen de consumo de los usuarios del distrito a través del tiempo, considerando los escenarios más críticos que se presentaron.

En este caso, la fecha de sectorización del distrito corresponde a octubre de 2019. Estos resultados se muestran en la tabla 4-8 y la figura 4-14.

<b>Año</b>	<b>Consumo acumulado m<sup>3</sup>/mes de enero Usuarios DH Jardines de Anáhuac</b>
<b>2016</b>	180,044
<b>2017</b>	195,139
<b>2018</b>	212,345
<b>2019</b>	216,813
<b>2020</b>	154,637
<b>2021</b>	193,518

*Tabla 4-8 Consumo acumulado DH Jardines mes de enero.*

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

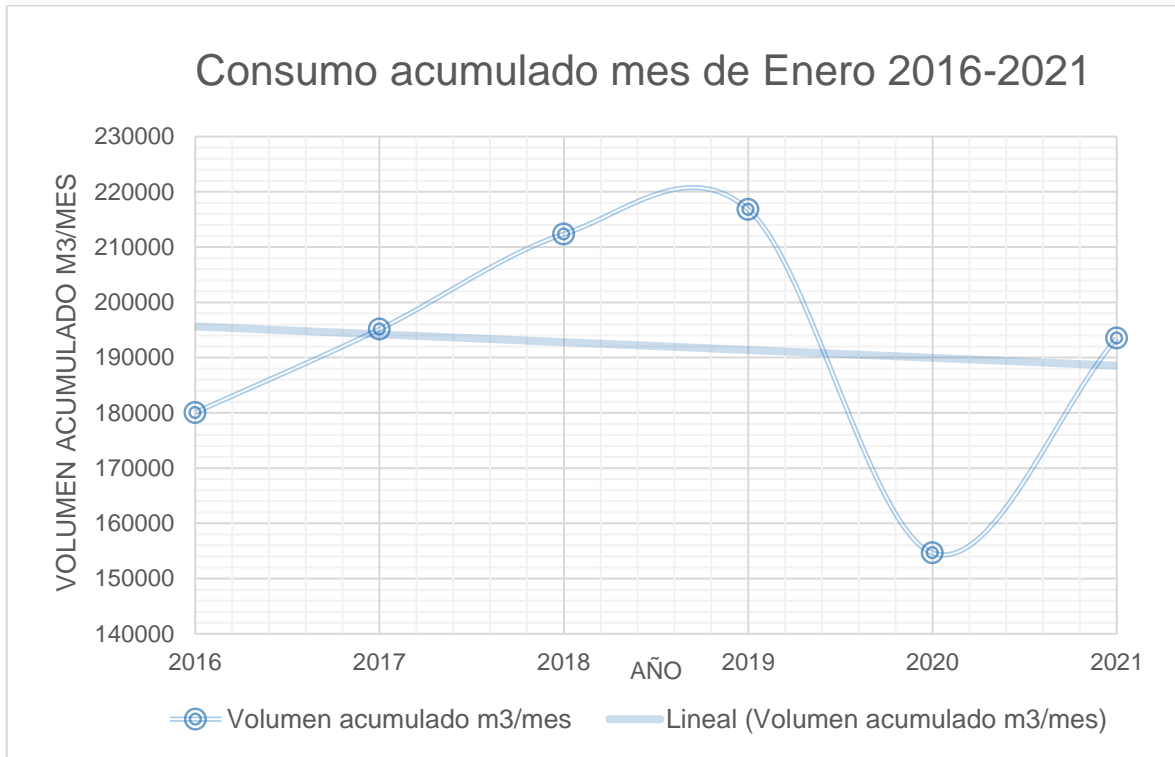


Figura 4-14 Gráfico de consumo acumulado de los usuarios del distrito Jardines mes de enero.

Por otro lado, respecto al escenario de menor consumo promedio, la tabla 4-9 muestra el consumo acumulado en metros cúbicos por mes correspondiente a los meses de agosto del año 2016 al 2020.

<b>Año</b>	<b>Consumo acumulado m<sup>3</sup>/mes de agosto Usuarios DH Jardines de Anáhuac</b>
<b>2016</b>	195,382
<b>2017</b>	204,684
<b>2018</b>	165,755
<b>2019</b>	203,268
<b>2020</b>	149,751

Tabla 4-9 Consumo acumulado DH Jardines mes de agosto.

Así mismo, la figura 4-15 muestra una gráfica que representa el comportamiento del consumo de los usuarios del distrito respecto al mes de mayor consumo promedio en los últimos 5 años.

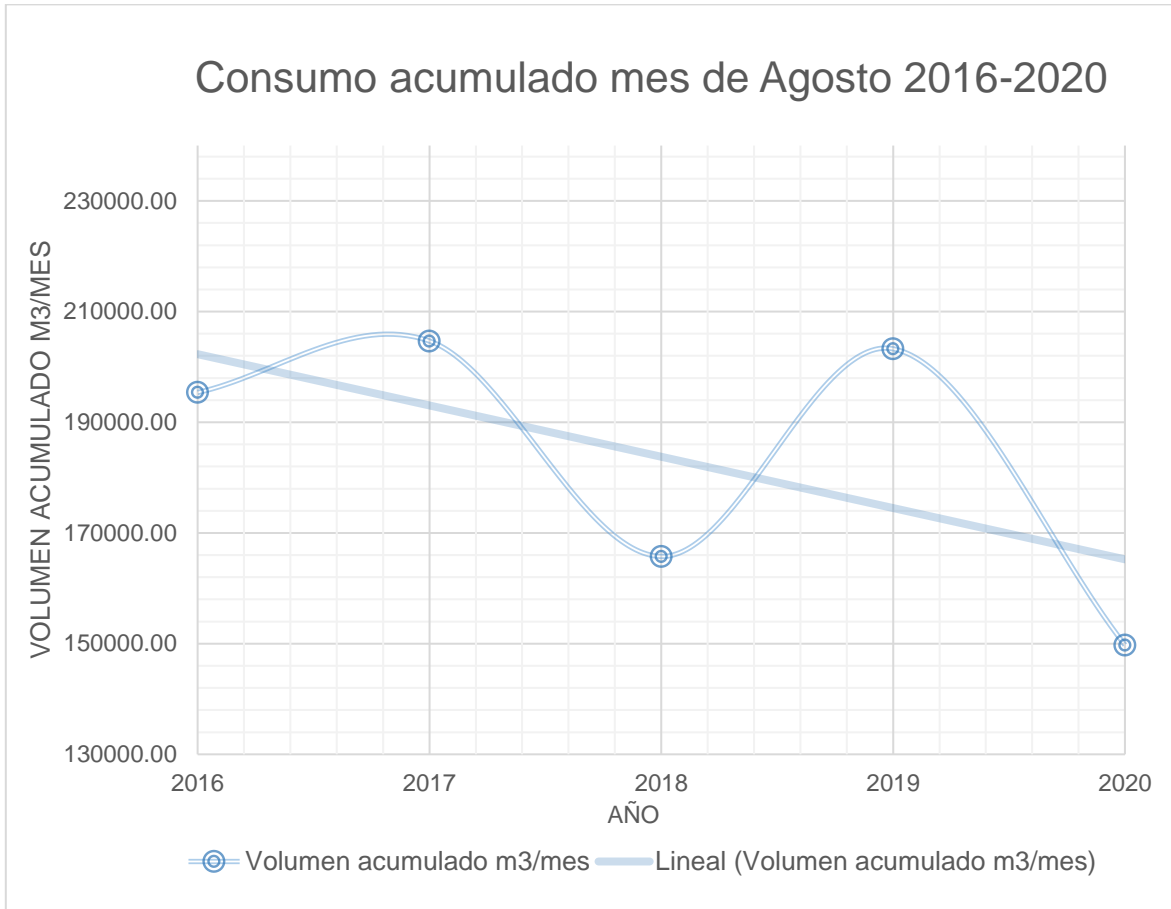


Figura 4-15 Gráfico de consumo acumulado de los usuarios del distrito Jardines mes de agosto.

Finalmente, se realizó la comparativa de los consumos en metros cúbicos por mes de ambos escenarios, para poder observar el comportamiento de los usuarios respecto a los escenarios de consumo definidos para la investigación. Lo anterior se muestra en el gráfico de la figura 4-16.



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

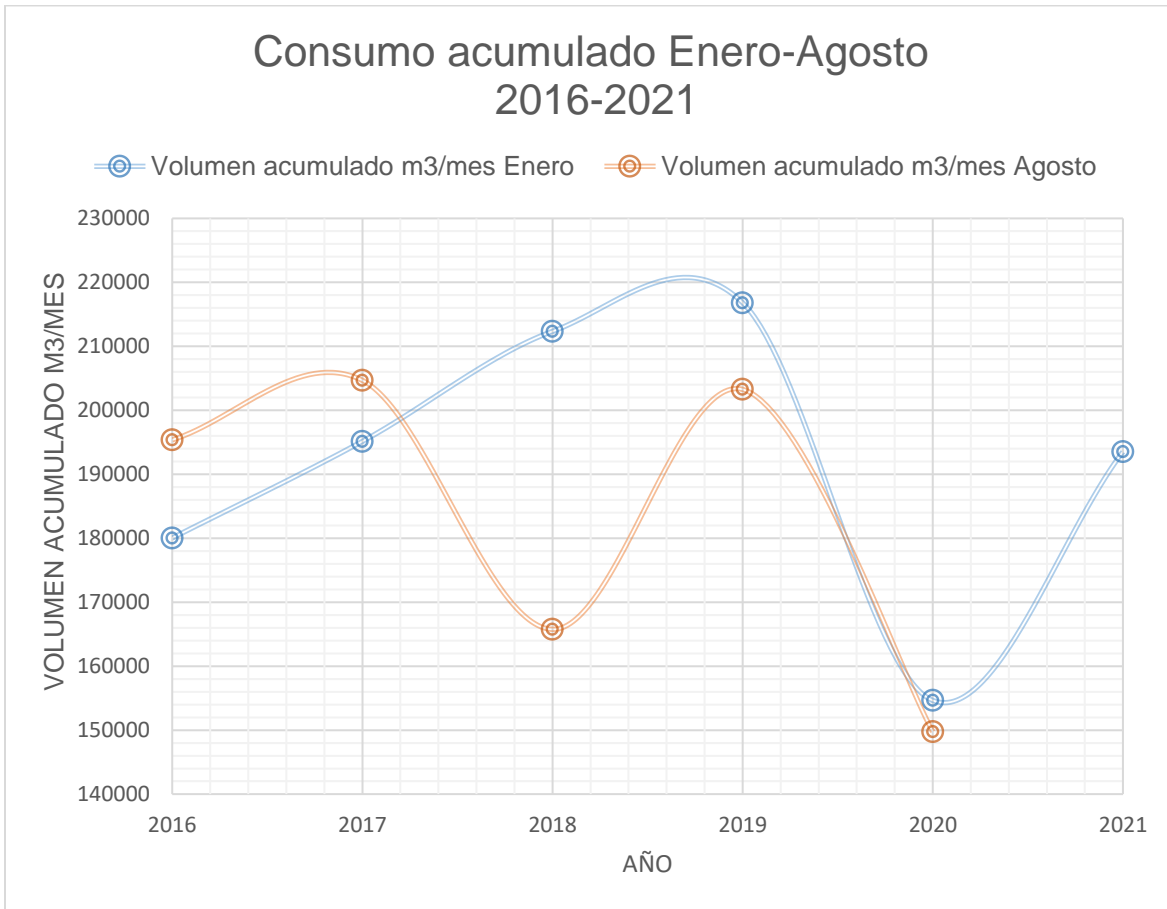


Figura 4-16 Gráfico de consumo acumulado enero-agosto 2016-2021 DH Jardines.

**4.2.2 Análisis de la información de macromedición**

A partir de la información de macromedición obtenida del medidor de caudal a la entrada del distrito hidrométrico, se llevó a cabo el análisis de los gastos promedios horarios de los meses de y enero 2020 y 2021, de acuerdo con los escenarios de consumo definidos. La tabla 4-10 muestra los resultados obtenidos.

<b>Gasto promedio horario (L/S)</b>		
<b>Hora</b>	<b>Enero 2020</b>	<b>Enero 2021</b>
<b>1</b>	45.68	43.70
<b>2</b>	35.48	34.10
<b>3</b>	30.57	30.32
<b>4</b>	28.82	28.42
<b>5</b>	31.64	28.96
<b>6</b>	49.91	45.10
<b>7</b>	73.24	63.05
<b>8</b>	80.62	85.95
<b>9</b>	84.06	100.34
<b>10</b>	91.37	111.35
<b>11</b>	100.48	124.17
<b>12</b>	108.67	135.21
<b>13</b>	<b>110.24</b>	142.44
<b>14</b>	109.47	<b>143.68</b>
<b>15</b>	107.23	141.47
<b>16</b>	103.37	134.70
<b>17</b>	99.14	127.82
<b>18</b>	96.15	123.20
<b>19</b>	93.76	119.01
<b>20</b>	88.93	110.48
<b>21</b>	86.53	105.03
<b>22</b>	83.41	100.76
<b>23</b>	73.23	93.11
<b>24</b>	58.65	61.02
<b>Promedio</b>	<b>77.94</b>	<b>93.06</b>

Tabla 4-10 Gastos promedio horarios mes de enero.

### 4.2.3 Coeficientes de variación horaria

A partir de los gastos promedios horarios de macromedición del distrito hidrométrico correspondiente, se determinaron los coeficientes de variación horaria, mediante la división algebraica de cada uno de los valores promedios horarios, entre el valor promedio horario de todo el mes correspondiente. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4-11 para cada uno de los meses correspondientes.

Coeficientes de variación horaria		
Hora	Enero 2020	Enero 2021
1	0.586	0.470
2	0.455	0.366
3	0.392	0.326
4	0.370	0.305
5	0.406	0.311
6	0.640	0.485
7	0.940	0.678
8	1.034	0.924
9	1.078	1.078
10	1.172	1.197
11	1.289	1.334
12	1.394	1.453
13	<b>1.414</b>	1.531
14	1.405	<b>1.544</b>
15	1.376	1.520
16	1.326	1.447
17	1.272	1.374
18	1.234	1.324
19	1.203	1.279
20	1.141	1.187
21	1.110	1.129
22	1.070	1.083
23	0.940	1.001
24	0.753	0.656

Tabla 4-11 Coeficiente de variación horaria mes de enero.

#### 4.2.4 Obtención de patrones de consumo

A partir de la información anterior correspondiente a los gastos promedios horarios de macromedición del distrito hidrométrico correspondiente, se obtuvieron los patrones de consumo de los escenarios definidos en la investigación. En este caso, dado que el distrito comenzó a operar en noviembre de 2019, se obtuvieron los patrones de consumo correspondientes únicamente para enero 2020 y enero 2021. Lo anterior debido a que en Agosto del 2020 no se contaba con los datos de macromedición del distrito (SADM, 2020).

Las figura 4-17 y figura 4-18 muestran el patrón de consumos del mes de enero 2020 y enero 2021 respectivamente.

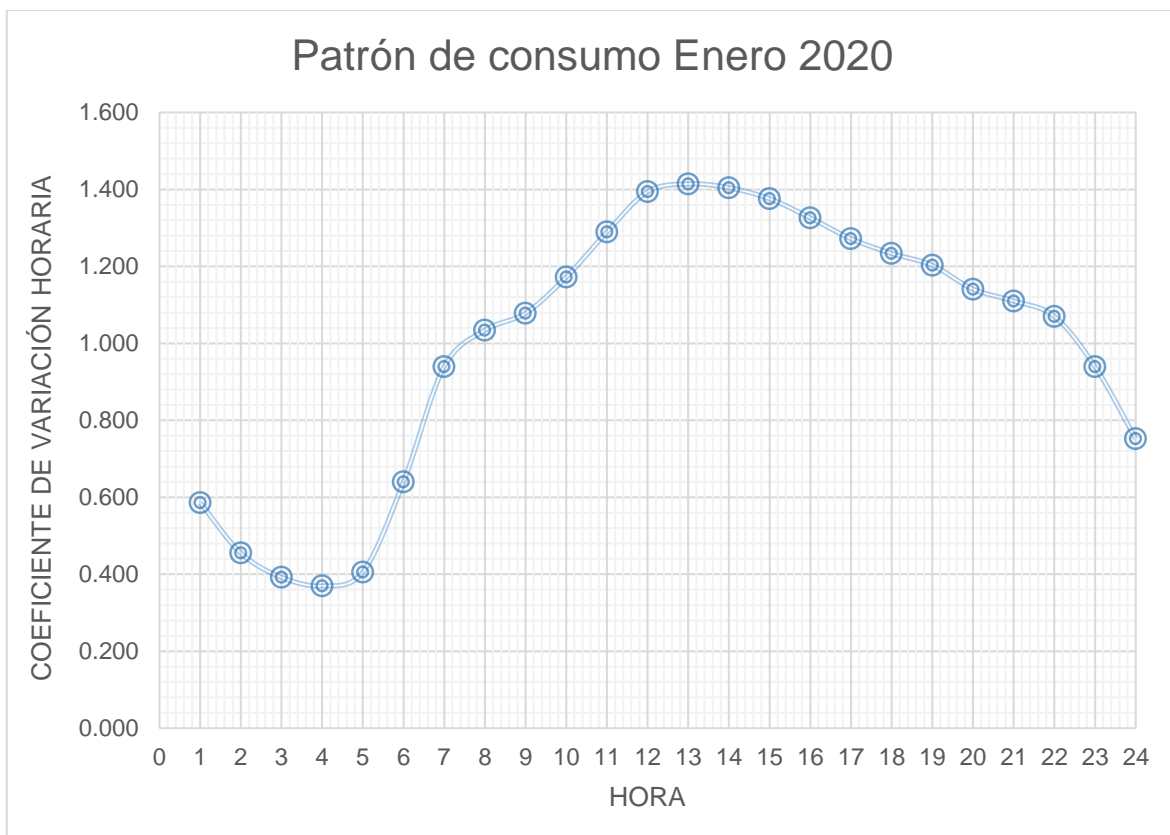


Figura 4-17 Patrón de consumos enero 2020.

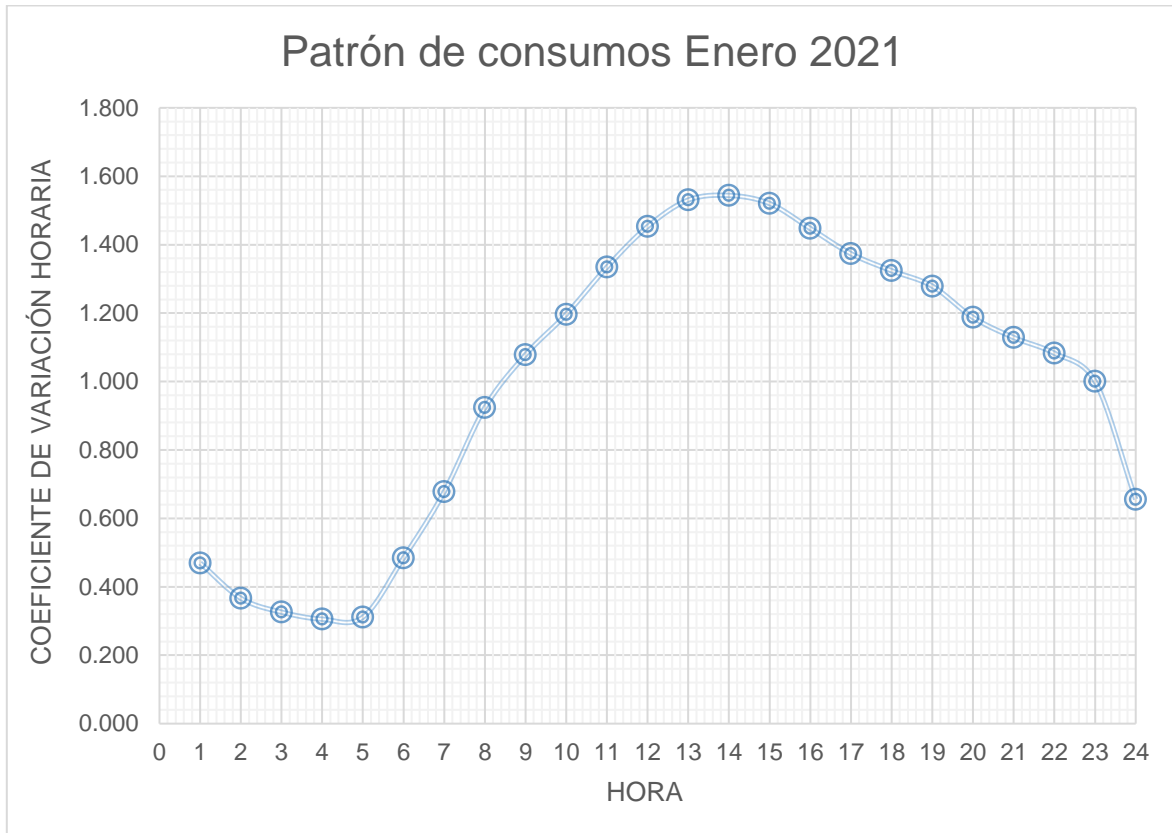


Figura 4-18 Patrón de consumos enero 2021.

**4.2.5 Comparativa de patrones de consumo**

Después de obtener los distintos patrones de consumo correspondientes para el distrito hidrométrico en estudio, se realizó una comparativa de dichos patrones entre sí, utilizando el 1 como valor máximo de referencia. Para esto, se identificó el valor del coeficiente de variación máxima de las 24 horas del día y se dividió dicho valor entre el resto de los coeficientes de variación correspondiente a cada una de las 24 horas. La tabla 4-12 muestra los valores correspondientes a los coeficientes de variación unitarios, correspondientes a cada uno de los escenarios de consumo.

Hora	Enero 2020	Enero 2021	CONAGUA
1	0.414	0.304	0.449
2	0.322	0.237	0.461
3	0.277	0.211	0.464
4	0.261	0.198	0.474
5	0.287	0.202	0.603
6	0.453	0.314	0.684
7	0.664	0.439	0.874
8	0.731	0.598	0.953
9	0.763	0.698	<b>1.000</b>
10	0.829	0.775	0.979
11	0.912	0.864	0.969
12	0.986	0.941	0.939
13	<b>1.000</b>	0.991	0.923
14	0.993	<b>1.000</b>	0.886
15	0.973	0.985	0.875
16	0.938	0.937	0.872
17	0.899	0.890	0.839
18	0.872	0.857	0.817
19	0.851	0.828	0.770
20	0.807	0.769	0.657
21	0.785	0.731	0.571
22	0.757	0.701	0.517
23	0.664	0.648	0.474
24	0.532	0.425	0.442

Tabla 4-12 Coeficientes de variación horaria unitarios.

Así mismo, se realizó el gráfico de comparación entre los patrones obtenidos correspondientes a los meses de enero 2020 y enero 2021, con el patrón establecido por CONAGUA. Lo anterior se muestra en la figura 4-19.

