

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

ESCUELA DE POSGRADO

**DOCTORADO EN INGENIERÍA Y CIENCIAS
AMBIENTALES**



**“MODELO DE DECAIMIENTO DE CLORO LIBRE EN LA RED DE
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE EN LA CIUDAD DE
AZOGUES, ECUADOR”**

Presentada por:

FAUSTO FERNANDO GARCIA AVILA

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE DOCTOR
DOCTORIS PHILOSOPHIAE EN INGENIERÍA Y CIENCIAS
AMBIENTALES**

**Lima - Perú
2019**

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

ESCUELA DE POSGRADO

**DOCTORADO EN INGENIERÍA Y CIENCIAS
AMBIENTALES**

**“MODELO DE DECAIMIENTO DE CLORO LIBRE EN LA RED DE
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE EN LA CIUDAD DE
AZOGUES, ECUADOR”**

TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE DOCTOR

Doctoris Philosophiae (Ph.D.)

Presentada por:

FAUSTO FERNANDO GARCIA AVILA

Sustentada y aprobada ante el siguiente jurado:

Ph.D. José Luis Calle Maraví
PRESIDENTE

Dra. Lía Ramos Fernández
PATROCINADORA

Dr. Alex Manuel Avilés Añezco
CO – PATROCINADOR

Ph.D. Lisveth Vilma Flores del Pino
MIEMBRO

Dra. Rosemary Vela Cardich
MIEMBRO

Dr. Lorgio Gilberto Valdiviezo Gonzáles
MIEMBRO EXTERNO

DEDICATORIA

Dedicado a los dos mejores estudiantes que he tenido, tengo y tendré: Cristopher y Osmar, quienes diariamente me demuestran que mañana serán mejor que su padre; así como aquella mujer que ha estado a mi lado incondicionalmente (Cristina); todos ellos con sus sacrificios, constancia y dedicación durante mi ausencia permitieron que mi vida sea más llevadera durante el desarrollo del Doctorado.

AGRADECIMIENTO

A todos mis profesores del doctorado, de manera especial a la Dra. Lía Ramos y Lisveth Flores quienes con su asesoramiento acertado, motivación y enseñanza permitieron avanzar en este arduo camino, desde la elaboración del proyecto hasta la culminación de la tesis doctoral.

Al Dr. José Calle, Dra. Rosmary Vela, Dr. Lorgio Gonzales y Dr. Alex Avilés, miembros del comité de sustentación, por sus sugerencias para mejorar mi trabajo de tesis.

A la EMAPAL EP por el apoyo brindado al proporcionarme la información y los laboratorios necesarios para los ensayos.

A los ingenieros: Diego Quezada, Damián Pauta, Juan Ordoñez, Christian Guanuchi y Gabriel Bonifaz por toda la ayuda prestada en los muestreos y ensayos necesarios para cumplir con lo propuesto.

A toda mi familia por su apoyo moral durante todo este tiempo.

ÍNDICE GENERAL

I. INTRODUCCIÓN	1
II. REVISIÓN DE LITERATURA	3
2.1 CALIDAD DEL AGUA POTABLE Y CORROSIÓN EN REDES DE DISTRIBUCIÓN	3
2.1.1 Potabilización y sistema de distribución	3
2.1.2 Cloración del agua.....	4
2.1.3 Calidad del agua en redes de agua potable.....	7
2.1.4 Técnicas para determinar la corrosión en los sistemas de distribución de agua potable	9
2.2 MODELO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	13
2.2.1 Características del modelo hidráulico	13
2.2.2. Principios hidráulicos para el modelo	16
2.2.3 Calibración de modelos hidráulicos	18
2.2.4 Simulación hidráulica con EPANET	19
2.3 MODELO DE LA CALIDAD DEL AGUA	20
2.3.1 Modelo de decaimiento del cloro residual	21
2.3.2 Modelamiento de la calidad del agua con EPANET.....	26
2.3.3 Calibración de un modelo de calidad del agua.....	27
2.3.4 Simulación de la calidad del agua con EPANET	28
2.3.5 Análisis de sensibilidad de los parámetros del modelo.....	28
II. MATERIALES Y MÉTODOS	29
3.1 DETERMINACIÓN DE LA CORROSIÓN Y CALIDAD DEL AGUA POTABLE EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN	29
3.1.1 Estimación de la tendencia corrosiva en el sistema de agua potable usando índices de corrosión.....	29
3.1.2 Medición de la velocidad de corrosión: pérdida de peso en cupones de cobre...	34
3.2 ELABORACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO	38
3.2.1 Delimitación de la red de distribución sobre la cual se articuló el modelo.....	38
3.2.2 Caracterización de la red distribución	38
3.2.3 Modelización del sistema de distribución de agua.....	39
3.2.4 Simulación inicial del modelo hidráulico.....	45
3.2.5 Calibración del modelo hidráulico	46
3.2.6 Validación del modelo hidráulico	49
3.2.7 Evaluación del rendimiento de la red de distribución	49

3.2.8 Optimización de la red hidráulica	51
3.3 ELABORACIÓN DEL MODELO DE DECAIMIENTO DE CLORO LIBRE	52
3.3.1 Identificación de los puntos de muestreo	52
3.3.2 Determinación del orden de reacción.....	53
3.3.3 Determinación del coeficiente de reacción del cloro con el volumen de agua, kb	53
3.3.4 Determinación del coeficiente global de decaimiento, K	54
3.3.5 Determinación del coeficiente de reacción con la pared, kw	54
3.3.6 Simulación inicial del modelo de decaimiento de cloro en EPANET	55
3.3.7 Calibración del modelo de calidad	55
3.3.8 Validación del modelo de calidad	57
3.3.9 Análisis de sensibilidad de los parámetros del modelo de decaimiento de cloro	57
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	59
4.1 EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA Y CORROSIÓN EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN	59
4.1.1 Características físicas y químicas.....	59
4.1.2 Evaluación de la corrosión del agua mediante índice de corrosión	62
4.1.3 Evaluación corrosiva mediante cupones de corrosión	68
4.2 EVALUACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO	76
4.2.1 Modelo hidráulico obtenido en EPANET	76
4.2.2 Demanda base	77
4.2.3 Comparación inicial de caudales y presiones.....	80
4.2.4 Calibración del modelo hidráulico	82
4.2.4 Validación del modelo hidráulico	86
4.2.5 Exploración modelo hidráulico calibrado y validado	87
4.2.6 Rendimiento de la red de distribución	92
4.2.7 Optimización del funcionamiento de la red	93
4.3 EVALUACIÓN DEL MODELO DE DECAIMIENTO DE CLORO EN EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	96
4.3.1 Monitoreo de cloro residual	96
4.3.2 Determinación del orden de reacción.....	97
4.3.3 Obtención del coeficiente de reacción del cloro en el seno del agua, kb.....	97
4.3.4 Obtención del coeficiente global de decaimiento, K.....	101
4.3.5 Coeficiente de reacción en la pared de la tubería, kw	103
4.3.6 Simulación inicial.....	106
4.3.7 Calibración del modelo de decaimiento de cloro residual	107
4.3.8 Validación del modelo de decaimiento de cloro residual	109
4.3.9 Análisis de sensibilidad del modelo	110

4.3.10 Exploración del modelo de decaimiento de cloro	111
V. CONCLUSIONES	118
VI. RECOMENDACIONES	122
VII. BIBLIOGRAFÍA	123
VIII. ANEXOS	140

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1: Requisitos microbiológicos del agua potable	5
Cuadro 2: Resumen de parámetros necesarios para calcular índices de corrosión	11
Cuadro 3: Fórmulas de pérdida de carga para tubería llena	17
Cuadro 4: Descripción de los índices de corrosión utilizada en el presente estudio	31
Cuadro 5: Número de muestra, nombre y coordenadas del sitio de muestreo	33
Cuadro 6: Número de muestras para cada zona de estudio	33
Cuadro 7: Clasificación cualitativa de las tasas de corrosión en	37
Cuadro 8: Demandas promedio por tipo de actividad	43
Cuadro 9: Niveles de rendimiento de un modelo hidráulico en función del índice E y RSR	48
Cuadro 10: Valores promedio de los análisis de agua recolectada en los sitios de muestreo	59
Cuadro 11: Valores promedio de los índices de corrosión por zonas	63
Cuadro 12: Coeficientes de regresión y estadísticos asociados. Índice de Langelier.....	67
Cuadro 13: Coeficientes de regresión y estadísticos asociados. Índice de Ryznar	67
Cuadro 14: Coeficientes de regresión y estadísticos asociados. Índice de Larson-Skold ...	68
Cuadro 15: Pérdida de peso de los cupones en mg para cada concentración de Cl ₂ y tiempo de exposición	69
Cuadro 16: Tasa de Corrosión en mpy para cada concentración de Cl ₂ y tiempo de exposición.....	70
Cuadro 17: Variación de la concentración de Cu para cada concentración de Cl ₂	72
Cuadro 18: Resumen del modelo hidráulico	76
Cuadro 19: Consumo y número de usuarios en la zona alta por rangos (m ³ /mes)	77
Cuadro 20: Demanda horaria en la red de distribución	78
Cuadro 21: Demanda base por nodo	79
Cuadro 22: Comparación de caudales medidos en campo y simulados con EPANET	82
Cuadro 23: Índices de eficiencia de la calibración y validación del modelo hidráulico	87
Cuadro 24: Mediciones de cloro residual en la red de distribución (mg/L)	96
Cuadro 25: Promedios mensuales de cloro libre medidos en la red en mg/L	97
Cuadro 26: Coeficiente de decaimiento de cloro libre en los puntos de muestreo (kb)	100
Cuadro 27: Promedio mensual del coeficiente kb	100

Cuadro 28: Resultados experimentales para determinar el coeficiente de decaimiento global	102
Cuadro 29: Resultados para la determinación del coeficiente de decaimiento con la pared	104
Cuadro 30: Contribuciones porcentuales de k_b y k_{wall} a K	105
Cuadro 31: Comparación inicial de cloro medido y simulado	107
Cuadro 32: Índices de eficiencia de la validación de la calibración y validación del modelo de decaimiento de cloro	110

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Instalación entre red principal y la conexión domiciliaria (acometida).....	4
Figura 2: Esquema del proceso de potabilización con tratamiento convencional en las plantas de potabilización de la EMAPAL EP.....	4
Figura 3: Efecto de cloro en tuberías de cobre: (a) Inicio de la corrosión, (b) Perforación ocasionado por la corrosión, (c) Efecto químico de cloro en las paredes de la tubería. Pit (pitting), la corrosión por pitting se desarrolla solo en presencia de especie de cloro	8
Figura 4: Componentes físicos de un sistema de distribución de agua	15
Figura 5: Ubicación de la ciudad de Azogues, Ecuador (imagen superior), zonas de abastecimiento y red de distribución de agua potable de la ciudad de Azogues (imagen intermedia), red de agua potable de la zona alta donde se aplicó el modelo de decaimiento de cloro libre (imagen inferior)	30
Figura 6: Puntos de muestreo ubicados en la red de distribución, para la numeración se comenzó considerando primero las reservas y luego las viviendas.....	32
Figura 7: Cupón o testigo de cobre utilizado para los ensayos de la velocidad de corrosión	34
Figura 8: (a) Cupón o testigo de cobre, (b) Porta cupón, (c) Porta cupón con cupón, (d) Estante de prueba de corrosión implementada en una vivienda, en donde se instaló los cupones	35
Figura 9: (a) Cupones sumergidos en soluciones de 0,25; 0,5; 0,75; 1,0; 2,0; 5,0 mg/L de cloro; (b) cupón sumergido en 250 mL de solución.....	37
Figura 10: Zona alta de la red de distribución donde se aplicó el modelo hidráulico	38
Figura 11: Distribución de los predios a lo largo de la red de agua potable	39
Figura 12: Medición de la demanda horaria en el tanque de abastecimiento. Cerrando la válvula de ingreso (fotografía superior) previo a la medición de alturas. Medición de alturas durante la noche (fotografía inferior).....	44
Figura 13: Flujograma que indica el procedimiento para la modelación hidráulica en periodo extendido	45
Figura 14: Flujograma del procedimiento para la calibración del modelo hidráulico.....	47
Figura 15: Medición de la presión en campo usando un manómetro portátil	48
Figura 16: Procedimiento para la simulación inicial del modelo de decaimiento de cloro. 55	
Figura 17: Procedimiento de calibración y validación del modelo de decaimiento de cloro	56

Figura 18: Variación del pH, temperatura, TDS, calcio, alcalinidad, sulfuros y cloruros del agua potable en los puntos de muestreo de la red de distribución.....	61
Figura 19: Variación de los índices de corrosión en los diferentes puntos de muestreo.....	63
Figura 20: Variación de los índices de corrosión con los parámetros físico-químicos. (a) relación pH con LSI y RSI, (b) relación temperatura con LSI y RSI, (c) relación TDS con LSI y RSI, (d) relación calcio con LSI y RSI, (e) relación alcalinidad con LSI, RSI y LRI, (f) relación LRI con sulfatos y cloruros.....	65
Figura 21: Variación de los índices de corrosión con el tiempo. (a) Variación mensual del LSI, (b) Variación mensual del RSI, (c) Variación mensual del LRI	66
Figura 22: Pérdida de peso de los cupones en mg.....	69
Figura 23: Tasa de corrosión del cobre versus concentración de cloro libre	70
Figura 24: Tasa de corrosión del cobre versus tiempo de exposición.....	71
Figura 25: Tasa de corrosión del cobre versus concentración de cloro libre	72
Figura 26: El impacto del cloro libre sobre la concentración acumulada de cobre liberado en el transcurso de la prueba de inmersión estática.....	73
Figura 27: Metalografía del cobre	75
Figura 28: Examinación visual de la superficie de los cupones de cobre del Test de inmersión estática para cada concentración de cloro.....	75
Figura 29: Red de agua potable de la zona alta de la ciudad de Azogues	76
Figura 30: Curva de modulación que muestra la variación de consumo de agua durante el día	80
Figura 31: Coeficiente de variación que muestra la tendencia de consumo horaria de agua	80
Figura 32: Caudales en la simulación inicial, antes de la calibración	81
Figura 33: Error cuadrático medio entre las presiones medidas y las simuladas antes de la calibración	81
Figura 34: Estación 1 de medición de caudal ubicada en la calle Miguel Heredia (imagen izquierda). Sondas del caudalímetro ultrasónico instalado en una tubería de PVC de 110 mm (imagen derecha).....	82
Figura 35: Medición de caudal con caudalímetro portátil en la estación 1	83
Figura 36: Caudal simulado en la estación 1	83
Figura 37: Estación 2 de medición de caudal ubicado en calle Vicente Rocafuerte y José Urbina (quebrada); Sondas del caudalímetro ultrasónico instalado en una tubería de PVC de 200 mm (imagen izquierda). Medición del caudal (imagen derecha)	84

Figura 38: Medición de caudal con caudalímetro portátil en la estación 2	84
Figura 39: Caudal simulado en la estación 2	84
Figura 40: Informe de presiones en la calibración. Comparación de presión medida y simulada.....	85
Figura 41: Informe de presiones en la calibración. Comparación de presión medida y simulada.....	86
Figura 42: Mapa de caudales (LPS) a las 9am Figura 43: Mapa de caudales (LPS) a las 2am	88
Figura 44: Mapa de velocidades en m/s (9am) Figura 45: Mapa de velocidades en m/s (2am).....	88
Figura 46: Flujo y velocidad en las tuberías (9am)	89
Figura 47: Flujo y velocidad en las tuberías (2am)	89
Figura 48: Mapa de presiones (mca) en EPANET (9am).....	91
Figura 49: Mapa de presiones (mca) en EPANET (2am).....	91
Figura 50: Presión y demanda en los nodos (9 am).....	92
Figura 51: Presión y demanda en los nodos (2 am).....	92
Figura 52: Maximización de la cobertura de presiones adecuadas. Antes y después de la optimización	94
Figura 53: Contorno de presiones a) después de instalar las VRPs b) Antes de instalar las VRPs.....	95
Figura 54: Determinación del orden de reacción.....	98
Figura 55: Obtención del coeficiente de decaimiento de cloro libre; para diez puntos de muestreo del mes de julio, imagen (a); para el mes de agosto, imagen (b).....	99
Figura 56: Coeficiente de decaimiento global en función del diámetro y velocidad	102
Figura 57: Coeficiente de decaimiento global en función de la velocidad y caudal	103
Figura 58: Valores promedios de k_{wall} en función del diámetro	104
Figura 59: Incremento de k_{wall} en función de la velocidad para los diferentes diámetros	106
Figura 60: Informe de calibración (Comparación)	108
Figura 61: Informe de calibración (Correlación).....	108
Figura 62: Informe de calibración (Comparación)	109
Figura 63: Informe de calibración (Correlación).....	109
Figura 64: Sensibilidad de la concentración de cloro simulada por el modelo ante cambios de los parámetros k_b y k_w en la red de distribución. dC/C es el cambio relativo de la	

concentración de cloro simulada y dP/P es el cambio relativo en los valores de los parámetros del modelo.....	110
Figura 65: Concentración de cloro las 9am	112
Figura 66: Concentración de cloro las 2am	112
Figura 67: Concentración horaria de cloro en el tanque de distribución.....	113
Figura 68: Variación de la concentración de cloro residual en la red de abastecimiento a diferentes concentraciones iniciales en el tanque de distribución	114
Figura 69: Estabilización de cloro	115
Figura 70: Tiempo de estabilización en el nodo más alejado.....	115
Figura 71: Tiempo de estabilización un nodo cercano al tanque de distribución.....	116
Figura 72: Tiempo de estabilización un nodo intermedio al tanque de distribución.....	116
Figura 73: Tiempo de estabilización un nodo lejano al tanque de distribución	116

INDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: Fichas de muestreos para el análisis físico-químico del agua potable	140
ANEXO 2: Resultados de la calidad del agua potable	154
ANEXO 3: Promedio de Índices de corrosión en la red de distribución.....	159
ANEXO 4: Características de las tuberías que componen la zona alta	160
ANEXO 5: Características de los nodos.....	165
ANEXO 6: Medición del caudal en el tanque de distribución que ingresa a la red en L/s	168
ANEXO 7: Demanda base calculada para cada nodo en L/s	169
ANEXO 8: Medición de presiones obtenidas en campo usando un manómetro portátil ..	173
ANEXO 9: Ficha de muestreo para monitoreo de cloro libre	174
ANEXO 10: Orden de reacción determinada para cada punto de muestreo durante seis meses	182
ANEXO 11: Concentraciones de cloro residual medidas en campo y que fueron usadas para la calibración y validación del modelo	184

RESUMEN

Las redes de distribución de agua potable (RDAP) deben mantener concentraciones mínimas de cloro (0,3mg/L) para asegurar la desinfección. Niveles elevados de cloro podrían ocasionar corrosión en las tuberías de cobre que son usadas a nivel domiciliario. Los modelos de decaimiento de cloro permiten predecir concentraciones del desinfectante y optimizar la dosificación del desinfectante en RDAP. Este estudio tuvo como objetivo evaluar un modelo de decaimiento de cloro residual en una RDAP usando EPANET y la relación del cloro libre en la corrosión. Para la modelación del cloro libre fue necesario elaborar un modelo hidráulico perfectamente calibrado y validado, así como determinar la constante de reacción del cloro con el agua k_b , mediante el test de botella; mientras la constante de reacción con la pared del tubo k_w fue calculada a partir de mediciones de campo. Para estimar la corrosión de las tuberías de cobre se utilizaron cupones extraíbles contruidos con material de la misma tubería usada por la EMAPAL. Estos cupones fueron instalados en agua a diferentes concentraciones de cloro durante 30, 60, 90 y 180 días, luego de lo cual se determinó la tasa de corrosión por pérdida de peso. Las concentraciones de cloro residual simuladas por el modelo fueron muy cercanas a las concentraciones reales medidas en diferentes puntos de la RDAP. Los resultados demostraron que se puede lograr un mayor nivel de precisión usando coeficientes k_b y k_w calculados experimentalmente en cada RDAP en estudio. Se determinó que el cloro influye en la corrosión de tuberías de cobre. La simulación permitió determinar las concentraciones de cloro que debe mantenerse en el tanque de distribución, para mantener la mínima concentración en la RDAP de la ciudad de Azogues. Los modelos predicen la calidad del agua, pudiéndose usar como una herramienta de gestión para optimizar la calidad del servicio proporcionada por las empresas operadoras.

Palabras Clave: Agua potable, cloro libre, corrosión, modelo hidráulico, simulación.

ABSTRACT

Drinking water distribution networks (WDN) must maintain minimum chlorine concentrations (0.3mg / L) to ensure disinfection. High levels of chlorine could cause corrosion in copper pipes that are used at the home level. Chlorine decay models allow to predict concentrations of the disinfectant and optimize the dosage of the disinfectant in WDN. The objective of this study was to evaluate a model of residual chlorine decay in a WDN using EPANET and the relation of free chlorine in corrosion. For the modeling of free chlorine it was necessary to elaborate a perfectly calibrated and validated hydraulic model, as well as to determine the reaction constant of chlorine with water k_b , by means of the bottle test; while the reaction constant with the tube wall k_w was calculated from field measurements. To estimate the corrosion of the copper pipes, extractable coupons constructed with material from the same pipeline used by EMAPAL were used. These coupons were installed in water at different concentrations of chlorine for 30, 60, 90 and 180 days, after which the corrosion rate for weight loss was determined. The residual chlorine concentrations simulated by the model were very close to the actual concentrations measured at different points of the WDN. The results showed that a higher level of precision can be achieved using k_b and k_w coefficients experimentally calculated in each WDN under study. It was determined that chlorine influences the corrosion of copper pipes. The simulation allowed to determine the chlorine concentrations that must be maintained in the distribution tank, in order to maintain the minimum concentration in the WDN of the Azogues city. The models predict water quality, and can be used as a management tool to optimize the quality of service provided by the operating companies.

Keywords: Drinking water, free chlorine, corrosion, hydraulic model, simulation.

I. INTRODUCCIÓN

La calidad del agua potable puede cumplir con la normativa correspondiente en la planta de tratamiento, pero, al transportarse a través del sistema de distribución, la calidad puede deteriorarse (Clark, 2011). Controlar la calidad del agua potable dentro de los sistemas de abastecimiento es una ardua tarea para las empresas encargadas del suministro del agua potable, debido a procesos y factores que afectan a la calidad del agua durante la distribución.

Para garantizar la presencia de cloro residual en la línea de suministro, varios investigadores como (Rossman *et al.*, 1994; Vasconcelos *et al.*, 1997; Boulay y Edwards, 2001; Grayman *et al.*, 2012) han creado un modelo de decaimiento de cloro en el agua transportado en tuberías, para evaluar la concentración de cloro en la red de distribución, permitiendo predecir la concentración de cloro residual durante las primeras 24 horas, tiempo en el cual se da la mayor reducción del cloro, comenzando con su concentración inicial en la planta potabilizadora (Norton y LeChevallier, 1997; Clark, 1997; Fisher *et al.*, 2012; Nejjari *et al.*, 2014).

Los modelos matemáticos de la calidad del agua en las redes de distribución son una herramienta para predecir la concentración del cloro en todos los puntos de la red y para cualquier instante del día, en escenarios distintos de operación, permitiendo tener un control sobre la desinfección con cloro desde la planta de tratamiento hasta los domicilios de los consumidores del agua potable (Vidal *et al.*, 1994; Alcocer-Yamanaka *et al.*, 2004).

En la ciudad de Azogues, provincia del Cañar, ubicada al sur de Ecuador, la Empresa Pública Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento Ambiental (EMAPAL EP) es el ente encargado de suministrar agua potable a los usuarios de dicha ciudad. Uno de los parámetros que monitorea la empresa para evaluar la calidad del agua, es el cloro residual, cuya concentración debe estar en el rango de 0,3 – 1,5 mg/L con el propósito de mantenerla libre de agentes microbiológicos que causan efectos nocivos al ser humano (INEN 1108, 2010).

Un bajo contenido de cloro residual en el agua potable puede provocar la aparición de enfermedades por un potencial desarrollo bacteriano. Por otro lado, niveles excesivos de cloro residual puede producir subproductos de desinfección, así como daños por corrosión en tuberías y accesorios metálicos de la red de distribución. En la ciudad de Azogues, se han presentado problemas de corrosión en la tubería de cobre que conecta la red de distribución principal con las viviendas, pero no se ha realizado un estudio para determinar sus causas, por lo que en esta investigación, se estableció si el contenido de cloro en el agua potable tiene relación con dicha corrosión.

El personal técnico de la empresa realiza monitoreos de la calidad del agua una vez a la semana en la línea de suministro, entre uno de los parámetros analizados está el cloro residual; para la ejecución del monitoreo se tienen identificado puntos fijos donde se efectúa la toma de las muestras. Estos puntos fijos originan desconocimiento, pudiendo existir otros sectores de la ciudad con concentración insuficiente o excesiva de cloro y que no han sido identificadas. Al implementar un modelo de decaimiento del cloro residual, se tendría un conocimiento de la concentración del desinfectante en todos los tramos de la red de abastecimiento, pudiendo eliminarse o reducirse el número de monitoreos que ejecuta el personal técnico de la empresa de agua potable, permitiendo la optimización de recursos humanos y económicos necesarios para la determinación de la concentración de cloro libre en cada punto analizado y sobre todo para garantizar la salud de los consumidores.

El objetivo general de la investigación fue desarrollar un modelo de decaimiento del cloro residual en el sistema de distribución de agua potable operada por la *EMAPAL* EP usando el programa EPANET, para simular el comportamiento hidráulico de la red y la evolución de cloro libre en la misma, así como establecer la relación del cloro residual en la corrosión de las tuberías de cobre que transportan agua desde la tubería matriz hasta los domicilios.

Los objetivos específicos fueron: 1. Estimar la tendencia corrosiva en la red de agua potable elaborando una base de datos de información de calidad del agua y características hidráulicas del sistema de distribución. 2. Elaborar un modelo hidráulico que permita conocer el funcionamiento de la red de abastecimiento de agua potable, analizando el caudal, presión y velocidad del flujo de agua en la red. 3. Evaluar un modelo de decaimiento de cloro residual que permita describir la concentración y evolución de cloro libre en el sistema de abastecimiento de agua potable.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 CALIDAD DEL AGUA POTABLE Y CORROSIÓN EN REDES DE DISTRIBUCIÓN

2.1.1 Potabilización y sistema de distribución

El Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN (1992) presenta definiciones muy importantes, tales como:

Potabilización: corrección de la calidad del agua para hacerla apta para el consumo humano.

Planta de tratamiento de agua: conjunto de obras, equipos y materiales necesarios para efectuar los procesos y operaciones unitarias que permitan obtener agua potable a partir de agua cruda de fuentes superficiales o subterráneas.

Red de distribución: conjunto de tuberías y accesorios que permitan entregar el agua potable a los usuarios del servicio.

Tanque de almacenamiento: depósito cerrado en el cual se mantiene una provisión de agua suficiente para cubrir las variaciones horarias de consumo, la demanda para combatir incendios y la demanda de agua durante emergencias.

Conexiones domiciliarias: tomas o derivaciones que conducen agua potable desde la tubería de distribución hasta un domicilio. Comúnmente llamadas acometidas. En la figura 1 se presenta un diagrama de una conexión domiciliaria.

Funciones de la red de distribución: la función primaria de un sistema de distribución es proveer agua potable a los usuarios entre los que deben incluirse, además de las viviendas, los edificios públicos, locales comerciales, pequeña industria; y si las condiciones son favorables, podrá atenderse, también, a la gran industria.

Materiales: en general, las tuberías son de: asbesto-cemento, PVC, fibra de vidrio, hierro fundido, hierro dúctil, hierro galvanizado y acero. Las tuberías que lo necesiten deberán tener la debida protección contra la corrosión tanto interna como externamente. El material más adecuado deberá seleccionarse de acuerdo a la calidad del agua, calidad del suelo y la economía del proyecto.

Procesos convencionales: son aquellos comúnmente utilizados para la potabilización del agua, tales como la mezcla, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

Las plantas potabilizadoras administradas por la EMAPAL EP tienen procesos convencionales para el tratamiento del agua, en la figura 2 se ilustra un esquema general de estos procesos.

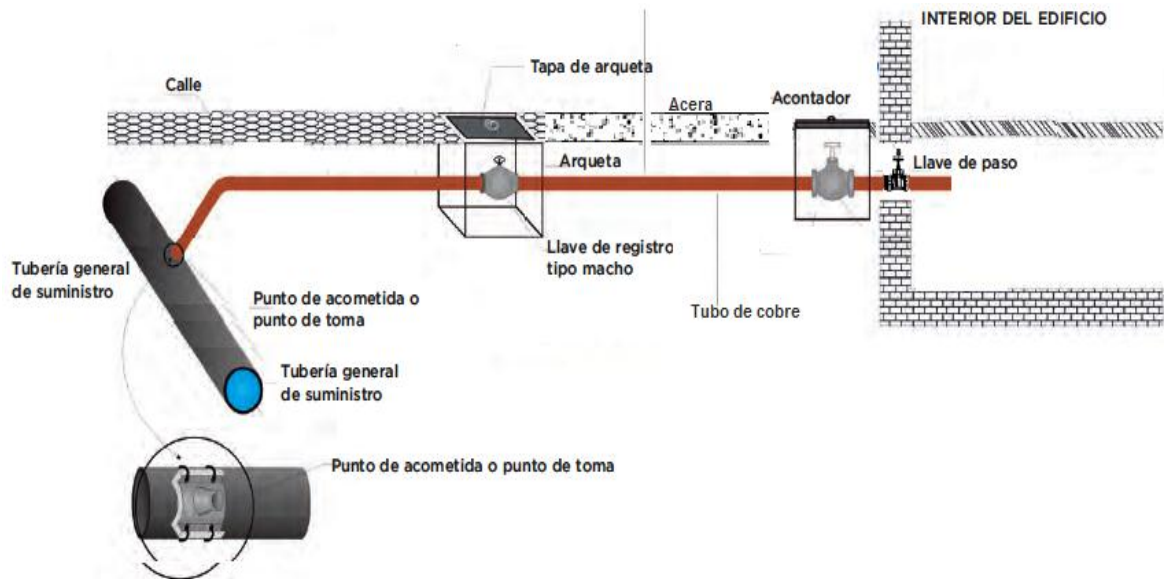


Figura 1: Instalación entre red principal y la conexión domiciliar (acometida)

Fuente: Modificado con información de Serralta (2010).