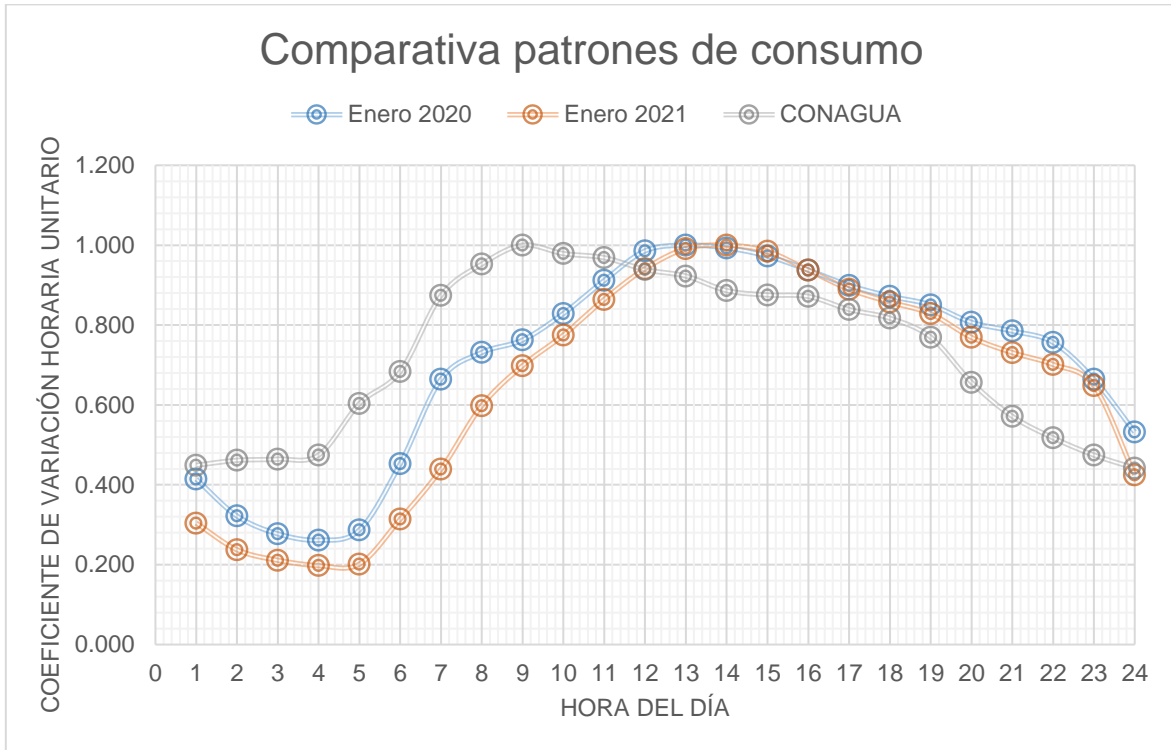


Figura 4-19 Comparativa de patrones de consumo enero.

#### 4.2.6 Comparativa macromedición vs micromedición

En este caso se realizó una comparación entre el caudal promedio de entrada (macromedición) y el volumen contabilizado de cada uno de los usuarios que integran el distrito (micromedición). De esta forma, se estimó el caudal de fugas en el distrito en estudio. Así mismo, se modeló este comportamiento en el software WaterCAD, utilizando los consumos ingresados al modelo, obtenidos de la micromedición, y el caudal de macromedición como escenario de calibración.

La figura 4-20 y figura 4-21 muestran los gráficos en los cuales se aprecian claramente la diferencia que existe entre el caudal suministrado al distrito y el caudal que se factura de los usuarios de este distrito para los meses de enero 2020 y enero 2021, respectivamente. En este caso, dicha diferencia es considerada como las fugas o pérdidas físicas en el sistema, debido a que este volumen no es facturado ni cobrado.

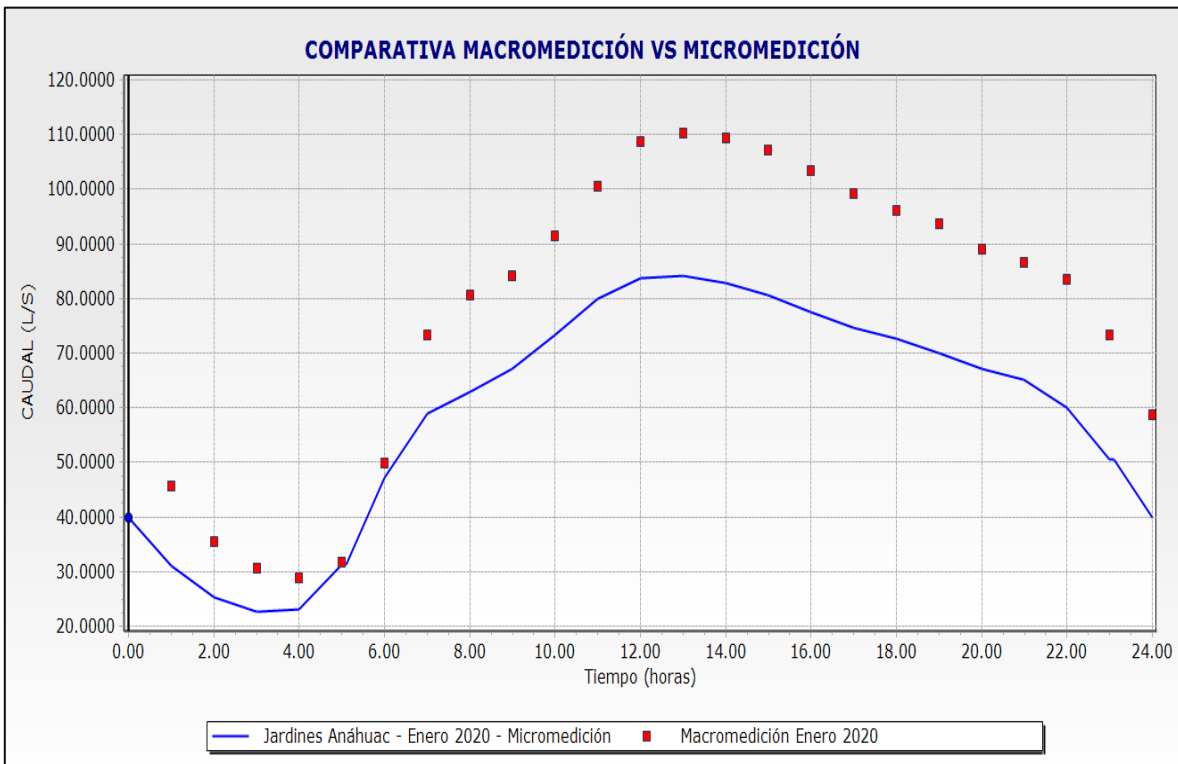


Figura 4-20 Gráfico de macromedición vs micromedición enero 2020.



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

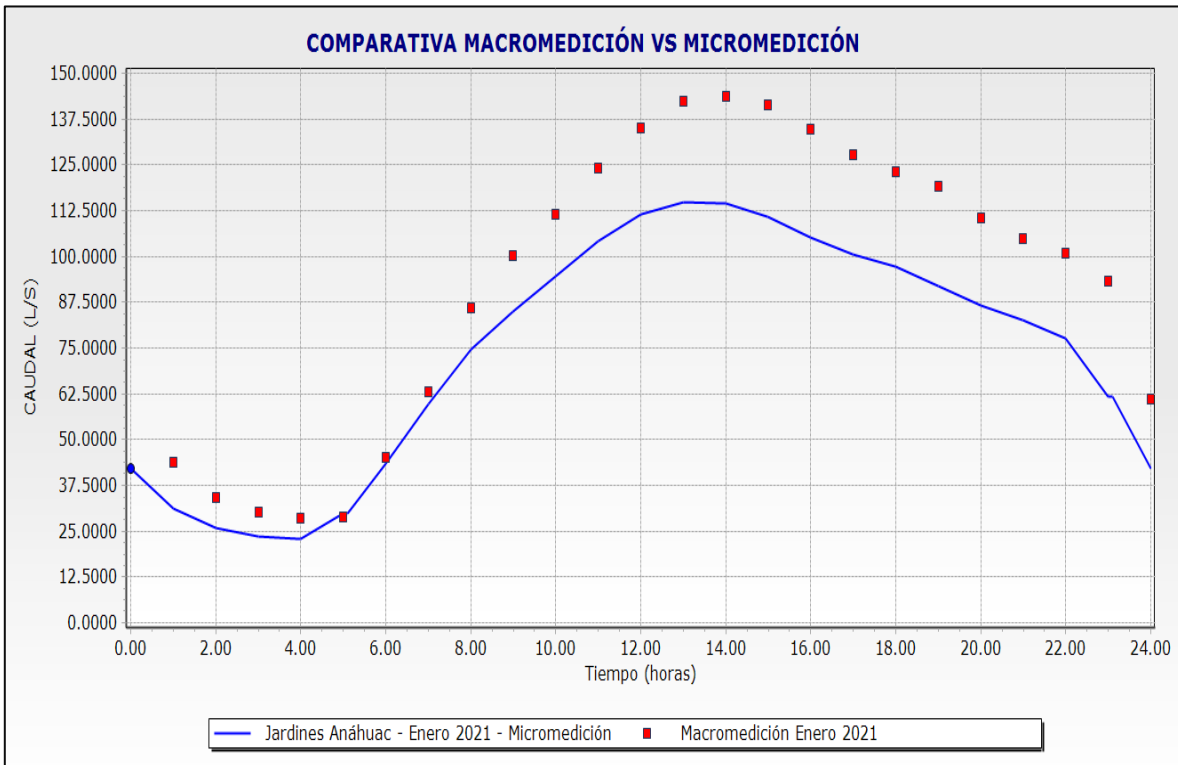


Figura 4-21 Gráfico de macromedición vs micromedición enero 2021.

En este caso, los caudales promedios de la macromedición fueron 77.94 L/s y 93.06 L/s para enero 2020 y enero 2021 respectivamente. Mientras que la micromedición reflejó valores de consumo mensual de los usuarios asociados a un gasto de 59.66 L/s y 74.66 L/s para enero 2020 y enero 2021. Por lo tanto, se puede estimar que el caudal de fugas promedio en el distrito es de 18.28 L/s y 18.4 L/s respectivamente.

#### **4.2.7 Prueba de presión en el distrito**

Esta prueba consistió en modificar el control de la válvula modulante en los horarios de caudal mínimo nocturno (CMN), es decir (entre 12:00 y 4:00 am) según el patrón de consumo obtenido y el comportamiento de los usuarios del distrito. En ese sentido se realizó una reducción gradual de la presión en dichas horas de manera que se pudiera observar la relación existente entre el gasto de entrada al distrito en función de la presión de salida establecida por el controlador de la válvula modulante. Para realizar esta acción fue necesario ir a campo y programar directamente el control indicado a la válvula. La figura 4-22 muestra una fotografía tomada en campo donde se llevó a cabo la asignación de los controles para llevar a cabo la prueba mencionada.



*Figura 4-22 Programación de válvula modulante para efectuar prueba de presión.*

Para este caso, se consideraron las presiones promedio aguas arriba de la válvula (PAA), la presión de salida aguas debajo de la válvula (PAB) y el caudal en litros por segundo (L/s). De esta forma, se repitió la prueba durante 5 días, obteniendo los siguientes resultados:

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>PRUEBA 1</b>			
<b>Hora</b>	<b>PAA (MCA)</b>	<b>PAB (MCA)</b>	<b>Caudal (L/s)</b>
11 p. m.	28.93	24.80	111.62
12 a. m.	33.38	21.33	86.15
01 a. m.	36.33	16.43	56.35
02 a. m.	37.80	11.48	34.98
03 a. m.	38.40	6.68	28.08
04 a. m.	37.88	12.73	33.16
05 a. m.	37.08	14.35	45.58
06 a. m.	34.75	14.45	64.79
07 a. m.	30.28	14.70	97.80
08 a. m.	28.88	14.80	105.37
09 a. m.	28.25	14.80	108.82
10 a. m.	27.33	14.78	115.22
11 a. m.	26.68	14.70	118.86
12 p. m.	26.03	14.70	125.65
01 p. m.	26.53	14.70	125.30
02 p. m.	27.08	14.70	123.04
03 p. m.	27.70	14.70	119.90
04 p. m.	27.60	14.70	115.79
05 p. m.	27.35	14.70	116.32
06 p. m.	26.80	14.70	114.97
07 p. m.	26.60	14.70	113.40
08 p. m.	27.13	14.73	113.18
09 p. m.	28.48	14.75	105.62
10 p. m.	28.40	19.35	108.49

*Tabla 4-13 Resultados obtenidos Prueba 1.*

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

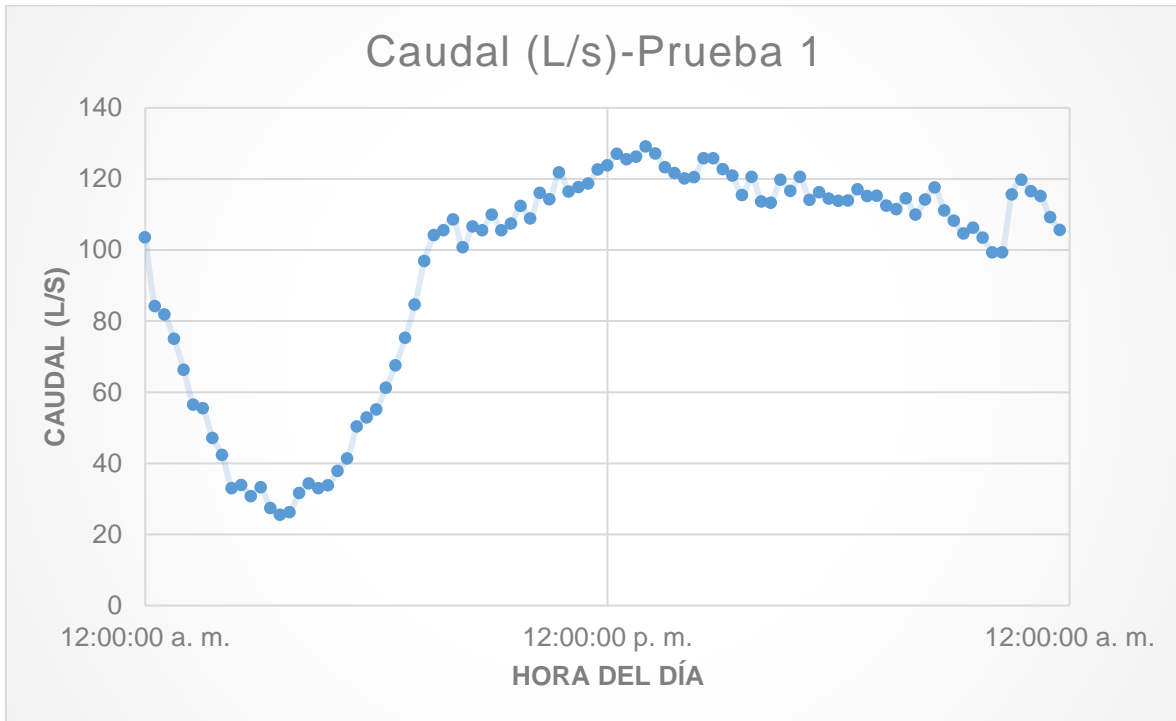


Figura 4-23 Gráfico de caudal Prueba 1.

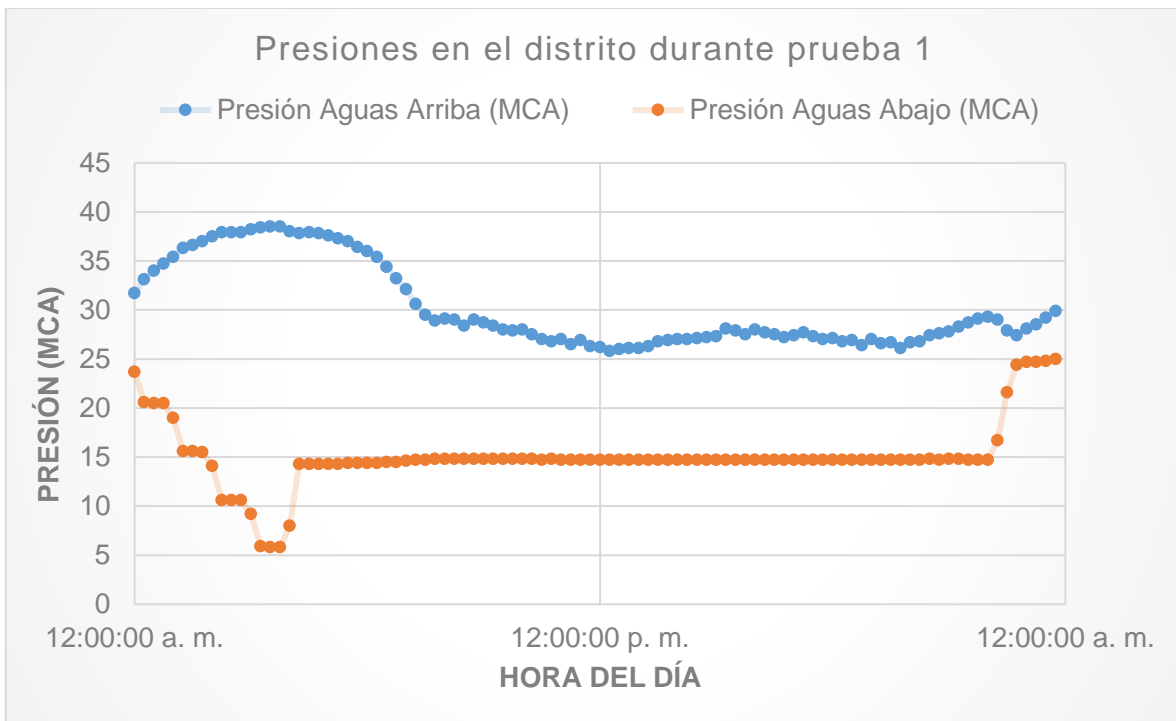


Figura 4-24 Gráfico de presiones Prueba 1.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>Presión vs Caudal Hora del Caudal Mínimo Nocturno Prueba 1</b>			
<b>Hora</b>	<b>PAA (MCA)</b>	<b>PAB (MCA)</b>	<b>Caudal L/s</b>
<b>12 a. m.</b>	<b>33.38</b>	<b>21.33</b>	<b>86.15</b>
<b>01 a. m.</b>	<b>36.33</b>	<b>16.43</b>	<b>56.35</b>
<b>02 a. m.</b>	<b>37.80</b>	<b>11.48</b>	<b>34.98</b>
<b>03 a. m.</b>	<b>38.40</b>	<b>6.68</b>	<b>28.08</b>

Tabla 4-14 Presión vs Caudal Prueba 1.

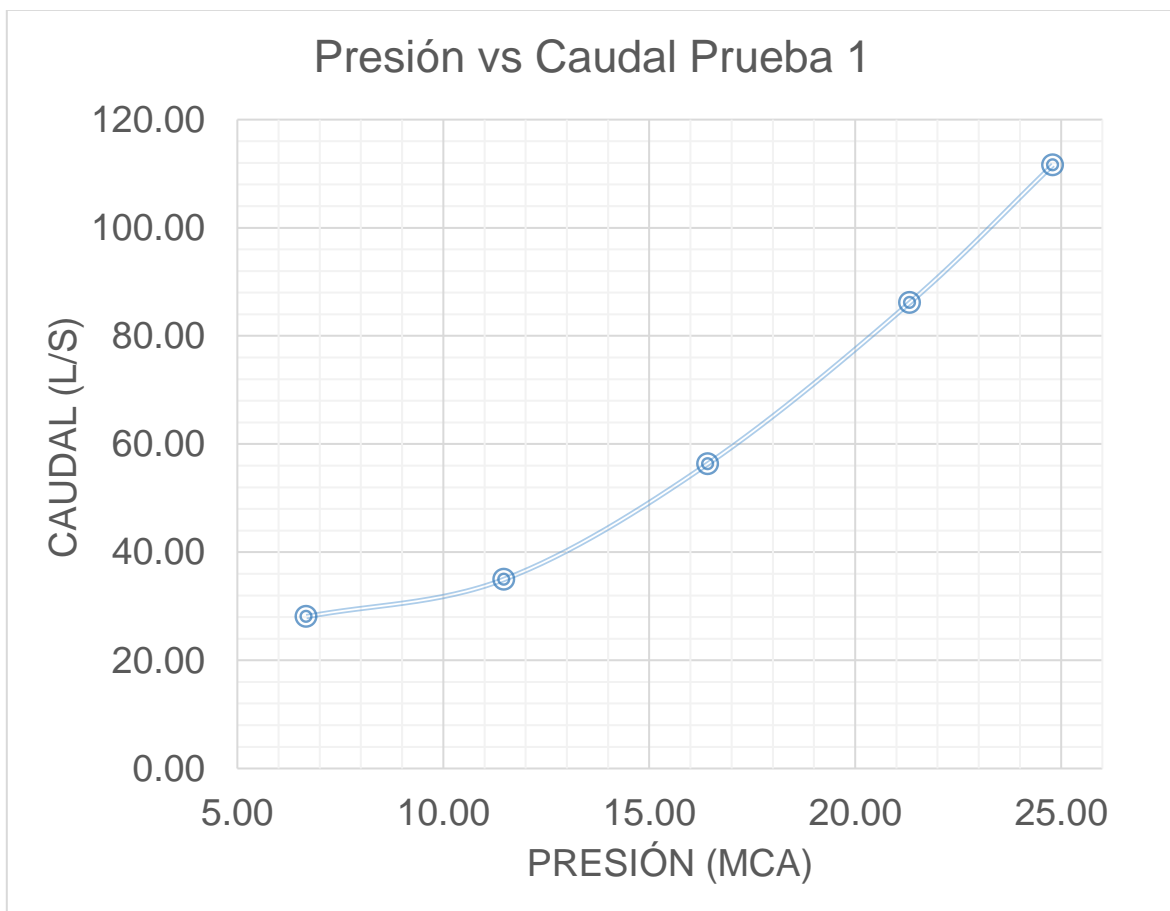


Figura 4-25 Gráfico Presión vs Caudal Prueba 1.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>PRUEBA 2</b>			
<b>Hora</b>	<b>PAA (MCA)</b>	<b>PAB (MCA)</b>	<b>Caudal (L/s)</b>
11 p. m.	27.88	25.10	103.87
12 a. m.	32.65	20.83	86.51
01 a. m.	35.45	16.33	61.43
02 a. m.	37.35	11.63	39.57
03 a. m.	38.38	6.75	31.70
04 a. m.	37.80	13.03	35.57
05 a. m.	37.38	14.70	41.73
06 a. m.	36.33	14.75	50.25
07 a. m.	33.30	14.88	77.24
08 a. m.	30.00	15.08	99.89
09 a. m.	27.48	15.10	113.11
10 a. m.	25.68	15.05	124.12
11 a. m.	24.20	14.95	132.06
12 p. m.	22.90	14.90	135.99
01 p. m.	22.28	14.80	138.34
02 p. m.	22.88	14.85	136.95
03 p. m.	23.83	14.93	129.56
04 p. m.	24.18	14.90	128.24
05 p. m.	24.50	14.95	127.92
06 p. m.	24.88	14.98	121.69
07 p. m.	25.63	15.05	115.35
08 p. m.	26.63	15.10	106.78
09 p. m.	28.30	15.10	97.85
10 p. m.	27.78	19.55	100.49

*Tabla 4-15 Resultados obtenidos Prueba 2.*

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

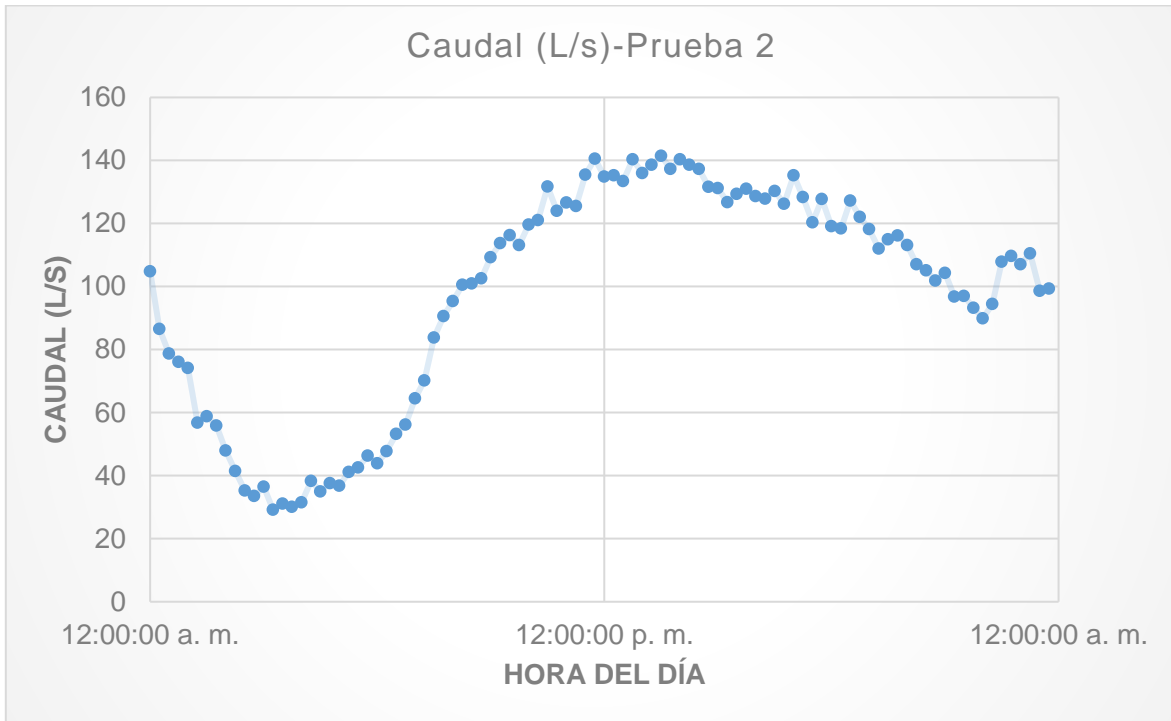


Figura 4-26 Gráfico de caudal Prueba 2.