2.1.2 Cloración del agua

En los suministros de agua, la desinfección se puede definir como el proceso de utilización de medios químicos o físicos para inactivar los microorganismos dañinos que pueden estar presentes en el interior de la red de distribución o en el agua filtrada con el fin de proteger el agua distribuida desde el nuevo crecimiento de patógenos o recontaminación (Fiessinger *et al.*, 1985; Gopal *et al.*, 2007; Hrudey, 2009; Howe *et al.*, 2013).

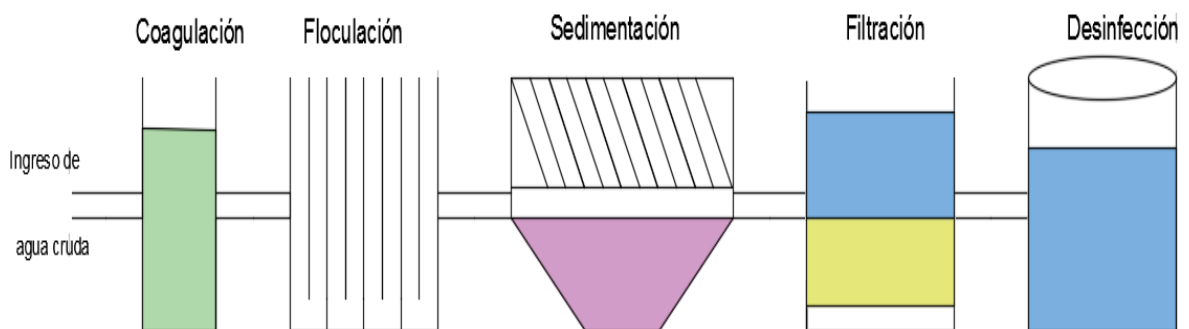


Figura 2: Esquema del proceso de potabilización con tratamiento convencional en las plantas de potabilización de la EMAPAL EP

El cloro es usado para la desinfección como parte del proceso de potabilización, desempeña una función trascendental en la protección de los sistemas de abastecimiento de agua potable contra enfermedades infecciosas transmitidas por el agua. El INEN (2010) señala entre algunos de los requisitos del agua potable, que el nivel de cloro libre debe estar entre 0,3 y 1,5 mg/L, y debe cumplir los requisitos microbiológicos que se presenta en el Cuadro 1.

Cuadro 1: Requisitos microbiológicos del agua potable

Detalle	Máximo
Coliformes totales NMP/100 cm ³	< 1,1 *
Coliformes fecales NMP/100 cm ³	< 1,1 *
* < 1.1 significa que el ensayo del NMP utilizando 5 tubos de 20 cm ³ ó tubos de 10 cm ³ ninguno es positivo.	

Fuente: Norma Técnica Ecuatoriana, INEN (1108).

Investigaciones realizadas por Abdullah *et al.* (2009), confirmaron muchos beneficios del cloro en el tratamiento del agua, tales como:

- Germicida potente. Se ha demostrado que el uso del cloro reduce el nivel de los microorganismos patógenos en el agua potable hasta niveles casi imposibles de medir.
- Cualidades residuales. El cloro produce una acción desinfectante residual sostenida que es “única entre los desinfectantes de agua a gran escala disponibles”. La superioridad del cloro como desinfectante residual sigue siendo válida hasta hoy. La presencia de un residuo sostenido mantiene la higiene del agua potable final desde la planta de tratamiento hasta el grifo del consumidor.

Los compuestos clorados que tienen propiedades desinfectantes de uso más frecuentes en la potabilización, son:

- El cloro (Cl₂) en forma líquida, envasado en cilindros a presión.
- Hipoclorito de sodio (NaClO) con un contenido de cloro activo de 10% a 15%.
- Hipoclorito de calcio [Ca(OCl)₂], con 70% de cloro disponible (Braghetta *et al.*, 1997).

a. Características del cloro como desinfectante

Legay *et al.* (2010) y Schijven *et al.* (2016) indicaron que, el cloro:

- a) Destruye organismos patógenos del agua en condiciones ambientales y en corto tiempo.
- b) Es de fácil aplicación, manejo sencillo y bajo costo.

- c) Para la determinación de su concentración en el agua es sencilla y de bajo costo.
- d) En las dosis utilizadas en la desinfección, no constituye riesgo para el hombre.
- e) Deja un efecto residual que protege el agua de una posterior contaminación en la red de distribución.

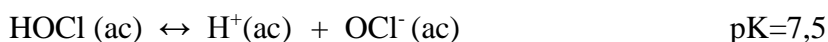
b. Las reacciones de cloro en el agua

El cloro es añadido durante el tratamiento de agua como desinfectante y oxidante. El cloro es un oxidante y es inestable en el medio acuoso. Sufre reacción de oxidación con compuestos inorgánicos y orgánicos en el medio ambiente para formar muchos productos de reacción; el cloro libre se reduce a iones cloruro en estas reacciones (Biswas *et al.*, 1993; Lu *et al.*, 1993; Academic Press, 1994; Barrenechea *et al.*, 2004).

La Safe Drinking Water Committee (1982) menciona que cuando el cloro entra en contacto con el agua, se forma ácido hipocloroso (HOCl) según la siguiente reacción:



Esta reacción reversible de hidrólisis se produce en fracciones de segundo. El ácido hipocloroso se disocia en iones de hidrógeno H^+ e iones de hipoclorito (OCl^-), según la siguiente reacción:



El ácido hipocloroso (HOCl) y el ion hipoclorito (OCl^-) constituyen el denominado cloro activo libre. El HOCl es el desinfectante por excelencia y su poder es mucho mayor que el del ion hipoclorito (OCl^-). Para efectos prácticos, este último no es considerado como desinfectante. Las dos reacciones dependen del pH del agua. La primera prevalece con valores bajos de pH y la segunda con valores altos. Las cantidades de ácido hipocloroso y de iones de hipoclorito formados en las reacciones anteriores equivalen, en capacidad oxidante, a la cantidad de cloro original.

El cloro se encuentra como cloro molecular cuando el pH es menor de 4. Entre pH 5,0 y 6,0, el cloro permanece en forma de ácido hipocloroso. Sobre pH de 6,0, hay iones hipoclorito, los cuales predominan cuando el pH sobrepasa 7,5. Según lo anterior, la desinfección por cloración del agua es óptima cuando el pH es bajo (Safe Drinking Water Committee, 1982).

Randtke (2010) señala que el conjunto de especies de cloro mencionados (HOCl y OCl^-) se conoce como "cloro libre", que es todo el cloro disponible en solución para reaccionar.

Esta designación se opone al término "cloro combinado" que incluye todas las formas químicas que contienen ambos átomos de cloro y nitrógeno. Estas formas de cloro, designados cloraminas resultan de la reacción entre el cloro libre y el nitrógeno amoniacal (NH₃) y/o compuestos de nitrógeno orgánico que pueda existir en el agua. La suma de todas las especies de cloro existente en el agua (cloro libre y cloro combinado) se llama "cloro total".

Por lo tanto, los términos "cloro libre residual" y "cloro combinado residual" se refiere a la suma de especies libres de cloro (HOCl y OCl⁻) y cloro combinado, respectivamente, que queda en el agua después del final de la desinfección. Del mismo modo, la expresión "cloro residual" se refiere a la suma de las concentraciones de cloro residual libre y combinado.

2.1.3 Calidad del agua en redes de agua potable.

La calidad del agua puede deteriorarse en el sistema de distribución durante su recorrido desde la planta de tratamiento hasta los domicilios. Reducir al mínimo el potencial para la regeneración biológica se puede lograr mediante la cloración del agua tratada. Mientras fluye el agua a través de tuberías, la concentración de cloro disminuye debido a que el cloro reacciona con el agua, y con la pared de la tubería (Al-Jasser, 2007).

Para investigar las causas del decaimiento de la calidad del agua en los sistemas de abastecimiento, es necesario tener en cuenta los parámetros que intervienen en el proceso de tratamiento del agua y su distribución, poniendo atención en la desinfección inicial de ésta y en la variación de los niveles de cloro residual a lo largo de la línea de suministro. También, es imperioso considerar los factores que afectan su calidad como consecuencia de los tiempos de permanencia del agua en la red.

a. Deterioro de la calidad del agua dentro de las redes de distribución.

El deterioro de la calidad del agua conlleva a problemas químicos, físicos y biológicos en las paredes de una tubería. Los problemas químicos como resultado de las reacciones químicas producen varios inconvenientes, destacan entre ellos: reducción de desinfección residual, formación de subproductos de desinfección, desarrollo de sabor y olor, aumento de pH, corrosión. En la figura 3, se presenta tuberías que transportan agua potable y que han sufrido un proceso de corrosión. De hecho, la pérdida de desinfectante residual y la formación de subproductos de desinfección son los problemas químicos más comunes.

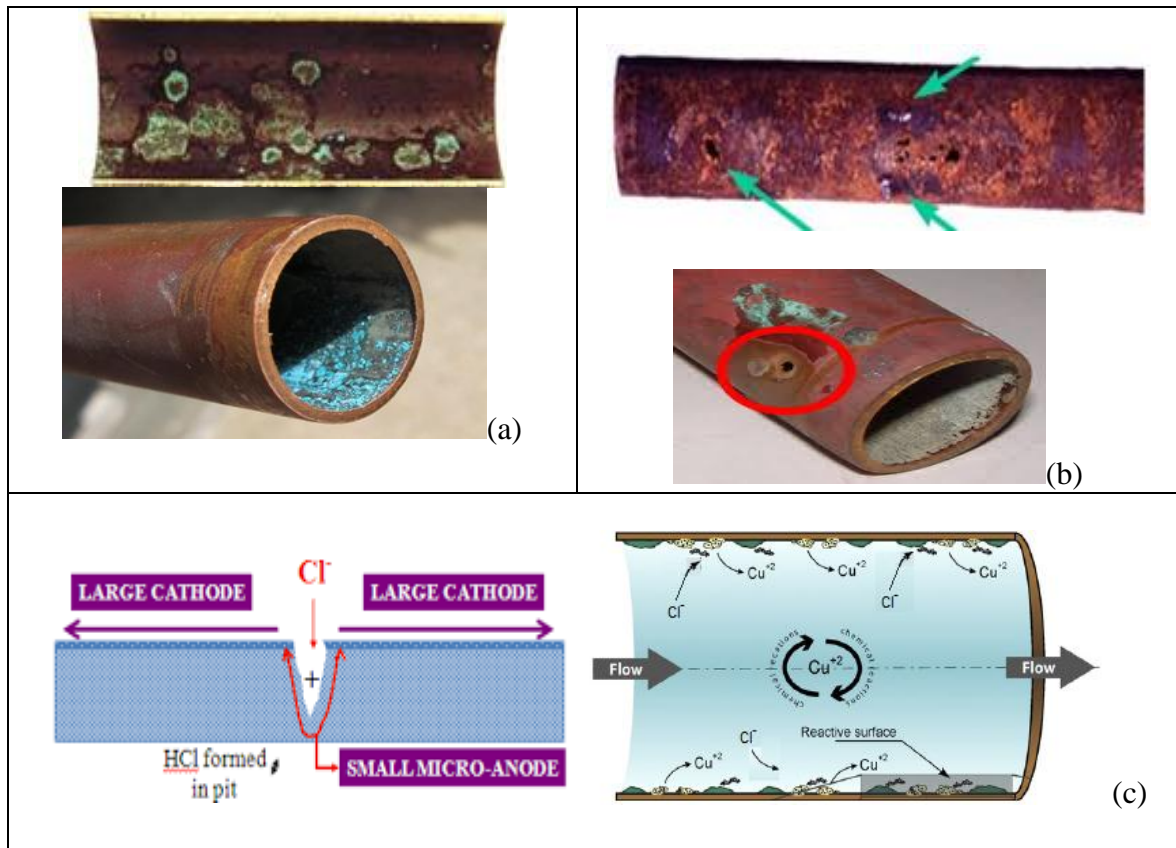


Figura 3: Efecto de cloro en tuberías de cobre: (a) Inicio de la corrosión, (b) Perforación ocasionado por la corrosión, (c) Efecto químico de cloro en las paredes de la tubería. Pit (pitting), la corrosión por pitting se desarrolla solo en presencia de especie de cloro

Fuente: Modificado con información de Sarver y Edwards (2012).

Los efectos microbiológicos se deben a los microorganismos que pueden introducirse en las tuberías del sistema de distribución, por tuberías rotas o durante la reparación de la misma (Sadiq y Rodriguez, 2004). En cambio, los problemas físicos son un problema de calidad de agua puede estar relacionado con una incidencia física como acumulación de sedimento y la entrada directa de contaminantes en la red. Los problemas físicos pueden llevar a otros problemas químicos o microbiológicos, que podrían ser resueltos con un programa de mantenimiento controlado o tratamiento de las fuentes de agua (Comisión Nacional del Agua, 2007).

Los problemas físicos se pueden resumir en acumulación de sedimento, entrada de contaminantes y temperatura. Pequeñas cantidades de contaminantes pueden entrar en un sistema de distribución de agua debido al sifonaje inducida por presiones transitorias en las juntas de tuberías, fugas y roturas las conexiones cruzadas y desprendimiento biológica, Esta contaminación es generalmente limitada en el tiempo y en el espacio (Jones *et al.*, 2014; Deng *et al.*, 2011; Fontanazza *et al.*, 2015), pero puede resultar en un

deterioro de la calidad del agua y el riesgo para la salud posiblemente inaceptable (Boulos *et al.*, 1994; Boyd *et al.*, 2004; Helbling y VanBriesen, 2008).

La detección y el seguimiento de los casos de contaminación es un desafío técnico, pero es esencial para el suministro de agua potable y para la seguridad de la infraestructura de agua crítico. Se han sugerido metodologías de detección de contaminantes combinados con modelos de simulación para detectar y gestionar este tipo de incidentes (Powell *et al.*, 2000; Donohue y Lipscomb, 2002; Warton *et al.*, 2006).

b. Parámetros de control del agua potable

La calidad del agua potable se establece comparando las características físicas, químicas y microbiológicas de una muestra de agua con la normativa de calidad del agua o estándares. En el caso del agua potable, estas normas se establecen para asegurar un suministro de agua saludable para el consumo humano y, de este modo, proteger la salud de las personas.

Son muchos los parámetros que recoge el INEN (1108), donde se puede comprobar los límites de varios parámetros y, así, poder considerarla apta para el consumo. A continuación, detallaremos algunas de las características físicas, químicas y biológicas a tener en cuenta en aguas de consumo humano.

Los parámetros a controlar para determinar la calidad del agua potable, son, al menos: color, turbidez, conductividad, pH, alcalinidad, dureza, nitratos, cloruros, sulfatos, fosfatos, hierro, cloro residual, bacterias coliformes (INEN, 1108).

2.1.4 Técnicas para determinar la corrosión en los sistemas de distribución de agua potable

La exposición a los contaminantes resultantes de la corrosión interna de los sistemas de agua potable, puede ser el resultado del deterioro, ya sea de tuberías, válvulas, bombas u otros accesorios. La corrosión se define como "el deterioro de material, generalmente de metal, como resultado de una reacción con su ambiente" (NACE, 2010). En los sistemas de distribución de agua potable, el material de la tubería puede ser, por ejemplo, cemento en un revestimiento de tuberías, acero, cobre, cloruro de polivinilo (PVC) o un de metal apropiado. Este estudio no incluye la corrosión influida microbiológicamente.

Al-Rawajfeh y Al-Shamaileh (2007) mencionan que la corrosión es la disolución del material de las tuberías. La corrosión es el resultado final de las reacciones electroquímicas entre el agua y los componentes metálicos (Loewenthal *et al.*, 2004)

a. Medición de la corrosión mediante índices de corrosión

Con los años, se ha propuesto una serie de métodos para evaluar indirectamente la corrosión interna de los sistemas de distribución de agua potable. El Índice de Saturación de Langelier se ha utilizado desde años atrás para determinar la "agresividad" del agua que se distribuye por las tuberías. Los sistemas de cupones también se han desarrollado para medir la corrosión (Health Canada, 2007).

Se han llevado a cabo una serie de esfuerzos para proporcionar un indicador simple y fácil de usar para determinar la corrosividad del agua tratada. Muchos de estos índices proporcionan una indicación de la capacidad de un agua para precipitar carbonato de calcio (CaCO_3). Se cree que el carbonato de calcio precipitado (o calcita) proporciona una capa protectora a lo largo de la superficie de las tuberías que evitan que la reacción de corrosión continúe. Dichos índices incluyen: Índice de saturación de Langelier, índice de estabilidad de Ryznar entre otros (McNeill y Edwards, 2001).

Algunas relaciones empíricas y semi-empíricas, tales como el Índice de Saturación de Langelier (LSI), el Índice de Estabilidad de Ryznar (RSI) y otros índices desarrollados como la relación de Larson (LRI) intentan incorporar distintas variables de calidad del agua y sus implicaciones en la corrosión de las tuberías de la red de distribución (Imran, *et al.*, 2005).

A diferencia del RSI, LSI no tiene base teórica y se define por una relación empírica simple que se encontró por ensayo y error. De un estudio empírico, Larson y Skold desarrollaron un índice basado en la agresividad de cloruro y sulfato hacia la corrosión por picaduras y la alcalinidad como factor de minimización hacia la agresión, llamada Índice de Larson (LRI) (Marangou y Savvides, 2001; Pisigan Jr y Singley, 2016)

Rossum y Merrill (2015) indica que ninguno de los índices ha demostrado la capacidad de cuantificar y predecir con exactitud la corrosión o incrustamiento del agua. Sólo pueden dar una indicación probable. La experiencia ha demostrado que si las condiciones alientan la formación de una película protectora de carbonato de calcio, entonces la corrosión generalmente se minimizará (Rossum y Merrill, 2015).

En un estudio realizado por Clark y Millette (2015) mostraron que casi el 70% de los servicios públicos representativos tenían aguas moderadamente agresivas, donde el 16% a 18% tenían aguas altamente agresivas.

La relación entre la corrosión de la tubería de cobre y las variaciones en la calidad del agua entregada en varias comunidades en el noroeste del Pacífico demostraron relaciones significativas para la dependencia de la tasa de corrosión del cobre con el pH y con el cloro libre. El coeficiente de la ecuación de regresión indicó que la tasa de corrosión cambia con cloro residual, aproximadamente 25,6 $\mu\text{m/año}$ por mg/L de cloro (Reiber *et al.*, 2015).

El cálculo de LSI y RSI se realiza a través de la investigación de los parámetros de estabilidad química, incluyendo temperatura, alcalinidad como CaCO_3 , calcio como CaCO_3 , pH y sólidos disueltos totales (TDS); el LRI se desarrolla a partir del comportamiento relativamente corrosivo del cloruro y del sulfato, y de las propiedades protectoras del bicarbonato. Los parámetros de calidad del agua utilizados para calcular los índices se encuentran en el Cuadro 2.

Cuadro 2: Resumen de parámetros necesarios para calcular índices de corrosión

Parámetro	Índices de Corrosión		
	LSI	RSI	LRI
pH	x	x	
Alcalinidad	x	x	
Temperatura	x	x	
SDT	x	x	
HCO_3^-			x
Ca^{2+}	x	x	
SO_4^{2-}			x
Cl^-			x

LSI= Índice de Saturación de Langelier; RSI= Índice de Estabilidad Ryznar ; LRI= Índice de Larson

Modificado de Imran *et al.* (2005).

b. Medición de la corrosión mediante cupones de corrosión

Los cupones son buenas herramientas que proporcionan un medio viable para determinar la corrosión en la red de distribución sin afectar a la integridad del sistema (Health Canada, 2007). Los cupones insertados en el sistema de distribución se utilizan típicamente para determinar la velocidad de corrosión asociada con un metal específico;

proporcionan una buena estimación de la velocidad de corrosión y permiten la evidencia visual de la morfología escala. Actualmente existe la geometría única de cupones relativos a la norma, los materiales o los protocolos de exposición en los sistemas de agua potable (Reiber *et al.*, 1996).

El metal utilizado para el cupón debe ser representativo de los materiales de tubería objeto de investigación. Los cupones se insertan típicamente en el sistema de distribución durante un período fijo de tiempo, y la velocidad de corrosión se determina mediante la medición de la tasa de pérdida de masa por unidad de área de superficie. La duración de la prueba debe permitir el desarrollo de las escalas de la corrosión, que puede variar de 3 a 24 meses, dependiendo del tipo de metal examinado (Reiber *et al.*, 1996).

Los experimentos de laboratorio se pueden utilizar para evaluar la corrosión de los metales, midiendo la tasa de pérdida de masa por unidad de área de la superficie, los sistemas de tubos puede simular el sistema de distribución y permitir la medición de la lixiviación del metal. Eisnor y Gagnon (2003) recomiendan que la duración del estudio sea mínimo de seis meses.

Slavíčková *et al.* (2013) señalaron que mediante el monitoreo de la corrosión durante el tratamiento y el abastecimiento del agua potable se puede establecer las condiciones óptimas del agua (cloro residual), se puede detener el proceso corrosivo ocasionado por el agua en tuberías y accesorios. Las tasas de corrosión medidas por los cupones de corrosión son el resultado de pérdida del metal del cupón en un tiempo promedio (Fateh *et al.*, 2017).

Khadraoui *et al.* (2016) mencionaron que el test de cupones de corrosión es una técnica usada ampliamente por ser un método simple de medición, está basado en la medición precisa de la disminución de peso de los cupones del metal de interés. Baboian, (2010) describe que el tiempo usual de exposición varía de 30, 60 o 90 días. Debido a que las tasas de corrosión son mucho mayores durante las primeras horas o días. Esta mayor tasa de corrosión ocurre durante y hasta que la superficie del metal adquiera pasivación.

Los ensayos uniformes de corrosión más simples son los basados en pérdida de masa, para lo cual se realiza ensayos de instalación en cuponera e inmersión estática. Las pruebas proporcionan datos sobre la tasa uniforme de corrosión metálica, expresada en unidades inglesas como milímetros por año (mpy) o en unidades del SI como milímetros

por año (mm/a). Si bien existen varias normas para tales pruebas, los métodos predominantes son los prescritos por ASTM G1 (Baboian, 2005).

2.2 MODELO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Los sistemas de distribución de agua son parte fundamental en el bienestar y desarrollo de la población. Sin embargo, en ellos se presentan problemas como la escasez de agua y la distribución irregular. Resolver estos problemas exige alcanzar un conocimiento profundo de los sistemas de distribución de agua para tomar mejores decisiones y optimizar el servicio. En los últimos años se han desarrollado diferentes técnicas para resolver algunos de los problemas que se presentan en los sistemas de distribución de agua. Una de ellas ha despertado interés recientemente por su enorme importancia: la tecnología de los modelos de calidad de agua (Chowdhury *et al.*, 2009).

Para predecir las variaciones de la calidad del agua en redes de distribución se han desarrollado modelos matemáticos (Comisión Nacional del Agua, 2008) que generalmente se componen de dos partes:

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

Boulos *et al.* (1994) señalaron que un análisis de calidad del agua está relacionado con los resultados de las simulaciones hidráulicas, este enfoque conceptual es muy usado para el desarrollo de la mayoría de las herramientas de software orientadas a la modelación y la gestión de los sistemas de agua potable.

2.2.1 Características del modelo hidráulico

Los modelos hidráulicos son una herramienta de diagnóstico del funcionamiento de una red de distribución de agua y sirven para: detectar zonas con problemas, modelar hipótesis de cambios de operación y mantenimiento, probar métodos de operación óptima de la presión y caudal (Walski *et al.*, 2006). Los modelos hidráulicos que se vienen aplicando en el análisis de las redes de distribución de agua, pueden clasificarse, en función de la variable tiempo, en modelos estáticos y modelos dinámicos.

En los modelos estáticos se da por hecho que los caudales demandados e inyectados permanecen constantes, que no existen variaciones en la operación en la red, y que el nivel en los tanques es fijo. Es cierto que las redes de distribución de agua potable no permanecen invariables a lo largo del tiempo. No obstante, estos modelos se emplean frecuentemente para analizar el comportamiento de la red con los caudales máximos horarios, así se le somete a las condiciones más desfavorables (Comisión Nacional del Agua, 2008).

A diferencia de los modelos estáticos, en los modelos dinámicos o de flujo permanente se permite la variación temporal de los caudales demandados e inyectados, de las condiciones operativas de la red y de los niveles en los tanques. Consideran bajo ciertas restricciones, simular la evolución temporal de la red, en un intervalo determinado (Comisión Nacional del Agua, 2008).

Rossman (2001) hace referencia, que un modelo hidráulico es la elaboración de un sistema de abastecimiento de agua potable en digital, para este propósito se puede emplear EPANET, mediante el cual, se efectúa la modelación para predecir el desempeño del agua en la tubería, se ejecuta simulaciones de largos periodos. Una línea de suministro está constituida por tuberías, tramos, nudos (uniones de tuberías), bombas, válvulas, y depósitos de almacenamiento. EPANET calcula las evoluciones de los caudales y velocidades en las tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en el depósito y la concentración de los desinfectantes presentes en el agua a lo largo de la simulación.

El ajuste del modelo de simulación hidráulica es esencial para que reproduzca las condiciones reales. Se puede obtener errores del modelo difiriendo de la realidad, ocasionado por fallas en los supuestos de la formulación del modelo, así como también desaciertos en la elección de los datos capturados. El modelo de simulación puede no dar soluciones diferentes a los valores reales, ya que el modelo tiene suposiciones en las ecuaciones utilizadas para su preparación (Kara *et al.*, 2016).

Por lo tanto, todo modelo de simulación hidráulica de redes de agua potable debe ajustarse en lo posible a las condiciones reales, para lo cual se puede usar softwares que permiten conformar modelos hidráulicos. Entre estos programas de cómputo se destaca EPANET, el mismo que modela los distintos componentes físicos y no físicos que configuran un sistema de distribución de agua, y sus parámetros operacionales (Ramana y Sudheer, 2018). EPANET modela un sistema de distribución de agua como un conjunto de líneas conectadas a los nudos. Las líneas representan tuberías, bombas, o válvulas de control. Los nudos

representan puntos de conexión entre tuberías o extremos de las mismas, con o sin demandas (Nodos de Caudal), y también depósitos o embalses (Rossman, 2001). La figura 4 muestra cómo se interconectan estos objetos entre sí para formar el modelo de una red.

a. Nodos

Los nodos de caudal son los puntos de la red donde confluyen las tuberías, y a través de los cuales el agua entra o sale de la misma, los nodos también pueden ser sólo puntos de paso.

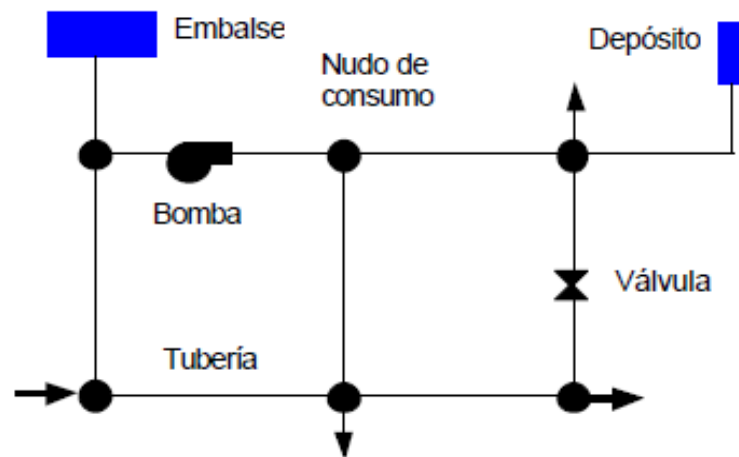


Figura 4: Componentes físicos de un sistema de distribución de agua

Fuente: Rossman (2001).

b. Depósitos

Son nodos con cierta capacidad de almacenamiento, el volumen de agua almacenada puede variar con el tiempo durante la simulación.

c. Tuberías

Las tuberías son líneas que transportan el agua de un nudo a otro. EPANET asume que las tuberías están completamente llenas en todo momento, y por consiguiente que el flujo es a presión. Los principales parámetros de una tubería son: Los nodos inicial y final, el diámetro, la longitud, el coeficiente de rugosidad (para calcular las pérdidas de carga), su estado (abierta, cerrada, o con válvula de retención).

d. Válvulas.

Este dispositivo regula la presión y el caudal en varios puntos de la tubería, existen diferentes tipos de válvulas entre estas: Válvulas reductoras de presión, válvulas

sostenedoras de presión, válvulas de rotura de carga, válvulas controladoras de caudal, válvulas reguladoras por estrangulación, válvulas de propósito general.

2.2.2. Principios hidráulicos para el modelo

En una red de distribución de agua potable, la modelación hidráulica está basada en el cálculo de caudales y presiones, se debe cumplir con los principios de la conservación de la masa y conservación de la energía (Basha y Kassab, 1996).

a. *La ecuación de continuidad en nudos:* enunciada de la siguiente manera: “la suma algebraica de los caudales másicos (o volumétricos, ya que el fluido es incompresible) que confluyen en el nudo debe ser 0”.

$$\sum_{j=1}^{nt_i} Q_{ij} = C_i \quad (1)$$

Dónde: Q_{ij} : caudal que circula en la línea que une el nudo i al j ; nt_i : número total de líneas que convergen en el nudo i ; C_i : caudal de alimentación o consumo en el nudo i .

Saldarriaga, (2007) propone para el cálculo de caudales utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White. La ecuación se describe de la siguiente manera:

$$Q = -2 \frac{\sqrt{2gdh_f}}{\sqrt{l}} A \log_{10} \left(\frac{k_s}{3.7d} + \frac{2.51 v \sqrt{l}}{\sqrt{2gd^3 h_f}} \right) \quad (2)$$

Dónde: g , es la aceleración de la gravedad; d , es el diámetro de la tubería; h_f , es la altura por pérdidas por fricción; l , es la longitud de la tubería; k_s , es la rugosidad relativa de la tubería, la cual depende del material; v , es la viscosidad cinemática del fluido.

Por otro lado, para calcular las alturas piezométricas, se supone que en cada tubo la energía total disponible se gasta en pérdidas por fricción y en pérdidas menores.

b. *Ecuación de la conservación de la energía*

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + H_f + H_m \quad (3)$$

Donde z_1 es la cota del nudo de salida, z_2 es la cota del nudo de llegada, p_1 y p_2 representan las presiones del nudo de salida y de llegada respectivamente, $\frac{v_1^2}{2g}$ y $\frac{v_2^2}{2g}$ representan las energías cinéticas en los nudos respectivamente, H_f representan las pérdidas de energía

causadas por fricción y H_m las pérdidas menores causadas por accesorios (Çengel y Cimbala, 2006).

Rossman (2001) manifiesta que en el software EPANET, los resultados en una tubería contemplan: el caudal de circulación, la velocidad del flujo, la pérdida de carga unitaria. La pérdida de carga (o de altura piezométrica) en una tubería debida a la fricción por el paso del agua, puede calcularse utilizando tres fórmulas de pérdidas diferentes: La fórmula de Hazen - Williams, la fórmula de Darcy - Weisbach, la fórmula de Chezy - Manning.

Todas las fórmulas emplean la misma ecuación básica para calcular la pérdida de carga entre el nudo de entrada y el de salida:

$$h_L = Aq^B \quad (4)$$

Donde h_L = pérdida de carga, en unidades de longitud; q = caudal, en unidades de volumen/tiempo; A = coeficiente de resistencia, y B = exponente del caudal. En el Cuadro 3 se presentan las expresiones del coeficiente de resistencia y el valor del exponente del caudal para cada una de las fórmulas de pérdidas indicadas (Rossman, 2001).

Cuadro 3: Fórmulas de pérdida de carga para tubería llena

Fórmula	Coeficiente de Resistencia (A)	Expon. del caudal (B)
Hazen-Williams	$10,64 C^{-1,852} d^{-4,871} L$	1,852
Darcy-Weisbach	$0,0826 f(e,d,q) d^{-5} L$	2
Chezy-Manning	$10,3 n^2 d^{-5,33} L$	2

Fuente: Rossman, (2001)

En el Cuadro 3, C es el coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams, e es el coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach (m), f es el factor de fricción (depende de e , d , y q), n es el coeficiente de rugosidad de Manning, d es el diámetro de la tubería (m), L es la longitud de la tubería (m) y q es el caudal (m^3/s).

El factor de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach se calcula, según el tipo de régimen, con uno de los siguientes métodos (Rossman, 2000):

- Para flujo laminar ($Re < 2000$) emplea la ecuación 5 de Hagen-Poiseuille:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (5)$$

- Para flujo turbulento ($Re > 4000$) emplea la ecuación 6:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.7d} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]} \quad (6)$$

Para el flujo de transición ($2000 < Re < 4000$) aplica una interpolación cúbica al diagrama de Moody.

2.2.3 Calibración de modelos hidráulicos

Shamir y Howard (1977) indican que la calibración de modelos hidráulicos puede definirse como el proceso de ajuste de los parámetros que definen el comportamiento hidráulico del modelo y que ingresados como datos al modelo informático permite obtener resultados realistas.

Walski (1983) define la calibración como un proceso de dos pasos que consisten en:

- a) comparar las presiones y caudales simulados con aquellos observados (medidos) para unas condiciones de operación conocidas, y
- b) ajustar los datos de entrada al modelo de tal forma que exista concordancia entre los valores simulados y observados.

La calibración consiste en comparar los resultados del modelo con mediciones obtenidos en campo, luego de realizado ajustes a parámetros del modelo y la revisión de los datos de campo hasta alcanzar la concordancia entre ambos (AWWA, 1999). Un modelo se considera calibrado para un conjunto de condiciones de operación y usos de agua si puede predecir flujos y presiones con un acuerdo razonable.

Según Walski *et al.* (2003), la simulación es un proceso, donde, el rendimiento del sistema se calcula usando una representación matemática de la red de distribución real, para reproducir las respuestas de sistemas reales para las mismas condiciones de entrada. Este modelo, debe ser calibrado. Cesario (1995) define la calibración como "el proceso de ajuste fino de un modelo hasta que es capaz de simular las condiciones que prevalecen en el sistema para un horizonte de tiempo particular (por ejemplo, el consumo de tiempo máximo de escenario), con un grado de precisión preestablecido.

Walski *et al.* (2003) definieron la calibración como "el proceso de comparar los resultados de un modelo con observaciones de campo para, si es necesario, ajustar los datos que describen el sistema hasta que el comportamiento predicho concuerde razonablemente con el comportamiento observado en la realidad para una amplia gama de condiciones

operativas. Se han utilizado varias técnicas para calibrar una red de distribución (por ejemplo, Walski, 1983; Ormsbee y Wood, 1986a, b; Boulos y Wood, 1990).

Desde el punto de vista de la calibración hidráulica del modelo, es importante asegurar que tanto los valores de flujo y los valores de presión simulados y medidos en campo sean aceptables (Walski *et al.*, 2006; Tabesha *et al.*, 2011).

2.2.4 Simulación hidráulica con EPANET

La simulación de los sistemas de distribución de agua puede entenderse, como el uso de una representación matemática del sistema real (denominado modelo matemático), con el que se pretende aumentar su comprensión, hacer predicciones y posiblemente ayudar a controlar el sistema, utilizándose como la base en el cálculo hidráulico, para simular los diferentes estados de carga que se producen en la red de distribución (Rossman *et al.*, 1994).

EPANET es un programa que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión. Este programa determina el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos en la red durante un periodo de simulación analizado en diferentes intervalos de tiempo (Mostafa *et al.*, 2013).

Rossman (2000) menciona que EPANET posee las siguientes características en relación al modelo hidráulico:

- No existe límite en el tamaño de la red
- Calcula las pérdidas por fricción en las conducciones mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, Chezy-Manning.
- Incluye pérdidas menores en elementos tales como codos, acoplamientos, etc.
- Modela bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como a velocidad de giro variables.
- Calcula la energía consumida y el costo de bombeo de las estaciones.
- Modela diferentes tipos de válvulas, incluyendo válvulas de regulación, de retención, de aislamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas de control de caudal, etc.
- Permite el almacenamiento de agua en tanques que presenten cualquier geometría.

- Considera la posibilidad de establecer diferentes categorías de consumo en los nudos, cada una de ellas con su propia curva de modulación.
- Puede determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el tanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal.

Una vez formulador, calibrado y validado el modelo de simulación de la red de agua potable, se utilizará como base para el análisis hidráulico de las condiciones propuestas (Wu y Walski, 2005).

2.3 MODELO DE LA CALIDAD DEL AGUA

Vidal *et al.* (1994) indicaron que la modelación de la calidad del agua está basada en la variación temporal y espacial de un parámetro de calidad del agua; existen dos tipos de modelo de cálculo: los estáticos y los dinámicos. En los modelos estáticos se supone que los caudales demandados e inyectados a la red permanecen constantes, y no varían las condiciones de operación de la red, definidas por el estado de las válvulas o bombas presentes. Por otra parte, los modelos dinámicos permiten la variación temporal en los caudales demandados e inyectados así como las condiciones de operación de la red.

Los modelos estáticos de calidad del agua se aplican al estudio del transporte de *contaminantes conservativos* en las redes de distribución de agua potable, determinando sus rutas, procedencias y tiempos de permanencia en la misma bajo condiciones estáticas de operación (cargas hidráulicas constantes y posiciones invariables de los elementos de regulación). Las sustancias conservativas no reaccionan con el agua ni con los tubos de la red (Teixeira *et al.*, 2006).

Los modelos dinámicos consideran el movimiento y reacción de los contaminantes bajo condiciones variables en el tiempo, como sucede en la realidad con las demandas, cambios de nivel en los depósitos, cierre y apertura de válvulas, arranque y paro de bombas, etc. En la evolución de los contaminantes a través de una red de distribución de agua potable están implicados básicamente tres procesos: el transporte por convección en las tuberías, el decaimiento o crecimiento de las concentraciones en el tiempo por reacción, y los procesos de mezcla en los nudos de la red (Tzatchkov y Alcocer-Yamanaka, 2016).

Vidal *et al.* (1994) indicaron que el transporte de los contaminantes por las tuberías está causado principalmente por el flujo del agua bajo la acción del gradiente de presiones. La

difusión longitudinal es relativamente pequeña y suele despreciarse. Para una sustancia conservativa, el transporte a lo largo de una línea i está descrito por la ecuación 7:

$$\frac{\delta c_i(x,t)}{\delta t} + u_i \frac{\delta c_i(x,t)}{\delta x} = 0 \quad (7)$$

Donde $c_i(x,t)$ es la concentración del contaminante en la sección de cálculo x y el instante t , u_i es la velocidad media del agua en la línea, supuesta constante para toda ella pero variable con el tiempo si cambian las condiciones hidráulicas, y x es la distancia de la sección de cálculo al extremo de la línea. Si el contaminante es no conservativo, debe introducirse en la ecuación 7, el término de reacción, tal como se muestra en la ecuación 8.

$$\frac{\delta c_i(x,t)}{\delta t} + u_i \frac{\delta c_i(x,t)}{\delta x} - \theta(c_i(x,t)) = 0 \quad (8)$$

Para el caso de flujo permanente, el modelo de calidad del agua incluye los siguientes submodelos (Tzatchkov y Alcocer-Yamanaka, 2011):

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

El primer submodelo que es el cálculo de la concentración, considera que para el caso de sustancias conservativas, éstas no reaccionan con el agua, los tubos y tanques, y no pierden su masa una vez introducidas en la red. Para el caso de sustancias no conservativas, tal como el cloro en el agua potable, es decir, una vez introducido en la red pierde su masa debido a la reacción que se produce. Para el presente proyecto se abordará este caso que hace referencia al decaimiento del cloro libre en un sistema de distribución.

2.3.1 Modelo de decaimiento del cloro residual

Los modelos matemáticos de la calidad del agua en las sistemas de abastecimiento admiten calcular los niveles de cloro o de otro parámetro físico-químico del agua en diferentes escenarios de trabajo, en todos los puntos de la línea de suministro y para cualquier instante del día, permitiendo determinar el grado de desinfección con cloro en el sistema, desde la

planta de tratamiento hasta la toma domiciliaria de los usuarios. Un modelo de este tipo se compone de un submodelo hidráulico que predice la circulación del flujo en las tuberías y un submodelo de transformación fisicoquímica, que predice los cambios que sufre el desinfectante en la red (Alves *et al.*, 2014; Kara *et al.*, 2016).

La rapidez con la cual el cloro residual libre desaparece se expresa por la tasa de la reacción (tasa de decaimiento) cloro - volumen de agua (k_b), y por la tasa de reacción del cloro con la pared de la tubería (k_w) (Rossman *et al.*, 1994, Boulos *et al.*, 1994).

a. Reacción del cloro con el agua, k_b

La rapidez con la cual el cloro residual libre desaparece se expresa por la tasa de la reacción (tasa de decaimiento) cloro-agua, que se da por la ecuación cinética de esa reacción (ecuación 9). El cloro libre es la sustancia no conservativa más referenciada en los modelos de calidad del agua, aceptándose una reacción de decaimiento del cloro de primer orden que supone que la concentración de cloro disminuye exponencialmente (Biswas *et al.*, 1993; Clark, 1997; Kiéné *et al.*, 1998; Hua *et al.*, 1999; Rodriguez y Sérodes, 1999; Maier *et al.*, 2000; Powell *et al.*, 2000; Boccelli *et al.*, 2003; Castro y Neves, 2003; Digiano y Zhang, 2005; Nagatani *et al.*, 2006; Warton *et al.*, 2006; Rossman, 2006; Al-Jasser, 2007; Tamminen *et al.*, 2008; Pasha y Lansey, 2010; Blokker *et al.*, 2014; Figueiredo, 2014; Ammar *et al.*, 2014; Nejjari *et al.*, 2014; Speight y Boxall, 2015).

$$-\frac{dC}{dt}bulk = k_b C \quad (9)$$

Dónde: C, concentración de cloro; t, tiempo; k_b , constante de reacción del cloro con la masa de masa en h^{-1} o d^{-1} .

La reacción del cloro con el volumen del agua se debe principalmente a los siguientes factores (Hua *et al.*, 2015; Blokker *et al.*, 2014): temperatura, pH, contenido de materia orgánica e inorgánica, cloraminas y compuestos organoclorados, presencia de metales como, hierro ferroso (Fe^{++}), manganeso manganeso (Mn^{++}), ácido sulfhídrico (H_2S), corrosión, entre otras sustancias; además no se deberá olvidar que la obtención del tiempo de residencia del agua dentro de las tuberías (edad del agua) será un factor fundamental durante los procesos de reacción (Alcocer-Yamanaka *et al.*, 2004)

El coeficiente de decaimiento en el seno del fluido puede ser estimado por medio de pruebas en frasco, que consisten en tomar una muestra de agua en una serie de botellas de vidrio, no reactivas, y se analizan los contenidos de cada botella en diferentes tiempos. El coeficiente k_b se obtiene por medio de un ajuste exponencial a los datos medidos.

Ensayos experimentales han mostrado que existe una relación inversa entre la tasa de decaimiento del cloro al reaccionar con la masa de agua y la concentración inicial de cloro, cuando las pruebas se realizaron en las mismas aguas en condiciones de laboratorio idénticas (Zhang *et al.*, 1992; Powel, 1998; Hua, 1999; Hallam, 2000; Vieira *et al.*, 2004; Warton, 2006). La constante de descomposición masiva k_b mostró variación significativa con la temperatura, la concentración inicial de cloro y el contenido orgánico del agua (Powell *et al.*, 2000).

Se comprobó a través de otros estudios (Rossman, 2006; Al-Jasser, 2007; Figueiredo, 2014; Ammar *et al.*, 2014; Abokifa *et al.*, 2016) que esta ecuación de primer orden es válida y presentaba mejores ajustes con respecto a los otros tipos de modelos; actualmente esta ecuación está incluida dentro de los modelos de simulación de la calidad del agua en redes.

Integrando la ecuación 9 se obtiene la siguiente expresión (ecuación 10):

$$C = C_0 e^{-k_b t} \quad (10)$$

Donde k_b es la constante específica de velocidad de la reacción del cloro con la masa de agua y C_0 es la concentración inicial de cloro, que depende de la caracterización del agua.

b. Reacción del cloro con la pared de la tubería, k_w

Las sustancias contenidas en el agua que circula en una tubería pueden ser transportadas a la pared de la misma y reaccionar con los materiales que se encuentran sobre la pared, como la biopelícula. La reacción con la pared de las tuberías normalmente se mide en términos de tasa de reacción y depende de la cantidad de superficie disponible por reaccionar y la tasa de transferencia de masa entre el fluido y la pared de la tubería. Dentro de las tuberías, en ocasiones, la reacción con la pared de las tuberías puede ser significativa. Para representar este tipo de reacciones, se han desarrollado modelos y planteamientos matemáticos que han sido introducidos de los modelos de simulación que se conoce en la actualidad (Ozdemir y Ger, 1998; Rossman *et al.*, 2001).

La velocidad de reacción del cloro con la pared en unidades de concentración por tiempo está dada por la ecuación 11 (Vasconcelos *et al.*, 1997):

$$-\frac{dC}{dt} wall = \frac{k_{wall}}{R_h} C_w \quad (11)$$

Dónde: k_{wall} , es el coeficiente total de degradación de la pared (día^{-1}); C_w , es la concentración de cloro en la pared; R_h , es el radio hidráulico de la tubería (el recíproco de la superficie por unidad de volumen). Cuando no hay limitación de transferencia de masa, C_w es igual a la concentración de cloro en el flujo de agua, C .

Rossmann *et al.* (1994) reportaron que la reacción del cloro con las paredes internas de la tubería se ve afectada por tres factores: la capacidad reactiva de la capa de biofilm, el área de pared disponible para las reacciones y el movimiento del agua a la pared. Desarrollaron la ecuación 12 que representa estos factores en la transferencia de masa para estimar k_{wall} .

$$k_{wall} = \frac{2k_w k_f}{R(k_w + k_f)} \quad (12)$$

Dónde: k_{wall} , es el coeficiente total de degradación de la pared (día^{-1}); k_w , constante de la velocidad de reacción en la pared (m/día); k_f , coeficiente de transferencia de masa (m/d); R , radio de la tubería (m).

La naturaleza reactiva del material de la pared de la tubería se mide por la constante de reacción en la pared, k_w . El área de la pared disponible es la superficie por unidad de volumen de la sección transversal de la tubería disponible para interactuar con el agua.

El movimiento del agua a la pared es más compleja, está representada por el coeficiente k_f , que depende del número de Sherwood (Sh), dada por la ecuación 13:

$$k_f = \frac{ShD}{d} \quad (13)$$

Dónde: k_f , es el coeficiente de transferencia de masa (m/d); Sh , número de Sherwood; D , difusividad molecular de la sustancia en el seno del fluido; d , diámetro de la tubería.

Para condiciones de flujo estático ($Re < 1$), el número de Sherwood, Sh , será igual a 2,0. Para el caso de flujo turbulento ($Re > 2300$), el número de Sherwood se calcula mediante la ecuación 14:

$$S_h = 0.023 Re^{0.83} \left(\frac{v}{D}\right)^{0.333} \quad (14)$$

Dónde: Re, número de Reynolds (adimensional); v, viscosidad cinemática del fluido.

En caso de presentarse flujo laminar ($1 < Re < 2300$), el número de Sherwood se obtiene mediante la ecuación 15.

$$S_h = 3.65 + \frac{0.0668 \left(\frac{d}{L}\right) Re \left(\frac{v}{D}\right)}{1 + 0.04 \left[\left(\frac{d}{L}\right) Re \left(\frac{v}{D}\right)^{\frac{2}{3}}\right]} \quad (15)$$

Dónde: L, es la longitud de la tubería.

De forma simultánea en caso de presentarse una reacción de primer orden con el seno del fluido, k_b ; también se podrá obtener una constante global de decaimiento, K (d^{-1}), la cual incorpora las reacciones en la pared de tubería y en el seno del fluido (Vidal *et al.*, 1994; Clark, 1997; Alcocer-Yamanaka *et al.*, 2004; Ahn *et al.*, 2012; Figueiredo, 2014). Esta tasa global se puede expresar mediante la ecuación 16:

$$-\frac{dC}{dt} = KC \quad (16)$$

Incorporando las reacciones del cloro con la pared de tubería y con el seno del fluido, ecuaciones 9 y 11 en la ecuación 16, se tiene la ecuación 17.

$$\frac{dC}{dt} = \frac{dC}{dt} bulk + \frac{dC}{dt} wall \quad (17)$$

La constante global está dada por la ecuación 18.

$$K = k_b + k_{wall} \quad (18)$$

Incorporando la ecuación 12 en la ecuación 18, se tiene la ecuación 19.

$$K = k_b + \frac{2k_w k_f}{R(k_w + k_f)} \quad (19)$$

Dónde: K es la constante global de decaimiento (d^{-1}) o (h^{-1}).

La ecuación 19 puede ser utilizada para calcular k_w , sin embargo, para poder aplicar dicha expresión se tendrá que obtener el coeficiente de transferencia de masa k_f y K .

Para modelar el efecto conjunto de la reacción del cloro con el agua y la pared, se utiliza un coeficiente global de decaimiento K . La ecuación 20 describe e involucra el decaimiento total de una sustancia dentro de un tramo de tubería.

$$C = C_o e^{-K\frac{L}{u}} \quad (20)$$

Dónde: K, es el coeficiente de decaimiento global, h^{-1} ; L, longitud del tramo de tubería, m; u, velocidad del flujo dentro del tramo, m/h; C, concentración de la sustancia al final del tramo, mg/L; C_o , Concentración de la sustancia al inicio del tramo, mg/L.

Según su reactividad, las tuberías habitualmente se clasifican en tubos reactivos (hierro sin revestimiento) y tuberías no reactivas (PVC, MDPE, hierro forrado en cemento). Hallam *et al.* (2002) descubrieron que el material de la tubería tiene una gran influencia en el decaimiento del cloro durante la distribución del agua. Estudios previos informaron que los materiales sintéticos como el PVC, tiene una demanda muy baja de cloro (Kiéné *et al.*, 1998).

La implementación de modelos de calidad del agua en redes de distribución es necesaria para entender la problemática de la calidad del agua potable. Al implementar estos modelos, se reduce el costo de monitorear la variación espacial y temporal del cloro residual en el sistema de abastecimiento (Grayman *et al.*, 2012). El modelado de decaimiento de cloro es todavía complejo, depende de la exactitud del modelo hidráulico que permite determinar los caudales y las velocidades de flujo en las tuberías (Blokker *et al.*, 2008). Igualmente depende de las constantes cinéticas que afectan el decaimiento de cloro (Fisher *et al.*, 2011).

Se han desarrollado varios paquetes de software para el análisis hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución de agua potable, un ejemplo de dicho software es EPANET (Rossman, 2000). En este documento, la definición de calidad del agua se limita a cloro residual; la calidad del agua está indicada por la concentración de desinfectante residual en todo el sistema de distribución de agua. En el presente estudio, el modelo de decaimiento de cloro permitirá predecir la concentración horaria de cloro en cada nodo de la red de distribución de la ciudad de Azogues.

2.3.2 Modelamiento de la calidad del agua con EPANET

EPANET fue desarrollado para ayudar a las compañías de agua a mantener y mejorar la calidad del agua entregada a los consumidores a través de los sistemas de distribución. También puede utilizarse para diseñar programas de muestreo, estudiar la pérdida de

desinfectantes y la formación de subproductos, y realizar evaluaciones de la exposición de los consumidores.

Rossman (2000) indica que la modelización de la calidad del agua con EPANET tiene las siguientes capacidades:

- Realiza el seguimiento en el tiempo de sustancias no reactivas que se encuentran en la red
- Modela el comportamiento de un material reactivo tanto si aumenta su concentración como si se disipa a lo largo del tiempo.
- Modela la edad del agua a lo largo de la red.
- Realiza el seguimiento de una porción de fluido desde un nudo dado a través de todos los demás a lo largo del tiempo.
- Modela reacciones en el seno del fluido y en la capa de la pared de la tubería.
- Utiliza ecuaciones cinéticas polinómicas para modelar las reacciones en el seno del fluido y en la pared de la tubería.
- Permite que los coeficientes de las reacciones de pared sean correlativos con la rugosidad de la tubería.
- Permite a lo largo del tiempo entradas de concentración o masa en cualquier punto de la instalación.
- Modela los depósitos de tres formas: de mezcla completa, de flujo en pistón, o con dos compartimentos de mezcla.

Rossman (2000) describe a EPANET, como un paquete de programas de dominio público para el modelado hidráulico y la calidad del agua desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de EE.UU. EPANET puede modelar la propagación de sustancias conservadoras y reactivas, es decir, el cloro libre. Se ha programado EPANET para utilizar una reacción de primer orden, tal como cloro, con coeficientes de velocidad de reacción de entrada de usuario de primer orden k_b y k_w , las reacciones con el agua y de pared, respectivamente (Grayman *et al.*, 2012; Ahn *et al.*, 2012; Muranho *et al.*, 2014). EPANET determina la concentración de cloro libre a través de la red durante un determinado periodo de simulación analizado en diferentes intervalos de tiempo. Pero para ello, es necesario antes, preparar el modelo hidráulico, así como determinar previamente k_b y k_w .

2.3.3 Calibración de un modelo de calidad del agua

Como ocurre en la calibración del modelo hidráulico, la calibración del modelo de calidad del agua (específicamente cloro residual) consiste en ajustar parámetros fisicoquímicos con

el objetivo de obtener una coincidencia satisfactoria de los valores de las variables, producto de las simulaciones del modelo, con los medidos en el sistema de distribución real (Maier *et al.*, 2000; Nejari *et al.*, 2014; Alves *et al.*, 2014).

Sin embargo, a diferencia del modelo hidráulico, la simulación y calibración de la calidad del agua depende directamente de dos factores:

- Modelo hidráulico calibrado adecuadamente bajo los criterios y recomendaciones indicadas anteriormente.
- Obtención en campo de los coeficientes k_b y k_w .

2.3.4 Simulación de la calidad del agua con EPANET

El simulador de la calidad del agua de EPANET utiliza el método Lagrangiano para aproximar el movimiento del agua a volúmenes discretos de agua que se mueven a lo largo de las tuberías y se mezclan en las conexiones en intervalos de longitud fija. Estos intervalos de tiempo para la calidad del agua son mucho más cortos que los intervalos de tiempo del modelo hidráulico para acomodarlos dentro de los intervalos de tiempo de desplazamiento dentro de las tuberías. Para cada periodo de calidad del agua, el contenido de cada segmento está sujeto a una reacción, un incremento de la cantidad de la masa total y del volumen de caudal que entra en cada nudo se mantiene, y las posiciones de los segmentos son actualizadas (Rossman, 2000).

2.3.5 Análisis de sensibilidad de los parámetros del modelo

Mediante el análisis de sensibilidad es posible determinar qué parámetros de las ecuaciones de control afectan a las variables. El análisis de sensibilidad investiga cómo la variación en la salida de un modelo numérico se puede atribuir a las variaciones de sus factores de entrada (Pianosi *et al.*, 2016). Si un modelo es altamente sensible a un parámetro dado, pequeños cambios en el valor de ese parámetro podría producir cambios grandes en el rendimiento del modelo. Por otro lado, los parámetros poco sensibles pueden ser relegados a un rol secundario. Mediante el análisis de sensibilidad se evalúa y cuantifica el efecto de la variación de los parámetros en los resultados del modelo (Chen *et al.*, 2007, Yun-Hong *et al.*, 2019).

II. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 DETERMINACIÓN DE LA CORROSIÓN Y CALIDAD DEL AGUA POTABLE EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

3.1.1 Estimación de la tendencia corrosiva en el sistema de agua potable usando índices de corrosión

a. Descripción de la zona de estudio

La red de distribución de agua potable sobre la cual se realizó este estudio está emplazada en la ciudad de Azogues, que se encuentra ubicada al sur de la República del Ecuador, sus coordenadas geográficas son: latitud 2°44'22" S, longitud: 78°50'54" O, se extienden en aproximadamente 1200 Km², la altitud media de la ciudad es 2518 metros sobre el nivel del mar, la ciudad tiene una población de 70064 habitantes, su temperatura media es de 17°C. Aproximadamente 42071 habitantes reciben agua de red pública municipal, la población complementaria recibe agua de las juntas regionales de agua potable administradas por las comunidades. No hay estudios pertinentes sobre los efectos de la corrosión que puede ocasionar el agua potable en las tuberías y accesorios tanto de la red pública como privada. La figura 5, muestra la ubicación de la red de abastecimiento, la misma que está conformada por tuberías con diámetros comprendidos entre 315 y 32 mm, la longitud total de la línea de suministro es de 218105 m; se ha instalado un número de 288 válvulas; 26 reservas, de los cuales 10 tienen una capacidad entre 250 y 1000 m³, distribuidas en seis zonas. La variación altimétrica de toda la red es de 2390-2823 msnm.

b. Muestreo y análisis del agua

Para examinar la condición de corrosión o formación de incrustaciones en la red de distribución de agua de Azogues, se tomaron 30 muestras mensualmente, en total 180 muestras de agua potable durante seis meses, en 30 puntos de muestreo (Figura 6), se ubicaron los puntos de muestreo en la red de distribución de agua potable tomando en cuenta la longitud de la red de distribución, la ubicación de los tanques de reserva y el número de usuario presentes en cada una de las seis zonas.

Los muestreos y análisis para determinar la tendencia corrosiva o de incrustación se realizaron en los meses de julio a diciembre. Todas las muestras fueron recolectadas en envases de polietileno de 1 litro cumpliendo con las características necesarias para no alterar las muestras para su posterior análisis (NTE INEN 2176:1998). Las muestras se obtuvieron de los grifos de cocinas y baños de domicilios, lugares comerciales como restaurantes, talleres, lavadoras de autos, tiendas, etc., así como en los tanques de distribución. Para cada muestreo, se realizaron mediciones in-situ y mediciones en laboratorio; se elaboraron fichas de muestreo en cada punto donde se recolectó la muestra, algunas de estas fichas se presentan en el Anexo 1.