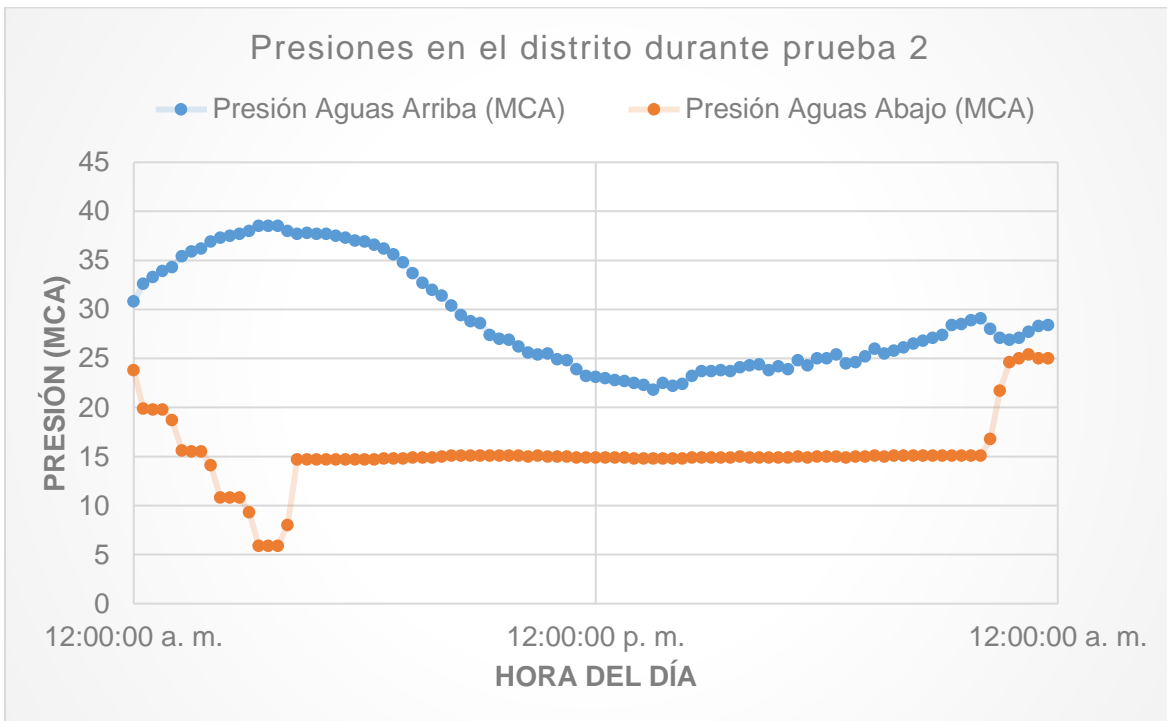


Figura 4-27 Gráfico de presiones Prueba 2.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>Presión vs Caudal Hora del Caudal Mínimo Nocturno Prueba 2</b>			
<b>Hora</b>	<b>PAA (MCA)</b>	<b>PAB (MCA)</b>	<b>Caudal L/s</b>
<b>12 a. m.</b>	<b>32.65</b>	<b>20.83</b>	<b>86.51</b>
<b>01 a. m.</b>	<b>35.45</b>	<b>16.33</b>	<b>61.43</b>
<b>02 a. m.</b>	<b>37.35</b>	<b>11.63</b>	<b>39.57</b>
<b>03 a. m.</b>	<b>38.38</b>	<b>6.75</b>	<b>31.70</b>

Tabla 4-16 Presión vs Caudal Prueba 2.

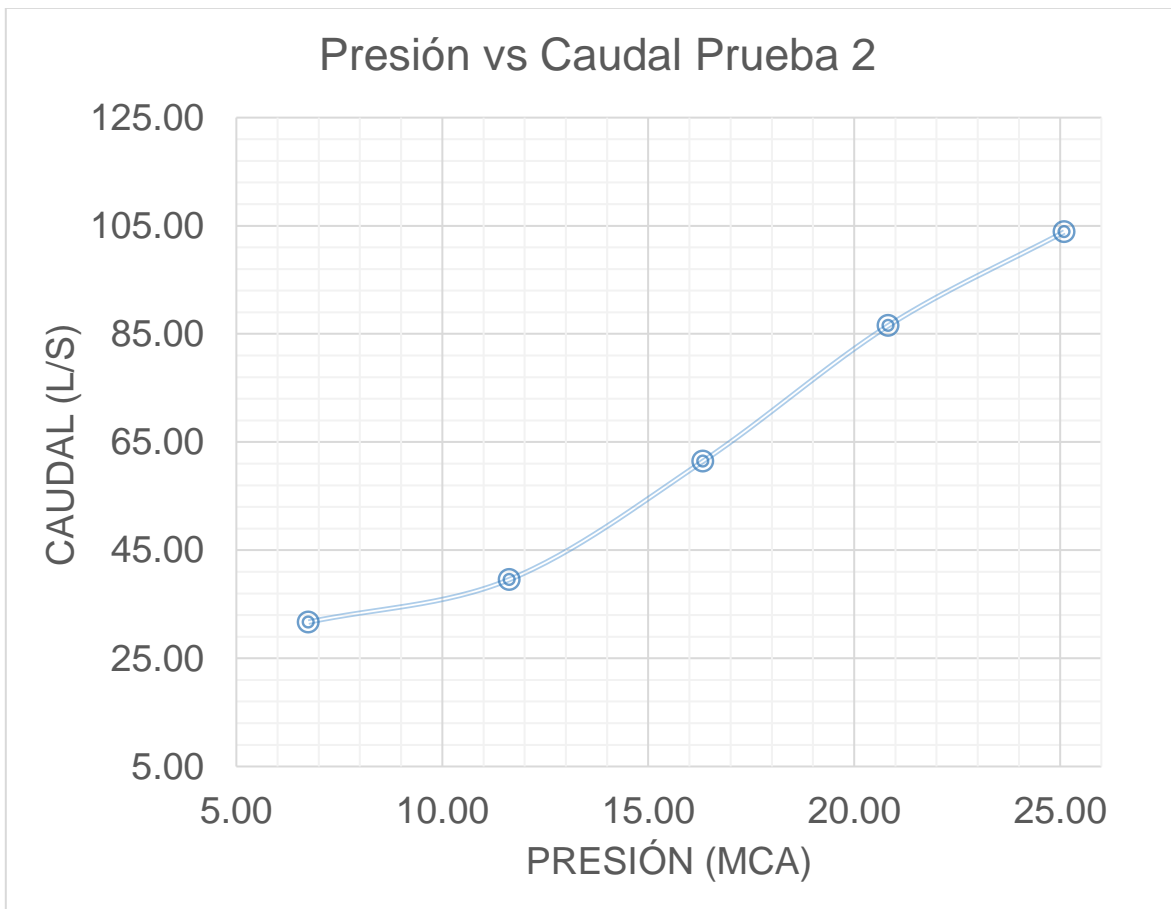


Tabla 4-17 Gráfico Presión vs Caudal Prueba 2



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>PRUEBA 3</b>			
<b>Hora</b>	<b>PAA (MCA)</b>	<b>PAB (MCA)</b>	<b>Caudal (L/S)</b>
<b>11 p. m.</b>	<b>26.80</b>	<b>24.75</b>	<b>117.74</b>
<b>12 a. m.</b>	<b>30.33</b>	<b>20.95</b>	<b>86.18</b>
<b>01 a. m.</b>	<b>32.50</b>	<b>16.35</b>	<b>65.34</b>
<b>02 a. m.</b>	<b>34.45</b>	<b>11.48</b>	<b>43.93</b>
<b>03 a. m.</b>	<b>35.85</b>	<b>6.68</b>	<b>32.33</b>
<b>04 a. m.</b>	<b>35.95</b>	<b>13.03</b>	<b>37.99</b>
<b>05 a. m.</b>	<b>36.13</b>	<b>14.63</b>	<b>38.43</b>
<b>06 a. m.</b>	<b>35.95</b>	<b>14.70</b>	<b>42.65</b>
<b>07 a. m.</b>	<b>34.83</b>	<b>14.73</b>	<b>56.22</b>
<b>08 a. m.</b>	<b>32.90</b>	<b>14.83</b>	<b>72.72</b>
<b>09 a. m.</b>	<b>30.13</b>	<b>14.95</b>	<b>96.88</b>
<b>10 a. m.</b>	<b>27.45</b>	<b>15.03</b>	<b>112.31</b>
<b>11 a. m.</b>	<b>25.28</b>	<b>14.93</b>	<b>124.86</b>
<b>12 p. m.</b>	<b>23.95</b>	<b>14.88</b>	<b>136.57</b>
<b>01 p. m.</b>	<b>23.13</b>	<b>14.80</b>	<b>138.53</b>
<b>02 p. m.</b>	<b>23.83</b>	<b>14.83</b>	<b>135.39</b>
<b>03 p. m.</b>	<b>25.03</b>	<b>14.88</b>	<b>127.62</b>
<b>04 p. m.</b>	<b>25.85</b>	<b>14.90</b>	<b>126.16</b>
<b>05 p. m.</b>	<b>26.63</b>	<b>14.90</b>	<b>119.15</b>
<b>06 p. m.</b>	<b>26.83</b>	<b>14.90</b>	<b>116.67</b>
<b>07 p. m.</b>	<b>27.18</b>	<b>14.90</b>	<b>115.44</b>
<b>08 p. m.</b>	<b>27.35</b>	<b>14.95</b>	<b>110.62</b>
<b>09 p. m.</b>	<b>26.93</b>	<b>15.00</b>	<b>110.26</b>
<b>10 p. m.</b>	<b>26.20</b>	<b>19.18</b>	<b>115.49</b>

*Tabla 4-18 Resultados obtenidos Prueba 3.*

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

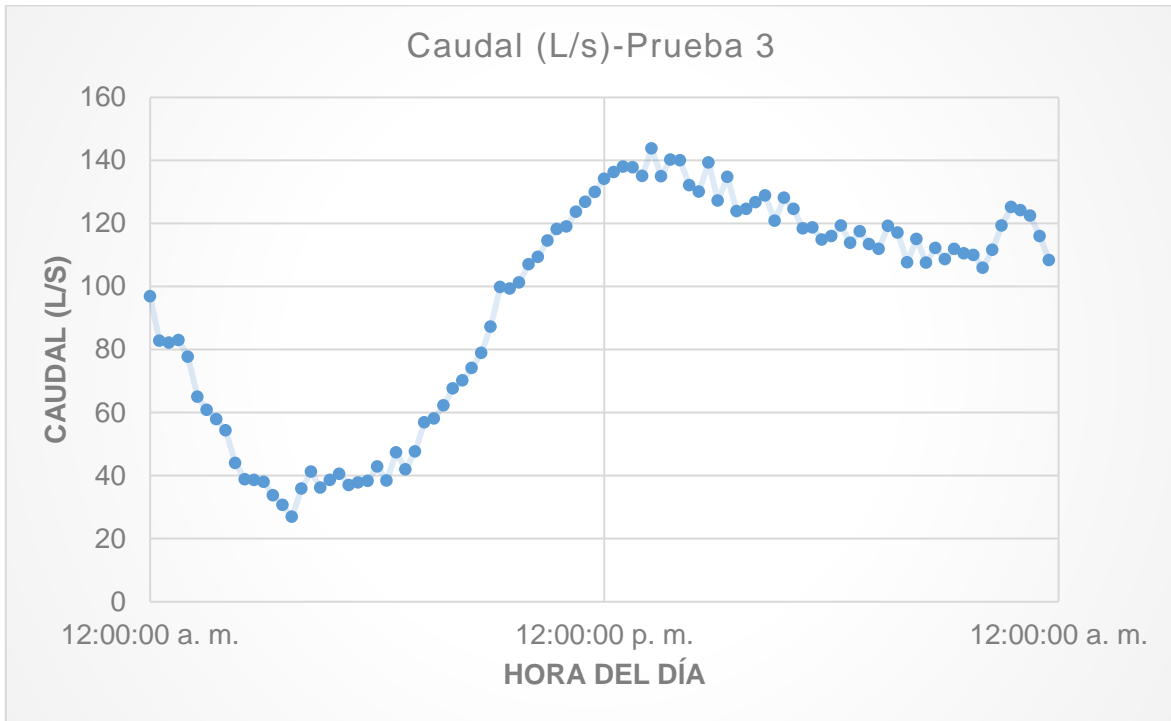


Figura 4-28 Gráfico de caudal Prueba 3.

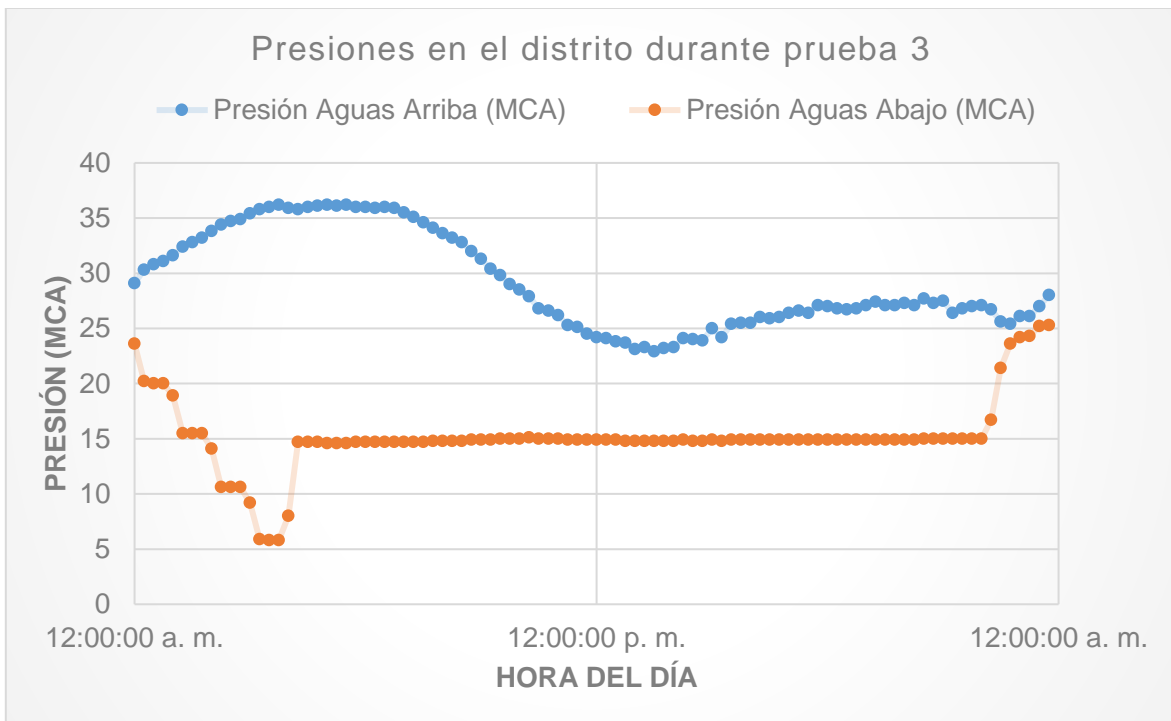


Figura 4-29 Gráfico de presiones Prueba 3.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>Presión vs Caudal Hora del Caudal Mínimo Nocturno Prueba 3</b>			
<b>Hora</b>	<b>PAA (MCA)</b>	<b>PAB (MCA)</b>	<b>Caudal L/s</b>
<b>12 a. m.</b>	<b>30.33</b>	<b>20.95</b>	<b>86.18</b>
<b>01 a. m.</b>	<b>32.50</b>	<b>16.35</b>	<b>65.34</b>
<b>02 a. m.</b>	<b>34.45</b>	<b>11.48</b>	<b>43.93</b>
<b>03 a. m.</b>	<b>35.85</b>	<b>6.68</b>	<b>32.33</b>

Tabla 4-19 Presión vs Caudal Prueba 3.

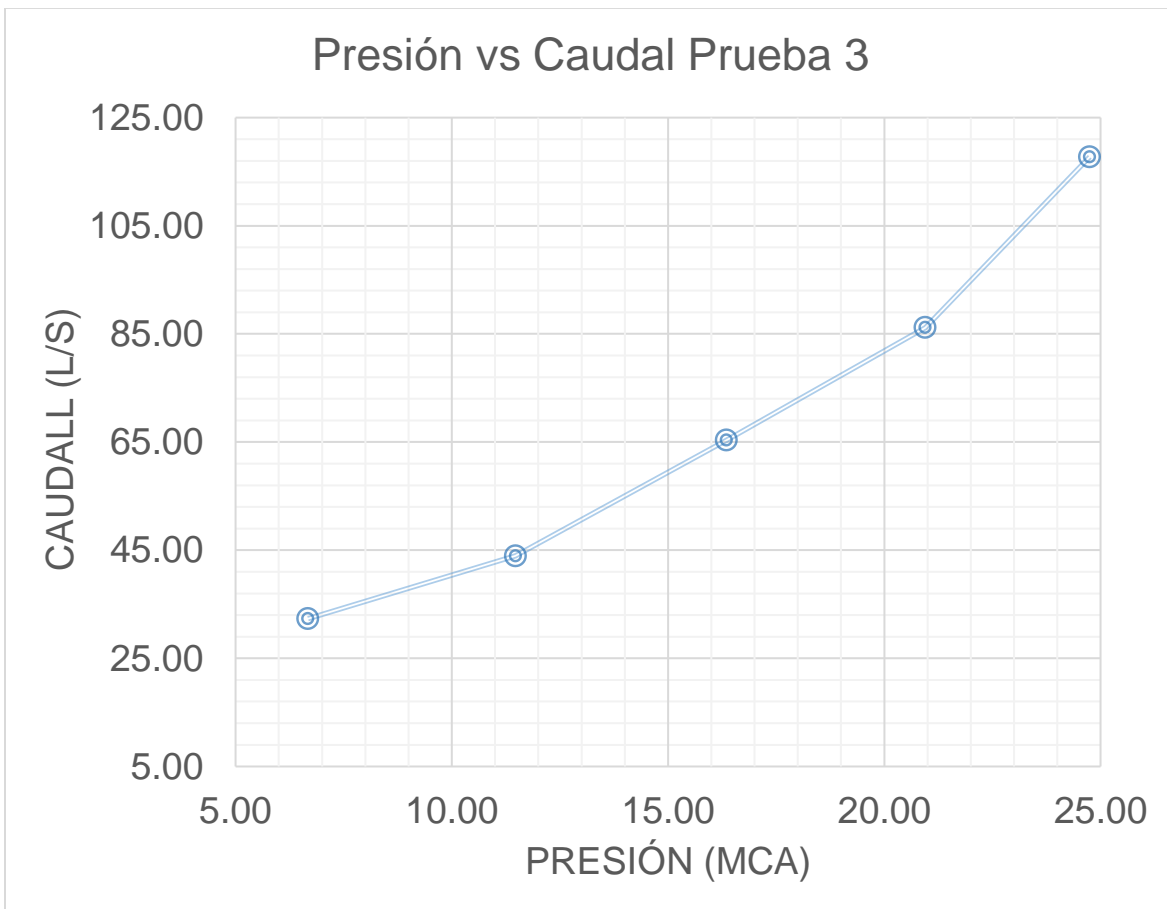


Figura 4-30 Gráfico de Presión vs Caudal Prueba 3.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>PRUEBA 4</b>			
<b>Hora</b>	<b>PAA (MCA)</b>	<b>PAB (MCA)</b>	<b>Caudal (L/s)</b>
11 p. m.	24.70	22.93	122.11
12 a. m.	31.20	21.40	85.15
01 a. m.	34.05	16.30	55.66
02 a. m.	35.45	11.55	36.68
03 a. m.	36.25	6.65	28.83
04 a. m.	35.78	13.10	36.62
05 a. m.	35.18	14.80	45.44
06 a. m.	33.15	14.88	68.17
07 a. m.	28.83	15.13	100.88
08 a. m.	27.28	15.20	109.45
09 a. m.	26.60	15.18	115.07
10 a. m.	25.28	15.10	121.53
11 a. m.	24.30	15.05	130.59
12 p. m.	23.28	14.95	132.69
01 p. m.	23.43	14.98	136.51
02 p. m.	24.05	15.00	126.64
03 p. m.	24.85	15.08	120.78
04 p. m.	24.90	15.05	117.10
05 p. m.	24.75	15.08	117.11
06 p. m.	24.40	15.05	113.41
07 p. m.	24.03	15.00	117.99
08 p. m.	23.38	15.03	121.82
09 p. m.	24.08	15.10	119.88
10 p. m.	23.90	18.60	118.99

*Tabla 4-20 Resultados obtenidos Prueba 4.*

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

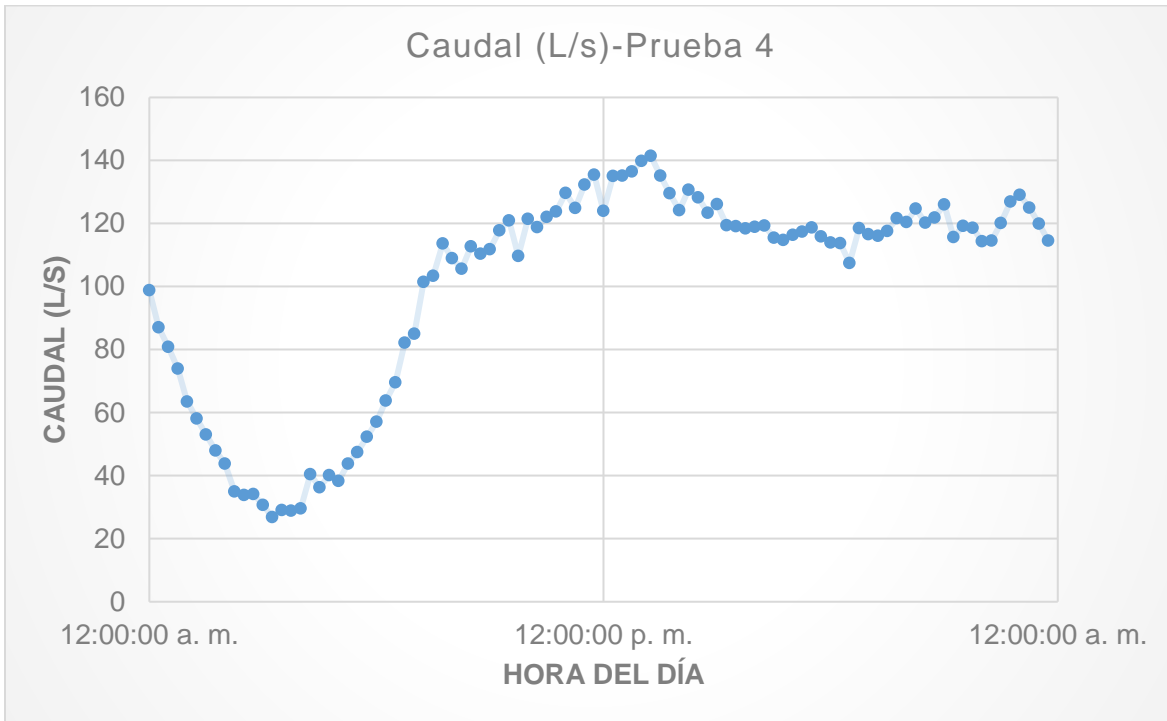
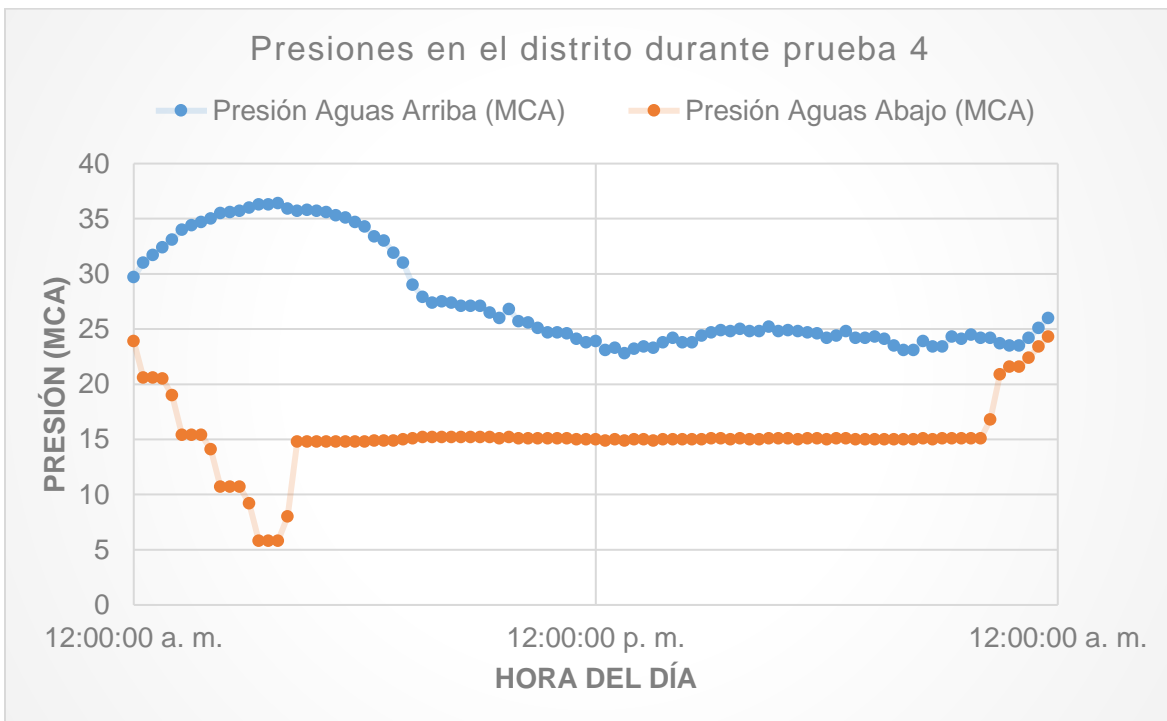


Figura 4-31 Gráfico de caudal Prueba 4.



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

Presión vs Caudal Hora del Caudal Mínimo Nocturno Prueba 4			
Hora	PAA (MCA)	PAB (MCA)	Caudal L/s
12 a. m.	31.20	21.40	85.15
01 a. m.	34.05	16.30	55.66
02 a. m.	35.45	11.55	36.68
03 a. m.	36.25	6.65	28.83

Tabla 4-21 Presión vs Caudal Prueba 4.

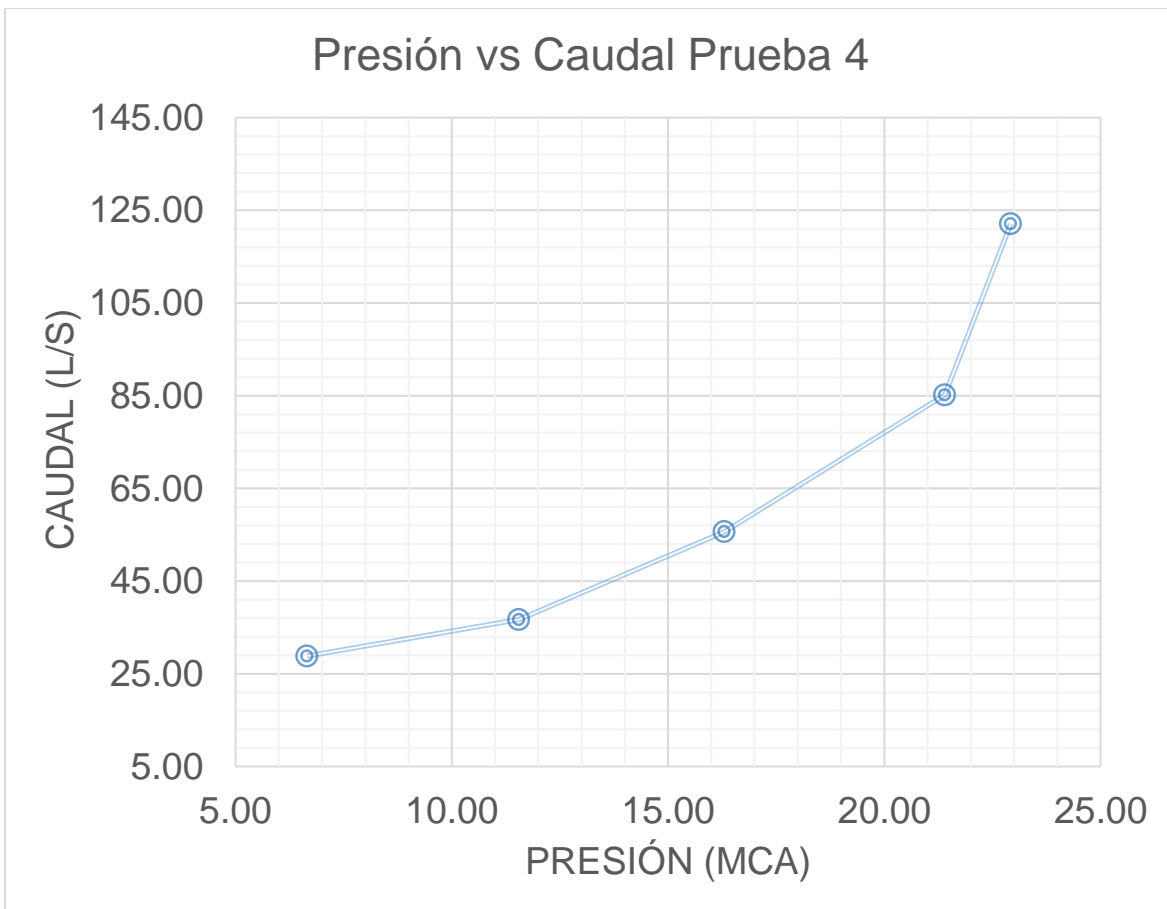


Figura 4-33 Gráfico de Presión vs Caudal Prueba 4.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>PRUEBA 5</b>			
<b>Hora</b>	<b>PAA (MCA)</b>	<b>PAB (MCA)</b>	<b>Caudal (L/s)</b>
11 p. m.	29.45	24.88	111.69
12 a. m.	29.53	20.65	85.21
01 a. m.	32.65	16.35	52.87
02 a. m.	34.43	11.63	36.57
03 a. m.	35.63	6.73	28.62
04 a. m.	35.53	13.03	35.17
05 a. m.	35.10	14.70	45.36
06 a. m.	33.03	14.78	69.62
07 a. m.	28.58	14.95	103.20
08 a. m.	27.05	14.80	109.29
09 a. m.	26.88	14.78	110.28
10 a. m.	25.68	14.70	116.08
11 a. m.	24.88	14.70	122.44
12 p. m.	24.95	14.68	122.84
01 p. m.	25.00	14.68	127.41
02 p. m.	26.00	14.70	118.22
03 p. m.	26.75	14.70	116.44
04 p. m.	27.53	14.70	116.73
05 p. m.	27.88	14.70	113.92
06 p. m.	28.25	14.70	113.64
07 p. m.	28.23	14.73	111.77
08 p. m.	28.78	14.78	109.73
09 p. m.	29.25	14.70	110.91
10 p. m.	28.40	19.43	116.61

*Tabla 4-22 Resultados obtenidos Prueba 5.*

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

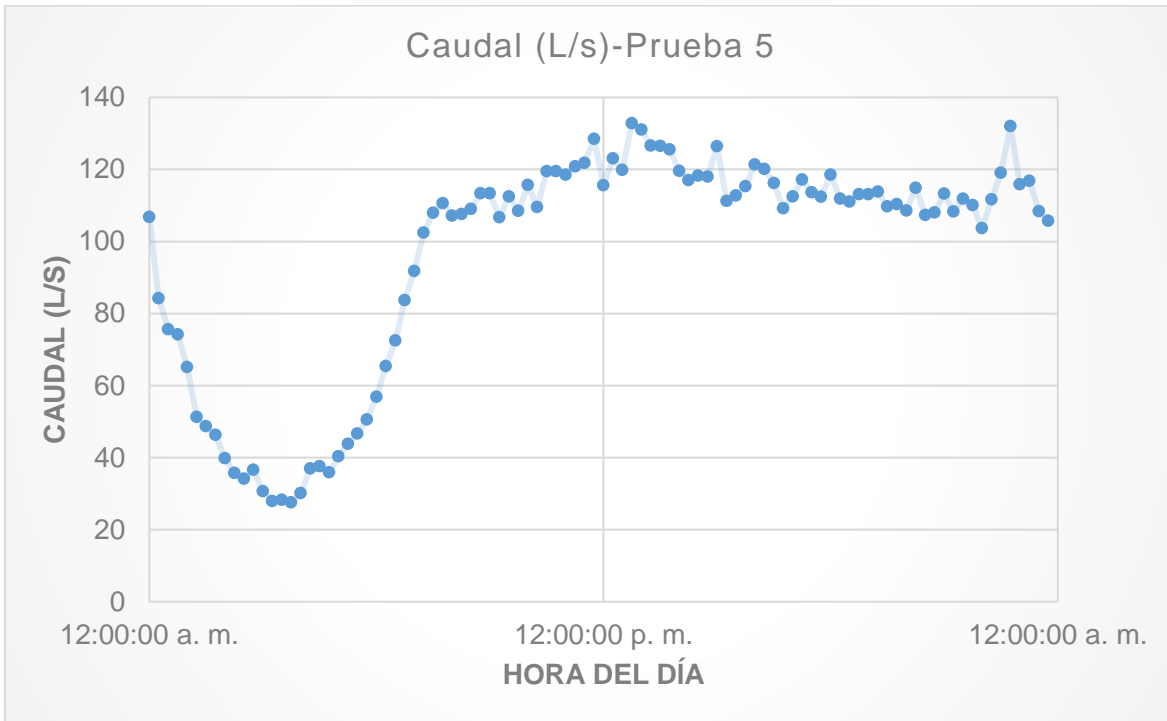


Figura 4-34 Gráfico de caudal Prueba 5.

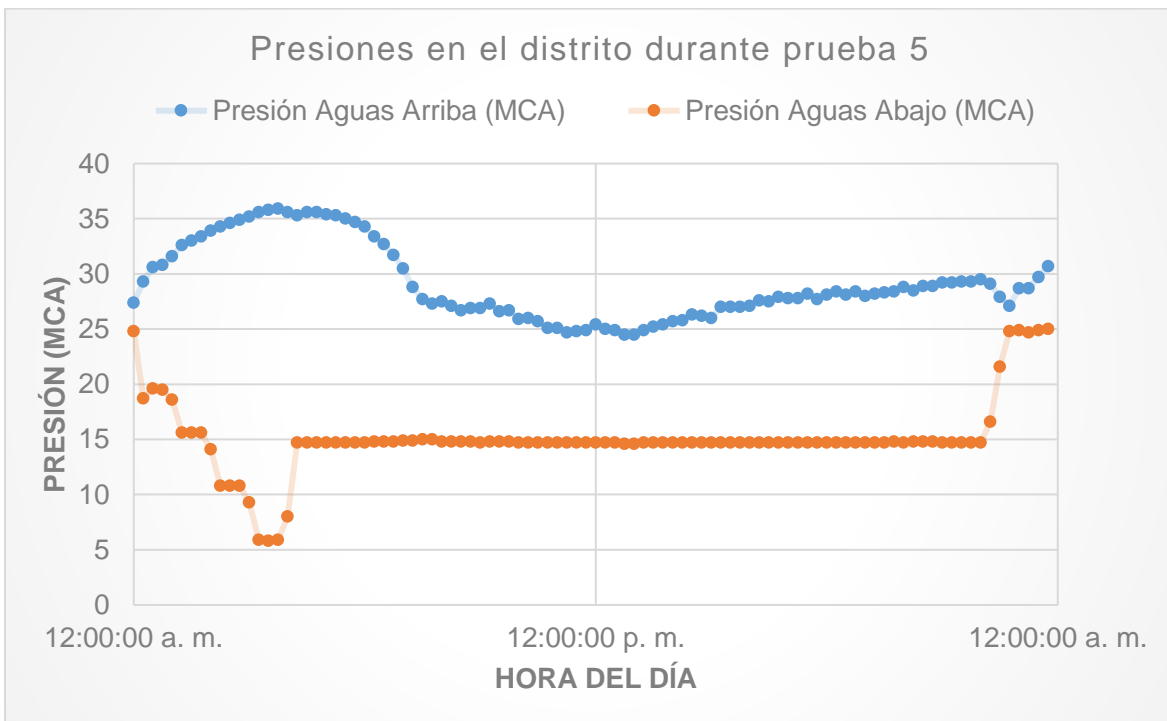


Figura 4-35 Gráfico de presiones Prueba 5.



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

Presión vs Caudal Hora del Caudal Mínimo Nocturno Prueba 5			
Hora	PAA (MCA)	PAB (MCA)	Caudal L/s
12 a. m.	29.53	20.65	85.21
01 a. m.	32.65	16.35	52.87
02 a. m.	34.43	11.63	36.57
03 a. m.	35.63	6.73	28.62

Tabla 4-23 Presión vs Caudal Prueba 5.

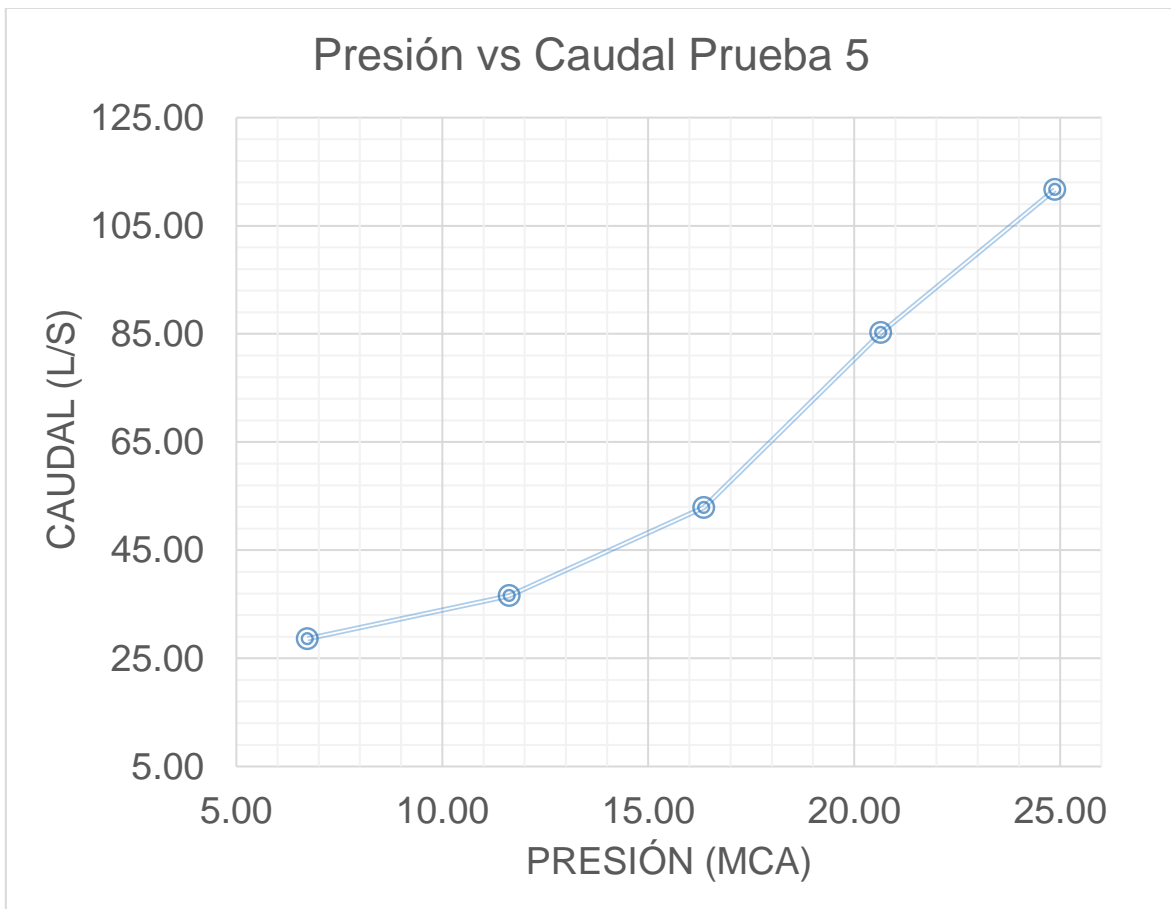


Figura 4-36 Gráfico Presión vs Caudal Prueba 5.

**4.2.8 Determinación de ecuación de fugas**

Posteriormente, con la información de las pruebas realizadas en el apartado anterior, se utilizó la ecuación de FAVAD para obtener una ecuación de fugas representativa para el distrito, en función de las pruebas de presión realizadas. De manera que se tomaron los datos de las 5 pruebas realizadas, para un mismo periodo de tiempo. Estos valores se muestran resaltados en la tabla 4-24.

Hora	PRUEBA 1		PRUEBA 2		PRUEBA 3		PRUEBA 4		PRUEBA 5	
	Presión (MCA)	Caudal (L/S)	Presión (MCA)	Caudal (L/S)	Presión (MCA)	Caudal (L/S)	Presión (MCA)	Caudal (L/S)	Presión (MCA)	Caudal (L/S)
11 p. m.	24.80	111.62	25.10	103.87	24.75	117.74	22.93	122.11	24.39	113.83
12 a. m.	21.33	86.15	20.83	86.51	20.95	86.18	21.40	85.15	20.65	85.21
01 a. m.	16.43	56.35	16.33	61.43	16.35	65.34	16.30	55.66	16.35	52.87
02 a. m.	11.48	34.98	11.63	39.57	11.48	43.93	11.55	36.68	11.63	36.57
03 a. m.	6.68	28.08	6.75	31.70	6.68	32.33	6.65	28.83	6.73	28.62
04 a. m.	12.73	33.16	13.03	35.57	13.03	37.99	13.10	36.62	13.03	35.17
05 a. m.	14.35	45.58	14.70	41.73	14.63	38.43	14.80	45.44	14.70	45.36
06 a. m.	14.45	64.79	14.75	50.25	14.70	42.65	14.88	68.17	14.78	69.62
07 a. m.	14.70	97.80	14.88	77.24	14.73	56.22	15.13	100.88	14.95	103.20
08 a. m.	14.80	105.37	15.08	99.89	14.83	72.72	15.20	109.45	14.80	109.29
09 a. m.	14.80	108.82	15.10	113.11	14.95	96.88	15.18	115.07	14.78	110.28
10 a. m.	14.78	115.22	15.05	124.12	15.03	112.31	15.10	121.53	14.70	116.08
11 a. m.	14.70	118.86	14.95	132.06	14.93	124.86	15.05	130.59	14.70	122.44
12 p. m.	14.70	125.65	14.90	135.99	14.88	136.57	14.95	132.69	14.68	122.84
01 p. m.	14.70	125.30	14.80	138.34	14.80	138.53	14.98	136.51	14.68	127.41
02 p. m.	14.70	123.04	14.85	136.95	14.83	135.39	15.00	126.64	14.70	118.22
03 p. m.	14.70	119.90	14.93	129.56	14.88	127.62	15.08	120.78	14.70	116.44
04 p. m.	14.70	115.79	14.90	128.24	14.90	126.16	15.05	117.10	14.70	116.73
05 p. m.	14.70	116.32	14.95	127.92	14.90	119.15	15.08	117.11	14.70	113.92
06 p. m.	14.70	114.97	14.98	121.69	14.90	116.67	15.05	113.41	14.70	113.64
07 p. m.	14.70	113.40	15.05	115.35	14.90	115.44	15.00	117.99	14.73	111.77
08 p. m.	14.73	113.18	15.10	106.78	14.95	110.62	15.03	121.82	14.78	109.73
09 p. m.	14.75	105.62	15.10	97.85	15.00	110.26	15.10	119.88	14.70	110.91
10 p. m.	19.35	108.49	19.55	100.49	19.18	115.49	18.60	118.99	19.43	116.61

Tabla 4-24 Resumen de valores de Presión vs Caudal de las pruebas realizadas.

Posteriormente, se agruparon los valores mostrados en la tabla anterior, de manera que se pudieran graficar en conjunto. La tabla 4-25 muestra los valores de Presión vs Caudal obtenidos de las pruebas realizadas. Así mismo, en la figura 4-37 se muestra el gráfico correspondiente a dichos valores.