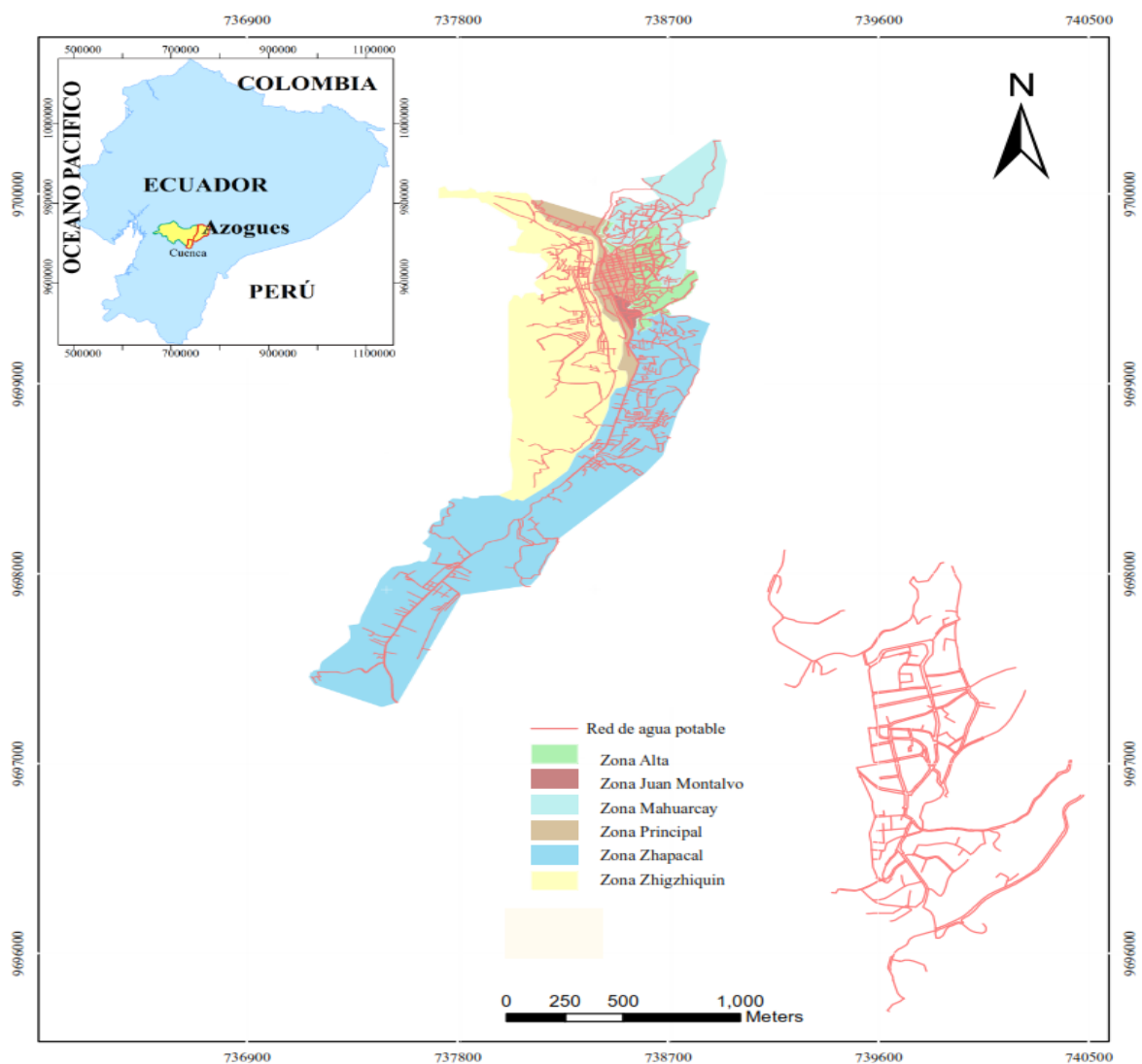


Figura 5: Ubicación de la ciudad de Azogues, Ecuador (imagen superior), zonas de abastecimiento y red de distribución de agua potable de la ciudad de Azogues (imagen intermedia), red de agua potable de la zona alta donde se aplicó el modelo de decaimiento de cloro libre (imagen inferior)

Las muestras se mantuvieron a 4 °C y se transportaron el mismo día al laboratorio de la empresa municipal de agua potable de la ciudad para su análisis. Los ensayos en todas las muestras de agua se analizaron de acuerdo con los métodos estándar para el examen de agua y aguas residuales (Rice *et al.*, 2012). La dureza cálcica y alcalinidad se midieron por el método de titulación; la concentración de iones hidrógeno (pH), los sólidos disueltos (SDT) y temperatura se midieron con el equipo HACH Multiparámetro HQ 40d; cloruro y sulfato se determinaron con el espectrofotómetro HACH DR 2500; y se compararon con los estándares nacionales. El pH, SDT y temperatura se determinaron en el sitio.

c. Ecuaciones para determinar la tendencia corrosiva del agua potable

Se calculó el índice de saturación de Langelier, el índice de estabilidad de Ryznar y el índice de Larson-Skold usando las correspondientes ecuaciones del cuadro 4. Estos índices permiten la evaluación del potencial de corrosión de la tubería para cada punto de la red una vez realizado el análisis físico-químico (Bigoni *et al.*, 2014).

Cuadro 4: Descripción de los índices de corrosión utilizada en el presente estudio

Índice	Ecuación	Valor	Característica de agua
Langelier	LSI= pH-pHs	LSI > 0	Tiende a precipitar
LSI	ISL= Índice de saturación de Langelier pH = pH del agua medida insitu. pHs= pH de saturación pHs= 9,3 + A + B – C – D Donde: $A = \frac{(\log_{10} \text{SDT} - 1)}{10}$ B =[-13,12 log ₁₀ (T°C + 273)] + 34,55 C=log ₁₀ [Ca ⁺² mg/L como CaCO ₃]-0,4 D=log ₁₀ [Alcal. mg/L como CaCO ₃] SDT=Sólidos disueltos totales en mg/L	LSI = 0	En equilibrio
		LSI < 0	Tiende a la corrosión
		-0,4 a +0,4 se considera como "cero"	
Ryznar	RSI=2 pHs-pH	RSI < 5,5	Altamente formador de incrustaciones
RSI	IR=Índice de estabilidad de Ryznar pHs=pH de saturación pH=pH del agua medida insitu.	5,5<RSI<6,2	Relativamente formador de incrustación
		6,2<RSI<6,8	Equilibrado
		6,8<RSI<8	Baja corrosión
		RSI > 8	Alta corrosión

continuación

Larson – Skold LRI	$ILR = \frac{[(Cl^-) + (SO_4^{-2})]}{[(HCO_3^-) + (CO_3^{-2})]}$	LRI < 0,8	Es poco probable que cloruros y sulfatos interfieran con la formación de película protectora
		0,8 < LRI < 1,2	Las tasas de corrosión pueden ser más altas de lo esperado.
		LRI > 1,2	Se pueden esperar altas tasas de corrosión localizada.

Fuente: Elaborado con información de Alsaqqar *et al.* (2014), Tavanpour *et al.* (2016) y Mirzabeygi *et al.* (2017).

d. Identificación de los puntos de muestreo dentro de la red

Los puntos de muestreo en la red de distribución de agua potable, que se presentan en la figura 6, se determinaron estratégicamente, para lo cual una vez revisado los planos de la red, se efectuó un recorrido de campo por las seis zonas del sistema, se determinó los lugares más adecuados considerando la longitud de la red de distribución, la ubicación de los tanques de reserva y el número de usuarios presentes en cada una de las seis zonas.

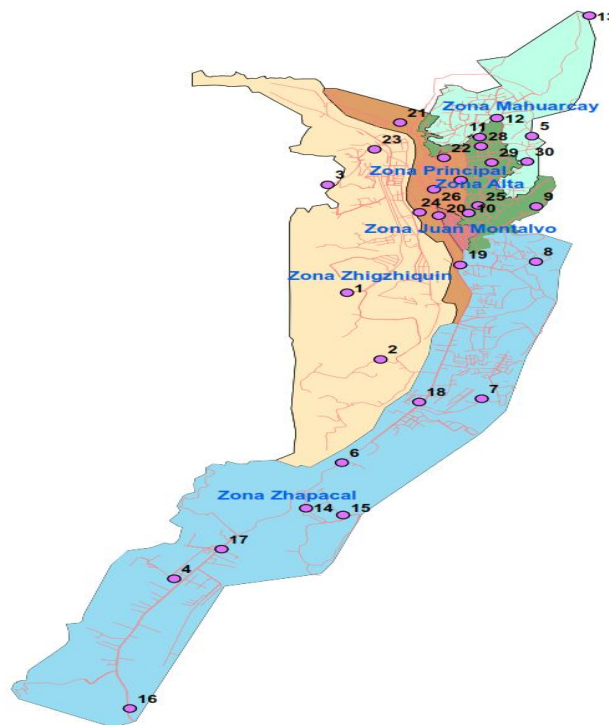


Figura 6: Puntos de muestreo ubicados en la red de distribución, para la numeración se comenzó considerando primero las reservas y luego las viviendas

En el Cuadro 5 se presenta el nombre de los 30 puntos de muestreo con sus respectivas coordenadas.

Cuadro 5: Número de muestra, nombre y coordenadas del sitio de muestreo

N° Muestra	Punto de Monitoreo	Coordenadas		
		Este	Norte	altura (m)
1	Reserva San Pedro	738348	9695004	2558
2	Reserva Chabay	738693	9693838	2520
3	Reserva Zhigzhiquin	738148	9696892	2617
4	Reserva Clímaco Zaraus	736563	9690002	2517
5	Reserva Clímaco Zaraus 2	740256	9697741	2620
6	Reserva El Corte	738296	9692033	2444
7	Reserva Tocte sol	739736	9693152	2549
8	Reserva Zhapacal	740297	9695547	2632
9	Av. Gonzales Suárez	740302	9696512	2522
10	Reserva Juan Montalvo	739601	9696397	2554
11	Reserva Principal 600	739716	9697727	2599
12	Reserva Zona Alta 500	739895	9698060	2651
13	Reserva Mahuarcay	740847	9699851	2704
14	Reserva Guarangos Vivienda	737925	9691235	2515
15	Reserva Guarangos 2	738308	9691114	2460
16	Vivienda Chiturco	736109	9687731	2458
17	Vivienda Javier Loyola	737052	9690518	2447
18	Vivienda Charasol	739090	9693092	2454
19	Vivienda Cdla del Chofer	739517	9695490	2482
20	Vivienda Sector Policía	739294	9696354	2496
21	Vivienda Puente Sucre	738894	9697982	2509
22	Vivienda 5 esquinas	739345	9697363	2515
23	Vivienda Autopista	738632	9697511	2517
24	Vivienda Ignacio Neira	739096	9696410	2500
25	Vivienda Av. Rumiñahui	739701	9696531	2562
26	Vivienda Luis Cordero Coliseo	739245	9696812	2518
27	Vivienda Emilio Abad y 3 de Nov.	739519	9696975	2524
28	Vivienda Bosque Azul	739729	9697566	2544
29	Vivienda Santa Bárbara	739839	9697281	2473
30	Vivienda Miguel Heredia	740205	9697297	2616

Fuente: Propia

En el Cuadro 6 se presenta el número de puntos de muestreo que se efectuó mensualmente en cada una de las seis zonas del área de estudio.

Cuadro 6: Número de muestras para cada zona de estudio

Zona	N° de muestras
Zhapacal	8
Principal	6
Mahuarcay (Uchupucún-Bayas)	4
La Playa	4
Alta	6
Media (Juan Montalvo)	2

Fuente: Información de EMAPAL

3.1.2 Medición de la velocidad de corrosión: pérdida de peso en cupones de cobre

a. Preparación de cupones de corrosión, porta cupón de corrosión y estante de prueba de corrosión

Para lograr resultados óptimos, se realizó la preparación de la superficie de los cupones de corrosión, de acuerdo con las disposiciones de ASTM G1-90 (1993) y NACE TM 0169-2000 (Bajares y Di Mella, 2015). Se prepararon cupones de 8 cm de largo, 1,2 cm de ancho, 1 mm de espesor y un agujero de 5 mm de diámetro en la parte superior para sostenerlo (Figura 7). Se usó el mismo material de las tuberías para construir los cupones (Figura 8a). La EMAPAL usa tuberías de cobre tipo K en las conexiones domiciliarias debido a su fácil manejo de sus características y porque es usado ampliamente en tuberías domésticas.

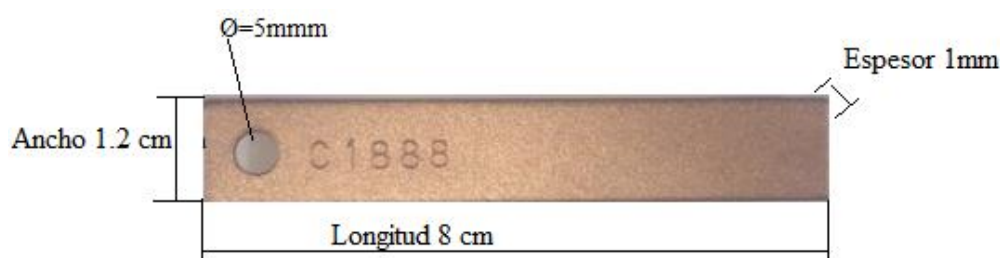


Figura 7: Cupón o testigo de cobre utilizado para los ensayos de la velocidad de corrosión

El portacupón mostrado en la figura 8b fue elaborado con material grilon (poliamida semicristalina) de 1,27 cm de diámetro y un largo de 7,62 cm que sirvió para sostener el cupón que se instaló posteriormente en el estante de prueba. Se sujetó el cupón de cobre mediante una tuerca y tornillos contruados también de grilon, para evitar que se produzca efectos galvánicos (Figura 8c) (ASTM 2004).

El estante de cupones de corrosión se construyó con tubería PVC, con secciones horizontales de 40 cm y una sección vertical de 10 cm, tal como se presenta en la figura 8d. El estante de prueba se instaló directamente al sistema de distribución en una vivienda, de manera que el uso del agua fuera permanente (Eisnor y Gagnon 2003).

b. Pruebas de corrosión

Todos los cupones se frotaron primero en seco con papel de lija de grano 800, luego se desengrasaron con acetona, posteriormente se lavaron con agua bidestilada y finalmente se secaron y se usaron inmediatamente para cada prueba. El área y el peso inicial de cada cupón se midieron antes de la exposición al agua (Haseeb, 2009; Joseph *et al.*, 2016).

Una vez limpios se pesaron en una balanza analítica de cinco dígitos, con la finalidad de obtener el peso inicial exacto de los cupones.



Figura 8: (a) Cupón o testigo de cobre, (b) Porta cupón, (c) Porta cupón con cupón, (d) Estante de prueba de corrosión implementada en una vivienda, en donde se instaló los cupones

b.1 Implementación de testigos de corrosión en la planta de potabilización

Se sumergió ocho cupones de cobre en la zona posterior a la filtración, antes del proceso de cloración, de tal manera que los testigos estuvieron en contacto con agua sin cloro. También se implementaron ocho cupones en los tanques de almacenamiento que están ubicados después de la cloración de la planta de potabilización, en este tanque, el cloro estuvo con una concentración promedio de cloro libre de 0,85 mg/L. Se instalaron cupones para un periodo de 30, 60, 90, y 180 días siguiendo lo recomendado por (Baboian, 2005; Galík *et al.*, 2015; Fateh *et al.*, 2017). Cada prueba se replicó para determinar la reproducibilidad de las pruebas (Joseph *et al.*, 2017). Los cupones se suspendieron con hilo de nylon tanto en un canal después de la filtración como en el tanque de almacenamiento con el propósito de minimizar los cambios en la composición del cupón (Joseph *et al.*, 2016).

Después de cada periodo de prueba, los cupones se retiraron y limpiaron de acuerdo con G1-03 (ASTM 2003). Se secaron con aire caliente, para posteriormente determinar su peso final (Slavíčková *et al.*, 2013).

b.2 Implementación de testigos de corrosión en estante de prueba (cuponera)

Igualmente se instalaron ocho cupones en el estante de cupones de corrosión, para un periodo de 30, 60, 90 y 180 días, siguiendo lo recomendado por (Baboian, 2005; Galík *et al.*, 2015; Fateh *et al.*, 2017). Cada cupón fue previamente pesado y colocado en un

“portacupón”, para enseguida instalarlo en el estante, teniendo la precaución de que el flujo del agua vaya desde el porta cupón hasta la punta del cupón. Así mismo el cupón fue orientado con la cara ancha en posición vertical, para evitar la acumulación de partículas en la cara del testigo, lo que podría acelerar la corrosión (ASTM, 2005). De igual manera, cada ensayo se replicó para determinar la reproducibilidad de las pruebas.

Al final del período de exposición, los cupones se retiraron del estante de prueba de corrosión, se secaron y se limpiaron siguiendo el procedimiento de limpieza química descrito en G1-03 (ASTM 2003). Se tomaron las medidas de peso final y se calculó la tasa de corrosión en mils por año (mpy) usando la ecuación 21.

b.3 Test de inmersión estática

Para esta prueba se prepararon soluciones con diferentes concentraciones de hipoclorito de calcio de tal manera de obtener concentraciones de cloro residual de 0,25 mg/L; 0,5mg/L; 0,75 mg/L; 1mg/L; 2mg/L and 5mg/L (Figura 9). Para preparar estas soluciones se usó agua potable, de tal manera de sumergir los cupones en agua con condiciones similares a la que una tubería de cobre normalmente está expuesta (Castillo Montes *et al.*, 2014). El cloro residual fue medido usando el colorímetro HACH DR/890 método DPD (Martins *et al.*, 2014). Las soluciones de cloro se prepararon en vasos de precipitación de 250 mL, en los cuales se colocaron los cupones de cobre previamente pesados. Las soluciones se cambiaron mediante el protocolo de vaciado y rellenado, las soluciones de concentraciones bajas se cambiaron cada 48 y 72 horas (Boulay y Edwards, 2001) y las soluciones de altas concentraciones cada 96 horas. Este tiempo representa un promedio del periodo de estancamiento que se observan en diversos edificios, escuelas y oficinas (Lytle y Liggett, 2016). Este ensayo tuvo un tiempo de exposición de 30 días.

En cada cambio de agua se midió la concentración de cobre inicial y final de cobre usando el colorímetro HACH DR/890, con esto se determinó la cantidad de cobre desprendida del cupón a distintas concentraciones de cloro (Boulay y Edwards 2001).

c. Determinación de la velocidad de corrosión

Se realizó un examen visual para observar la aparición de agujeros y la decoloración de los cupones al final de las pruebas. La tasa de corrosión se calculó en mililitros por año

(mpy) usando la ecuación 21, de acuerdo con ASTM G1-03 (Baboian, 2005; Zhu *et al.*, 2014; Joseph *et al.*, 2016; Thangavelu *et al.*, 2016).

$$TC = \frac{K W}{A T D} \quad (21)$$

Dónde: TC, es la tasa de corrosión (mpy); K, es la constante de tasa de corrosión ($3,45 \times 10^6$); W, es la pérdida de peso del cupón (g); A, es el área del cupón (cm^2); T, es el tiempo de exposición (h); D, es la densidad del cobre ($8,94 \text{ g/cm}^3$) (ASTM G1, 2011).

La tasa de corrosión (TC) obtenida a partir de la ecuación 21, representa un promedio anual de corrosión expresado en mpy, estos valores pueden compararse con los valores del Cuadro 7, que presenta la tasa de corrosión en mpy para cobre y aleaciones de cobre (Baboian, 2005), rangos que presenten valores elevados indican una mayor presencia del proceso corrosivo en las tuberías de cobre.



Figura 9: (a) Cupones sumergidos en soluciones de 0,25; 0,5; 0,75; 1,0; 2,0; 5,0 mg/L de cloro; (b) cupón sumergido en 250 mL de solución

Cuadro 7: Clasificación cualitativa de las tasas de corrosión en mm/año para cobre y aleaciones de cobre.

Tasa de corrosión (mm/año)	Descripción
0 to 0,003	Insignificante o excelente
0,003 to 0,006	Leve o muy bueno
0,006 to 0,009	Bueno
0,009 to 0,0125	Moderado a justo
0,0125 to 0,03	Pobre
>0,03	Muy deficiente a grave

Para convertir de mils por año (mpy) a milímetros por año (mm/a), multiplique por 0,0254.

3.2 ELABORACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO

3.2.1 Delimitación de la red de distribución sobre la cual se articuló el modelo

Como se mencionó anteriormente, para la aplicación del modelo fue necesario contar con un sitio específico, el tramo seleccionado corresponde a la zona alta de la red, que se ubica al noreste de la ciudad de Azogues (Figura 10). La población de la zona alta es de 5800 habitantes aproximadamente, determinada en base al número de usuarios en la zona y al índice de habitantes por usuario que es de 4,19 hab/usuario (EMAPAL, 2016). Dentro de la zona no existe influencia industrial y la dotación en el sitio se estimó en 320 L/hab/día (EMAPAL, 2016). La topografía del terreno en esta zona presenta elevaciones entre los 2479 y 2624 m.s.n.m.

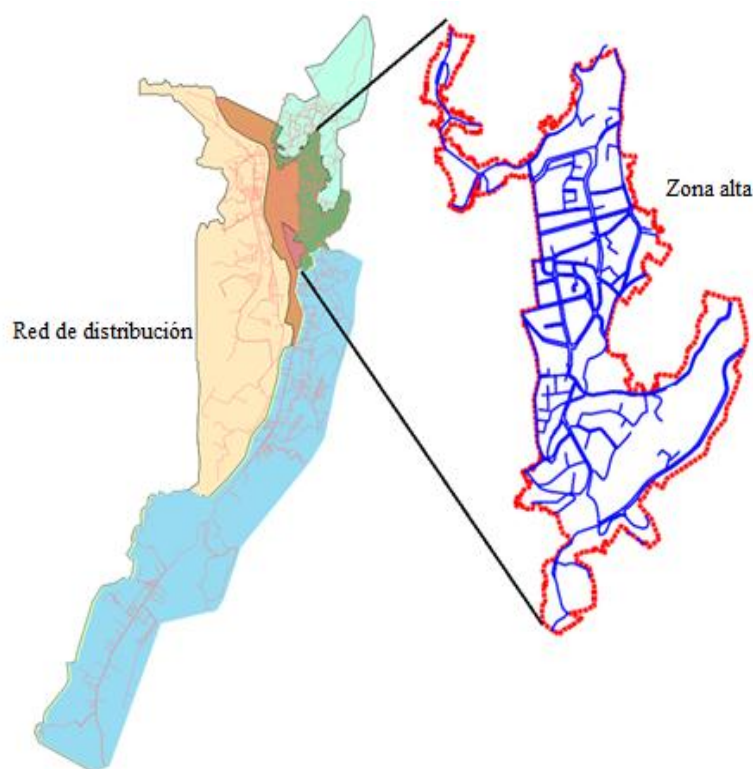


Figura 10: Zona alta de la red de distribución donde se aplicó el modelo hidráulico

3.2.2 Caracterización de la red distribución

La red de distribución de agua (RDA) escogida para el estudio es considerada tipo mixta, ya que cuenta con partes ramificadas y malladas, las tuberías de distribución en toda la extensión de la red es de PVC y tiene una longitud aproximada de 26,6 Km. Los diámetros nominales de tuberías existentes son de 63, 110, 160 y 200 mm (Figura 10) con longitudes de 22,31; 3,25; 0,52 y 0,56 Km respectivamente. Existen actualmente 80 válvulas entre las

cuales se encuentra una reductora de presión y las restantes son reguladoras de caudal. La RDA está alimentada desde un tanque de reserva de 500 m³ de capacidad. El suministro se realiza desde el tanque aprovechando la gravedad mediante una tubería conductora de Ø 200 mm, luego de lo cual se ramifica hasta llegar en tuberías de Ø 63 mm en los sitios más alejados del tanque. En esta red de distribución se encuentran 1519 predios (Figura 11), de entre los cuales existen siete predios de alto consumo: tres instituciones educativas, una iglesia, un hospital, un estadio y un mercado.

3.2.3 Modelización del sistema de distribución de agua

El Water Research Centre del Reino Unido (WRC, 1989), propone cinco etapas sucesivas encaminadas a la modelización de un sistema de distribución de agua: (i) construcción de un modelo de red, (ii) asignación de parámetros de la red de distribución, (iii) asignación de consumos, (iv) calibración del modelo, (v) análisis y mantenimiento del modelo.

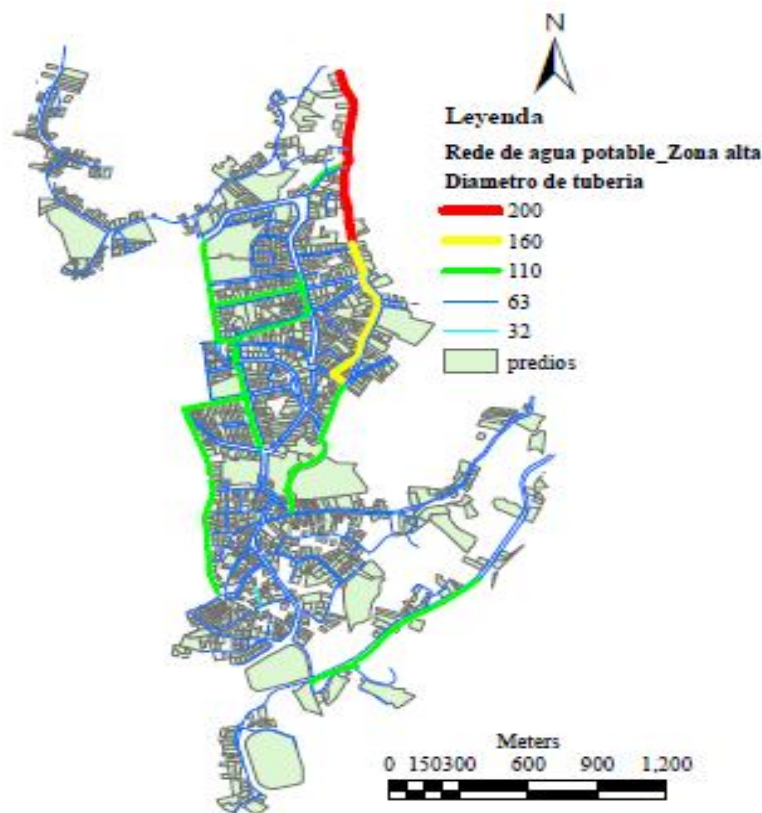


Figura 11: Distribución de los predios a lo largo de la red de agua potable

a. Formulación modelo hidráulico

Recopilación de información: para modelar el comportamiento de la red se partió de la base de datos entregada por la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado

(EMAPAL), con la información recolectada se pudo esquematizar la red y aplicar el software EPANET, que luego permitió simular el comportamiento hidráulico en la red de distribución a presión. Fue necesario recopilar la siguiente información para la construcción del moldeo y posterior simulación en EPANET: conexiones entre las tuberías (topología de la red), tuberías (diámetro interior, longitud, coeficientes de fricción y coeficientes de pérdidas menores), válvulas (diámetro, tipo, coeficientes de pérdidas menores, estado: abierta, cerrada o semiabierta), tanques (dimensiones, nivel de agua), nodos (elevación, demanda de agua, coeficientes de variación de la demanda dentro de las 24 horas del día) (Rossman 2000).

Las propiedades hidráulicas de la red de tuberías, como la longitud, el diámetro, la rugosidad, etc., se asignó en función del método de importación en la plataforma EPANET (Ramana *et al.*, 2015). EPANET asume que las tuberías están completamente llenas en todo momento, y por consiguiente que el flujo es a presión. Fue necesario conocer el diámetro, longitud, conectividad, pérdidas de carga y adicionalmente su material, edad y estado de conservación (Rossman, 2000). Para el cálculo de pérdidas de carga en tuberías se utilizó la ecuación de Hazen-Williams (H-W), que requiere la especificación de la rugosidad de las tuberías a través de un coeficiente único adimensional C que depende del material y del régimen del agua en la tubería (Alves *et al.*, 2014).

Los nudos de la red disponen de tres características: cota, demanda base y curva de modulación. Se determinó las elevaciones en los vértices de las tuberías con el programa ArcGIS; para lo cual se utilizó los shapes de la red de distribución y de la topografía (curvas de nivel) de la zona de estudio. La demanda base se define como aquella que es inyectada a cada nudo de la red en un instante dado (Iglesias-Rey *et al.*, 2017). Este caudal inyectado se expresa en L/s y es el que se introduce en EPANET. La curva de modulación está configurada por los factores que, aplicados sobre la demanda base, nos determinan la demanda real en cada instante (Rossman, 2000).

Diseño del modelo hidráulico: el diseño de la red de distribución se basó en un plano base, existente en un archivo AUTOCAD. Esta red se convirtió en un archivo EPANET utilizando EPACAD al considerar las intersecciones de las líneas como nodos y líneas como enlaces. Luego de configurada la red se adicionó un embalse para simular la entrada de agua en la red de distribución. EMAPAL proveedora de agua aseguró la variación

irrelevante del nivel de agua durante 24 horas en el reservorio. Se revisó que las tuberías y los nodos estén conectados correctamente en las intersecciones, así como el tanque con la red de distribución. Posteriormente se dio nombre a las etiquetas ID (nodos, tuberías, válvulas y tanque).

b. Asignación de parámetros de la red de distribución

Una vez formulada la red de distribución en EPANET, el siguiente paso fue asignar los correspondientes valores a las longitudes de tubería, diámetros de tubería, coeficientes de rugosidad, números de nudos y elevaciones nodales. Se asignó las unidades de flujo como LPS, se fijó el método Hazen - Williams (H – W) para determinar la pérdida de carga. El coeficiente de rugosidad de la tubería se tomó 140, ya que las tuberías de la red son de PVC. Las longitudes se asignaron automáticamente desde el archivo CAD, los diámetros se asignaron utilizando información de ArcGIS. En cada nodo se ingresó la cota y la demanda base. Para la demanda se calculó manualmente el consumo utilizando el conjunto de datos de facturación disponible. Se ingresó la altura correspondiente del embalse. En cada válvula se ingresó el coeficiente de pérdida de carga, así como su estado.

c. Asignación de consumos

La demanda en los nodos de consumo es la variable que más incidencia tiene en la respuesta del modelo (Cai *et al.*, 2015). La asignación de consumo se hizo nodo por nodo, que consiste en relacionar cada usuario (predio) con un nodo del modelo y asignar su consumo a dicho nodo, buscando siempre referirlo al más cercano o al que se puede considerar que abastece al usuario (CONAGUA, 2008). Esta asignación consumo-nodo, realizada correctamente, es bastante confiable, pero fue laboriosa. Lo cual se ejecutó con ayuda del Sistema de Información Geográfica (SIG), que facilitó este proceso.

c.1 Calculo de la demanda base

La asignación de demanda se hizo de la siguiente manera: (i) se definió las áreas de influencia para cada nodo de consumo; (ii) se calculó la demanda para cada uno de los predios dentro de la zona de asignación (producto de la población de cada predio con el de la demanda per cápita); (iii) la suma de las demandas de los predios se asignó a su respectivo nodo dentro del área de influencia. El agua no contabilizada se determinó calculando la diferencia entre el caudal promedio inyectado a la red desde el tanque

(luego de varias campañas de macromedición) y el suministro total de los registros de facturación (micromedición).

Como no fue posible monitorear el caudal de consumo en cada residencia, se consideró que el consumo base de cada residencia se puede calcular considerando el consumo per cápita de 320 L/hab.día y el indicador de 4,19 hab/predio (reportado por EMAPAL). Para determinar la demanda base en cada nodo requerida por EPANET, se sumó la demanda de todos los predios considerados para cada nodo. La macromedición, se realizó durante siete días campañas de medición en el tanque que alimenta la red, mediante la medición de la variación de niveles en un tiempo determinado, con esta información se pudo determinar la demanda horaria y diaria en toda la red, así como la demanda pico que es uno de los principales factores en el diseño de redes de distribución de agua potable (Balacco *et al.*, 2017, Gargano *et al.*, 2017, Rathnayaka *et al.*, 2015).

Para el cálculo de los predios con baja demanda (domicilios) se usó la ecuación 22.

$$Q_{pn} = \frac{N H Q_{dh}}{86400} \quad (22)$$

Donde, N es el número de predios asignados al nodo “n”, H es el número de habitantes en cada predio y Q_{dh} es demanda total estimada en litros/persona/día. Las unidades resultantes son L/s. Hay que considerar que las pérdidas totales de la red de distribución que maneja EMAPAL EP es del 46.86%.