No. dato	Presión (MCA)	Caudal (L/S)
1	21.33	86.15
2	16.43	56.35
3	11.48	34.98
4	6.68	28.08
5	20.83	86.51
6	16.33	61.43
7	11.63	39.57
8	6.75	31.70
9	20.95	86.18
10	16.35	65.34
11	11.48	43.93
12	6.68	32.33
13	21.40	85.15
14	16.30	55.66
15	11.55	36.68
16	6.65	28.83
17	20.65	85.21
18	16.35	52.87
19	11.63	36.57
20	6.73	28.62

*Tabla 4-25 Datos de Presión vs Caudal.*

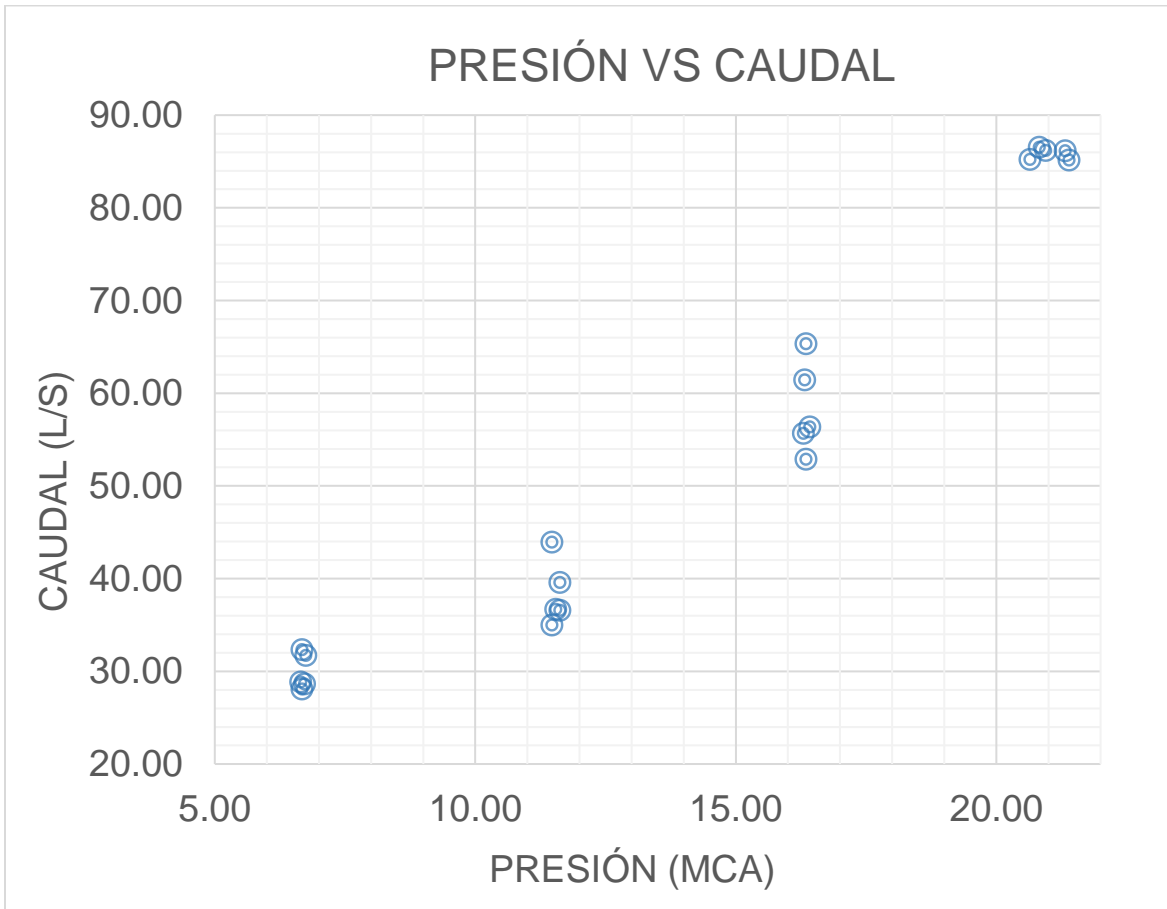


Figura 4-37 Gráfico Presión vs Caudal.

Como se mencionó anteriormente, el caudal que ingresaba al distrito durante las horas de la prueba de presión corresponde al caudal de uso nocturno más el caudal de fugas, por lo tanto, se determinó el caudal promedio de uso nocturno para el distrito, de manera que, se pudiera restar ese valor al caudal que se registró en la entrada del distrito durante la prueba. Para esto, se utilizó el CVH obtenido de los patrones de consumo correspondientes para el distrito en estudio. De esta manera se pudo estimar el CMN correspondiente para cada intervalo de hora en la que se llevó a cabo la prueba correspondiente.

Posteriormente se realizó el análisis del volumen anual contabilizado de los usuarios que integran el distrito, obteniendo como resultado un total de 1,806,986.77 m<sup>3</sup>/año, para el año del 2020 (1.8 hm<sup>3</sup>/año), de acuerdo con los datos de micromedición. A partir de este volumen se estimó el caudal promedio contabilizado mensual de los usuarios en litros por segundo. Lo anterior se muestra en la tabla 4-26.

<b>DHM Jardines de Anáhuac</b>		
<b>Número de conexiones</b>	9347	<b>Unidad</b>
<b>Longitud de red</b>	68.117	<b>km</b>
<b>Densidad de conexiones</b>	137.22	<b>Conexiones/km</b>
<b>Volumen Anual Contabilizado 2020</b>	1,806,986.77	<b>m3/AÑO</b>
<b>Volumen promedio contabilizado mensual</b>	150, 582.23	<b>m3/mes</b>
<b>Caudal promedio mensual facturado</b>	<b>58.09</b>	<b>L/s</b>

*Tabla 4-26 Estimación del caudal promedio mensual facturado, del 2020.*

Con este valor se determinó el CMN promedio, multiplicando por el CVH correspondiente al patrón de enero del 2020, por el caudal promedio contabilizado de **58.09 L/s**.

Finalmente, una vez determinado el CMN correspondiente para el distrito, se le restó dicho valor al caudal de entrada obtenido en las pruebas de presión. De esta forma, se estimó el caudal de fugas en el distrito.

La tabla 4-27 muestra los valores de CMN obtenidos para cada intervalo de tiempo, así mismo, se muestran los caudales de fuga en litros por segundo.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

Hora	Presión (MCA)	Caudal de entrada al distrito (L/s)	Caudal promedio mensual facturado año 2020 (L/s)	Coefficiente de Variación Horaria	Caudal Mínimo Nocturno (L/s)	Caudal de fugas (L/s)
12:00-01:00 am	21.33	86.15	58.09	0.586	34.05	52.10
01:00-02:00 am	16.43	56.35	58.09	0.455	26.44	29.91
02:00-03:00 am	11.48	34.98	58.09	0.392	22.78	12.19
03:00-04:00 am	6.68	28.08	58.09	0.370	21.48	6.59
12:00-01:00 am	20.83	86.51	58.09	0.586	34.05	52.47
01:00-02:00 am	16.33	61.43	58.09	0.455	26.44	34.98
02:00-03:00 am	11.63	39.57	58.09	0.392	22.78	16.78
03:00-04:00 am	6.75	31.70	58.09	0.370	21.48	10.22
12:00-01:00 am	20.95	86.18	58.09	0.586	34.05	52.13
01:00-02:00 am	16.35	65.34	58.09	0.455	26.44	38.90
02:00-03:00 am	11.48	43.93	58.09	0.392	22.78	21.15
03:00-04:00 am	6.68	32.33	58.09	0.370	21.48	10.85
12:00-01:00 am	21.40	85.15	58.09	0.586	34.05	51.10
01:00-02:00 am	16.30	55.66	58.09	0.455	26.44	29.22
02:00-03:00 am	11.55	36.68	58.09	0.392	22.78	13.90
03:00-04:00 am	6.65	28.83	58.09	0.370	21.48	7.35
12:00-01:00 am	20.65	85.21	58.09	0.586	34.05	51.16
01:00-02:00 am	16.35	52.87	58.09	0.455	26.44	26.43
02:00-03:00 am	11.63	36.57	58.09	0.392	22.78	13.78
03:00-04:00 am	6.73	28.62	58.09	0.370	21.48	7.14

Tabla 4-27 Caudales de fugas obtenidos (L/S).

Una vez determinado el caudal de fugas se procedió a graficar nuevamente los valores de Presión (MCA) vs Caudal de fugas (L/S). Lo anterior se muestra en la figura 4-38.

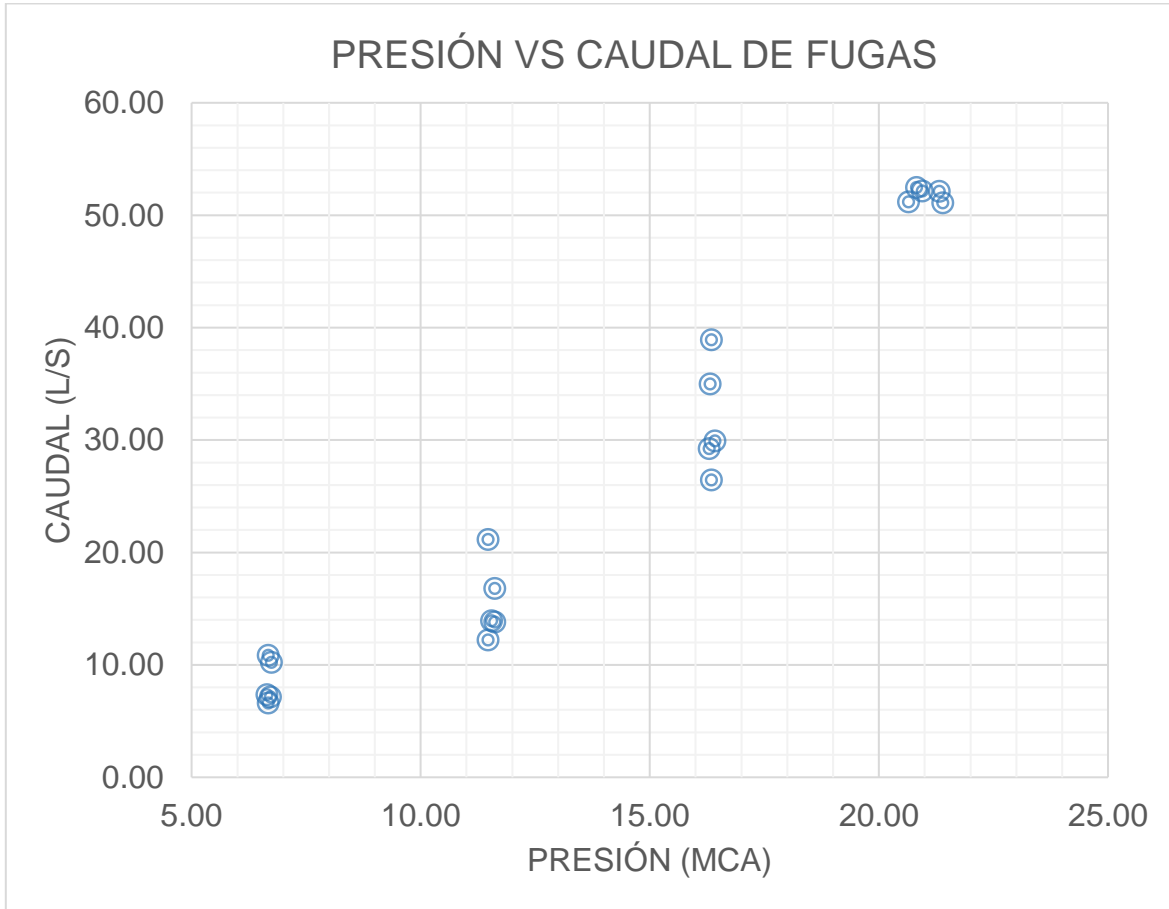


Figura 4-38 Gráfico de Presión vs Caudal de Fugas.

A partir de estos valores graficados se utilizó la ecuación de FAVAD, para realizar un ajuste de los valores mostrados a la ecuación de modelo  $y = a x^b$  de manera que se pudiera obtener el valor del exponente y coeficiente de fugas, a partir de la correlación lineal de la ecuación 10.

$$\ln(Q_F) = \ln(C_f) + N1 \ln(P) \quad \text{Ecuación 13}$$

Para esto, primeramente, se obtuvo el logaritmo natural de cada uno de los valores del caudal de fugas y las presiones correspondientes (tabla 4-28).

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>Presión (MCA) "X"</b>	<b>Caudal de fugas (L/s) "Y"</b>	<b>ln (X)</b>	<b>ln (Y)</b>
<b>21.33</b>	<b>52.10</b>	<b>3.060</b>	<b>3.953</b>
<b>16.43</b>	<b>29.91</b>	<b>2.799</b>	<b>3.398</b>
<b>11.48</b>	<b>12.19</b>	<b>2.440</b>	<b>2.501</b>
<b>6.68</b>	<b>6.59</b>	<b>1.898</b>	<b>1.886</b>
<b>20.83</b>	<b>52.47</b>	<b>3.036</b>	<b>3.960</b>
<b>16.33</b>	<b>34.98</b>	<b>2.793</b>	<b>3.555</b>
<b>11.63</b>	<b>16.78</b>	<b>2.453</b>	<b>2.820</b>
<b>6.75</b>	<b>10.22</b>	<b>1.910</b>	<b>2.324</b>
<b>20.95</b>	<b>52.13</b>	<b>3.042</b>	<b>3.954</b>
<b>16.35</b>	<b>38.90</b>	<b>2.794</b>	<b>3.661</b>
<b>11.48</b>	<b>21.15</b>	<b>2.440</b>	<b>3.051</b>
<b>6.68</b>	<b>10.85</b>	<b>1.898</b>	<b>2.384</b>
<b>21.40</b>	<b>51.10</b>	<b>3.063</b>	<b>3.934</b>
<b>16.30</b>	<b>29.22</b>	<b>2.791</b>	<b>3.375</b>
<b>11.55</b>	<b>13.90</b>	<b>2.447</b>	<b>2.632</b>
<b>6.65</b>	<b>7.35</b>	<b>1.895</b>	<b>1.994</b>
<b>20.65</b>	<b>51.16</b>	<b>3.028</b>	<b>3.935</b>
<b>16.35</b>	<b>26.43</b>	<b>2.794</b>	<b>3.274</b>
<b>11.63</b>	<b>13.78</b>	<b>2.453</b>	<b>2.623</b>
<b>6.73</b>	<b>7.14</b>	<b>1.906</b>	<b>1.965</b>

*Tabla 4-28 Logaritmos naturales de la presión y el caudal de fugas.*

Así mismo, se graficaron estos valores y se aplicó el método estadístico de mínimos cuadrados, para obtener la ecuación lineal correspondiente que representara el ajuste de estos datos (tabla 4-29).

La figura 4-39 muestra el gráfico de los logaritmos naturales en el cual se puede apreciar la ecuación de la recta correspondiente y el valor de  $R^2$ .



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

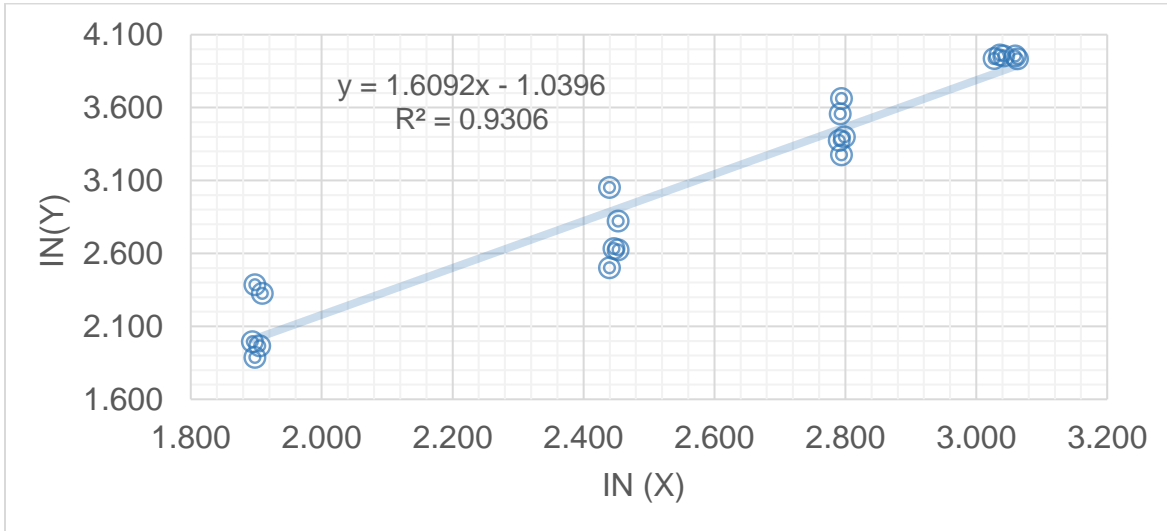


Figura 4-39 Gráfico de logaritmos naturales (X, Y).

n	Presión (MCA)	Caudal de fugas (L/s)	IN (X)	IN (Y)	X*Y	X <sup>2</sup>
1	21.33	52.10	3.060	3.953	12.10	9.36
2	16.43	29.91	2.799	3.398	9.51	7.83
3	11.48	12.19	2.440	2.501	6.10	5.95
4	6.68	6.59	1.898	1.886	3.58	3.60
5	20.83	52.47	3.036	3.960	12.02	9.22
6	16.33	34.98	2.793	3.555	9.93	7.80
7	11.63	16.78	2.453	2.820	6.92	6.02
8	6.75	10.22	1.910	2.324	4.44	3.65
9	20.95	52.13	3.042	3.954	12.03	9.25
10	16.35	38.90	2.794	3.661	10.23	7.81
11	11.48	21.15	2.440	3.051	7.45	5.95
12	6.68	10.85	1.898	2.384	4.53	3.60
13	21.40	51.10	3.063	3.934	12.05	9.38
14	16.30	29.22	2.791	3.375	9.42	7.79
15	11.55	13.90	2.447	2.632	6.44	5.99
16	6.65	7.35	1.895	1.994	3.78	3.59
17	20.65	51.16	3.028	3.935	11.91	9.17
18	16.35	26.43	2.794	3.274	9.15	7.81
19	11.63	13.78	2.453	2.623	6.44	6.02
20	6.73	7.14	1.906	1.965	3.75	3.63
Σ	278.13	538.33	50.94	61.18	161.76	133.43

Tabla 4-29 Método estadístico de Mínimos Cuadrados.

Finalmente, aplicando la metodología descrita en el apartado 3.6.5, se obtienen los valores correspondientes del exponente “N1” = 1.61 y del coeficiente = 0.35. Por lo que la ecuación de fugas representativa para el distrito hidrométrico Jardines se muestra a continuación:

$$Q_f = 0.35 P^{1.61} \quad \text{Ecuación 14}$$

De esta manera, sustituyendo dicha ecuación en los valores típicos de presión en metros columna de agua que se pueden presentar en el distrito, se pueden estimar los caudales de fugas que se presentarían de acuerdo con los análisis realizados. De esta manera, sustituyendo los valores de presión de la tabla 4-30 se obtienen los valores de caudal de fugas estimados. Así mismo, la figura 4-40 muestra dichos valores graficados en el cual se puede apreciar el comportamiento de la presión vs caudal, de acuerdo con el ajuste estadístico realizado.

<b>PRESIÓN (MCA)</b>	<b>CAUDAL DE FUGAS (L/s)</b>
<b>5</b>	<b>4.71</b>
<b>10</b>	<b>14.38</b>
<b>15</b>	<b>27.61</b>
<b>20</b>	<b>43.86</b>
<b>25</b>	<b>62.81</b>
<b>30</b>	<b>84.23</b>
<b>35</b>	<b>107.94</b>

Tabla 4-30 Valores de caudal de fugas de acuerdo con la ecuación representativa del distrito.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

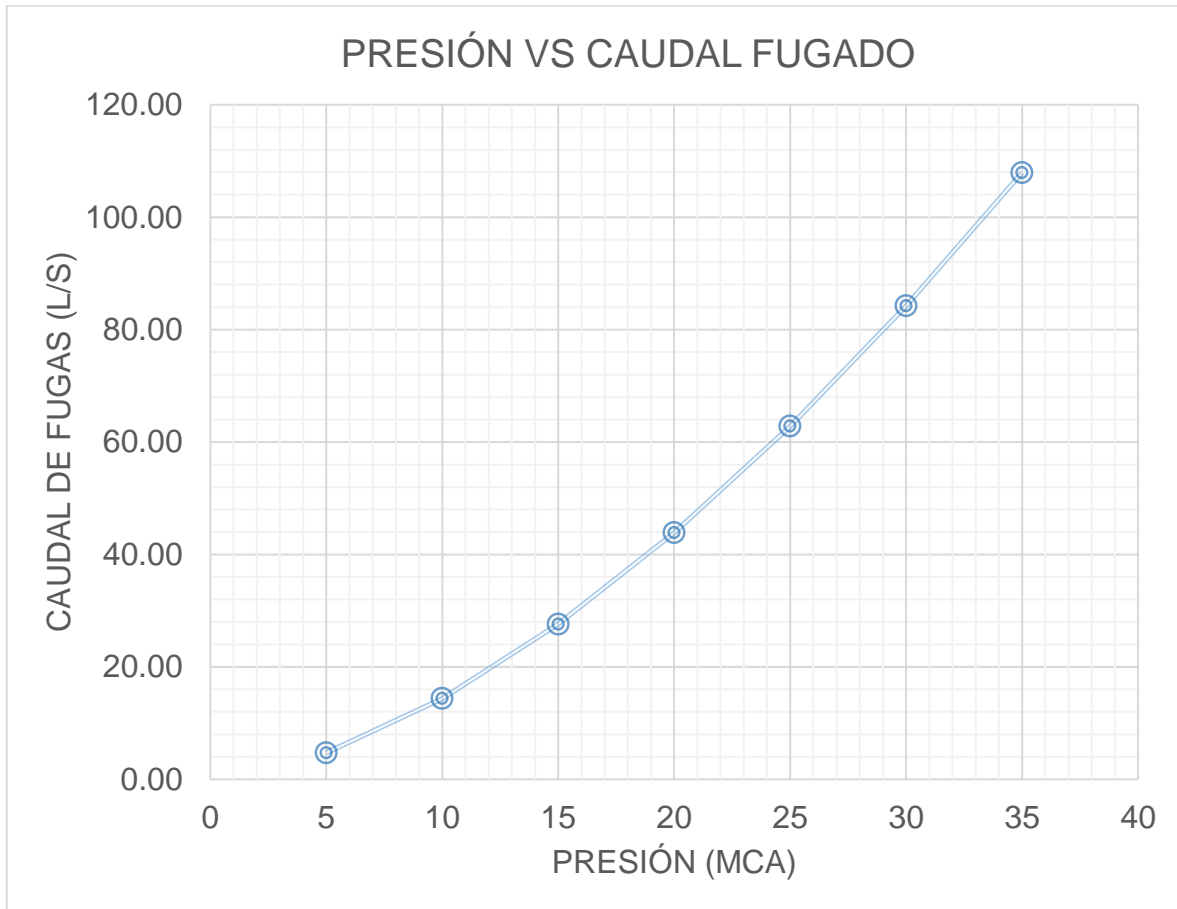


Figura 4-40 Gráfico de Presión vs Caudal Fugado DHM Jardines de Anáhuac.