Según reportes de funcionarios de la EMAPAL, en la zona alta existen 7 predios considerados de alta demanda, entre ellos dos colegios, una escuela, un convento, un hospital del Instituto de Seguridad Social, un estadio y un mercado, para su determinación se efectuó el mismo procedimiento seguido para cálculo de los predios de baja demanda, utilizando la ecuación 22. Para la estimación de la demanda total “Q_{dh}” se consideró la clasificación de actividad (Sistema intermunicipal de agua potable y alcantarillado, 2014; Sistema Nacional de Estándares de Urbanismo, 2011), tal como se muestra en el Cuadro 8. Dentro del modelo de simulación se colocó el consumo promedio que demandan este tipo de predio y se situaron en el nodo más próximo.

Cuadro 8: Demandas promedio por tipo de actividad

Tipo de edificación	Dotación diaria	Unidad
Escuelas, colegios y universidades	40	Litros/estudiante
Conventos y monasterios	162	Litros/persona
Hospitales	500	Litros/consultorio
Centros deportivos	5	Litros/m ²
Mercados	15	Litros/m ²

Fuente: Sistema Intermunicipal de agua potable y alcantarillado (2014)

c.2 Curva de modulación horaria

En los nodos, además de incluir la demanda base (L/s), se les asocia su propia curva de modulación en el tiempo, también llamada curva de variación de la demanda. El consumo de agua potable varía en función de la ubicación de la zona de estudio, de las costumbres que tienen los usuarios en el uso del agua y de las horas del día (Garzón, 2014).

A la curva de modulación también se le conoce como análisis en periodo extendido, representa lo más cercano a la realidad, considerando que la demanda en la red no es la misma durante el transcurso del día, considerando que los consumidores requieren de mayor cantidad de agua en el día, en la noche la demanda se reduce considerablemente. Las curvas de modulación, son las responsables de establecer los valores de consumo en el tiempo, variándolo desde los valores extremos en las horas pico hasta los valores mínimos en las horas valle (Tzatchkov, 2016).

Para obtener la demanda horaria, se determinó los caudales de salida del tanque de almacenamiento de la zona alta por el periodo de 7 días, las mediciones se efectuaron de lunes a domingos, pero en el cálculo de la asignación de las demandas no se consideró sábados y domingos, debido a variaciones atípicas producidas en estos días, pudiendo afectar los resultados. Se realizó las mediciones de caudal por el lapso de 2 horas por día hasta completar las 24 horas del día.

Para la elaboración de la curva de modulación horaria, se siguió el siguiente procedimiento: cada ensayo se empezó cerrando la válvula que permite la entrada de agua al tanque de distribución de la zona alta, tal como se presenta en la figura 12. La válvula que permite la salida de agua del tanque permaneció abierta para seguir abastecimiento de servicio a los usuarios. Inmediatamente se midió la altura desde el borde superior del tanque hasta el espejo de agua, obteniendo una altura inicial. Se midió continuamente la altura desde el borde superior del tanque hasta el espejo de agua cada dos minutos, durante

dos horas al día, hasta completar las 24 horas del día. Posteriormente se calculó el caudal promedio demandado en litros/segundo usando la ecuación 23.

$$Q_{pn} = \frac{\Delta H \pi D^2}{4 t} \quad (23)$$

Donde, Q_{pn} es el caudal promedio consumido en la hora “n” en metros cúbicos, ΔH es la diferencia entre la altura inicial y final en una hora “n” en metros, D es el diámetro del tanque en metros (15m), t es el tiempo en minutos transcurridos entre cada medición, se realizaron las conversiones correspondientes para obtener como unidades litros/segundo.



Figura 12: Medición de la demanda horaria en el tanque de abastecimiento. Cerrando la válvula de ingreso (fotografía superior) previo a la medición de alturas. Medición de alturas durante la noche (fotografía inferior)

Con los datos de caudal obtenidos en la curva de modulación y usando la ecuación 24 se determinó el coeficiente de variación, para lo cual se consideró el caudal consumido y el caudal promedio.

$$k = \frac{Q_{pn}}{Q_{pr}} \quad (24)$$

Dónde: k , es el coeficiente del caudal consumido en la hora “ n ”; Q_{pn} , es el caudal consumido en la hora “ n ”; Q_{pr} , es el caudal promedio.

3.2.4 Simulación inicial del modelo hidráulico

Para resolver un modelo de calidad de agua con EPANET, se necesita conseguir la evolución de todas las variables en el tiempo, lo que se conoce como una simulación en periodo extendido o periodo prolongado. En términos generales, todo modelo que evoluciona en función del tiempo es un modelo dinámico, los mismos que están representados matemáticamente por ecuaciones diferenciales. Sin embargo para simular el comportamiento de presiones y caudales en una red no es necesario recurrir a tales ecuaciones (Avesani *et al.*, 2012). Para realizar una simulación en periodo extendido se requiere, la curva de la variación de la demanda (curva de modulación). En la figura 13 se observa el procedimiento para la modelación en periodo extendido.

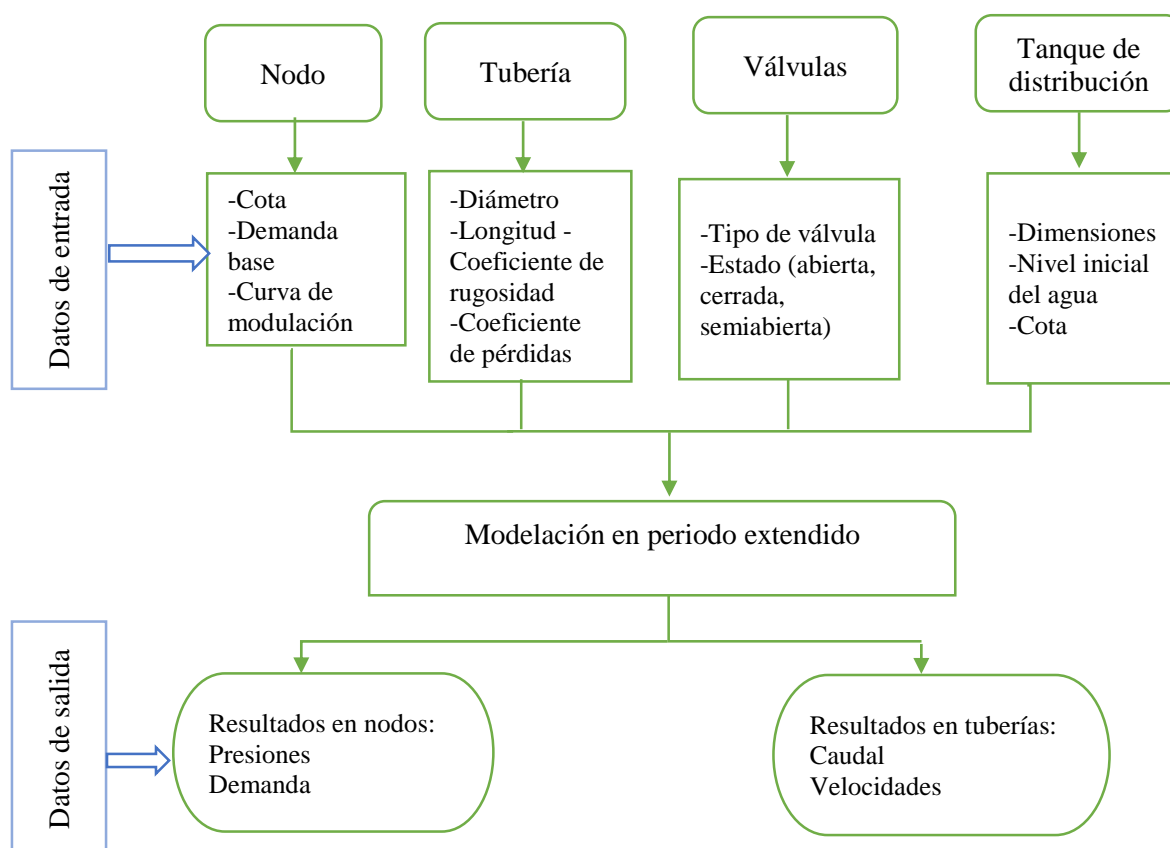


Figura 13: Flujograma que indica el procedimiento para la modelación hidráulica en periodo extendido

Los parámetros que se pueden obtener luego de simulado el modelo son: caudal (LPS), velocidad (m/s), presión (mca), factor de fricción de Darcy-Weisbach, variación de la velocidad de reacción (a lo largo de su longitud), la variación de la calidad del agua (a lo largo de su longitud). Se hizo una comparación inicial de los resultados del modelo inicialmente simulado con las mediciones obtenidas en campo. Luego se procedió con la calibración.

3.2.5 Calibración del modelo hidráulico

Una vez que se formuló el modelo hidráulico y se efectuó la simulación inicial, se procedió al ajuste en los parámetros del modelo, para lograr que el mismo reproduzca las mediciones observadas con un mínimo de error posible. Berardi *et al.* (2017) indicaron que para evaluar la calibración hidráulica, se debe comparar los resultados del modelo simulado con las mediciones obtenidas in situ hasta obtener la mejor correlación, para evaluar la eficiencia de calibración, se puede usar modelos estadísticos, tal como se indica al final de este numeral.

La figura 14 simplifica la metodología usada para calibración del modelo hidráulico, una vez ingresado los datos requeridos por EPANET se realizó la simulación inicial. Luego se comparó los valores de los caudales y presiones obtenidas en campo con los valores derivados de la simulación. Como los resultados comparados no tuvieron un buen grado de coincidencia, se requirió ejecutar un ajuste de los parámetros de entrada (demanda base de cada nodo y el coeficiente de rugosidad de las tuberías). Se repitió los pasos mostrados en el diagrama hasta obtener una correlación entre los valores obtenidos en campo y los simulados, una vez efectuado evaluado la eficiencia de calibración.

La calibración sirve para comprobar que el modelo está produciendo resultados razonables, aunque no necesariamente precisos. En la calibración, se ajustó los parámetros antes mencionados para lograr la mejor representación del comportamiento hidráulico de la red de distribución. Se inició la fase de comparación usando los datos obtenidos en la campaña de medición de caudal de salida en el tanque de abastecimiento. Las mediciones de caudal medidas en campo fueron comparadas con la demanda simulada a esa misma hora, al no coincidir dichos valores, se procedió a realizar un ajuste en la demandas base de algunos nodos.

En una segunda fase se comparó los valores de las presiones en veinte nodos de la red de distribución, para lo cual se efectuó la medición de las presiones en campo usando un

manómetro portátil que se presenta en la figura 15. Posteriormente se comparó las presiones medidas y las obtenidas a la misma hora en el proceso de simulación, al no tener una buena correlación entre los datos comparados, se procedió al ajuste de los coeficientes de rugosidades de las tuberías, considerando que algunas tuberías podrían tener un mayor desgaste en sus paredes debido a la diferente topografía del sitio donde se encuentra emplazada la red.

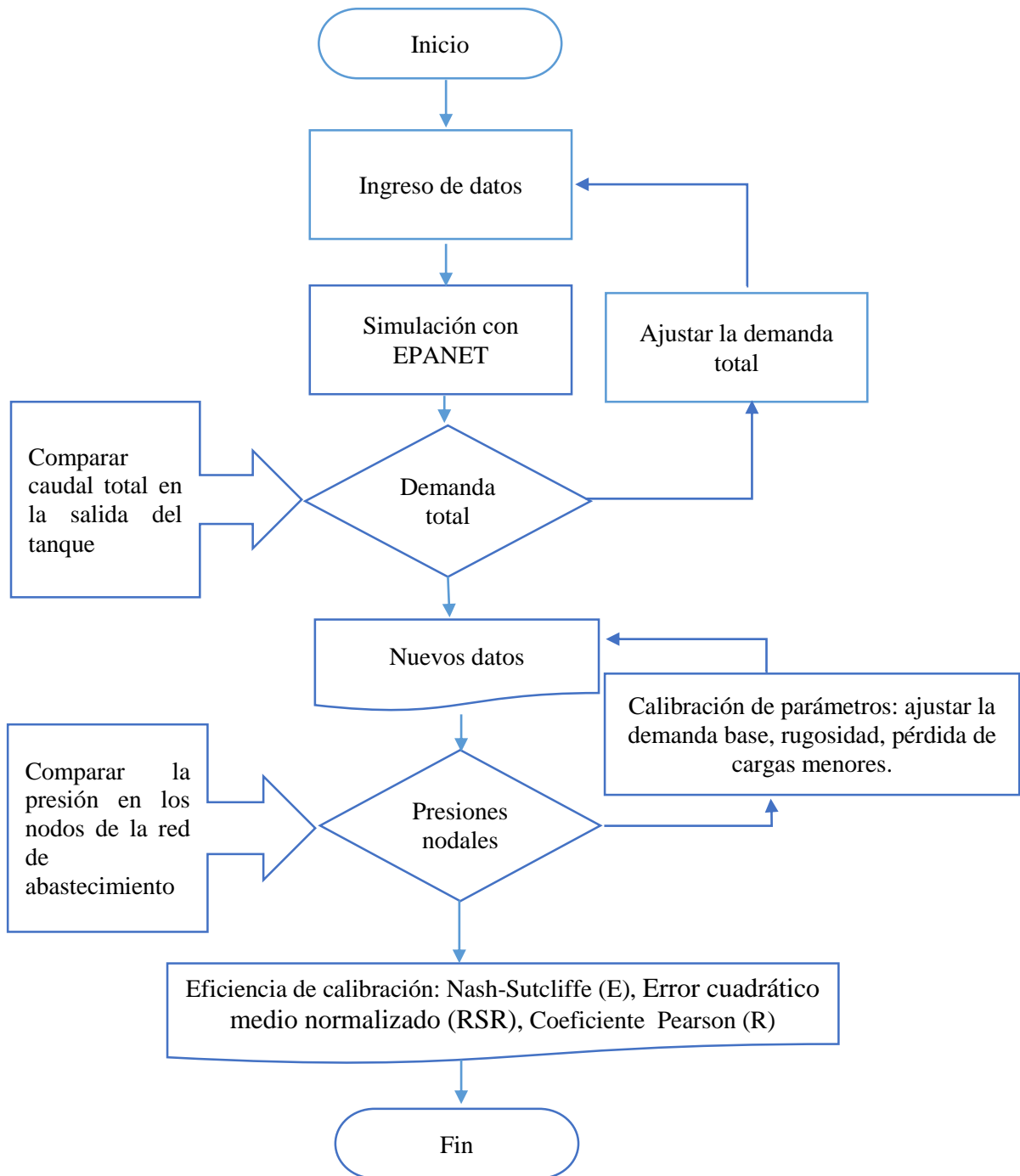


Figura 14: Flujograma del procedimiento para la calibración del modelo hidráulico

Fuente: Modificado con información de Martínez *et al.* (2015)



Figura 15: Medición de la presión en campo usando un manómetro portátil

Finalmente, para evaluar la eficiencia de la calibración, se empleó el índice de Nash-Sutcliffe (E), el error cuadrático medio normalizado (RSR), definidas por las ecuaciones 25 y 26.

$$E = 1 - \frac{MSE^{sim}}{MSE^{obs}} = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (Y_t^{obs} - Y_t^{sim})^2}{\sum_{t=1}^n (Y_t^{obs} - Y_t^{promedio})^2} \quad (25)$$

Dónde: MSE^{obs} , MSE^{sim} , son los errores cuadráticos medios de los datos observados y simulados; Y^{obs} , Y^{sim} son los datos observados y simulados en el tiempo t; $Y^{promedio}$ es el valor promedio de los datos observados; n es el número de intervalos temporales (Moriasi *et al.*, 2007).

El índice RSR, relaciona la raíz del error cuadrático medio (RMSE) y la desviación estándar de las observaciones; cuyos valores adimensionales varían de cero al infinito (Ramos, 2013).

El RSR se calcula con la siguiente ecuación:

$$RSR = \frac{RMSE^{sim}}{STDEV^{obs}} = \frac{\sqrt{\sum_{t=1}^n (Y_t^{obs} - Y_t^{sim})^2}}{\sqrt{\sum_{t=1}^n (Y_t^{obs} - Y_t^{promedio})^2}} \quad (26)$$

Algunos valores sugeridos para la calificación de la calibración se resumen en el Cuadro 9.

Cuadro 9: Niveles de rendimiento de un modelo hidráulico en función del índice E y RSR

Rendimiento	RSR	E
Muy bueno	$0,00 \leq RSR \leq 0,50$	$0,75 < E \leq 1,00$
Bueno	$0,50 < RSR \leq 0,60$	$0,65 < E \leq 0,75$
Satisfactorio	$0,60 < RSR \leq 0,70$	$0,50 < E \leq 0,65$
Insatisfactorio	$RSR > 0,70$	$E \leq 0,50$

Fuente: Elaborado con información de Moriasi *et al.* (2007)

También se usó el coeficiente de correlación de Pearson para la calificación de la calibración, cuyo valor óptimo es 1, o -1. Para evaluar la significancia y los intervalos de confianza del coeficiente de correlación, se empleó un nivel de significancia (α) del 5% y la prueba estadística T de Student para el coeficiente de Pearson. La prueba T de Student para el coeficiente de correlación de Pearson permite determinar si existe o no una relación entre las variables, o lo que es lo mismo, hacer inferencias sobre la relación o independencia entre las variables.

La hipótesis nula (H_0) establece que la correlación toma el valor cero, es decir, que las variables serían independientes, el rechazo por tanto, supone que las variables están relacionadas (Ramos, 2013).

El coeficiente de correlación de Pearson (R) se calculó con la ecuación 27.

$$R = \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x \sigma_y} \quad (27)$$

Dónde: σ_{xy} , es la covarianza de x, y; σ_x , σ_y , son las desviaciones estándar de “x” e “y”.

La prueba estadística t-Student se calculó con la ecuación 28.

$$T_c = \frac{r\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} \quad (28)$$

Dónde: T_c es el estadístico t-Student. H_0 es rechazada si $|T_c| > T_{1-\alpha/2}$, donde $T_{1-\alpha/2}$ es un punto de la distribución t-Student con n-2 grados de libertad y probabilidad de excedencia de $\alpha/2$.

3.2.6 Validación del modelo hidráulico

Para validar el modelo hidráulico, se comparó las mediciones de presión obtenidas en campo con las simuladas, para lo cual, se usaron mediciones de presiones de 22 puntos de la red de distribución que no fueron usadas en el proceso de calibración. Igualmente se calculó el índice de Nash-Sutcliffe (E), el error cuadrático medio normalizado (RSR) y el coeficiente de correlación de Pearson (R) para determinar la relación entre los valores medidos en campo y los simulados por EPANET.

3.2.7 Evaluación del rendimiento de la red de distribución

Para evaluar el funcionamiento y la eficacia de la red de distribución se usaron indicadores de rendimiento técnico (IRT), mediante los cuales se pudo evaluar el comportamiento de la red (nodos, tuberías, comparándolo con valores de referencia (Muranho *et al.*, 2014 y Zischg *et al.*, 2017). Los IRT presentan valores entre 0% (servicio deficiente) y 100% (servicio

eficiente). Tomando en cuenta los criterios de Muranho *et al.* (2014) y Zischg *et al.* (2017) se determinó el IRT_{press} , considerando que las presiones nodales estén el rango de $p_{min}=20\text{mca}$ y $p_{max}=70\text{ mca}$, que representan estados de energía adecuados, según estándares ecuatorianos, ocasionando menores niveles de pérdidas de agua (Zischg *et al.*, 2017). El IRT_{press} se calculó mediante las expresiones (29) y (30).

$$IRT_i = \begin{cases} 0, & p_i < p_{min} \\ 1, & p_{min} \leq p_i \leq p_{max} \\ 1 - \frac{p_i - p_{max}}{p_{max} - p_{min}}, & p_{max} < p_i \leq 100 \\ 0, & p_i > 100 \end{cases} \quad (29)$$

$$IRT_{press} = \frac{\sum_{i=1}^{NN} Q_i IRT_i}{\sum_{i=1}^{NN} Q_i} \quad (30)$$

Donde, p_i es la presión nodal en metros, NN es el número de nodos del sistema, Q_i es la demanda nodal.

Tomando en cuenta los criterios de Zischg *et al.* (2017) y Geem (2015) se determinó el IRT_{vel} , considerando que las velocidades estén el rango de $v_{min}=0,2$ y $v_{max}=3\text{ m/s}$; velocidades excesivas provocan mayor abrasión y pérdida de carga.

El IRT_{vel} se calculó mediante las expresiones (31) y (32).

$$TPI_i = \begin{cases} 0, & v_i < v_{min} \\ \frac{v_i - v_{min}}{v_{mean} - v_{min}}, & v_{min} \leq v_i \leq v_{mean} \\ \frac{v_i - v_{max}}{v_{mean} - v_{max}}, & v_{mean} \leq v_i \leq v_{max} \\ 0, & v_i > v_{max} \end{cases} \quad (31)$$

$$TPI_{vel} = \frac{\sum_{i=1}^{NP} Q_i TPI_i}{\sum_{i=1}^{NP} Q_i} \quad (32)$$

Donde, v_i es la velocidad de flujo en m/s en la tubería i, v_{mean} es la velocidad media en la tubería i, $v_{mean}=(v_{min} + v_{max})/2$, NP es el número de tuberías del sistema, Q_i es el caudal que circula en la tubería i.

Así mismo Muranho *et al.* (2014) propusieron la expresión (33) para calcular TPI_{vel} .

$$TPI_{vel} = \frac{\sum_{i=1}^{NP} v_i L_i D_i^2}{\sum_{i=1}^{NP} L_i D_i^2} \quad (33)$$

Donde, NP es el número de tuberías del sistema, v_i es la velocidad de flujo en m/s; L_i y D_i , es la longitud y diámetro respectivamente de la tubería i.

3.2.8 Optimización de la red hidráulica

Las pérdidas de agua en la red pueden ser minimizadas gracias a distintas técnicas, entre ellas la reducción del exceso de presiones (Gupta *et al.*, 2017). El proceso de optimización de presiones adecuadas busca controlar los rangos de presiones determinados por la topografía irregular del terreno, localizando las posibles tuberías donde es factible instalar válvulas reguladoras de presión (VRP), al considerar la potencia unitaria, se puede identificar la tubería más factible donde se pueda implementar la VRP. La potencia unitaria (PU), es la energía disipada por una tubería, permitiendo mostrar cuales son las tuberías con mayor impacto (presiones sobre la normativa) en el comportamiento hidráulico de la red de distribución de agua potable. La PU genera un valor agregado para el proceso de optimización de las redes, permitiendo determinar las ubicaciones ideales de las VRPs (Saldarriaga *et al.*, 2010).

Por lo tanto, el análisis se centró en la optimización de la reducción de energía en el sistema, a través de la instalación de PRV, para la cual se identificaron los sectores que tenían presiones más altas que las estipuladas. La metodología se basó en determinar la solución más óptima que cumpla con las funciones y restricciones objetivas que se indican a continuación (Saldarriaga *et al.*, 2010).

a. Función objetivo

La función objetivo determinante en el comportamiento de la red hidráulica, fue la maximización de presiones adecuadas, dada por la ecuación (34) (Mahdavi y Hosseini, 2010), con lo cual se mejoró la cantidad de nodos con presiones dentro de los rangos establecidos en los reglamentos ecuatorianos.

$$\max f = \frac{APN}{TNN} 100 \quad (34)$$

Donde TNN es el número total de nodos en la red de abastecimiento, APN es el número de nodos con presión adecuada y que se define en la ecuación (35) (Gupta y Kulat, 2018).

$$P_{min,d} \leq P_i \leq P_{max,ad} \quad (35)$$

Donde; P_i , es la presión nodal; $P_{min,d}$ es la presión mínima adecuada y $P_{max,ad}$ es la presión máxima adecuada.

Una segunda función objetivo fue la cantidad total de fugas en las tuberías de los sectores directamente relacionados con la instalación de las VRP (ecuación 36) (Germanopoulos, 1985; Gupta y Kulat, 2018).

$$\min f = Q = \sum_{i=1}^{npl} C_L L_i P_{avr,i}^{1.18} \quad (36)$$

Donde C_L es el coeficiente de fuga de agua por unidad de longitud de la tubería a la presión de servicio; L_i es la longitud total de la tubería asociada con el nodo i y P_{avr} es la presión promedio, npl es el número de tubería que tienen fugas, para esta función objetivo se consideró las tuberías asociadas al sector donde se instaló las VRPs.

b. Variables de decisión

Las variables de decisión fueron: la ubicación óptima de la válvula, dado por la instalación de las VRPs sobre una tubería específica; así como la consigna de la VRP, que se refiere a la presión objetivo que se debe fijar aguas abajo de la VRP para mantener una correcta prestación del servicio (Saldarriaga y Salcedo, 2015).

c. Restricciones

Se utilizaron restricciones de carácter hidráulico de acuerdo con la finalidad del proyecto definidas a partir de las características topológicas de la zona de estudio. Las restricciones consideradas son: conservación de la masa en cada nudo de la red, conservación de energía en cada una de las tuberías de la red y cumplimiento de presiones mínimas y máximas de operación. Las dos primeras son garantizadas por EPANET y la tercera fue verificada con la simulación con el fin de garantizar la prestación adecuada del servicio a los distintos consumidores (Saldarriaga y Salcedo, 2015).

3.3 ELABORACIÓN DEL MODELO DE DECAIMIENTO DE CLORO LIBRE

3.3.1 Identificación de los puntos de muestreo

Los puntos se determinaron estratégicamente, para lo cual una vez revisado los planos de la red se efectuaron recorridos de campo, para determinar los lugares más adecuados, se tomó en cuenta la longitud de la red de distribución, la ubicación de los tanques de reserva y el número de usuarios presentes en cada una de las seis zonas que integran la línea de suministro. Se escogieron 30 puntos de muestreo, considerado lo antes mencionado. Se

seleccionaron reservorios, domicilios, locales comerciales, unidades educativas, etc. Se prepararon planes de muestreo para recoger las 30 muestras cada mes, durante seis meses.

Se recolectaron muestras en botellas plásticas de 1000 ml para no alterar las muestras para su posterior análisis. Las botellas se prepararon previamente, según lo recomendado por la norma ecuatoriana (NTE INEN 2176). Los recipientes fueron lavados con solución concentrada de hipoclorito de calcio a 10 mg/L y se dejó en reposo durante 24 horas. Luego se vació, se enjuagó completamente con agua destilada y se dejó secar. Par recoger la muestra, se dejó correr el agua un tiempo aproximado de dos minutos para evitar recolectar agua que haya estado sin utilizar por un largo periodo. Las botellas se almacenaron en un cooler para mantenerlas a temperatura constante.

Las campañas de muestreo para la medición de cloro residual, se realizaron en los meses de julio, agosto y septiembre, que son los meses de menor temperatura y durante los meses enero, febrero y marzo que son los meses de mayor temperatura. Se recolectaron 30 muestras por mes, en total 180 muestras.

La determinación en campo del cloro residual se realizó con el apoyo de un equipo humano integrado con estudiantes de la Universidad de Cuenca, personal de la EMAPAL EP, se usó un equipos portátiles de medición digital para cloro libre, basados en la determinación colorimétrica (DR 890 HACH), los resultados del monitoreo fueron necesarios para determinar el orden de reacción, así como la constante kb.

3.3.2 Determinación del orden de reacción

Con los resultados de los muestreos, se determinó el orden de reacción. Para estimar el orden de reacción, las concentraciones del cloro libre se graficaron contra el tiempo. Si al graficar la concentración (C) contra tiempo da una línea recta, entonces la reacción es de orden cero. Para una relación de primer orden, se graficó $\ln(C)$ contra el tiempo, si el orden elegido es correcto, tiende a una línea recta. Para una relación de segundo orden, se graficó $1/(C)$ contra el tiempo, si el orden elegido es correcto, los datos tienden a una línea recta (Fogler, 2011).

3.3.3 Determinación del coeficiente de reacción del cloro con el volumen de agua, kb

Para obtener la constante de reacción del cloro con la masa de agua se utilizaron los resultados de la medición de cloro residual de las 180 muestras. La metodología empleada consistió en tomar las muestras de agua almacenándolas en frascos limpios según

recomendaciones de la norma NTE INEN 2176:1998, para posteriormente medir a diferentes intervalos de tiempo la concentración del cloro residual (cada dos horas). Se empleó el procedimiento sugerido por Alcocer-Yamanaka *et al.* (2002) según la Comisión Nacional del Agua Mexicana, (2007):

- Tomar las muestras de agua almacenándolas en frascos de un litro, este volumen obedece al elevado número de toma muestras por frasco a través del tiempo.
- Medir a intervalos de tiempo la concentración del cloro del agua de las muestras.
- Con lo anterior, se obtiene el decaimiento del cloro con relación a la sola reacción con la masa de agua (se excluye la reacción de la pared con el tubo).
- Procesar los datos de las mediciones a través de un programa de ajuste de curvas, como por ejemplo Excel, y construir una curva de decaimiento de tipo exponencial.
- Se determina entonces k_b de la ecuación: $C = C_0 e^{-k_b t}$, luego de hacer el ajuste exponencial.

Para obtener una constante media representativa de reacción del cloro con el agua, se calculó k_b por cada punto y luego se hizo un promedio mensual.

3.3.4 Determinación del coeficiente global de decaimiento, K

El coeficiente global de decaimiento de cloro (K) fue determinado mediante ensayos en campo, para lo cual se seleccionaron tuberías de red primaria (sin derivaciones) de diámetro constante y longitud conocida (Alcocer-Yamanaka *et al.*, 2004). Se midió la concentración en los extremos de la tubería sin ramificaciones, igualmente se determinó el caudal que circula por cada tubería y que sirve para calcular la velocidad. Dichos ensayos se realizaron en las tuberías que salen de las plantas potabilizadoras hasta el distribuidor de caudales y en tuberías que transportan agua desde el distribuidor de caudales hasta los reservorios (en total se hicieron los ensayos en seis tuberías). La constante de decaimiento global y de primer orden de la pared se calculó a partir de: $C = C_0 e^{-K \frac{L}{v}}$ o usando: $K = \frac{v}{L} \ln \frac{C}{C_0}$ (Hallam *et al.*, 2002).

3.3.5 Determinación del coeficiente de reacción con la pared, k_w

El coeficiente de descomposición de la pared k_w depende del entorno real de la tubería, como tipo de material, diámetro, rugosidad, edad, formación del biofilm y la temperatura del agua, lo cual hace difícil poder medirlo en el laboratorio. Para calcular k_w , se usó la ecuación

19, una vez calculado k_b y K según lo descrito anteriormente. El coeficiente de transferencia de masa entre el flujo de agua y la pared (k_f), se calculó usando la ecuación 13 (Vasconcelos *et al.*, 1997).