#### 4.2.9 Modelación de fugas

De acuerdo con el apartado anterior se estimó un valor del exponente de fugas “N1=1.61” para el distrito hidrométrico Jardines de Anáhuac. En este sentido, tal y como se mencionó en el apartado 3.6.6., se llevó a cabo una modelación utilizando este valor del exponente en el WaterCAD®, obteniendo los resultados que se muestran a continuación.

La figura 4-41 muestra el gráfico de caudal de entrada al distrito para el escenario de consumo enero 2020. Así mismo, como se mencionó en el apartado 4.2.6, la diferencia mostrada en ese gráfico es considerada como las fugas o pérdidas físicas en el sistema, debido a que este volumen no es facturado ni cobrado. Así mismo, el modelo se calibró considerando esa diferencia existente, atribuida a las fugas. Por lo tanto, en la figura mencionada se puede observar el modelo hidráulico del sitio mencionado, considerando la presencia de las fugas, para el escenario de enero 2020. De la misma manera, se realizó la calibración del modelo para el escenario de enero 2021, obteniendo como resultado los valores de caudal mostrados en la figura 4-42.

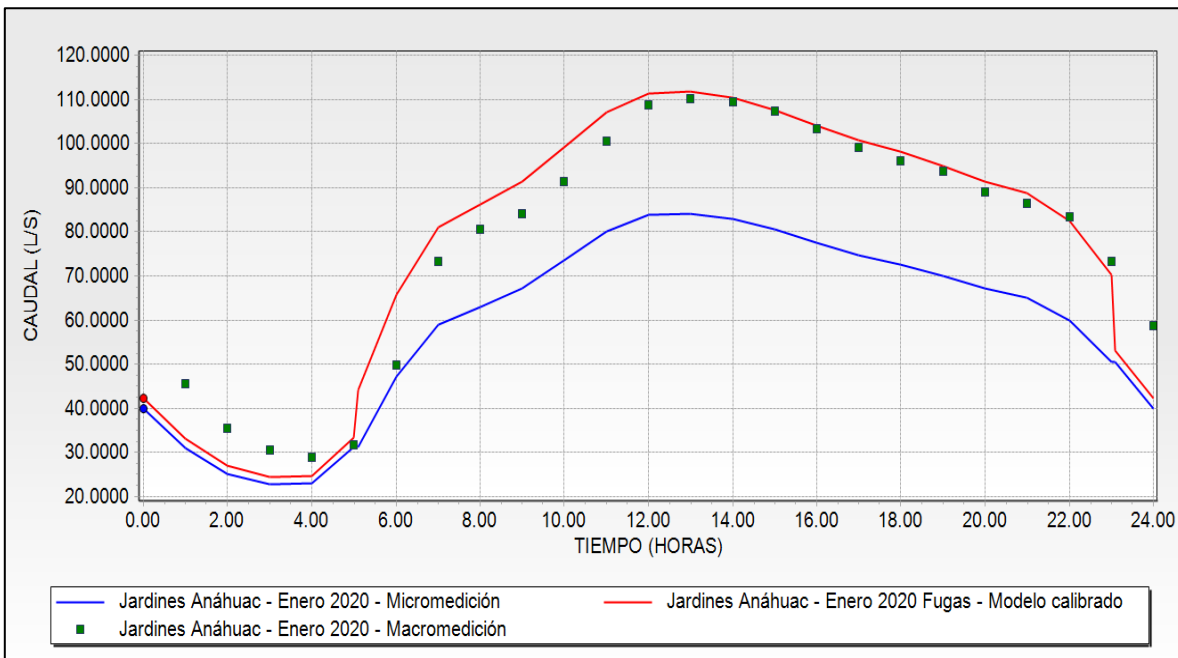


Figura 4-41 Escenarios de caudal de entrada al distrito enero 2020.

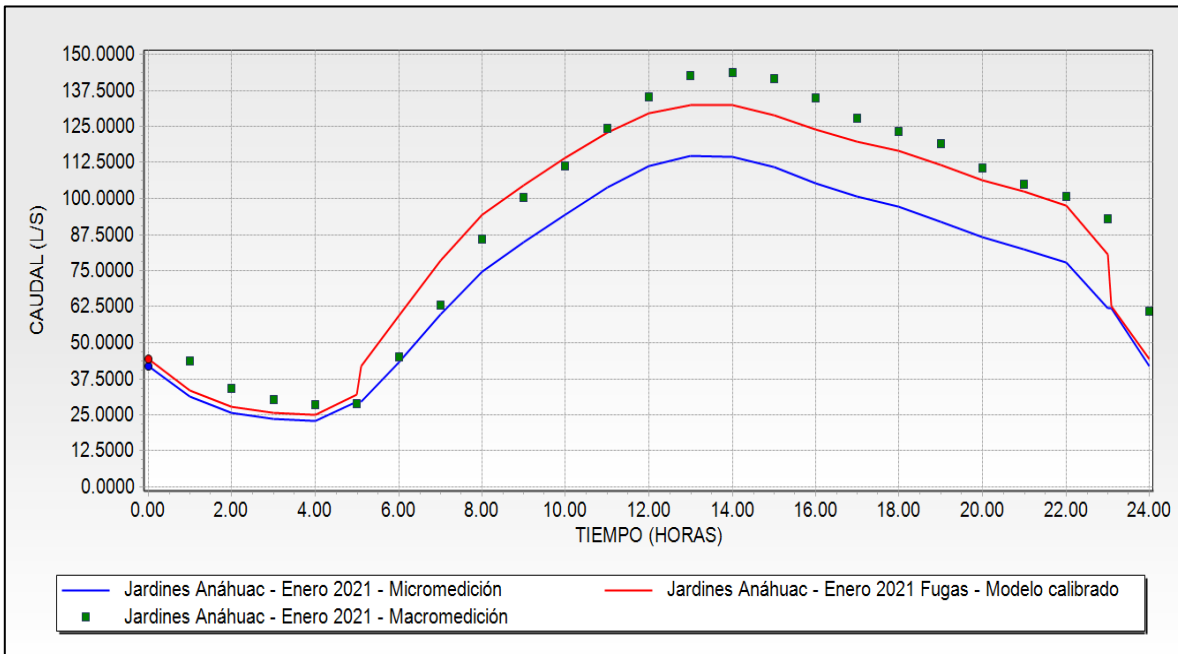


Figura 4-42 Escenarios de caudal de entrada al distrito enero 2021.

Una vez teniendo el modelo hidráulico calibrado, correspondiente al exponente de fugas  $N1= 1.61$ , obtenido a partir de las pruebas y análisis realizados en esta investigación, se realizó una nueva modelación del distrito hidrométrico en las condiciones sin válvula modulante. Cabe recordar que el caudal mostrado en las figuras anteriores hace referencia a la válvula modulante en operación, es decir, con un control establecido de la presión, de acuerdo con las indicaciones de SADM.

Por otro lado, se determinó el comportamiento del caudal de entrada al distrito, considerando las fugas presentes, en el caso donde la presión de entrada a este distrito no fuera modulada. Es decir, con la presión original de entrada, la cual promedia entre 30 y 34 MCA.

Los resultados obtenidos se muestran en la figura 4-43 y figura 4-44 para el escenario enero 2020 y enero 2021, respectivamente. Así mismo, las tabla 4-31 y tabla 4-32 muestran los valores correspondientes a los caudales horarios para cada uno de los escenarios mencionados.

## Hugo Guerra Puente

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

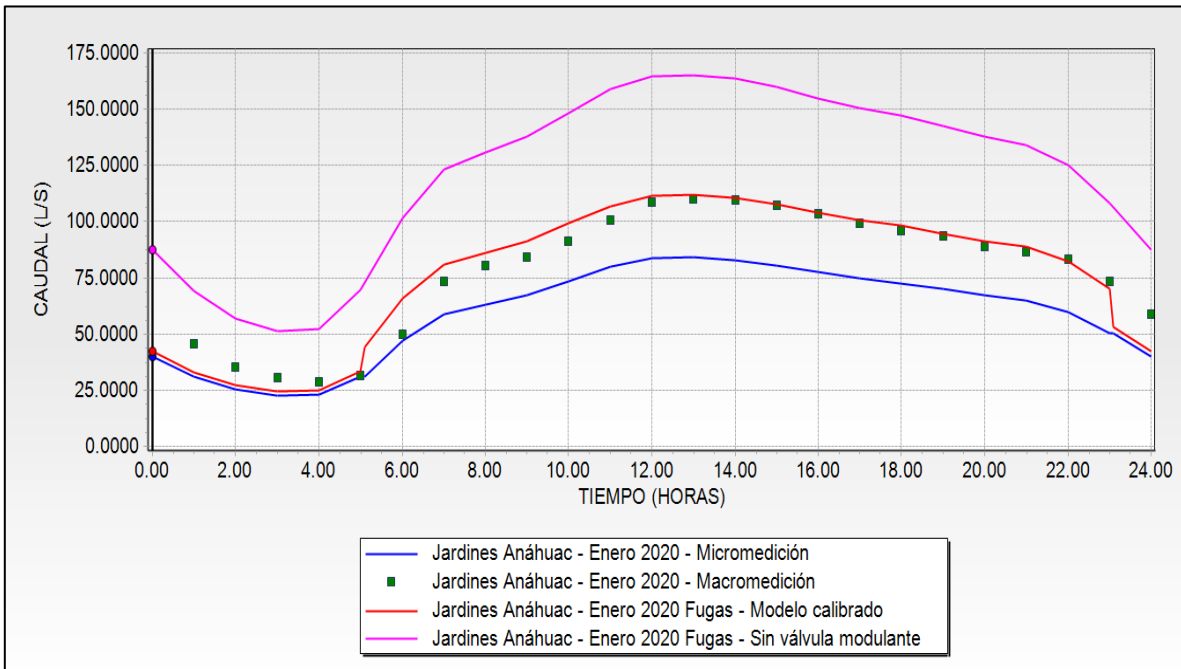


Figura 4-43 Escenarios de caudal de entrada al distrito enero 2020 con y sin válvula modulante.

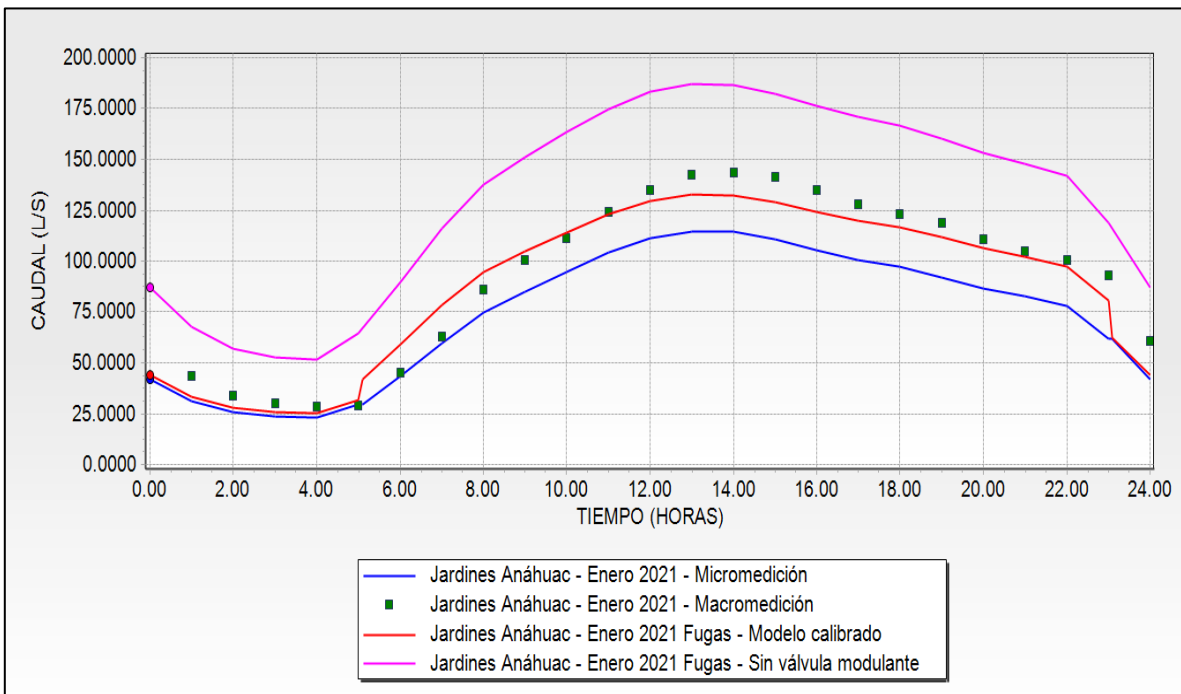


Figura 4-44 Escenarios de caudal de entrada al distrito enero 2021 con y sin válvula modulante.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>ENERO 2020</b>				
<b>Hora</b>	<b>Caudal entrada Modelo Calibrado (L/s)</b>	<b>Caudal entrada Modelo Calibrado sin Válvula Modulante (L/s)</b>	<b>Caudal de Entrada Micromedición (L/s)</b>	<b>Caudal de Entrada Macromedición (L/s)</b>
<b>1</b>	33.15	69.27	31.06	45.68
<b>2</b>	27.06	56.96	25.28	35.48
<b>3</b>	24.36	51.43	22.74	30.57
<b>4</b>	24.80	52.32	23.14	28.82
<b>5</b>	44.27	69.59	31.21	31.64
<b>6</b>	65.78	101.62	47.13	49.91
<b>7</b>	81.01	123.45	58.88	73.24
<b>8</b>	86.24	130.77	63.02	80.62
<b>9</b>	91.36	137.87	67.13	84.06
<b>10</b>	99.06	148.40	73.42	91.37
<b>11</b>	106.99	159.04	80.04	100.48
<b>12</b>	111.37	164.86	83.77	108.67
<b>13</b>	111.73	165.33	84.08	110.24
<b>14</b>	110.39	163.55	82.93	109.47
<b>15</b>	107.64	159.91	80.59	107.23
<b>16</b>	103.97	155.00	77.50	103.37
<b>17</b>	100.65	150.54	74.74	99.14
<b>18</b>	98.16	147.17	72.68	96.15
<b>19</b>	94.78	142.57	69.91	93.76
<b>20</b>	91.38	137.90	67.15	88.93
<b>21</b>	88.76	134.27	65.04	86.53
<b>22</b>	82.36	125.35	59.95	83.41
<b>23</b>	70.19	108.01	50.49	73.23
<b>24</b>	42.39	87.51	39.94	58.65
<b>Promedio</b>	<b>79.08</b>	<b>122.61</b>	<b>59.65</b>	<b>77.94</b>

Tabla 4-31 Caudales de entrada enero 2020.

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

<b>ENERO 2021</b>				
<b>Hora</b>	<b>Caudal entrada Modelo Calibrado (L/s)</b>	<b>Caudal entrada Modelo Calibrado sin Válvula Modulante (L/s)</b>	<b>Caudal de Entrada Micromedición (L/s)</b>	<b>Caudal de Entrada Macromedición (L/s)</b>
<b>1</b>	33.47	67.61	31.21	43.70
<b>2</b>	27.96	57.17	25.85	34.10
<b>3</b>	25.59	52.57	23.57	30.32
<b>4</b>	25.01	51.46	23.02	28.42
<b>5</b>	42.05	64.74	29.71	28.96
<b>6</b>	59.35	89.58	43.39	45.10
<b>7</b>	78.38	115.96	59.77	63.05
<b>8</b>	94.39	137.54	74.73	85.95
<b>9</b>	104.69	151.14	84.92	100.34
<b>10</b>	113.96	163.19	94.48	111.35
<b>11</b>	122.90	174.67	104.04	124.17
<b>12</b>	129.55	183.09	111.38	135.21
<b>13</b>	132.57	186.89	114.77	142.44
<b>14</b>	132.22	186.46	114.39	143.68
<b>15</b>	129.01	182.41	110.78	141.47
<b>16</b>	124.05	176.13	105.30	134.70
<b>17</b>	119.80	170.71	100.69	127.82
<b>18</b>	116.49	166.47	97.15	123.20
<b>19</b>	111.64	160.20	92.06	119.01
<b>20</b>	106.20	153.11	86.45	110.48
<b>21</b>	102.33	148.04	82.55	105.03
<b>22</b>	97.51	141.68	77.77	100.76
<b>23</b>	80.66	119.07	61.84	93.11
<b>24</b>	44.20	87.23	42.02	61.02
<b>Promedio</b>	<b>89.75</b>	<b>132.80</b>	<b>74.66</b>	<b>93.06</b>

Tabla 4-32 Caudales de entrada enero 2021.



Una vez que se simuló el comportamiento del modelo hidráulico calibrado, considerando los caudales de fugas que se pueden presentar en la situación actual del distrito y en el escenario en el cual la válvula modulante no se encuentre en operación se realizaron los escenarios de comparación mostrados en las tabla 4-33 y tabla 4-34.

En este caso, se muestran los caudales de fugas para cada escenario, el porcentaje de fugas respecto a un escenario de otro y el volumen de fugas en metros cúbicos por mes, todo lo anterior para el distrito hidrométrico en estudio.

<b>ENERO 2020</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>	<b>Escenario de comparación</b>
Aproximación del modelo calibrado vs observado	<b>98.57</b>	%	MODELO CALIBRADO VS MODELO OBSERVADO
Caudal Promedio de Fugas sin válvula modulante	<b>62.95</b>	L/s	MODELO CALIBRADO VS MICROMEDICIÓN
Caudal Promedio de Fugas Situación actual con válvula modulante	<b>18.28</b>	L/s	MACROMEDICIÓN VS MICROMEDICIÓN
Porcentaje de fugas sin válvula modulante %	<b>51.34</b>	%	MODELO CALIBRADO VS MICROMEDICIÓN
Porcentaje de fugas situación actual con válvula modulante	<b>23.46</b>	%	MACROMEDICIÓN VS MICROMEDICIÓN
Volumen de fugas promedio sin válvula modulante	<b>168,611.94</b>	m <sup>3</sup> /mes	MODELO CALIBRADO VS MICROMEDICIÓN
Volumen de fugas promedio situación actual con válvula modulante	<b>48,972.86</b>	m <sup>3</sup> /mes	MACROMEDICIÓN VS MICROMEDICIÓN

*Tabla 4-33 Comparativa caudales de fugas enero 2020.*

<b>ENERO 2021</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>	<b>Escenario de comparación</b>
Aproximación del modelo calibrado vs observado	<b>96.45</b>	%	MODELO CALIBRADO VS MODELO OBSERVADO
Caudal Promedio de Fugas sin válvula modulante	<b>58.14</b>	L/s	MODELO CALIBRADO VS MICROMEDICIÓN
Caudal Promedio de Fugas Situación actual con válvula modulante	<b>18.40</b>	L/s	MACROMEDICIÓN VS MICROMEDICIÓN
Porcentaje de fugas sin válvula modulante %	<b>43.78</b>	%	MODELO CALIBRADO VS MICROMEDICIÓN
Porcentaje de fugas situación actual con válvula modulante	<b>19.77</b>	%	MACROMEDICIÓN VS MICROMEDICIÓN
Volumen de fugas promedio sin válvula modulante	<b>155,715.71</b>	m <sup>3</sup> /mes	MODELO CALIBRADO VS MICROMEDICIÓN
Volumen de fugas promedio situación actual con válvula modulante	<b>49,276.63</b>	m <sup>3</sup> /mes	MACROMEDICIÓN VS MICROMEDICIÓN

*Tabla 4-34 Comparativa caudales de fugas enero 2021.*

De acuerdo con las tablas anteriores, con el funcionamiento actual en el DHM Jardines de Anáhuac, se estima que se está ocasionando un ahorro de agua potable entre 100 y 120 mil metros cúbicos por mes, gracias a la modulación de presiones.

Finalmente, se realizó una comparativa de las presiones promedio que se presentan para el escenario sin válvula moduladora, contra el escenario con válvula moduladora, en las horas de menor consumo.

Los resultados se representaron mediante líneas de presión, las cuales se muestran en la figura 4-45 y figura 4-46.

En la figura 4-45 se muestran las líneas de presión asociadas al caudal de fugas promedio en el escenario sin válvula modulante. A partir de esto, podemos observar presiones de entre 30 y 50 MCA. Dichos valores de presión en el distrito están entre 15 y 35 MCA por encima de la presión mínima requerida de 15 MCA, la cual, pretende brindar el organismo operador, a la mayor cantidad de usuarios del distrito, las 24 horas del día.

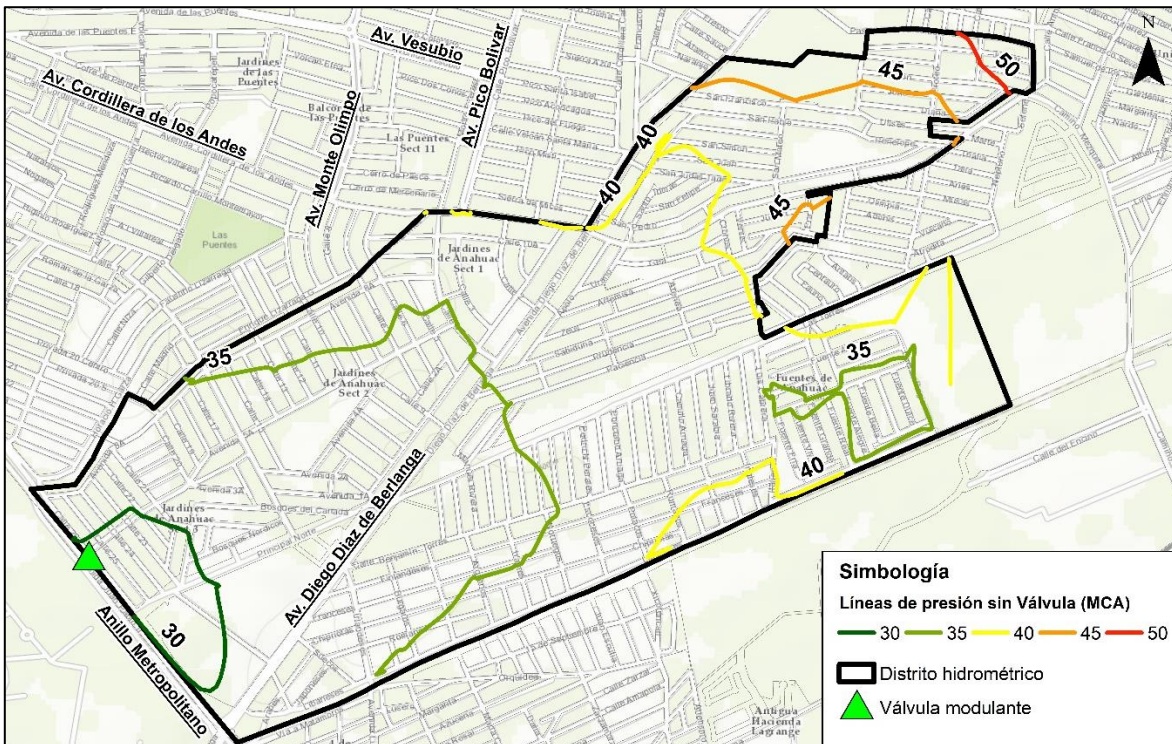


Figura 4-45 Líneas de presión promedio escenario sin válvula modulante (Elaboración propia).

Por otro lado, en la figura 4-46 se muestran las líneas de presión asociadas al caudal de fugas promedio en el escenario con válvula modulante (situación actual en el distrito). A partir de esto, se puede observar que las presiones disminuyen entre 15 y 20 MCA. Además, se brinda la presión mínima requerida de 15 MCA a gran parte



Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

del distrito. Siendo este un escenario muy favorable dado los objetivos deseados por el organismo operador.