3.3.6 Simulación inicial del modelo de decaimiento de cloro en EPANET

En la figura 16 se presenta el procedimiento para la simulación inicial del modelo de cloro. Para posteriormente comparar los valores de cloro libre medido en campo con los valores simulados, como no hubo una buena correlación inicial entre los mismos se procedió a la calibración. El procedimiento para la calibración se presenta en la Figura 17.

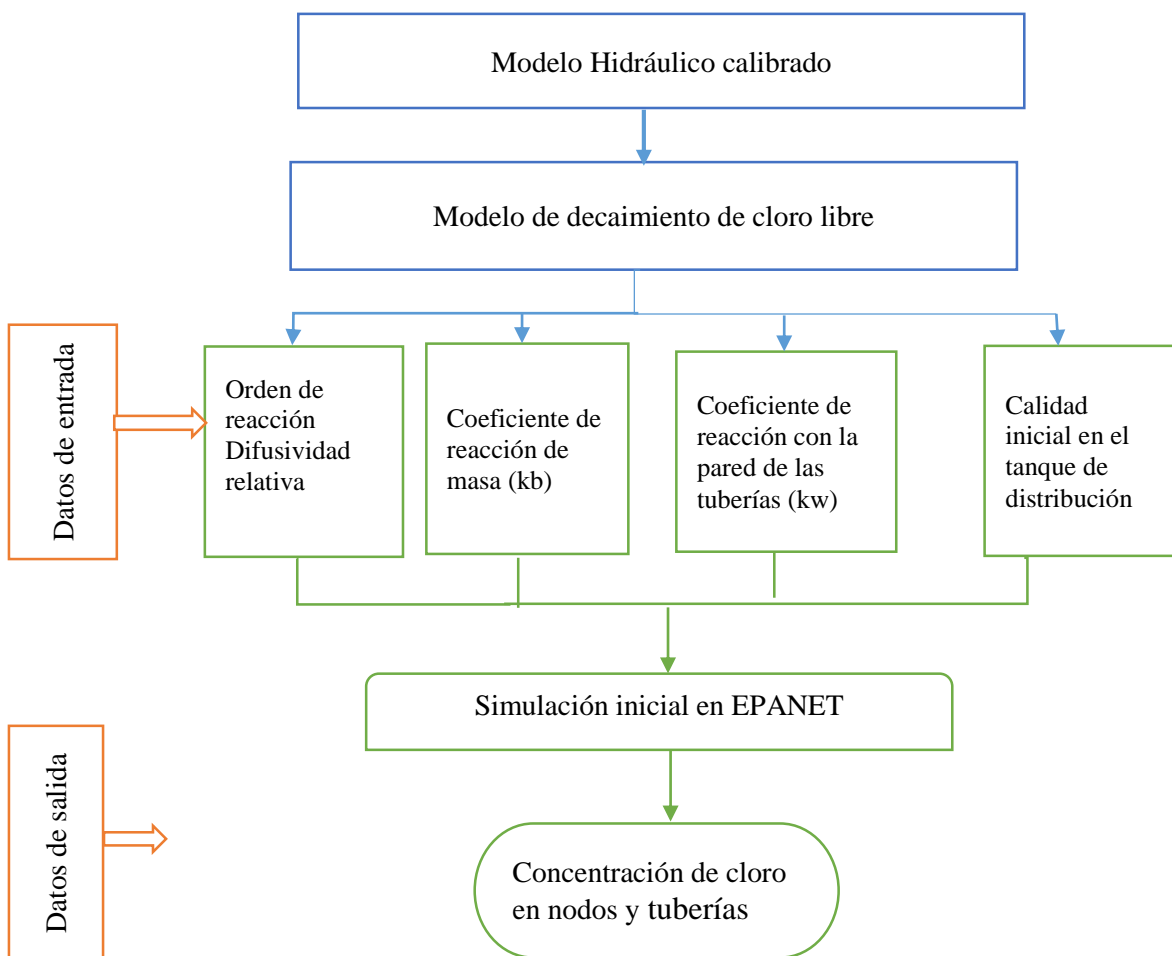


Figura 16: Procedimiento para la simulación inicial del modelo de decaimiento de cloro

3.3.7 Calibración del modelo de calidad

Para la calibración del modelo, se procedió con el ajuste de los valores de k_b y k_w , que son los que provocaron las variaciones en las concentraciones de cloro en los diferentes puntos

de la red, por lo tanto fueron estos parámetros los que se modificaron para ejecutar la calibración del modelo de decaimiento de cloro libre (Tzatchkov *et al.*, 2004; Maier *et al.*, 2000; Wu, 2006; Nejari *et al.*, 2014). El objetivo del ajuste es obtener coincidencia entre los valores de cloro simulados en el modelo con los valores medidos en la red de distribución. En la figura 17 se presenta el procedimiento para la calibración y validación del modelo de decaimiento de cloro libre en la red de agua potable.

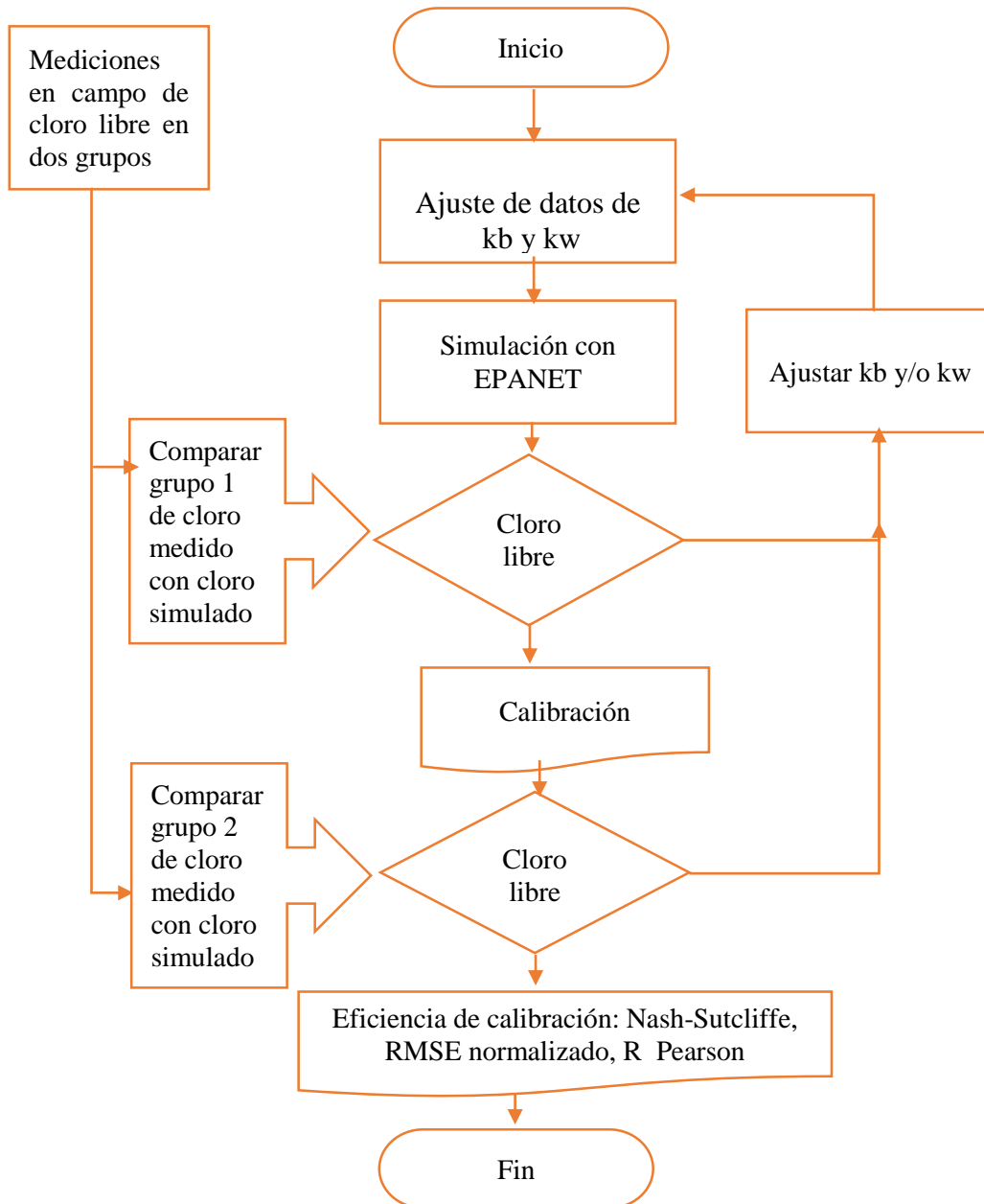


Figura 17: Procedimiento de calibración y validación del modelo de decaimiento de cloro

Una vez ajustado kb y kw se procedió a una nueva simulación del modelo, luego se comparó los resultados simulados con las mediciones realizadas en campo, esto se repitió hasta lograr

las concentraciones de cloro del modelo se aproximen lo más cercano posible a las condiciones reales de la red de distribución estudiada.

Igual como se efectuó para el modelo hidráulico, se evaluó la eficiencia de la calibración, se empleó igualmente el índice de Nash-Sutcliffe (E), el error cuadrático medio normalizado (RSR), definidas por las ecuaciones 25 y 26, así como el índice de correlación de Pearson (R) definida por las ecuaciones 27 y 28 (Moriasi *et al.*, 2007; Ramos, 2013).

El análisis de senilidad para E y RSR se efectuó de acuerdo al Cuadro 9. Para R, el valor óptimo es 1, o -1. Para evaluar la significancia y los intervalos de confianza del coeficiente de correlación R, se empleó un nivel de significancia (α) del 5% y la prueba estadística T de Student.

3.3.8 Validación del modelo de calidad

Para validar el modelo de decaimiento de cloro libre y cumplir el principal objetivo de obtener un modelo que represente las condiciones reales de la red de distribución, con las mediciones obtenidas en campo y que no fueron usadas en la calibración, se efectuó una comparación con los valores obtenidos de la simulación. Igualmente, tal como se realizó en el modelo hidráulico, se calculó el índice de Nash-Sutcliffe (E), el error cuadrático medio normalizado (RSR) y el coeficiente de correlación de Pearson (R) para determinar la relación entre los valores medidos en campo y los simulados por EPANET.

3.3.9 Análisis de sensibilidad de los parámetros del modelo de decaimiento de cloro

Se llevó a cabo el análisis de sensibilidad del modelo de decaimiento de cloro utilizando el método tradicional de perturbación de parámetros, es decir, se varió un parámetro del modelo mientras el resto de parámetros permanecen constantes, de modo que las variaciones sufridas en las variables de estado reflejan la sensibilidad de la solución al parámetro modificado (Chapra, 1997).

Se realizó un análisis de sensibilidad siguiendo la técnica descrita por Chen *et al.* (2007) y Yun-hong *et al.* (2019). Dentro de esta técnica, la variación en los parámetros se analiza individualmente, mediante la modificación de un valor a la vez, asumiendo que todos los demás permanecen sin alteración alguna. Para cuantificar la sensibilidad del modelo, se relacionaron los cambios de la concentración de cloro (dC/C) ante cambios relativos de cada

parámetro (dP/P). Los parámetros más importantes del modelo de decaimiento de cloro fueron k_b y k_w .

El análisis de sensibilidad se realizó manteniendo constante primero el coeficiente k_w y ejecutando escenarios del modelo, para lo cual se utilizó valores de intervalo de (+/- 50%) para el coeficiente k_b . Luego, el coeficiente k_b se mantuvo constante en el valor promedio y se ejecutaron múltiples escenarios en el modelo utilizando los valores de intervalo de (+/- 50%) para el coeficiente k_w . Se graficó la relación entre los cambios de parámetros y los cambios de concentración de cloro correspondientes en la red de distribución.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA Y CORROSIÓN EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

4.1.1 Características físicas y químicas

En el cuadro 10 se presentan los valores promedio de temperatura, pH, sólidos totales disueltos (TDS), dureza cálcica, alcalinidad, cloruros, sulfatos y cloro libre de las 180 muestras recolectadas en los 30 sitios monitoreados durante los seis meses.

Cuadro 10: Valores promedio de los análisis de agua recolectada en los sitios de muestreo

N° Muestra	pH	Temperatura °C	TDS mg/L	Calcio mg/L como CaCO ₃	Alcalinidad mg/L como CaCO ₃	Sulfatos mg/L	Cloruros mg/L	Cloro libre mg/L
1	7,42 ± 0,07	17,66 ± 0,56	81,17 ± 7,02	20,40 ± 1,91	46,83 ± 6,30	22,33 ± 2,73	5,30 ± 0,47	0,47 ± 0,06
2	7,38 ± 0,08	18,96 ± 0,37	82,17 ± 5,33	20,87 ± 1,49	50,00 ± 6,32	21,00 ± 2,45	5,58 ± 0,55	0,59 ± 0,08
3	7,2 ± 0,06	16,72 ± 1,0	63,67 ± 4,54	20,87 ± 2,01	51,33 ± 5,33	19,17 ± 1,96	5,33 ± 0,59	0,76 ± 0,08
4	7,17 ± 0,05	19,44 ± 0,67	80,67 ± 7,82	23,13 ± 1,79	48,67 ± 5,81	23,00 ± 2,27	5,22 ± 0,54	0,82 ± 0,03
5	7,41 ± 0,12	18,02 ± 0,47	71,50 ± 6,48	21,80 ± 2,80	46,67 ± 6,27	19,50 ± 2,91	5,05 ± 0,96	0,55 ± 0,08
6	7,23 ± 0,07	17,3 ± 0,55	70,50 ± 5,16	22,47 ± 1,54	52,50 ± 5,90	19,17 ± 2,01	5,12 ± 0,57	0,7 ± 0,12
7	7,2 ± 0,06	17,44 ± 0,84	72,33 ± 6,01	21,67 ± 2,01	52,5 ± 6,05	18,83 ± 2,06	11,58 ± 0,63	0,52 ± 0,14
8	7,18 ± 0,06	16,3 ± 0,56	72,33 ± 4,24	21,73 ± 1,79	53,67 ± 5,65	18,58 ± 1,70	4,57 ± 1,05	0,80 ± 0,09
9	7,2 ± 0,05	17,72 ± 0,98	64,50 ± 5,91	21,00 ± 1,43	49,50 ± 5,14	17,33 ± 2,33	5,38 ± 0,71	0,70 ± 0,19
10	7,22 ± 0,05	16,1 ± 1,37	66,33 ± 4,76	20,20 ± 1,63	50,50 ± 6,04	17,33 ± 1,96	5,70 ± 0,48	0,68 ± 0,10
11	7,16 ± 0,05	15,78 ± 0,29	72,67 ± 6,50	21,33 ± 1,66	51,00 ± 4,92	15,50 ± 2,08	5,58 ± 0,97	0,64 ± 0,09
12	7,26 ± 0,05	15,66 ± 0,77	68,83 ± 4,69	21,47 ± 1,14	53,67 ± 6,06	17,00 ± 2,77	4,95 ± 0,60	0,75 ± 0,08
13	7,11 ± 0,08	16,16 ± 1,19	60,00 ± 3,66	17,47 ± 0,98	40,67 ± 2,53	13,50 ± 2,77	7,27 ± 1,56	0,50 ± 0,07
14	7,25 ± 0,10	18,06 ± 0,77	70,00 ± 5,66	22,23 ± 2,16	47,00 ± 6,47	21,00 ± 2,39	5,30 ± 0,41	0,69 ± 0,09
15	7,3 ± 0,08	16,36 ± 0,44	70,33 ± 6,54	21,57 ± 1,48	48,67 ± 4,98	20,17 ± 1,66	5,67 ± 0,46	0,72 ± 0,09
16	7,17 ± 0,06	18,2 ± 1,23	72,67 ± 7,29	21,33 ± 1,35	45,67 ± 4,90	21,17 ± 2,24	5,22 ± 0,4	0,80 ± 0,10
17	7,21 ± 0,07	17,64 ± 0,92	69,83 ± 5,55	20,60 ± 1,39	46,00 ± 4,50	18,83 ± 1,89	5,62 ± 0,74	0,82 ± 0,07
18	7,24 ± 0,06	17,8 ± 0,69	68,67 ± 6,99	22,00 ± 1,78	48,83 ± 5,08	19,00 ± 2,82	5,58 ± 0,4	0,63 ± 0,19
19	7,23 ± 0,09	17,76 ± 0,61	71,00 ± 6,04	21,87 ± 1,90	47,50 ± 5,66	19,67 ± 2,38	5,58 ± 0,65	0,73 ± 0,03
20	7,18 ± 0,06	17,52 ± 1,21	69,67 ± 7,22	21,20 ± 1,48	46,52 ± 4,27	17,67 ± 2,69	5,57 ± 0,61	0,78 ± 0,07
21	7,22 ± 0,06	18,7 ± 0,44	58,17 ± 2,33	17,47 ± 1,03	40,82 ± 1,87	12,50 ± 2,79	6,63 ± 1,03	0,68 ± 0,15
22	7,24 ± 0,04	17,3 ± 0,51	63,50 ± 4,92	20,13 ± 1,54	46,50 ± 4,15	18,50 ± 2,17	5,72 ± 0,80	0,90 ± 0,03
23	7,24 ± 0,09	17,62 ± 0,71	68,17 ± 5,13	21,33 ± 1,78	49,17 ± 5,24	19,50 ± 2,11	5,47 ± 0,47	0,84 ± 0,07
24	7,26 ± 0,07	17,22 ± 1,05	66,83 ± 6,77	21,07 ± 1,73	47,50 ± 2,96	17,50 ± 2,62	5,80 ± 0,58	0,79 ± 0,07
25	7,2 ± 0,05	17,1 ± 0,71	64,33 ± 3,8	20,07 ± 1,56	46,33 ± 3,48	17,00 ± 2,28	5,30 ± 0,82	0,82 ± 0,08
26	7,26 ± 0,09	18,1 ± 0,55	67,83 ± 5,15	20,67 ± 1,37	48,83 ± 4,43	16,33 ± 2,33	5,88 ± 0,74	0,83 ± 0,07
27	7,28 ± 0,07	16,24 ± 1,06	65,17 ± 6,99	20,13 ± 1,54	47,67 ± 4,72	15,83 ± 2,21	6,03 ± 0,68	0,75 ± 0,09
28	7,31 ± 0,06	17,16 ± 1,19	67,83 ± 5,70	20,2 ± 1,51	51,33 ± 4,72	17,33 ± 2,17	6,00 ± 0,86	0,82 ± 0,06
29	7,26 ± 0,05	18,56 ± 0,80	72,50 ± 6,84	20,13 ± 1,43	49,00 ± 5,49	16,17 ± 2,70	5,93 ± 0,67	0,65 ± 0,11
30	7,27 ± 0,06	17,26 ± 1,17	59,83 ± 2,64	17,33 ± 0,91	40,00 ± 2,54	14,00 ± 3,2	5,97 ± 1,22	0,52 ± 0,16

En la figura 18 se presenta la variación de los parámetros físico-químicos del agua potable obtenidos en cada uno de los puntos de muestreo. Al analizar los valores de pH, tanto del cuadro 9 como de la figura 18, se observan condiciones casi neutras en cada punto de muestreo y durante todos los meses analizados. En términos de calidad del agua potable según la norma ecuatoriana, se establece un valor recomendado mínimo de 6,5 y un máximo admisible de 8,5. Por tanto, el pH de las aguas en estudio se encuentran dentro de la norma con valores entre 6,87 y 7,75, ciertas muestras presentaron un pH menor a 7 y se presentaron en el mes de julio. Esta condición de ligeramente ácida puede acelerar los procesos corrosivos, este registro de pH se debe a una contribución de tipo natural.

Por su parte, la temperatura del agua presentó valores cercanos a la temperatura ambiente para todas las muestras, en este caso la temperatura varió entre 12,4 y 24,8 °C. Las temperaturas bajas, que en su mayoría corresponden a los meses de julio, agosto y septiembre, indican que existe una tendencia a la corrosión. No se presentan temperaturas altas que puedan provocar la precipitación de carbonato de calcio, lo cual puede originar incrustación en las tuberías y por tanto disminuir la corrosión. Considerando los valores de la figura 18 se puede observar que los valores de temperatura varía según el mes, así, las temperaturas más bajas se presentan para los meses de julio y agosto, mientras que las temperaturas más altas se presentaron en los meses de octubre, noviembre y diciembre.

También para determinar el carácter corrosivo o incrustante del agua, es importante conocer la concentración de sólidos disueltos totales (TDS). Este parámetro en primera instancia proporciona un indicador de la calidad del agua potable, de allí que al ser comparado con el valor máximo permisible de la norma ecuatoriana equivalente a 1000 mg/L, para el presente estudio se puede observar que el agua distribuido en la ciudad de Azogues presentan valores entre 43,1 y 108,0 mg/L, los mismos que están muy por debajo de los máximos establecidos. A pesar de las bajas concentraciones de TDS, es importante destacar que la concentración de sólidos disueltos en soluciones acuosas es directamente proporcional a la conductividad, y su incremento puede favorecer la tendencia corrosiva.

Al examinar los valores de la dureza del agua potable, que se presentan en la figura 18, según la clasificación, se observa, que esta agua presenta valores característicos de aguas blandas, lo cual está relacionado especialmente con bajas concentraciones de calcio. Este parámetro es también un indicador de la calidad del agua potable, de allí que al ser comparado con el valor máximo permisible de la norma ecuatoriana equivalente a 300 mg/L, se puede observar

que el agua potable para el presente estudio tiene valores entre 32,1 y 79,1 mg/L, los cuales están muy por debajo de los máximos establecidos.

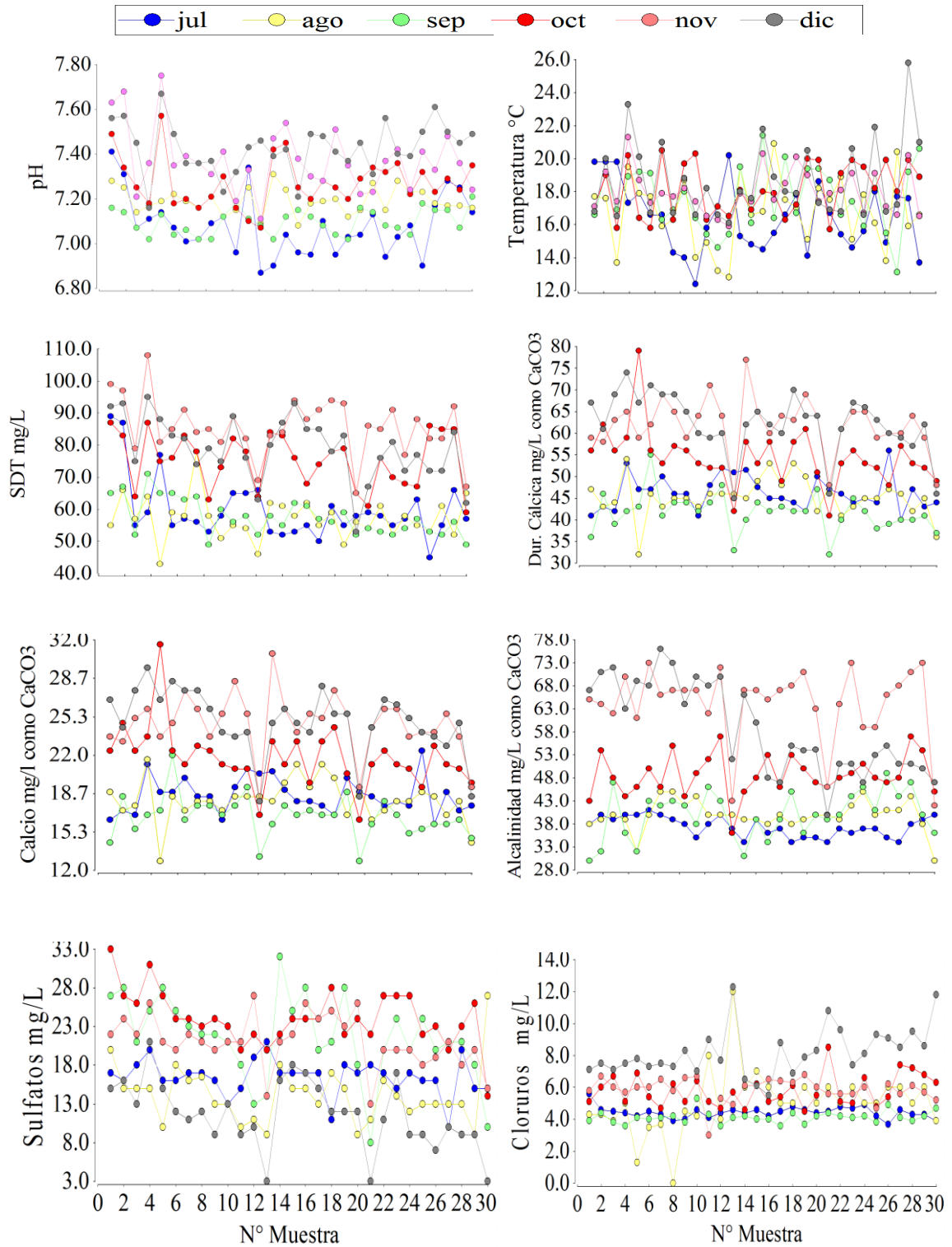


Figura 18: Variación del pH, temperatura, TDS, calcio, alcalinidad, sulfuros y cloruros del agua potable en los puntos de muestreo de la red de distribución

Aguas con bajas durezas son consideradas agresivas, causan deterioro y corrosión en las redes de abastecimiento. Este hecho, asociado al bajo pH presentado en ciertos puntos, puede generar un efecto corrosivo por parte de estas aguas.

En la figura 18 se observa que la alcalinidad durante los meses de julio a septiembre presentan valores más bajos respecto a los meses de octubre a diciembre, esto se debe a que durante los meses de julio, agosto y septiembre generalmente se presentan pocas lluvias, que provocan una disminución en la alcalinidad. En general, según los resultados obtenidos, existe una tendencia corrosiva, ocasionada por la baja alcalinidad del agua, la cual se encuentra en valores menores a 76 mg/L como carbonato de calcio.

Las concentraciones de los iones sulfato y cloruro, en términos de calidad del agua potable según la norma ecuatoriana, establecen máximos valores permisibles de 200 mg/L y 250 mg/L, respectivamente. Se puede notar que los valores promedios encontrados en el agua potable en estudio, fueron de 5,65 mg/L para los cloruros y 18,12 mg/L para los sulfatos. Estos valores están muy por debajo de lo establecido por la norma. Los iones sulfato y cloruros son componentes de las aguas naturales, por lo cual se justifica la presencia de estos iones y sus bajas concentraciones.

En el Anexo 2, se presentan la información completa de los datos de calidad de agua de todos los meses monitoreados en los 30 puntos y que fueron establecidos en la figura 18.

4.1.2 Evaluación de la corrosión del agua mediante índice de corrosión

En el cuadro 11 se presenta los valores promedios de los índices obtenidos por zonas de la red de abastecimiento. Según los resultados de este cuadro, se puede observar como los valores de los índices prácticamente son similares en cada una de las zonas.

Todos los valores obtenidos para el Índice de Langelier son negativos (Cuadro 11 y Figura 19), indicando que el agua que se distribuye en todas las zonas de la ciudad de Azogues es de carácter corrosivo, considerando que a valores más negativos hay mayor corrosividad.

Los valores observado en el cuadro 11, muestran que la zona de Zhigzhiquín y Zhapacal (altitud 2390- 2500 msnm) tiene valores menos negativos respecto a la zona de Mahuarcay (altitud 2700-2823 msnm), este comportamiento podría deberse a la variación de temperatura, que a su vez afecta al pH. Los valores obtenidos con el índice de Ryznar

resultaron ser mayores a nueve, indicando que el agua que se distribuye en la ciudad de Azogues es muy corrosiva.

Cuadro 11: Valores promedio de los índices de corrosión por zonas

Zona	Indice de Langelier	Indice de Ryznar	Indice de Larson Stolk
Alta	-1,40	10,03	0,52
Mahuarca	-1,58	10,38	0,53
Media	-1,41	10,03	0,67
Zhigzhiquín	-1,31	9,94	0,63
Principal	-1,43	10,09	0,54
Zhapacal	-1,34	9,93	0,60
Media	-1,41	10,07	0,58
p	<0,0001	<0,0001	<0,0001

Los valores del índice de Larson-Skold presentaron un carácter ligeramente corrosivo a moderado en el agua potable distribuida en la ciudad de Azogues, el cual no se ajusta con el carácter fuertemente corrosivo determinado por el modelo de Langelier y Ryznar, esta diferencia se debe a que la relación de Larson-Stolk se basa en la influencia corrosiva de los iones cloruro, sulfato y del ion bicarbonato, no considerando otros factores fisicoquímicos, como: pH, temperatura, sólidos disueltos totales, alcalinidad y calcio.

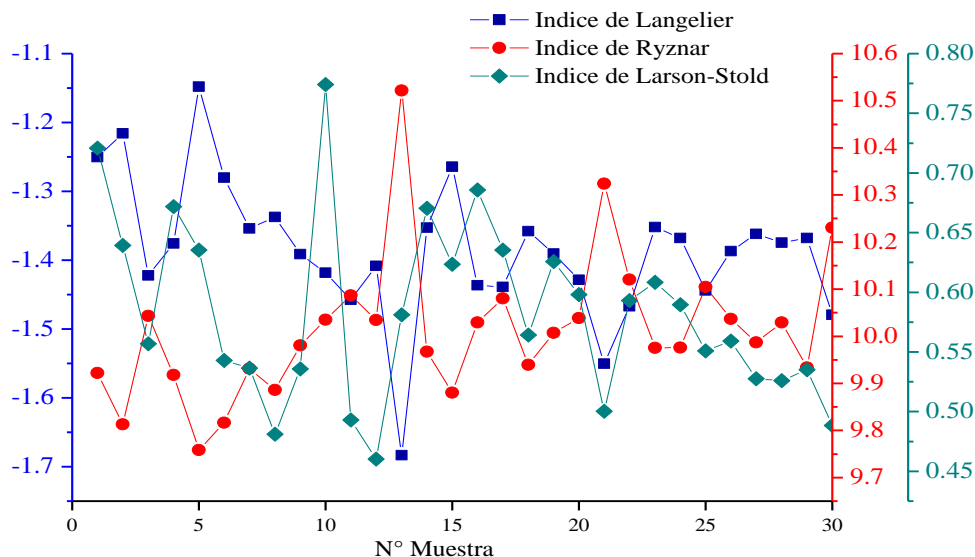


Figura 19: Variación de los índices de corrosión en los diferentes puntos de muestreo

En la figura 20, se presenta la variación de los índices de corrosión con los parámetros físico-químicos. El pH es uno de los principales factores que influyen en el proceso de corrosión (Al-Rawajfeh y Al-Shamaileh, 2007; Cui *et al.*, 2016). En la figura 20(a) se puede observar que el LSI incrementa con el aumento del pH; en tanto, el RSI disminuyó con el aumento de pH; por tanto, la corrosión incrementa con la disminución del pH.

Otro de los factores que altera el proceso de corrosión es la temperatura, el aumento de la temperatura puede provocar la precipitación de carbonato de calcio, lo cual puede originar incrustación en las tuberías y por tanto disminuir la corrosión (Prisyazhniuk, 2007). En la figura 20(b) se puede observar que el LSI incrementó con el aumento de la temperatura; en tanto, el RSI disminuyó con la temperatura.

El proceso convencional de potabilización no afecta el contenido disuelto del agua tratada; el efecto del contenido de TDS sobre la corrosividad del agua es un tema complejo, algunas especies como el carbonato y el bicarbonato reducen la corrosión, mientras que los iones cloruro y sulfato acelera notablemente la corrosión (Alsaqqar *et al.*, 2014). En la figura 20(c) se puede observar que el LSI incrementó con el aumento de los TDS; en tanto, el RSI se redujo con el incremento de TDS; por tanto la corrosión incrementa con la disminución de los TDS.

El calcio es el segundo componente más frecuente en la mayoría de las aguas superficiales y generalmente se encuentra entre los tres o cuatro iones más frecuentes en el agua subterránea. El aumento de la concentración de Ca^{2+} disminuye la corrosividad del agua (Al-Rawajfeh y Al-Shamaileh, 2007; Prisyazhniuk *et al.*, 2007; Mirzabeygi *et al.*, 2017), ya que el Ca^{2+} es importante para la formación de una película de pasivación sobre la superficie del tubo, disminuyendo la corrosión. En la figura 20(d) se puede observar que el LSI incrementó con el aumento de calcio; el RSI disminuyó con el incremento de calcio. Los valores ligeramente bajos de calcio en este estudio influyeron en la presencia de corrosión del agua potable.

En las plantas de tratamiento de agua, se requiere alcalinidad en el proceso de coagulación, para la reacción del alumbre con el agua. La cal puede ser añadido, si la alcalinidad natural no es suficiente para esta reacción; la corrosividad del agua aumenta a medida que disminuye la alcalinidad (Peng *et al.*, 2013, Choi *et al.*, 2015). En la figura 20(e) se puede observar que el LSI incrementó con el aumento de la alcalinidad; en tanto, el RSI disminuyó con el incremento de la alcalinidad. Las concentraciones algo bajas de alcalinidad que se han obtenido en este estudio favorecen la solubilidad del CO_2 , incrementando la corrosividad del agua potable; también se puede observar que la alcalinidad no tiene una gran relación con el LRI.

Los iones cloruro y sulfato disminuyen drásticamente la resistencia a la corrosión (Vazdirvanidis *et al.*, 2016; Yang *et al.*, 2012). En la figura 20(f) se puede observar que el

LRI incrementa con el aumento de la concentración del ion sulfato. En tanto, el LRI no muestra una relación directa con la concentración del ión cloruro; de ahí que según los valores del LRI obtenido en este estudio indica que existe una ligera corrosión del agua potable.

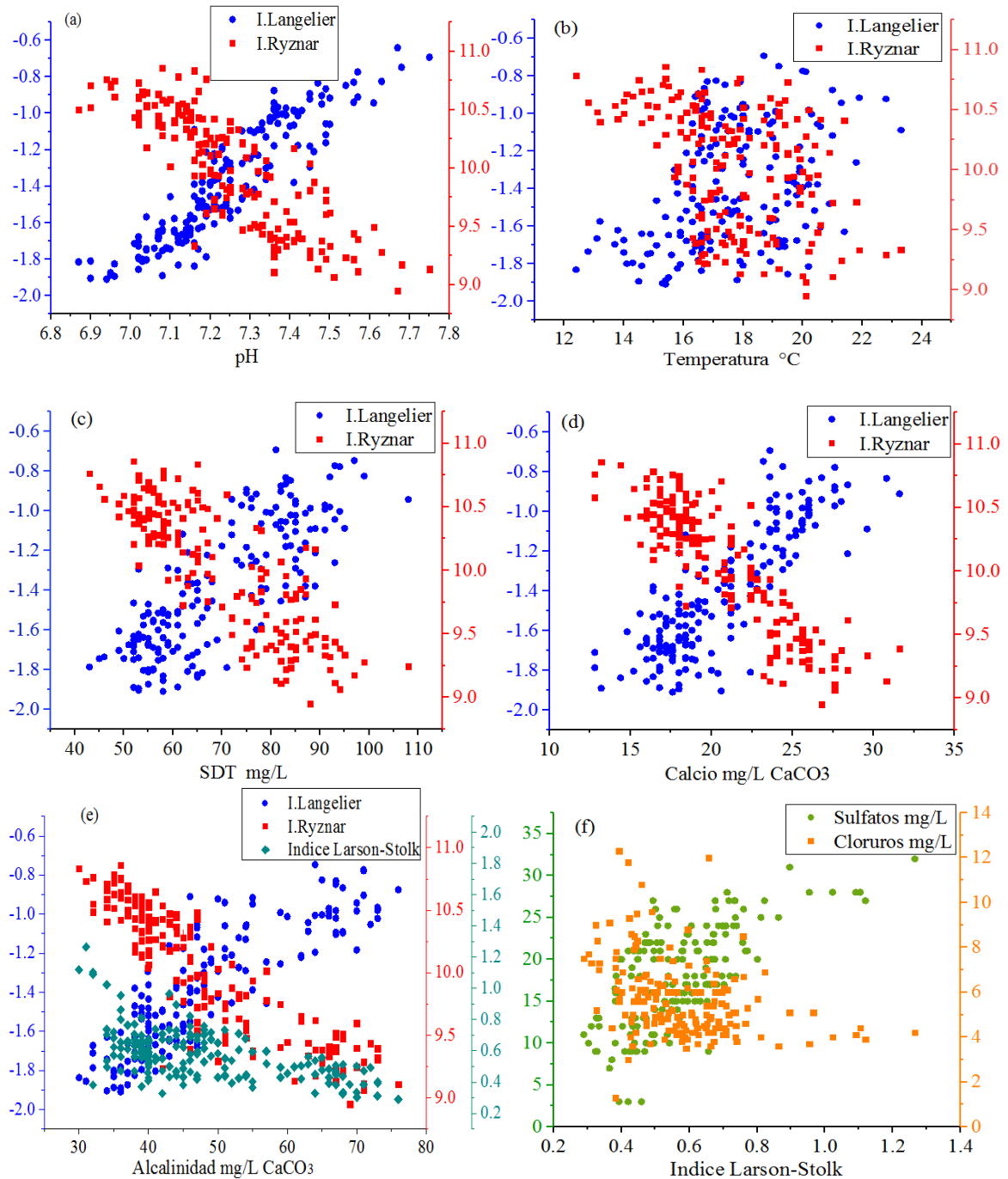


Figura 20: Variación de los índices de corrosión con los parámetros físico-químicos. (a) relación pH con LSI y RSI, (b) relación temperatura con LSI y RSI, (c) relación TDS con LSI y RSI, (d) relación calcio con LSI y RSI, (e) relación alcalinidad con LSI, RSI y LRI, (f) relación LRI con sulfatos y cloruros

Se realizó un box plot usando los resultados mensuales para cada uno de los índices. Los valores del índice de saturación de Langelier se puede observar en la figura 21(a); durante los tres primeros meses de monitoreo (julio-septiembre), se observan valores entre -1,40 y -2,00. Estos valores negativos indican una corrosión fuerte, esto se debe a que en estos meses la temperatura ambiente y por tanto la temperatura del agua es baja respecto a la que se registra durante el año. De igual manera la alcalinidad y pH fueron ligeramente bajos en estos meses, lo cual incrementó la corrosión. Desde octubre hasta diciembre se puede observar una disminución de -1,40 a -0,80 en el índice de Langelier, generando una tendencia menos corrosiva que los tres meses anteriores.

Analizando el box plot para el índice de estabilidad de Ryznar, en la figura 21(b), se puede evidenciar que durante los tres primeros meses de muestreo (julio-septiembre), se observaron valores entre 10,00 y 11,00, debido a una disminución significativa en cuanto a la temperatura, pH y alcalinidad. Durante los siguientes tres meses, se puede observar una disminución del índice de 10,00 a 9,00, disminuyendo este índice, pero conservado su carácter corrosivo severo.

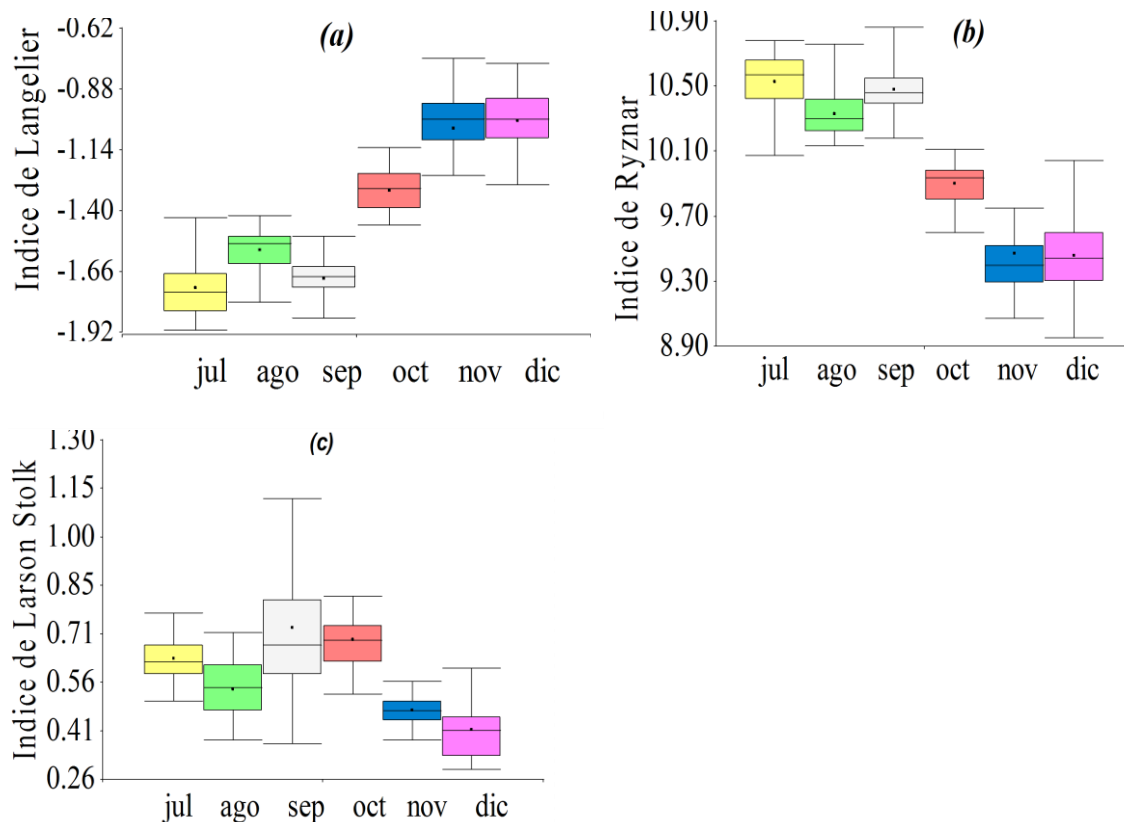


Figura 21: Variación de los índices de corrosión con el tiempo. (a) Variación mensual del LSI, (b) Variación mensual del RSI, (c) Variación mensual del LRI

En la figura 21(c), se presenta una tendencia constante, en cuanto respecta al índice de Larson - Stolk, los valores calculados y analizados durante julio-diciembre, se encuentran entre el rango de 0,29 hasta 1,26, con un valor promedio de 0,56, presentando una corrosión leve, con un carácter ligeramente corrosivo, lo cual indica que existe poca cantidad de iones cloruro y sulfato que puedan ocasionar corrosividad.

Para facilitar el cálculo de la corrosión en la red de distribución de agua potable en la ciudad de Azogues, se obtuvo un modelo matemático experimental para cada uno de los índices de corrosión analizados en este estudio. Se aplicó la técnica de regresión múltiple usando el software Infostat, sobre la base de datos de pH, temperatura, TDS, alcalinidad, calcio, sulfatos y cloruros, obtenidos del muestreo y análisis de agua potable.

Los resultados de la regresión múltiple para LSI se presentan en el cuadro 12.

Cuadro 12: Coeficientes de regresión y estadísticos asociados. Índice de Langelier

Coef	Est.	E.E.	LI(95%)	LS(95%)	T	p-valor	CpMallows	VIF
const	-9,84	0,06	-9,96	-9,71	-155,32	<0,0001		
pH	1,01	0,01	0,99	1,03	106,29	<0,0001	11236,03	1,96
T	0,02	6,60E-04	0,02	0,02	28,91	<0,0001	836,03	1,36
TDS	-4,30E-04	1,60E-04	-7,50E-04	-1,20E-04	-2,69	0,008	12,18	3,91
Calcio	0,02	5,50E-04	0,02	0,02	38,61	<0,0001	1487,2	3,42
Alcalinidad	0,01	1,80E-04	0,01	0,01	44,71	<0,0001	1992,51	3,49

Se puede observar que el pH, temperatura, TDS, calcio y alcalinidad presentaron un valor $p < 0,05$, existiendo relación lineal significativa con el índice de Langelier.

El modelo obtenido para el índice de saturación de Langelier (LSI) es:

$$LSI = -9,95 + 1,03pH + 0,02T - 0,00049TDS + 0,02 \text{ Calcio} + 0,01 \text{ Alcalinidad}$$

La ecuación es útil para calcular el LSI conociendo los valores de pH, temperatura del agua en °C, TDS en mg/L, dureza cálcica y alcalinidad en mg/L como CaCO₃.

Los resultados de la regresión múltiple para RSI se presentan en el cuadro 13.

Cuadro 13: Coeficientes de regresión y estadísticos asociados. Índice de Ryznar

Coef	Est.	E.E.	LI(95%)	LS(95%)	T	p-valor	CpMallows	VIF
const	19,7	0,12	19,46	19,95	157,76	<0,0001		
pH	-1,02	0,02	-1,06	-0,99	-54,61	<0,0001	2969,87	1,96
T	-0,04	1,30E-03	-0,04	-0,04	-29,55	<0,0001	873,33	1,36
TDS	8,40E-04	3,20E-04	2,10E-04	1,50E-03	2,64	0,0091	11,94	3,91
Calcio	-0,04	1,10E-03	-0,04	-0,04	-39,07	<0,0001	1522,9	3,42
Alcalinidad	-0,02	3,60E-04	-0,02	-0,02	-45,06	<0,0001	2023,09	3,49

Igualmente se puede notar que el pH, T, TDS, calcio y alcalinidad presentaron un valor $p < 0,05$, existiendo igualmente una relación lineal significativa con el índice de Ryznar.

El modelo obtenido para el índice de Ryznar (RSI) es:

$$RSI = 19,93 - 1,06 \text{ pH} - 0,04T + 0,00096 \text{ TDS} - 0,04 \text{ Calcio} - 0,02 \text{ Alcalinidad}$$

Los resultados de la regresión múltiple para LRI se presentan en el cuadro 14.

Cuadro 14: Coeficientes de regresión y estadísticos asociados. Índice de Larson-Skold

Coef	Est.	E.E.	LI(95%)	LS(95%)	T	p-valor	CpMallows	VIF
const	0,51	0,02	0,47	0,55	26,86	<0,0001		
Alcalinidad	-0,01	3,10E-04	-0,01	-0,01	-35,73	<0,0001	1272,52	1,38
Sulfatos	0,02	6,00E-04	0,02	0,02	38,78	<0,0001	1498,1	1,32
Cloruros	0,03	2,30E-03	0,03	0,04	13,32	<0,0001	179,39	1,64

En este caso se observa como la alcalinidad, sulfatos y cloruros presentaron un valor $p < 0,05$, permitiendo establecer una relación lineal con el índice de Larson-Skold.

El modelo obtenido para el índice de LRI es:

$$LRI = 0,51 - 0,01 \text{ Alcalinidad} + 0,02 \text{ Sulfatos} + 0,03 \text{ Cloruros}$$

En el Anexo 3 se incluyen la información completa correspondiente a los índices promedio, obtenidos en cada punto de muestreo durante los seis meses analizados.

4.1.3 Evaluación corrosiva mediante cupones de corrosión

a. Análisis de pérdida de masa de los cupones

Los cupones de cobre fueron evaluados en periodos de exposición de 30, 60, 90 y 180 días. Se observó en cada cupón una diferencia entre el peso final y el peso inicial para cada periodo y su respectiva concentración de cloro. La concentración de cloro libre en la planta de tratamiento (filtración; 0 mg/L Cl_2 y tanques de almacenamiento; 0,85 mg/L Cl_2); en la vivienda (estante de cupones de corrosión; 0,37 mg/L Cl_2). El cuadro 15, indica los resultados obtenidos de la diferencia entre el peso final y el peso inicial para cada cupón en los diferentes sitios y para cada tiempo de exposición.

La figura 22, muestra que la variación de peso presenta una relación directa con la concentración de cloro para los diferentes tiempos de exposición. Observándose que a mayor concentración de cloro libre en el agua, el cupón tiende a perder una mayor parte

de su superficie uniformemente generando una variación en el peso final. Se realizó un análisis de varianza mediante el test F ($\alpha=0,05$). El $F_{\text{calculado}}$ es mucho mayor que el valor F_{tabla} entonces la hipótesis nula es rechazada, esto significa que la variación de la pérdida de peso es mayor en los cupones expuestos a mayor concentraciones de cloro residual.

Cuadro 15: Pérdida de peso de los cupones en mg para cada concentración de Cl_2 y tiempo de exposición

Sitio	Cl_2 (mg/L)	Pérdida de peso en mg			
		30 días	60 días	90 días	180 días
Filtración (Planta de tratamiento)	0	6,8	12,9	18,25	33,6
Estante de cupones de corrosión	0,37	12,0	16,9	32,1	39,95
Tanque de almacenamiento	0,85	34,65	50,1	73,3	84,3

Estos resultados son consistentes con los obtenidos por otros autores, quienes mencionan que: las concentraciones más altas de cloro libre causan mayor disolución de cobre, especialmente a pH más bajo. (Atlas *et al.*, 1982). La liberación de subproducto de cobre fue mayor en edificios con niveles más alto de Cl_2 (Singh y Mavinic, 1991). Existe un aumento de la liberación de subproductos de cobre con una mayor concentración de cloro (Boulay y Edwards, 2001).

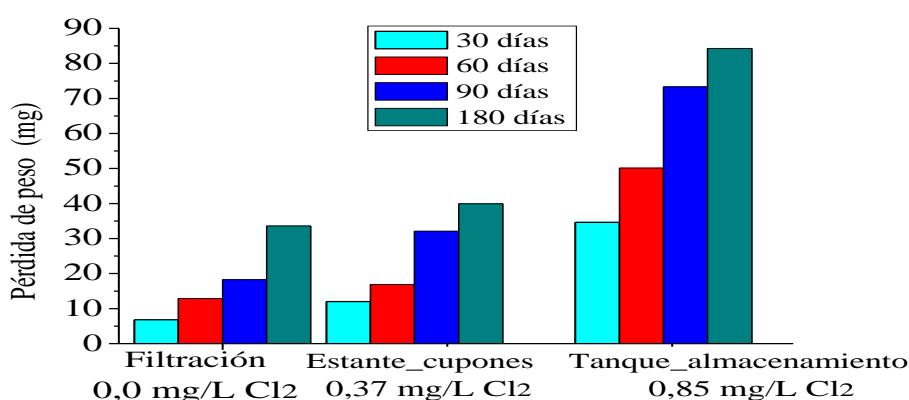


Figura 22: Pérdida de peso de los cupones en mg

b. Efecto del cloro en la tasa de corrosión

El efecto del cloro sobre la velocidad de corrosión se estudió por método de pérdida de peso en pruebas con cupones expuestos a 0; 0,37 y 0,85 mg/L de Cl_2 en pruebas dinámicas con flujo continuo de agua. El cuadro 16, muestra los resultados obtenidos de la tasa de corrosión a partir de la pérdida de peso de los cupones mediante la ecuación 20 para cada periodo de exposición.

En la figura 23 se puede observar que a 0 mg/l de cloro en el agua, la tasa de corrosión para cada tiempo de exposición es mínima, siendo mayor la TC en el tanque de

almacenamiento, donde la concentración de Cl₂ es también mayor. La tasa de corrosión tiende a aumentar mientras se incrementa la concentración de cloro en el agua. Existe una mayor TC de los cupones de cobre en los primeros 30 días de exposición, al aumentar el tiempo de exposición a 60, 90, 180 días la tasa de corrosión disminuye. Por lo tanto, para una misma concentración de Cl₂, la TC disminuye a medida que incrementa el tiempo de exposición.

Cuadro 16: Tasa de corrosión en mpy para cada concentración de Cl₂ y tiempo de exposición

Sitio	Cl ₂ (mg/L)	Tasa de corrosión en mpy			
		30 días	60 días	90 días	180 días
Filtración	0	0,17	0,16	0,15	0,14
Estantes de cupones de corrosión	0,37	0,30	0,21	0,27	0,17
Tanque de almacenamiento	0,85	0,88	0,63	0,62	0,36

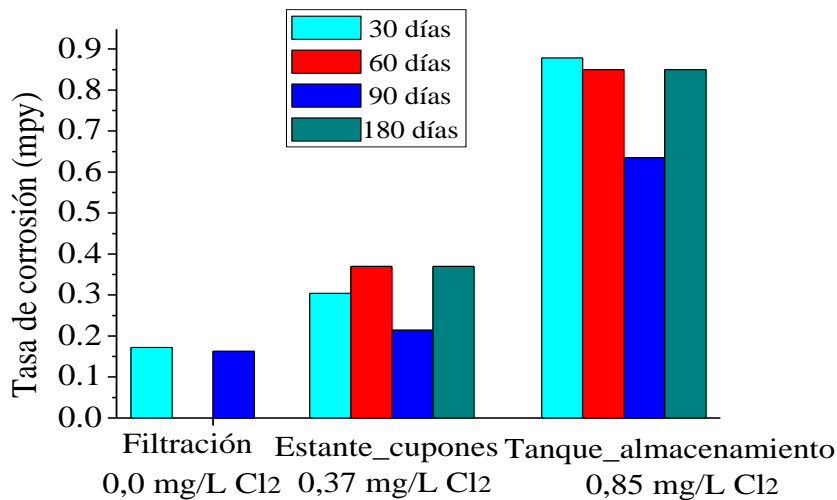


Figura 23: Tasa de corrosión del cobre versus concentración de cloro libre

Mediante el test F ($\alpha=0,05$) se realizó un análisis de varianza, el $F_{\text{calculado}}$ es mucho mayor que el valor F_{tabla} ; el valor p obtenido fue $< 0,05$. Interpretando que la concentración del cloro en el agua incrementa la tasa de corrosión en los cupones de cobre. Estos resultados son consistentes a los obtenidos por otros autores, quienes mencionan que: existe aumento de la tasa de corrosión del cobre con mayor concentración de cloro libre (Stone *et al.*, 1987). La tasa de corrosión aumenta al incrementar el cloro residual, el cloro presente se convierte en el oxidante dominante (Reiber, 1989). Los procesos de corrosión de las tuberías de cobre están significativamente influenciados por la temperatura y la concentración de desinfectante (Castillo Montes *et al.*, 2014). La presencia de alto contenido de cloro constituye condiciones favorables para la corrosión localizada por picaduras (Tzevelekou *et al.*, 2013).

Baboian (2005) señala que el cobre y aleaciones a base de cobre, deberían tener tasas inferiores a 0,013 mm/año (0,5 mpy), por encima de este valor se considera excesivo. Al comparar lo mencionado por Baboian (2005) con los resultados obtenidos en esta investigación, se puede afirmar, que las tuberías de cobre que conducen agua potable en las viviendas de ciudad de Azogues, no están sujetas a una tasa de corrosión excesiva. Pero pueden verse afectadas las tuberías nuevas hasta el primer año de funcionamiento, así como las que tengan una concentración de cloro residual cerca o sobre a los 0,8 mg/L, es decir las viviendas próximas a los tanques de distribución donde existe esta condición.

En la figura 24, se muestra la tendencia de la variación de la tasa de corrosión con el tiempo. La tasa de corrosión en las curvas de 0 y 0,37 mg/L se mantiene prácticamente constante después de los 180 días de exposición. Se observa que cuando el periodo de exposición aumenta, la tasa de corrosión tiende a mantener un valor constante, se atribuye a la formación de una película protectora sobre la superficie del material, dando lugar a la pasivación del metal. El proceso de pasivación se ha relacionado con la formación de una capa de óxido de cobre (I) (Cu_2O , cuprita) y otra de óxido de cobre (II) (CuO , tenorita) (Nguyen *et al.*, 2011; Suh *et al.*, 2016). A pesar de esto, la corrosión continúa su proceso, lentamente, a causa posiblemente que la película formada es no adherente y conductora permitiendo el paso de electrones.

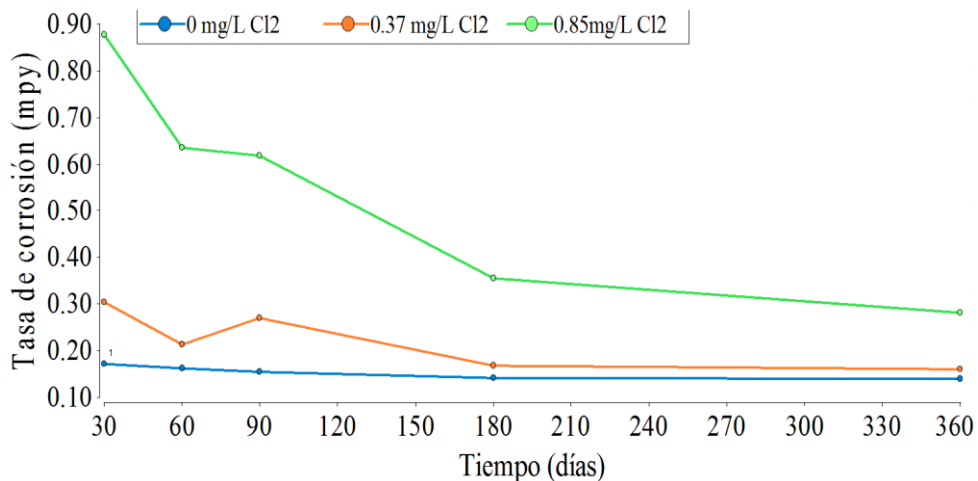


Figura 24: Tasa de corrosión del cobre versus tiempo de exposición

c. Liberación de cobre

La liberación de subproductos, fue más dependiente de las condiciones de concentración de cloro en el agua, que al tiempo de exposición, debido a que todos los cupones fueron sumergidos 30 días en agua con distintas concentraciones de cloro (prueba de inmersión

estática). Los resultados de las concentraciones de cobre inicial y final en el agua medido en cada cambio de agua con cloro se muestran en el cuadro 17.

La figura 25, muestra que para las concentraciones de cloro entre 0,25 a 5 mg/L en el agua, se produce una variación ligera de la concentración de cobre disuelto. Mientras que a concentraciones de cloro de 2 mg/L y 5 mg/L se genera una mayor liberación de cobre. Se observa que en un rango de concentración de cloro entre 0,3 a 0,7 mg/L, comúnmente encontrado en la red de distribución de agua potable (García *et al.*, 2018), la concentración de cobre liberado se encuentra en el rango de 180 a 220 µg/L (Figura 25), lo cual se encuentra dentro de los límites de cobre disuelto recomendado por la OMS (2011).

Cuadro 17: Variación de la concentración de Cu para cada concentración de Cl₂

Concentración Cl ₂ (mg/L)	Promedio Cu inicial (µg/L)	Promedio Cu final (µg/L)
0,25	34,39	182,71
0,50	42,08	185,09
0,75	46,79	190,03
1,0	31,06	208,99
2,0	36,85	301,36
5,0	49,29	331,91

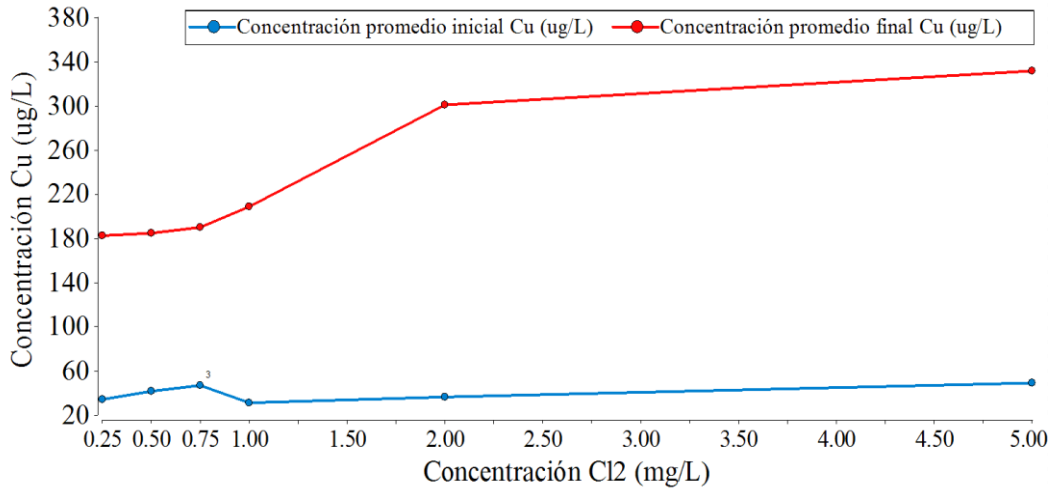


Figura 25: Tasa de corrosión del cobre versus concentración de cloro libre

Comparando con resultados de otros autores como Hong y Macauley (1998) que mencionan que la lixiviación de cobre aumenta con pH menor a 6,8. El agua distribuida en la ciudad de Azogues mantiene un pH promedio de 7,24 (García *et al.*, 2018), lo que permite que la lixiviación de cobre no sea muy alta. Aunque el cloro está relacionado con la tendencia a reducir el pH, puede atacar al cobre incluso a niveles de pH más altos (Tzevelekou *et al.*, 2013).

d. Cambios acumulativos de cobre

Se examinaron las tendencias de liberación de cobre y se comparó sumando acumulativamente la cantidad de cobre (mg Cu/L) liberado durante todo el tiempo de exposición (Figura 26). La cantidad total de cobre liberado al agua a pH promedio de 7,24 y una concentración de 5 mg/L de Cl_2 después de 30 días fue de 2,31 mg Cu/L. El aumento de la liberación acumulada de cobre fue rápido y casi lineal durante toda la prueba. A menores concentraciones de cloro entre 0,25 y 0,75 mg/L, disminuyó en gran medida la liberación total de cobre.