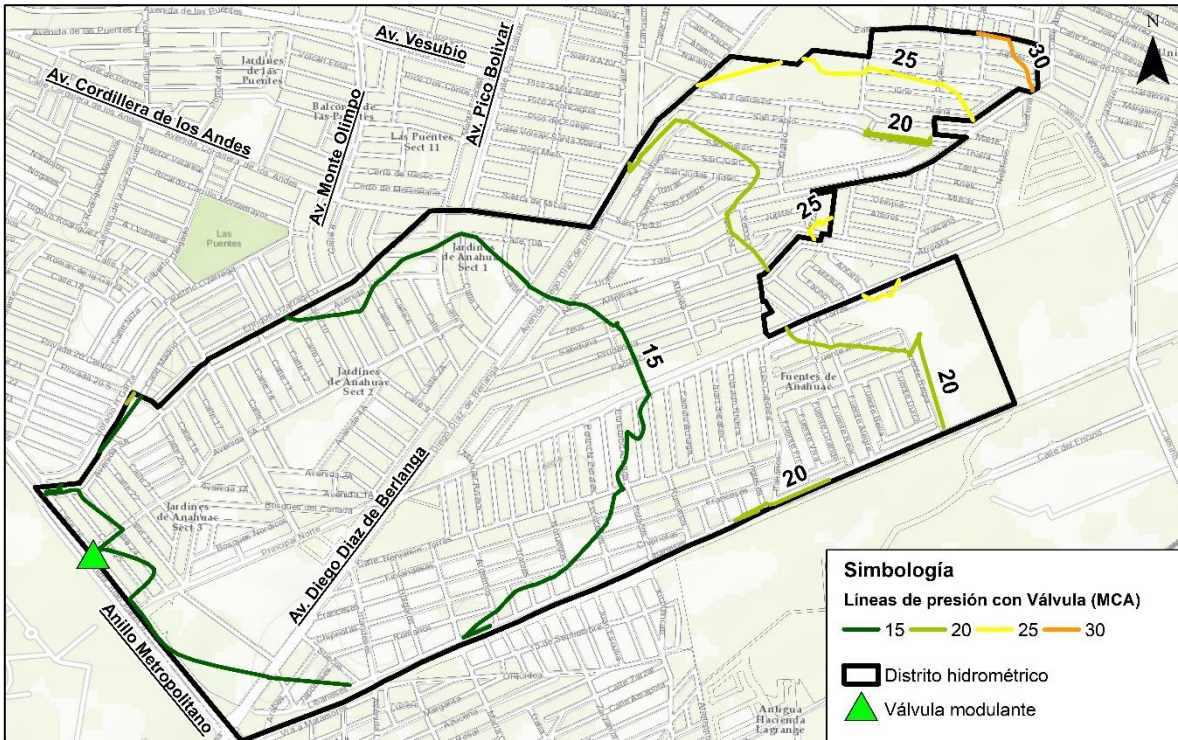


Figura 4-46 Líneas de presión promedio escenario con válvula modulante (Elaboración propia).

#### 4.2.10 Pruebas de ajuste estadístico

Después de calibrar el modelo hidráulico del distrito hidrométrico de jardines de Anáhuac se procedió a llevar a cabo los ajustes estadísticos mostrados en la tabla 3-16. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los escenarios de enero 2020 y enero 2021. En este caso, los valores correspondientes de  $Q_o$  hacen referencia a los datos observados, es decir, los valores de macromedición medidos a la entrada del distrito. Así mismo, los valores de  $Q_c$  hacen referencia a los valores calculados mediante la simulación hidráulica del modelo calibrado.

La tabla 4-35 muestra los valores de  $Q_c$  promedio y  $Q_o$  promedio para los escenarios de enero 2020 y enero 2021.

<b>Escenario</b>	<b>Enero 2020</b>	<b>Enero 2021</b>
<b><math>Q_o</math> Promedio (L/s)</b>	77.94	93.06
<b><math>Q_c</math> Promedio (L/s)</b>	79.08	89.75

Tabla 4-35 Caudales promedios " $Q_o$  vs  $Q_c$ ".

En las tabla 4-36 y tabla 4-37 se muestran los resultados obtenidos de los análisis correspondientes para cada escenario, de los cuales se obtuvieron varios productos requeridos para obtener los distintos ajustes de bondad para los datos correspondientes al distrito de Jardines de Anáhuac.

Finalmente, la tabla 4-38 muestra los valores obtenidos para cada escenario, correspondiente a las distintas funciones utilizadas para llevar a cabo las pruebas de bondad del ajuste de los datos observados contra los datos calculados.

Hugo Guerra Puentes

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

Tabla 4-36 Resultados "Qo vs Qc" enero 2020.

Hora	Qo	Qc	Qo -Qc	Qo -Qc	$((Qo-Qc) /Qo)^2$	$(Qo-Qc)^2$	(Qo - Qo m)	$(Qo - Qo m)^2$	(Qc - Qc m)	$(Qc - Qc m)^2$
1	45.68	33.15	12.53	12.53	0.08	157.09	-32.26	1040.95	-45.93	2109.59
2	35.48	27.06	8.42	8.42	0.06	70.88	-42.46	1803.17	-52.02	2705.61
3	30.57	24.36	6.21	6.21	0.04	38.51	-47.37	2244.27	-54.71	2993.45
4	28.82	24.80	4.02	4.02	0.02	16.19	-49.12	2413.14	-54.28	2946.35
5	31.64	44.27	-12.63	12.63	0.16	159.58	-46.30	2144.04	-34.80	1211.34
6	49.91	65.78	-15.87	15.87	0.10	251.74	-28.03	785.89	-13.30	176.90
7	73.24	81.01	-7.77	7.77	0.01	60.36	-4.70	22.13	1.93	3.73
8	80.62	86.24	-5.62	5.62	0.00	31.54	2.68	7.16	7.16	51.26
9	84.06	91.36	-7.30	7.30	0.01	53.35	6.12	37.41	12.29	150.98
10	91.37	99.06	-7.69	7.69	0.01	59.14	13.43	180.26	19.98	399.35
11	100.48	106.99	-6.51	6.51	0.00	42.34	22.54	507.88	27.91	778.98
12	108.67	111.37	-2.70	2.70	0.00	7.31	30.73	944.10	32.30	1043.13
13	110.24	111.73	-1.49	1.49	0.00	2.23	32.30	1043.05	32.66	1066.44
14	109.47	110.39	-0.92	0.92	0.00	0.84	31.53	993.90	31.31	980.45
15	107.23	107.64	-0.41	0.41	0.00	0.17	29.29	857.68	28.56	815.80
16	103.37	103.97	-0.59	0.59	0.00	0.35	25.43	646.49	24.89	619.43
17	99.14	100.65	-1.51	1.51	0.00	2.28	21.20	449.28	21.57	465.44
18	96.15	98.16	-2.01	2.01	0.00	4.03	18.21	331.47	19.08	364.13
19	93.76	94.78	-1.02	1.02	0.00	1.05	15.82	250.15	15.71	246.75
20	88.93	91.38	-2.45	2.45	0.00	6.00	10.99	120.70	12.30	151.36
21	86.53	88.76	-2.23	2.23	0.00	4.96	8.59	73.72	9.68	93.72
22	83.41	82.36	1.05	1.05	0.00	1.10	5.47	29.88	3.28	10.79
23	73.23	70.19	3.04	3.04	0.00	9.25	-4.71	22.22	-8.89	79.00
24	58.65	42.39	16.26	16.26	0.08	264.52	-19.29	372.25	-36.69	1346.22
<b>Sumatoria</b>	<b>1870.65</b>	<b>1897.84</b>	<b>-27.19</b>	<b>130.26</b>	<b>0.57</b>	<b>1244.82</b>	<b>0.00</b>	<b>17321.21</b>	<b>0.00</b>	<b>20810.19</b>

Hugo Guerra Puentes

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

Tabla 4-37 Resultados "Qo vs Qc" enero 2021.

Hora	Qo	Qc	Qo -Qc	Qo -Qc	$((Qo-Qc) /Qo)^2$	$(Qo-Qc)^2$	(Qo - Qo m)	$(Qo - Qo m)^2$	(Qc - Qc m)	$(Qc - Qc m)^2$
1	43.70	33.47	10.23	10.23	0.05	104.65	-49.35	2435.74	-56.28	3166.95
2	34.10	27.96	6.13	6.13	0.03	37.59	-58.96	3476.53	-61.79	3817.50
3	30.32	25.59	4.74	4.74	0.02	22.44	-62.73	3935.54	-64.16	4116.97
4	28.42	25.01	3.41	3.41	0.01	11.60	-64.64	4178.43	-64.74	4191.19
5	28.96	42.05	-13.09	13.09	0.20	171.46	-64.10	4108.78	-47.70	2275.10
6	45.10	59.35	-14.25	14.25	0.10	203.13	-47.96	2299.96	-30.40	924.05
7	63.05	78.38	-15.32	15.32	0.06	234.73	-30.00	900.18	-11.37	129.38
8	85.95	94.39	-8.44	8.44	0.01	71.21	-7.11	50.49	4.64	21.54
9	100.34	104.69	-4.35	4.35	0.00	18.91	7.28	53.03	14.94	223.14
10	111.35	113.96	-2.61	2.61	0.00	6.80	18.29	334.55	24.21	585.89
11	124.17	122.90	1.27	1.27	0.00	1.60	31.11	967.73	33.15	1098.91
12	135.21	129.55	5.66	5.66	0.00	32.07	42.15	1776.76	39.80	1583.75
13	142.44	132.57	9.87	9.87	0.00	97.42	49.38	2438.61	42.82	1833.51
14	143.68	132.22	11.46	11.46	0.01	131.28	50.63	2562.90	42.47	1804.12
15	141.47	129.01	12.46	12.46	0.01	155.17	48.41	2343.83	39.26	1541.67
16	134.70	124.05	10.64	10.64	0.01	113.27	41.64	1733.72	34.30	1176.68
17	127.82	119.80	8.02	8.02	0.00	64.33	34.77	1208.74	30.05	903.22
18	123.20	116.49	6.71	6.71	0.00	44.98	30.14	908.55	26.74	715.20
19	119.01	111.64	7.36	7.36	0.00	54.18	25.95	673.29	21.89	479.37
20	110.48	106.20	4.29	4.29	0.00	18.37	17.43	303.69	16.45	270.54
21	105.03	102.33	2.70	2.70	0.00	7.28	11.97	143.31	12.58	158.29
22	100.76	97.51	3.25	3.25	0.00	10.54	7.70	59.27	7.76	60.21
23	93.11	80.66	12.45	12.45	0.02	154.94	0.05	0.00	-9.09	82.59
24	61.02	44.20	16.81	16.81	0.08	282.73	-32.04	1026.66	-45.55	2074.69
<b>Sumatoria</b>	<b>2233.38</b>	<b>2154.00</b>	<b>79.38</b>	<b>195.50</b>	<b>0.64</b>	<b>2050.68</b>	<b>0.00</b>	<b>37920.31</b>	<b>0.00</b>	<b>33234.46</b>

Verificación de la reducción de pérdidas físicas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un distrito hidrométrico de la red del Área Metropolitana de Monterrey.

Función objetivo	Valor obtenido		Valor óptimo	Rango
	Escenario Enero 2020	Escenario Enero 2021		
Error medio absoluto	5.43	8.15	$EMA=0.0$	$0.0 \leq EMA$ $[0, \infty)$
Raíz del error relativo medio cuadrático	7.20	9.24	$RMSE=0.0$	$0.0 \leq RMSE$ $[0, \infty)$
Error relativo cuadrático medio	0.024	0.027	$ERCM=0.0$	$0.0 < ERCM$ $(0, \infty)$
BIAS	-1.13	3.31	$BIAS=0.0$	$-\infty < BIAS < +\infty$ $(-\infty, +\infty)$
Coefficiente de determinación "R <sup>2</sup> "	0.9453	0.9545	$R^2=1$	$0.0 \leq R^2 \leq 1.0$ $[0, 1]$
Nash-Sutcliffe	0.9281	0.9454	$NTD=1.0$	$-\infty < NTD \leq 1.0$ $(-\infty, 1.0)$

Tabla 4-38 Resultados criterios estadísticos para la evaluación del modelo realizado



#### **4.2.11 Discusión de resultados**

En el distrito Jardines de Anáhuac se realizó el análisis de la información de micromedición de los últimos 6 años correspondiente al mes de menor consumo promedio (enero), de acuerdo con los escenarios definidos en función del análisis realizado de las temperaturas promedio. En este caso, se consideró el número de usuarios que conforman el distrito actualmente, a partir de lo cual, se evidenció una reducción del volumen de agua facturada por parte de los usuarios del distrito. Lo anterior se muestra en la figura 4-14. La cual presenta un gráfico que indica la ligera tendencia a la baja del volumen facturado en ese distrito. Así mismo, respecto comparando los volúmenes de enero 2019 vs enero 2020 vemos una notoria diferencia de aproximadamente 60,000 m<sup>3</sup>, lo cual indica que la sectorización del distrito posterior al mes de noviembre de 2019 generó una reducción considerable en el volumen de consumo por parte de los usuarios. Por otro lado, en enero de 2021 se presentó un aumento considerable del volumen de consumo en el sector, cercano a los 39,000 m<sup>3</sup> respecto a un año de otro.

De la misma manera, se llevó a cabo el análisis de la micromedición para el mes de mayor consumo promedio (agosto). En este sentido, el comportamiento del consumo de los últimos años por parte de los usuarios presentó variaciones de entre 35 a 40 mil metros cúbicos por mes, entre varios años. Aunado a esto, se muestra una tendencia a la baja en cuestión del volumen facturado en el mes de agosto 2020, periodo en el cual se encontraba el distrito en operación. Este comportamiento se muestra en la figura 4-15.

Finalmente, se graficó en conjunto ambos escenarios de micromedición, los cuales se muestran en la figura 4-16. En este caso, podemos observar una tendencia a la baja en el año 2020, debido a que, la sectorización del distrito se efectuó en noviembre del 2019, por lo tanto, la modulación de presiones ha ocasionado una reducción en el volumen facturado. Aun así, en el presente año, en el mes de enero 2021, hubo un aumento aproximado de 40 mil m<sup>3</sup> de volumen facturado respecto al año anterior, lo cual se puede atribuir a los usuarios industriales localizados dentro

del distrito. En ese sentido, al igual que en el distrito de Chepevera, en el distrito Jardines de Anáhuac, uno de los factores determinantes en este distrito en particular, es la presencia del sector industrial, el cual demanda una gran cantidad de agua potable y es uno de los consumidores mayores, por lo tanto, este usuario es factor clave en cuanto a los datos de micromedición. De acuerdo con la figura 3-9, el porcentaje de tarifa industrial es muy bajo, sin embargo, en los consumos ingresados al modelo mostrados en la figura 3-49 podemos observar que el sector industrial demanda más de la 3era parte del consumo de los usuarios del distrito, de acuerdo con la información de micromedición utilizada para ingresar las alternativas de demanda en el modelo hidráulico.

De manera general, en cuanto a la reducción de la facturación en el distrito, esto podría generar incertidumbre debido a que menos facturación de volumen de consumo de agua indica un menor ingreso económico para el organismo operador. Sin embargo, es importante recalcar que este hecho ocasiona beneficios importantes para el organismo operador. Primeramente, se contará con mayor disponibilidad de volumen almacenado en las fuentes de abastecimiento utilizadas para la distribución. Así mismo, se reducirá el bombeo desde estas fuentes, lo cual representa un ahorro energético importante. Por otro lado, y siendo de los objetivos importantes de la investigación, se reducirán las pérdidas físicas y fugas en el sistema, las cuales son un volumen no contabilizado ni facturado que ocasiona una pérdida irreparable del vital recurso, además de una pérdida económica para el organismo operador.

Respecto a la macromedición, se llevó a cabo el análisis de los gastos o caudales de entrada al distrito, obteniendo esa información directamente del caudalímetro que se encuentra junto a la válvula modulante. En el caso de este distrito únicamente se realizó el análisis de los meses de enero 2020 y enero 2021. Lo anterior, debido a que, por causas externas a la investigación, no se contaba información recopilada para el mes de agosto 2020. Así mismo, se determinaron los gastos promedios horarios en litros por segundo, obteniendo los resultados que se

muestran en la tabla 4-10. A partir de esta tabla se puede observar que el aumento en el gasto promedio horario respecto a un año del otro. Para enero de 2020 se tuvo un valor promedio de 77.94 L/s, mientras que para enero 2021 se obtuvo un valor de 93.06 L/s. Posteriormente, con la información correspondiente a los gastos promedios horarios se obtuvieron los patrones de consumo para los escenarios mencionados. Así mismo, de acuerdo con la figura 4-19 se realizó una comparativa de estos patrones con el patrón de CONAGUA. A partir de esto se muestra que los meses de enero 2020 y enero 2021 presentan un patrón de consumo muy similar entre sí, coincidiendo como la hora de mayor demanda entre las 13:00 y 14:00 horas. Caso contrario al patrón de CONAGUA el cual indica las 9:00 am como la hora de mayor consumo. Respecto a los coeficientes de variación horaria se pueden comentar que los valores obtenidos para los patrones de enero 2020 y enero 2021 presentan un mayor rango de diferencia entre el valor menor y el valor mayor. Dicho rango es cercano 0.8 unidades, de acuerdo con la comparativa de patrones unitarios mostrados en la figura mencionada. En el caso de CONAGUA la diferencia entre el valor menor y el valor mayor es cercana a 0.55 unidades.

Cabe mencionar que los patrones de consumo obtenidos se utilizaron para modelar el comportamiento de los usuarios del distrito respecto al uso de agua potable las 24 horas del día. Estos patrones se ingresaron directamente al WaterCAD® y se asignaron a los escenarios de simulación correspondientes.

Después de realizar la comparativa de los patrones de consumo, se realizó una comparativa de la macromedición vs la micromedición. En este caso, se realizó una comparación entre el caudal promedio de entrada (macromedición) y el volumen contabilizado de cada uno de los usuarios que integran el distrito (micromedición). De esta forma, se estimó el caudal de fugas promedio en el distrito en estudio. Así mismo, se modeló este comportamiento en el software WaterCAD, utilizando los consumos ingresados al modelo, obtenidos de la micromedición, y el caudal de macromedición como escenario de calibración. De la misma forma, se utilizaron los

patrones de consumo obtenidos para modelar el comportamiento de los usuarios del distrito las 24 horas del día.

En este caso, tal y como se muestra en la figura 4-20 y figura 4-21 se aprecia claramente la diferencia que existe entre el caudal suministrado al distrito y el caudal facturado de los usuarios de este distrito para los meses de enero 2020 y enero 2021, respectivamente. En este caso, dicha diferencia es considerada como las fugas o pérdidas físicas en el sistema, debido a que este volumen no es facturado ni cobrado. Como se mencionó anteriormente los caudales promedios de la macromedición fueron 77.94 L/s y 93.06 L/s para enero 2020 y enero 2021 respectivamente. Mientras que la micromedición reflejó valores de consumo mensual de los usuarios asociados a un gasto de 59.66 L/s y 74.66 L/s para enero 2020 y enero 2021. Por lo tanto, se puede estimar que el caudal de fugas promedio en el distrito es de 18.28 L/s y 18.4 L/s respectivamente.

Para poder estimar los caudales de fugas se llevó a cabo una prueba de presión en el distrito en el horario correspondiente al CMN (entre 12:00 y 4:00 am) de manera que se realizó una reducción gradual de la presión en dichas horas de manera que se observó la relación existente entre el gasto de entrada al distrito en función de la presión de salida establecida por el controlador de la válvula modulante. Así mismo se registraron los valores de PAA, PAB y el caudal de entrada al distrito en litros por segundo. Como se mencionó anteriormente, dicha prueba se realizó en 5 ocasiones. Obteniendo los valores mostrados en el apartado 4.2.7.

Posteriormente, con la información recopilada de las pruebas realizadas en el apartado anterior, se utilizó la ecuación de FAVAD para obtener una ecuación de fugas representativa para el distrito, en función de las pruebas de presión realizadas. De manera que se tomaron los datos de las 5 pruebas realizadas, para un mismo periodo de tiempo, correspondiente al CMN.

Así mismo, se determinó el caudal mínimo nocturno en función del consumo promedio mensual facturado del año 2020 (58.09 L/s) y los CVH, obtenido del patrón

de consumo del 2020, a las horas correspondientes de la prueba. De esta forma se utilizaron los valores de CVH= 0.586, 0.455, 0.392 y 0.370 para las horas de 12:00 am-01:00 am, 01:00-02:00 am, 02:00-03:00 am y 03:00-04:00 am de la mañana respectivamente. Dicho CMN arrojó valores de 34.05 L/s, 26.44 L/s, 22.78 L/s y 21.48 L/s para las horas mencionadas respectivamente. Estos valores son congruentes, debido al tamaño del distrito y al consumo promedio de los usuarios. Finalmente, se restó el valor de dichos caudales nocturnos a los caudales de entrada al distrito realizados durante la prueba de presión para obtener los caudales de fugas estimados.

A partir de los caudales de fugas estimados se llevó a cabo un manejo estadístico de la información, para poder obtener una ecuación que representará el ajuste de esos puntos, obteniendo como resultado la ecuación  $Q_f = 0.35 P^{1.61}$  de la cual se destaca el exponente de fugas N1 con valor de 1.61, el cual, de acuerdo con la literatura se encuentra dentro de los rangos aceptables, dado que, el material de la tubería en el distrito es de asbesto cemento y esa tubería tiene una antigüedad de más de 25 años, en algunos tramos (Cassa & Van Zyl, 2014; Piller & Van Zyl, 2014; Van Zyl, 2014).

Posteriormente, a partir del valor de N1=1.61 y del gráfico de Presión vs Caudal de fugas mostrada en la figura 4-40 se realizó la simulación de las fugas en el distrito utilizando el modelo hidráulico creado en el WaterCAD®, de acuerdo con lo descrito en el apartado 3.6.6. En este caso, se calibró el modelo para los distintos escenarios de consumo, obteniendo los gráficos mostrados en las figura 4-41 y figura 4-42.

En el caso de enero 2020, se obtuvo una aproximación de calibración del modelo observado vs el modelo calculado del 98.57%. Así mismo, se realizaron las comparativas de los escenarios con válvula modulante y sin válvula modulante. A partir de lo anterior, se obtuvo un caudal promedio de fugas sin válvula modulante de 62.95 L/s, lo cual representa un 51.34% de fugas respecto a lo que se estaría facturando, en la micromedición, para ese escenario. Dicho porcentaje de fugas

representa un volumen promedio de pérdidas físicas de 168,611.94 metros cúbicos por mes.

Para enero 2021, se obtuvo una aproximación de calibración del modelo observado vs el modelo calculado del 96.45%. Así mismo, se realizaron las comparativas de los escenarios con válvula modulante y sin válvula modulante. A partir de lo anterior, se determinó un caudal promedio de fugas sin válvula modulante de 58.14 L/s, lo cual representa un 43.78% de fugas respecto a lo que se estaría facturando, en la micromedición, para ese escenario. Dicho porcentaje de fugas representa un volumen promedio de pérdidas físicas de 155,715.71 metros cúbicos por mes.

De acuerdo con lo anterior, los datos de caudales obtenidos para los escenarios de consumo enero 2020 y enero 2021 muestran que los caudales promedio de fugas son menores dada la situación actual del distrito debido a la modulación de presiones existentes, por lo tanto, se verifica que existe una notoria reducción de pérdidas físicas en el distrito a través de la simulación hidráulica del modelo calibrado correspondiente a esta zona en estudio. La reducción de pérdidas físicas para ambos escenarios de consumo es de entre 24 y 28%, respecto a las fugas actuales existentes en el distrito, utilizando la modulación de presiones.

Finalmente, para comprobar la bondad del ajuste estadístico de los datos observados del modelo vs los datos calculados para el modelo hidráulico del distrito correspondiente se realizaron 6 pruebas utilizando las funciones estadísticas mostradas en la tabla 3-16. A partir de esto se obtuvieron los valores mostrados en la tabla 4-38.

Para el caso del error medio absoluto (EMA), los valores obtenidos fueron de 5.43 y 8.15 para el escenario de enero 2020 y enero 2021 respectivamente. A partir de esto, se puede discutir que respecto al valor óptimo de  $EMA=0.0$ , el escenario de enero 2020 presentó mayor cercanía debido a que el EMA es menor y los datos calculados presentan una mayor similitud respecto a los observados. Para el caso de la RMSE y el ERCM los valores fueron de los distintos escenarios presentaron

mismo comportamiento que el ajuste anterior. Obteniendo valores más cercanos al valor óptimo para el escenario de enero 2020. Lo anterior indica que el escenario de enero 2020 presentó un mejor ajuste que el de enero 2021, de acuerdo con las pruebas estadísticas mencionadas.

Por otro lado, respecto al ajuste BIAS, el escenario de enero 2020 presentó un valor de -1.13, lo cual indica que el modelo calculado está sobre estimado, es decir, que se está calculando más de lo que en realidad se ajustó al modelo. En ese sentido, para enero 2021, el valor de 3.31 indica un comportamiento contrario, es decir que el modelo está subestimado, lo cual refleja que se está calculando menos que lo que en realidad se midió para calibrar el modelo.

Finalmente, respecto a los ajustes del coeficiente de  $R^2$  y el coeficiente de Nash-Sutcliffe, indican que su valor óptimo es de 1.0, por lo tanto, ambos análisis para los 2 escenarios se acercan a este valor óptimo con valores que rondan entre 0.9281 y 0.9545. Aunado a esto, de acuerdo con diversos autores, para un valor de NTD mayor 0.8 se considera que el ajuste estadístico realizado es excelente. Por lo tanto, los valores calculados son confiables y permiten estimar de manera adecuada los caudales de fugas y datos de pérdidas físicas, mostrados en esta investigación.

## 5 Conclusiones

De acuerdo con la investigación, la modulación de presiones en los distritos hidrométricos es una herramienta fundamental para gestionar la presión en la red de distribución, lo cual genera un ahorro de agua potable y una disminución de pérdidas físicas ocasionadas por las fugas en el sistema. Parte importante de la modulación de presiones en los DHM conlleva el monitoreo y control en tiempo real de los controles de operación de las válvulas moduladores instaladas a la entrada del distrito. Esta metodología se ha implementado en diversas partes del mundo, cumpliendo con el objetivo de una detección temprana de fugas, además de un ahorro directo de suministro de agua potable. Aunado a esto, la tecnología ha avanzado día con día, por lo cual se han generado nuevas metodologías que cumplen de manera eficiente con la reducción de pérdidas de agua por fugas. Tal es el caso, de la detección de fugas mediante instrumentos que recopilan datos de ondas sonoras utilizados para detectar el lugar donde ocurre la fuga. Respecto a la situación actual de nuestro país, es importante continuar implementando, metodologías e instrumentos de medición de vanguardia para eficientizar la gestión del agua potable en las redes de distribución (Creaco et al., 2019; El-Zahab & Zayed, 2019; Eryiğit, 2019; Hu et al., 2021) .

De manera general, se cumplió con el objetivo establecido al inicio de la investigación, debido a que, se verificó la reducción de las pérdidas físicas en el distrito hidrométrico Jardines de Anáhuac, perteneciente a la red de distribución del AMM. Lo anterior se realizó mediante la simulación hidráulica de un modelo calibrado con información de caudales y presiones observados.

Respecto a la hipótesis planteada al inicio de la investigación, se logró verificar la reducción de pérdidas físicas en un distrito hidrométrico mediante una simulación hidráulica de presiones, utilizando la información histórica de micro-medición de consumos e información de macromedición de la zona en estudio, lo cual a su vez



evidenció el ahorro de agua potable existente y la reducción de fugas en el sistema debido a la modulación de presiones.

De manera particular, se cumplieron los objetivos específicos definidos. Primeramente, se obtuvo la información requerida respecto a caudales y presiones utilizando instrumentos de medición, registradores de presión, caudalímetros, entre otros. La información proporcionada por SADM cumplió con las expectativas de la investigación y fue adecuada para poder implementar los modelos. Parte de la información fue brindada directamente por SADM, y otra parte, fue obtenida en colaboración con sus brigadas de operación y la participación directa del responsable de esta investigación. Así mismo, se desarrollaron 2 códigos de programación que permitieron manejar y adecuar de manera más rápida y eficiente las bases de datos requeridas para la construcción del modelo hidráulico y los consumos de agua potable por parte de los usuarios de los distritos. A partir de estos códigos creados, utilizando el software de programación “GNU Octave ®” se puede concluir que estos códigos cumplen su función de extraer y seleccionar la información relevante de la investigación en poco tiempo y de manera sencilla. Caso contrario a como se realizaba antes, utilizando programas como Microsoft Access y Microsoft Excel, con los cuales se demoraba más el proceso y era más complicado de realizar y se podrían generar errores humanos.

Por otro lado, se realizó la simulación hidráulica de los sitios en estudio, utilizando un software especializado, considerando los casos sin válvula reductora y con válvula reductora, para los distintos escenarios de demanda. En este caso, no se presentó ningún problema que afectará la implementación de los modelos hidráulicos, la herramienta computacional, WaterCAD®, fue de vital importancia y funcionó a la perfección para simular los sitios en estudio. Posteriormente, se cumplió con otro objetivo particular, dado que, se propusieron patrones de consumo propios para los distritos hidrométricos en estudio, de manera que, en función de la información histórica de macromedición se pudo definir el comportamiento de los usuarios en el distrito, así como, las horas de mayor y menor demanda.

Para el caso del DHM Chepevera, no se cumplieron los alcances esperados, dado que, ocurrieron factores externos que afectaron directamente la investigación. Estos factores involucraron posibles fallas en los equipos de macromedición del distrito, una macro fuga de agua debido a una ruptura de una tubería alimentadora del distrito, ocasionada por un constructor ajeno; así como, modificaciones y ajuste en la delimitación del sector, debido a esta fuga ocurrida. Por lo tanto, a pesar de que en investigaciones previas realizadas (Guerra Puente, 2019), se indicaba que la colocación de una válvula reductora de presiones en este sitio, permitiría reducir la presión hidráulica entre 2.0 y 3.5 kg/cm<sup>2</sup>, lo cual debía evidenciar una reducción de fugas considerable, no se logró verificar esta reducción, ni el ahorro de agua potable.

Por otro lado, para el DH Jardines de Anáhuac se llevó a cabo un análisis detallado que permitió obtener resultados satisfactorios. En este sentido, se realizó una prueba de presión en el DHM Jardines de Anáhuac para determinar la variación existente entre la presión y el caudal de entrada al distrito, a partir de lo cual, se obtuvo una ecuación que representó el caudal de fugas presente en el distrito en función de la presión de operación brindada a los usuarios de este sector. Finalmente, se determinó el ahorro de agua potable y la reducción de fugas en el distrito hidrométrico. Para el DH Jardines de Anáhuac, el porcentaje de fugas que se presentaría en el distrito sin la modulación de presiones sería de entre un 44 al 51%, de acuerdo con el modelo hidráulico calibrado. Así mismo, actualmente, dado a la modulación de presiones, la reducción de pérdidas físicas en dicho distrito fue de entre 24 y 28% en promedio, atribuido directamente a la modulación de presiones. Lo anterior indica un porcentaje de fugas actual de entre 19 al 23%, dado las condiciones actuales de operación y modulación. Aunado a esto, se estima un ahorro de entre 106,000 y 119,000 metros cúbicos por mes gracias a la modulación de presiones. Por lo tanto, se concluye que, la situación actual de este distrito es favorable y se está cumpliendo con la principal función de estos sistemas de modulación, ahorrar agua potable.

## 6 Bibliografía

- Akpan, P. U., Jones, S., Eke, M. N., & Yeung, H. (2017). Modelling and transient simulation of water flow in pipelines using WANDA Transient software. *Ain Shams Engineering Journal*, 8(3), 457–466. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2015.09.006>
- AL-Washali, T., Sharma, S., AL-Nozaily, F., Haidera, M., & Kennedy, M. (2018). Modelling the leakage rate and reduction using minimum night flow analysis in an intermittent supply system. *Water (Switzerland)*, 11(1). <https://doi.org/10.3390/w11010048>
- Alves, Z., Muranho, J., Albuquerque, T., & Ferreira, A. (2014). Water distribution network's modeling and calibration. A case study based on scarce inventory data. *Procedia Engineering*, 70, 31–40. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.005>
- Aqua Save. (2015). *Water Management Solutions*. “ Step Test ” (p. Fecha de publicación: Agosto 2015.). Recuperado de: <http://www.aquasave.mk/en-GB/Home/ServiceDetails/22>.
- Bentley WaterCAD Systems. (2017). *WaterCAD CONNECT Edition Modelado y gestión de sistemas de distribución de agua*.
- Candelieri, A., & Archetti, F. (2014). Identifying typical urban water demand patterns for a reliable short-term forecasting - The icewater project approach. *Procedia Engineering*, 89, 1004–1012. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.218>
- Cassa, A. M., & Van Zyl, J. E. (2014). Predicting the leakage exponents of elastically deforming cracks in pipes. *Procedia Engineering*, 70, 302–310. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.034>
- Charalambous, B. (2008). Use of district metered areas coupled with pressure optimisation to reduce leakage. *Water Science and Technology: Water Supply*,

8(1), 57–62. <https://doi.org/10.2166/ws.2008.030>

CONAGUA. (2016a). *El agua y su historia milenaria. México con agua. Comisión Nacional del Agua. México. 2016.* <https://www.gob.mx/mexico-con-agua/articulos/el-agua-y-su-historia-milenaria>

CONAGUA. (2016b). *Informe Estadísticas del agua en México, Comisión Nacional del Agua (Conagua), Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (Semarnat).*  
<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/SGP-1-11-%0AEAM2011.PDF>

CONAGUA. (2016c). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado.* (Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) (ed.); Libro 4).  
<https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro4.pdf>

CONAGUA. (2017). *Sistema Cutzamala. Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México. Comisión Nacional del Agua.*  
<http://sina.conagua.gob.mx/sina/index.php?p=36>

CONAGUA. (2019). *Servicio Meteorológico Nacional. Comisión Nacional del Agua. Estaciones climatológicas convencionales. Estación 19052 Mty-Observatorio. Datos de temperatura media histórica.*  
<https://smn.conagua.gob.mx/es/climatologia/informacion-climatologica/informacion-estadistica-climatologica>

Creaco, E., Campisano, A., Fontana, N., Marini, G., Page, P. R., & Walski, T. (2019). Real time control of water distribution networks: A state-of-the-art review. *Water Research, 161*, 517–530. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2019.06.025>

De Paola, F., Fontana, N., Galdiero, E., Giugni, M., Degli Uberti, G. S., & Vitaletti, M. (2014). Optimal design of district metered areas in water distribution networks. *Procedia Engineering, 70*(Lambert 2002), 449–457.

<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.050>

Deyi, M., Van Zyl, J., & Shepherd, M. (2014). Applying the FAVAD concept and leakage number to real networks: A case study in Kwadabeka, South Africa. *Procedia Engineering*, 89, 1537–1544. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.450>

El-Zahab, S., & Zayed, T. (2019). Leak detection in water distribution networks: an introductory overview. *Smart Water*, 4(1). <https://doi.org/10.1186/s40713-019-0017-x>

Eryiğit, M. (2019). Water loss detection in water distribution networks by using modified Clonalg. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA*, 68(4), 253–263. <https://doi.org/10.2166/aqua.2019.139>

Fragoso Sandoval, L., Ruiz y Zurvia-Flores, J., & Toxky López, G. (2016). La sectorización en redes de agua potable para mejorar su eficiencia hidráulica. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 37(2), 29–43.

Frank, F., Reuter, B., Aizinger, V., & Knabner, P. (2015). FESTUNG: A MATLAB/GNU Octave toolbox for the discontinuous Galerkin method, Part I: Diffusion operator. *Computers and Mathematics with Applications*, 70(1), 11–46. <https://doi.org/10.1016/j.camwa.2015.04.013>

Galuppini, G., Creaco, E., Toffanin, C., & Magni, L. (2019). Service pressure regulation in water distribution networks. *Control Engineering Practice*, 86(March), 70–84. <https://doi.org/10.1016/j.conengprac.2019.03.007>

García, M. del M. (2006). *Modelación y simulación de redes hidráulicas a presión mediante herramientas informáticas*. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA.

GIZ, & VAG. (2011). *Guía para la reducción de las pérdidas de agua. Un enfoque en la gestión de la presión*. (Deutsche Gessellschaft fur Internationale Zusammenarbeit., VAG Amaturen GmbH(VAG), University of Applied Sciences

Northwestern Switzerland(FHNW), & Karlsruhe Institute of Technology(KIT) (eds.); Traducido).

Gomes, R., Sousa, J., & Sá Marques, A. (2014). Influence of future water demand patterns on the district metered areas design and benefits yielded by pressure management. *Procedia Engineering*, 70, 744–752. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.081>

Gomes, Ricardo, Marques, A. S., & Sousa, J. (2012). Decision support system to divide a large network into suitable District Metered Areas. *Water Science and Technology*, 65(9), 1667–1675. <https://doi.org/10.2166/wst.2012.061>

Guerra Cobián, V. H. (2007). *Análisis del efecto de discretización espacial en el modelado hidrológico de cuencas utilizando el modelo distribuido CEQUEAU-ONU*. Universidad Autónoma del Estado de México. Facultad de Ingeniería. Centro Interamericano de Recursos del Agua (CIRA). Tesis doctoral. Toluca, Estado de México.

Guerra Puentes, H. (2019). *Propuesta de reducción de pérdidas en una red de distribución de agua potable mediante la simulación hidráulica de presiones en un macrosector de la red del Área Metropolitana de Monterrey*. Universidad Autónoma de Nuevo León. Facultad de Ingeniería Civil. Tesis de Licenciatura. San Nicolás de los Garza, Nuevo León.

Guragai, B., Hashimoto, T., Oguma, K., & Takizawa, S. (2018). Data logger-based measurement of household water consumption and micro-component analysis of an intermittent water supply system. *Journal of Cleaner Production*, 197, 1159–1168. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.06.198>

Heald, C. (1988). *Heald, C. (1988). Cameron Hydraulic Data. United States of America: INGERSOLL- RAND*. 1988.

HMES. (2002). *HMES. (2002). Computer Applications in Hydraulic Engineering. United States of America: Haestad Methods Engineering Staff Inc.*

- Hou, Y. (2018). Water Distribution System Leakage Control by DMA Management : A Case Study. *1st International WDSA/CCWI 2018 Joint Conference, Kingston, Ontario, Canada.*
- Hu, X., Han, Y., Yu, B., Geng, Z., & Fan, J. (2021). Novel leakage detection and water loss management of urban water supply network using multiscale neural networks. *Journal of Cleaner Production*, 278, 123611. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123611>
- INEGI. (2020a). *Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI). Encuesta Intercensal 2020.* <https://www.inegi.org.mx/>
- INEGI. (2020b). *Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI) Relieve Continental. Modelos digitales de elevación Escala 1:10,000* <https://www.inegi.org.mx/temas/relieve/continental/>.
- Jiménez-Cabas, J., Romero-Fandiño, E., Torres, L., Sanjuan, M., & López-Estrada, F. R. (2018). Localization of Leaks in Water Distribution Networks using Flow Readings. *IFAC-PapersOnLine*, 51(24), 922–928. <https://doi.org/10.1016/j.ifacol.2018.09.685>
- Katko, T. S., Juuti, P. S., & Rajala, R. P. (2009). Writing the history of water services. *Physics and Chemistry of the Earth*, 34(3), 156–163. <https://doi.org/10.1016/j.pce.2008.06.033>
- Lambert, A. (2002). Water Losses Management and Techniques. Water Science Technology: Water Supply. International Report. *Water Science and Technology, Internatio*, 2002.
- Laucelli, D. B., Simone, A., Berardi, L., & Giustolisi, O. (2016). Optimal Design of District Metering Areas. *Procedia Engineering*, 162, 403–410. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.11.081>
- Levi, E. (2001). *El Agua según la Ciencia* (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (ed.); 2da.).



- Li, J., Wang, C., Qian, Z., & Lu, C. (2019). Optimal sensor placement for leak localization in water distribution networks based on a novel semi-supervised strategy. *Journal of Process Control*, 82, 13–21. <https://doi.org/10.1016/j.jprocont.2019.08.001>
- López-Jiménez, P. A., Martínez-Solano, F. J., López-Patiño, G., & Lara-Ledesma, B. (2007). Modelación computacional del fenómeno de una fuga en tubería de abastecimiento. *Ingeniería Hidráulica En Mexico*, 22(2), 43–54.
- Martínez-Solano, F. J., Iglesias-Rey, P. L., & Arce, S. X. M. (2017). Simultaneous Calibration of Leakages, Demands and Losses from Measurements. Application to the Guayaquil Network (Ecuador). *Procedia Engineering*, 186, 397–404. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.03.237>
- Masduqi, A. (2016). *Evaluation of Non-Revenue Water Using Step Test Method At PDAM MALANG. February.*
- May, J. (1994). Leakage, Pressure and Control. *BICS International Conference on Leakage Control Investigation in Underground Assets.*
- Mays, L. W. (2010). Ancient water technologies. In *Ancient Water Technologies.* <https://doi.org/10.1007/978-90-481-8632-7>
- Morelos, R. A., & Hernández, J. R. (2017). Modelación hidráulica de la red de distribución de agua potable en una ciudad Mexicana EPANET. *Revista Iberoamericana de Ciencias*, 4, 131.
- Morrison, J. (2004). Managing leakage by District Metered Areas: A practical approach. *Water 21, FEB.*, 44–46.
- Ochoa Alejo, L., & Bourguett Ortiz, V. (2001). *Reducción Integral de Pérdidas de Agua Potable* (SEMARNAT & IMTA (eds.)).
- Pilcher, R. (2003). *Pilcher, R. (2003). Leak Detection practices and techniques: a practical approach. Water 21 Magazine of the International Water Association .*



- Piller, O., & Van Zyl, J. E. (2014). Incorporating the FAVAD leakage equation into water distribution system analysis. *Procedia Engineering*, 89, 613–617. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.485>
- Rajabi, A., Eskandari, M., Jabbari Ghadi, M., Ghavidel, S., Li, L., Zhang, J., & Siano, P. (2019). A pattern recognition methodology for analyzing residential customers load data and targeting demand response applications. *Energy and Buildings*, 203. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2019.109455>
- Rajeswaran, A., Narasimhan, S., & Narasimhan, S. (2018). A graph partitioning algorithm for leak detection in water distribution networks. *Computers and Chemical Engineering*, 108, 11–23. <https://doi.org/10.1016/j.compchemeng.2017.08.007>
- Ranedo, D. (2009). Elaboración del modelo matemático de la red de agua potable de Maspalomas (Gran Canaria), y estudio de sectorización de la misma. *Tesina de Maestría*.
- Rathi, S., Gupta, R., Labhasetwar, P., & Nagarnaik, P. (2020). Challenges in calibration of water distribution network: A case study of Ramnagar Elevated Service Reservoir command area in Nagpur City, India. *Water Science and Technology: Water Supply*, 20(4), 1294–1312. <https://doi.org/10.2166/ws.2020.047>
- Romano, M., Woodward, K., & Kapelan, Z. (2017). Statistical Process Control Based System for Approximate Location of Pipe Bursts and Leaks in Water Distribution Systems. *Procedia Engineering*, 186, 236–243. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.03.235>
- SADM. (2011). *Antecedentes de Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey. Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey. I.P.D. México*. 2011. <https://www.sadm.gob.mx/PortalSadm/jsp/seccion.jsp?id=143&sadm=28>
- SADM. (2017a). *Anuario estadístico sobre la operación de Servicios de Agua y*

*Drenaje de Monterrey I.P.D. en el Área Metropolitana de Monterrey (AMM). Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey I.P.D.*

SADM. (2017b). *Plan Hídrico Estatal de Nuevo León, Informe Final: Agua Potable, Alcantarillado, Saneamiento, Drenaje Pluvial. Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey I.P.D. Gobierno del Estado de Nuevo León.* 565.

SADM. (2020). *Optimización de la Red de abastecimiento de Agua Potable del Área Metropolitana de Monterrey, mediante la Técnica de Modulación de presiones. México: Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey. I.P.D.*

Saéñz Esparza, F. J. (2017). *Gestión Hídrica Sostenible de una red de agua potable sectorizada optimizada mediante la operación de distritos hidrométricos modulados: Caso de estudio Nueva Exposición.* Universidad Autónoma de Nuevo León.

Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de tuberías. Abastecimiento de agua, redes, riegos.* (Alfaomega).

Samir, N., Kansoh, R., Elbarki, W., & Fleifle, A. (2017). Pressure control for minimizing leakage in water distribution systems. *Alexandria Engineering Journal*, 56(4), 601–612. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2017.07.008>

Sanz, G., & Pérez, R. (2015). Comparison of demand calibration in water distribution networks using pressure and flow sensors. *Procedia Engineering*, 119(1), 771–780. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.933>

Savić, D., & Ferrari, G. (2014). Design and performance of district metering areas in water distribution systems. *Procedia Engineering*, 89, 1136–1143. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.236>

SEDESOL. (2012). *Delimitación de las Zonas Metropolitanas de México 2010. México: Instituto Nacional de Estadística y Geografía. Secretaría de Desarrollo Social.*

- Sotelo Avila, G. (2011). *Hidráulica general. Volumen I Fundamentos* (Limusa).
- Thorton, J. (2005). *Thornton, J. (2005). Progress in practical prediction of pressure: leakage, pressure.: Canadá: Proceedings of the IWA Specialised Conference Leakage 2005.*
- Van Zyl, J. E. (2014). Theoretical modeling of pressure and leakage in water distribution systems. *Procedia Engineering*, 89, 273–277. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.187>
- Venkata Ramana, G., Sudheer, C. V. S. S., & Rajasekhar, B. (2015). Network analysis of water distribution system in rural areas using EPANET. *Procedia Engineering*, 119(1), 496–505. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.875>
- Wu, Z. Y., & Walski, T. (2006). Pressure Dependent Hydraulic Modelling for Water Distribution Systems under Abnormal Conditions. *IWA World Water Congress and Exhibition, January*, 10–14.
- Zhang, K., Yan, H., Zeng, H., Xin, K., & Tao, T. (2019). A practical multi-objective optimization sectorization method for water distribution network. *Science of the Total Environment*, 656, 1401–1412. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.11.273>
- Zhou, S., O'Neill, Z., & O'Neill, C. (2018). A review of leakage detection methods for district heating networks. *Applied Thermal Engineering*, 137(January), 567–574. <https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2018.04.010>