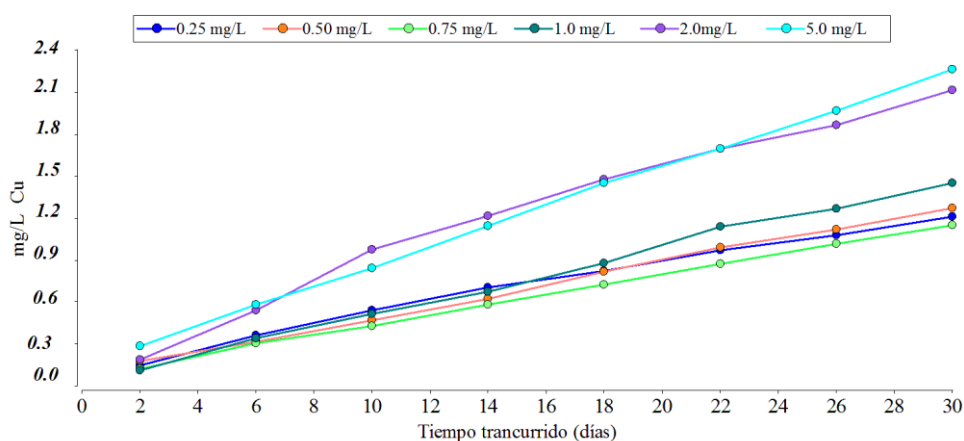


Figura 26: El impacto del cloro libre sobre la concentración acumulada de cobre liberado en el transcurso de la prueba de inmersión estática

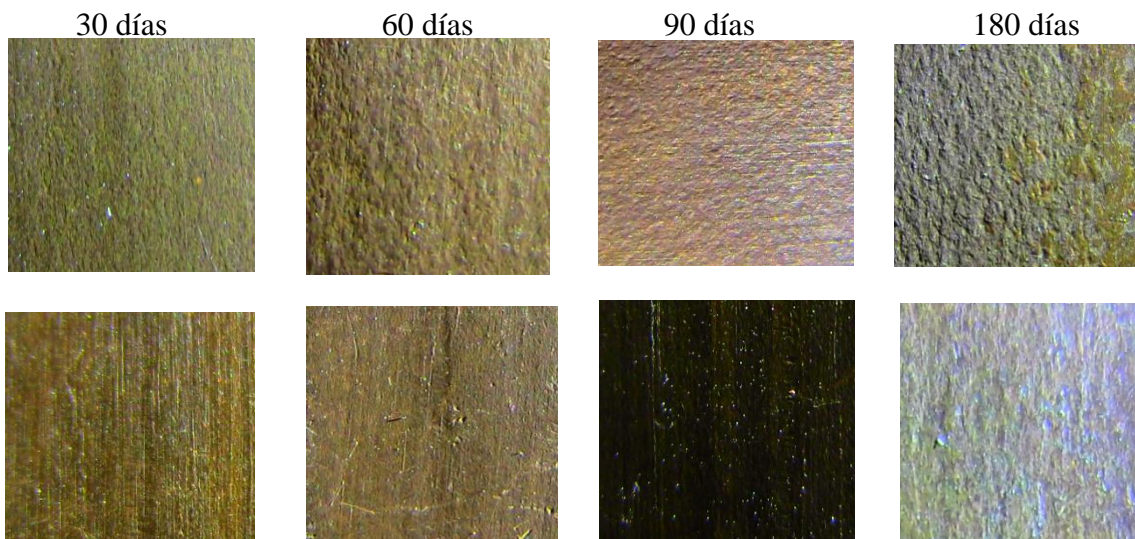
e. Análisis de la superficie de los cupones de cobre

La figura 27, muestra la metalografía del cobre a diferentes tiempos de inmersión 30, 60, 90 y 180 días en (a) filtración en la planta de tratamiento, (b) tanque de almacenamiento en la planta de tratamiento, (c) estante de cupones de corrosión. Las superficies de los cupones fueron examinados visualmente. En la figura 27(a), se evidencia un cambio en la coloración del metal en ciertas zonas de la muestra, esto puede deberse a los productos sólidos de la corrosión del cobre por el cloro, la superficie del cobre estaba recubierta con una capa relativamente uniforme de material azul claro a 180 días.

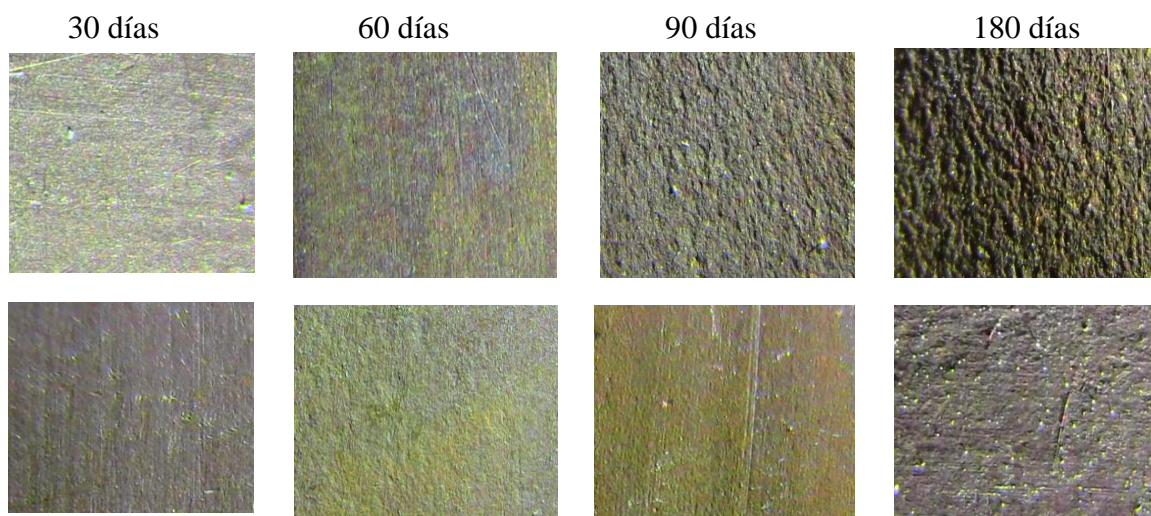
En la figura 27(b) se presentó una coloración oscura, propia de un óxido de cobre como la cuprita Cu_2O (Lytle y Liggett, 2016). El impacto del cloro en la superficie es notorio, observando grietas más profundas en los cupones expuestos a mayor concentración en los tanques de almacenamiento (Figura 27c) en comparación con los cupones insertados en el estante de cupones de corrosión implementado en la vivienda (Figura 27 b). A 0,37 mg/L de Cl_2 , la placa estaba cubierta por una capa negra relativamente uniforme, que era

cubierto por largas rayas de material azul claro. La densidad, el espesor y la uniformidad del material negro parecían aumentar con el aumento de Cl_2 . La morfología del daño encontrado sobre la superficie del cobre, muestra la presencia de corrosión uniforme y eventos de corrosión localizada.

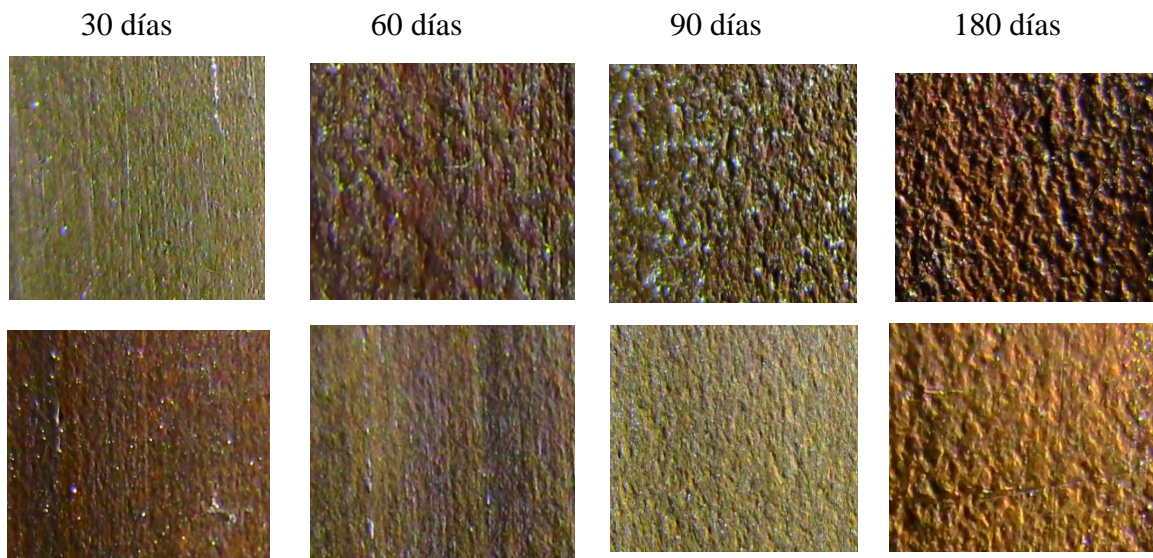
En la figura 27(c) las superficies de los cupones de cobre se cubrieron con productos de corrosión marrón. A los 180 días de exposición a 0,85 mg/L de Cl_2 , se observó degradación localizada, que consiste en pocos hoyos circulares. La superficie de los cupones de cobre se cubrió con productos de corrosión marrón y se observaron pocos pozos poco profundos y anchos a los 90 y 180 días. En el fondo de los hoyos, se detectaron productos de corrosión verde.



(a) Filtración (0 mg Cl_2 /L)



(b) Estante de prueba de corrosión (0,37 mg Cl_2 /L)



(c) Tanque de almacenamiento (0,85 mg Cl₂/L)

Figura 27: Metalografía del cobre

La concentración de hipoclorito de calcio también parece influir en el deterioro del cobre como fue sugerido previamente por Castillo Montes *et al.* (2014) quien usó hipoclorito. En realidad, las muestras envejecidas con concentraciones de hipoclorito calcio de 1, 2 y 5 mg/L mostraron corrosión por picaduras después de 30 días de exposición, mientras que las muestras envejecidas con 0,25; 0,5 y 0,75 mg/L se corroyeron uniformemente (Figura 28). Según lo mencionado por Castillo Montes *et al.* (2014) se necesita un período de incubación en presencia de cloro residual para detectar la corrosión por picadura en la tubería de cobre.

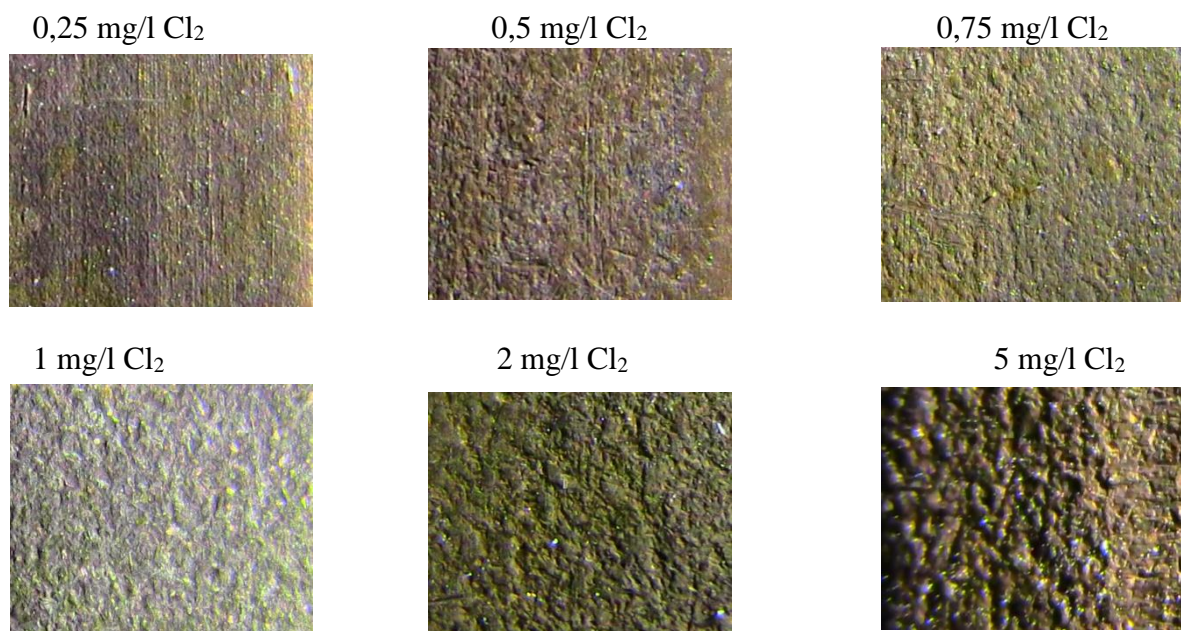


Figura 28: Examinación visual de la superficie de los cupones de cobre del Test de inmersión estática para cada concentración de cloro

4.2 EVALUACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO

4.2.1 Modelo hidráulico obtenido en EPANET

Luego de generado y comprobado que la geometría de la red estuvo correctamente implementada y que EPANET la considera como válida, se evaluó el modelo hidráulico. Sus resultados resumidos se presentan en el Cuadro 18. Las características de las tuberías que fueron ingresadas en el modelo, previo a la simulación se presentan en el Anexo 4.

Cuadro 18: Resumen del modelo hidráulico

Componentes	Cantidad
Número de conexiones(nudos)	387
Número de tanque (embalse)	1
Número de tuberías	362
Número de bombas	0
Número de válvulas	80

Los resultados de la red diseñada se presentan en el Anexo 5, en donde constan todos los nodos con sus respectivas cotas de terreno, demanda base, esta última no siempre se presenta en todos los nodos, ya que algunos nodos son solo unión entre tuberías. En la Figura 29, se puede observar la red obtenida en EPANET, sobre la cual se realizó el modelo hidráulico y el modelo de decaimiento de cloro residual.

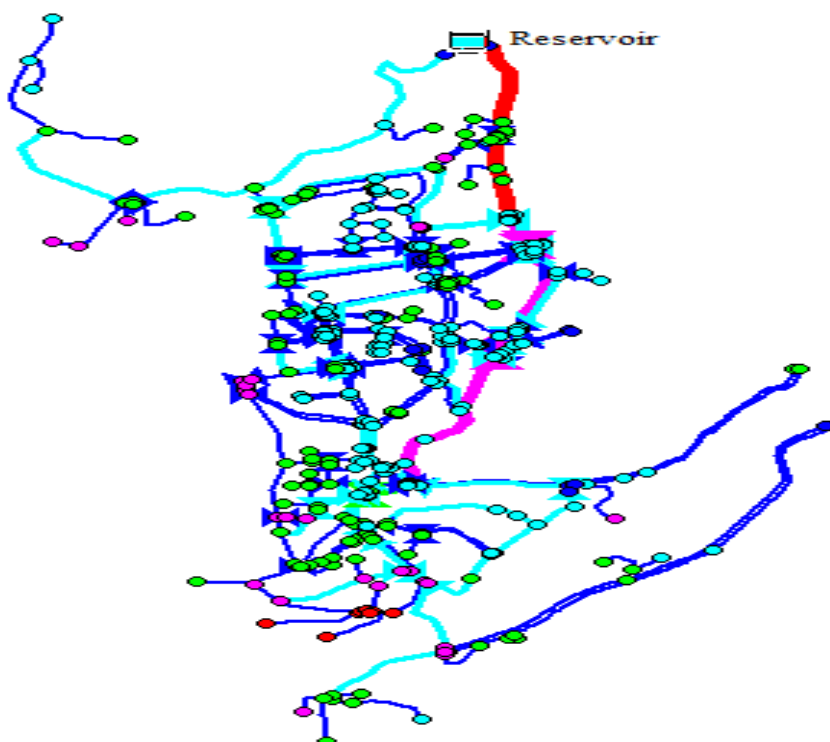


Figura 29: Red de agua potable de la zona alta de la ciudad de Azogues

4.2.2 Demanda base

a. Micromedición- caudal consumido

1519 usuarios tienen servicio de agua potable en este sector de la red de distribución, la EMAPAL maneja un indicador de aproximadamente 3,9 hab/vivienda, por tanto, se considera un total de 5787 habitantes.

El consumo promedio mensual de los usuarios de esta zona es de 31573,03 m³/mes, ó 12,01 L/s; el consumo promedio por vivienda es de 20,79 m³/mes y el consumo por persona es de 179,36 L/hab/día.

Como parte del trabajo de micromedición, se pudo realizar un análisis del consumo por usuario en rangos de consumos, estos valores se presentan en el Cuadro 19.

Cuadro 19: Consumo y número de usuarios en la zona alta por rangos (m³/mes)

Rango (m ³ /mes)	Nº usuarios	Consumo m ³ /mes	Consumo m ³ / hab,mes	Porcentaje usuarios	Porcentaje de consumo
1-10	354	2077,33	5,87	23,30	6,58
11-20	526	7854,58	14,93	34,63	24,88
21-30	397	9576,71	24,12	26,14	30,33
31-50	198	7126,08	35,99	13,03	22,57
51-100	36	2292,08	63,67	2,37	7,26
>100	8	2646,25	330,78	0,53	8,38
Total	1519	31573,03			

b. Macromedición – caudal inyectado a la red

En el Cuadro 20 se presenta los resultados de los caudales medidos en el tanque de distribución, el mismo que es inyectado a la red de distribución. El caudal promedio es 19,62 L/s, caudal mínimo horario 10,75 L/s (02h00), caudal máximo horario 26,28 (09h00).

Otra campaña de medición se realizó durante 72 horas consecutivas, se presenta estos resultados en el Anexo 6. En esta prueba se obtuvieron los siguientes resultados: caudal medio del periodo 22,60 L/s, caudal mínimo horario 11,94 L/s (a la 01h00), caudal máximo horario 29,76 L/s (a las 07h00).

Cuadro 20: Demanda horaria en la red de distribución

Hora	Demanda horaria (L/s)	Coefficiente
01h00	12,37	0,47
02h00	10,75	0,41
03h00	11,95	0,46
04h00	12,24	0,47
05h00	16,05	0,61
06h00	24,67	0,94
07h00	23,38	0,89
08h00	25,03	0,95
09h00	26,28	1,00
10h00	25,4	0,97
11h00	24,89	0,95
12h00	23,51	0,89
13h00	24,27	0,92
14h00	22,25	0,85
15h00	22,5	0,86
16h00	20,86	0,79
17h00	22,93	0,87
18h00	22,62	0,86
19h00	20,96	0,80
20h00	19,75	0,75
21h00	16,49	0,63
22h00	15,27	0,58
23h00	13,35	0,51
24h00	13,06	0,50

Comparando los resultados de la macromedición que es el caudal inyectado a la red de distribución y de la micromedición que es el caudal consumido según datos de facturación se puede obtener el porcentaje de agua no contabilizada, dentro de la cual se incluye fugas existentes.

Caudal inyectado: 22,60 L/s

Caudal consumido 12,01 L/s

$$\% \text{ Agua no contabilizada} = \frac{22,60 - 12,01}{22,60} * 100$$

$$\% \text{ Agua no contabilizada} = 46,86$$

Considerando el caudal de 22,60 L/s y 5787 habitantes, la demanda por persona es de $337,41 \frac{L}{hab.día} = (0,004 \frac{L}{hab.s})$

Para determinar la demanda per cápita de cada predio, se consideró el indicador 3.9 hab/predio. Demanda por predio = $0,0156 \frac{L}{s.predio}$

Para la obtención de la demanda base se consideró lo descrito en el numeral 3.2.3.c, parte de los resultados obtenidos se presentan en el cuadro 21.

Los resultados completos se presentan en el Anexo 7. A modo de ejemplo se presenta el cálculo de la demanda base del nodo 1.

$$\text{Caudal en el nodo N1} = 0.0156 \frac{L}{s \cdot \text{predio}} * 7 \text{predios}$$

$$\text{Caudal por nudo en el nodo N1} = 0,112 \frac{L}{s}$$

Cuadro 21: Demanda base por nodo

Nodo	Nº predios abastecidos	Caudal por predio	Caudal por nudo
N1	7	0,0160	0,112
N10	7	0,0160	0,112
N100	8	0,0160	0,128
N101	5	0,0160	0,080
N102	9	0,0160	0,144
N104	9	0,0160	0,144
N105	4	0,0160	0,064
N106	11	0,0160	0,176
N107	7	0,0160	0,112
N108	0	0,0160	0,000
N109	7	0,0160	0,112
N11	9	0,0160	0,144
N110	5	0,0160	0,080

Los resultados del Anexo7 fueron ingresados en los nodos respectivos en EPANET.

c. Curva de modulación - simulación extendida

La curva de modulación y la curva de coeficiente de variación obtenida con los resultados de la macromedición se muestran en la figura 30 y figura 31 respectivamente. Se encontró que el horario de máxima demanda es de 8 a 9 am y el menor consumo es de 2 a 3 am.

Las mediciones realizadas en el tanque de distribución permitieron identificar los periodos en los cuales se produce el consumo mínimo y máximo que corresponden a las 02H00 (10,75 L/s) y 09H00 (26,28 L/s) respectivamente. El consumo promedio fue de 19,62 L/s. La figura 30 muestra la tendencia de la variación horaria del consumo, se evidencia de manera clara, que a partir de las 05H00 (16,05 L/s) hasta las 09H00 (26,28 L/s) se produce un incremento en la demanda de la red y a partir de las 20H00 (19,75 L/s) hasta las 04H00 (12,24 L/s) existe un descenso de consumo.

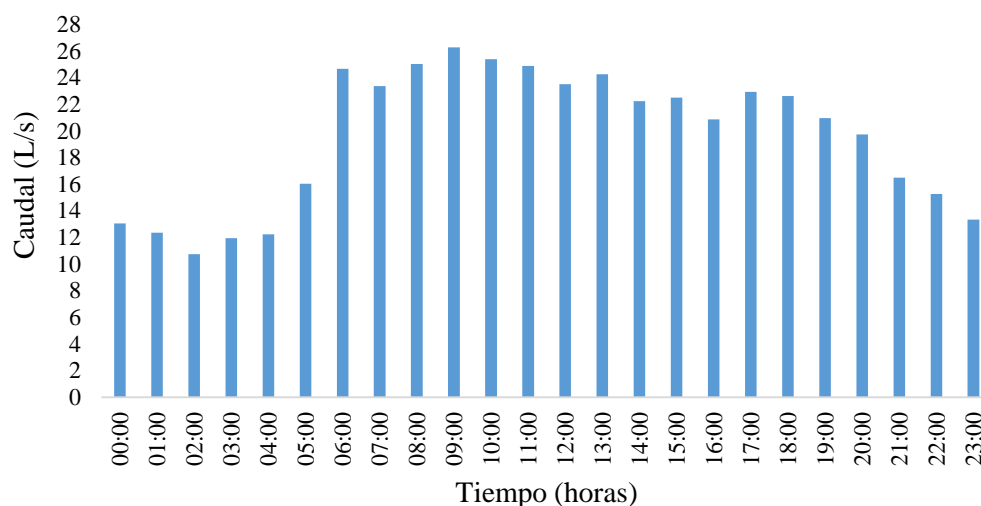


Figura 30: Curva de modulación que muestra la variación de consumo de agua durante el día

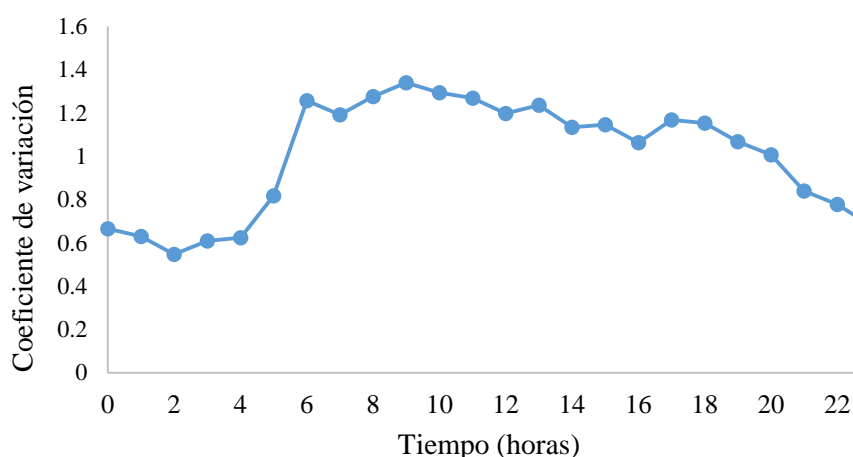


Figura 31: Coeficiente de variación que muestra la tendencia de consumo horaria de agua

4.2.3 Comparación inicial de caudales y presiones

Se analizó la consistencia de los datos obtenidos en el modelo formulado, para lo cual se realizó simulaciones con un patrón de tiempos correspondiente a unos tres días (72 horas). Los resultados obtenidos por el modelo fue: el caudal en la red de tuberías, nivel de agua en los tanques, presión y demanda en los nodos. Se comparó los caudales medidos en campo con los caudales simulados a esa misma hora. Por ejemplo, el caudal simulado a las 9 am en el tanque de abastecimiento, fue de 27,65 L/s (debido a la suma de las dos salidas del tanque de 24,10 y 3,55 L/s), es mayor al caudal medido en campo de 26,28 L/s a la misma hora (Figura 32).

Se realizó una campaña de medición de presión en 20 nodos para compararlos con los datos obtenidos del modelo de la simulación inicial, dichos resultados se presentan en la figura 33,

donde se puede observar el cálculo del error cuadrático medio en cada uno de los nodos, estos errores fueron obtenidos de EPANET, nótese que existen diferencias significativas de presión en algunos nodos, por lo que se procedió a realizar la calibración del modelo.

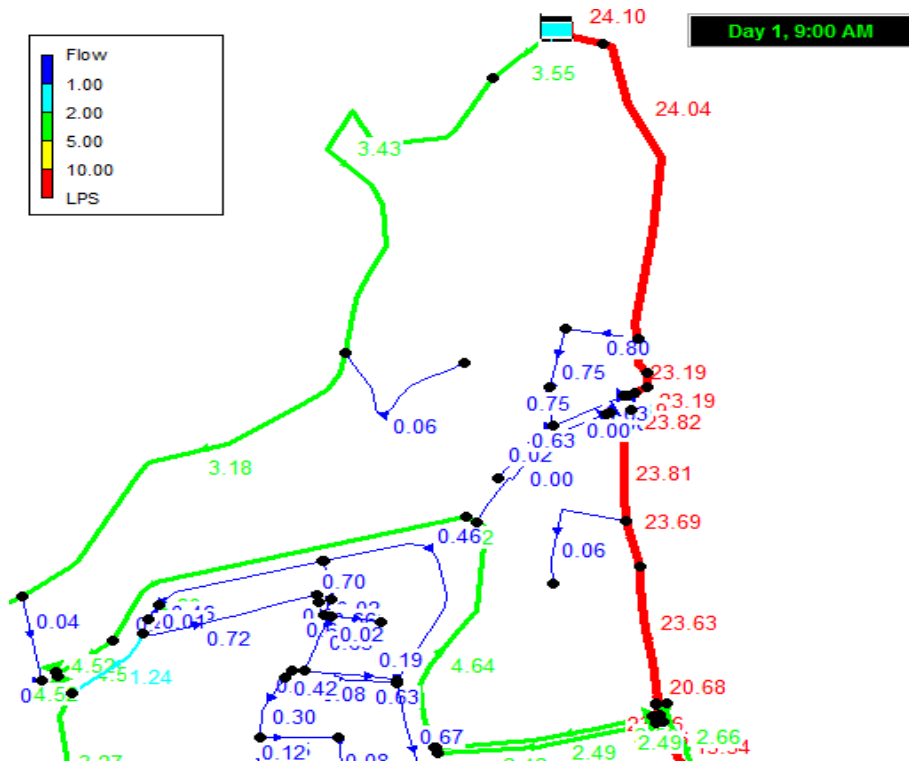


Figura 32: Caudales en la simulación inicial, antes de la calibración

Informe de Calibración - Presión

Estadísticas | Gráfico de Correlación | Comparación

Estadísticas de Calibración para Presión

Localización	N°	Observ	Calc	Media	RMS	Media	Error	Error
N278	1	38.02	50.50	12.482	12.482			
N72	1	49.28	62.61	13.327	13.327			
N79	1	56.32	57.50	1.176	1.176			
N67	1	28.16	39.45	11.287	11.287			
N105	1	31.68	33.58	1.898	1.898			
N103	1	23.23	27.18	3.955	3.955			
N99	1	42.24	41.74	0.498	0.498			
N129	1	38.72	48.81	10.093	10.093			
N216	1	63.36	73.63	10.272	10.272			
N192	1	50.69	52.79	2.097	2.097			
J-178	1	40.13	48.94	8.807	8.807			
N217	1	49.28	58.39	9.109	9.109			
N202	1	31.68	37.69	6.014	6.014			
N51	1	42.24	53.11	10.874	10.874			
A17	1	35.20	37.26	2.057	2.057			
N35	1	21.12	23.48	2.357	2.357			
N118	1	35.20	47.71	12.510	12.510			
N146	1	42.24	54.12	11.882	11.882			
N230	1	77.44	88.62	11.175	11.175			
N252	1	73.92	89.23	15.306	15.306			
Sistema de Red 20		43.51	51.32	7.859	9.152			

Correlación entre los Términos: 0.966

Figura 33: Error cuadrático medio entre las presiones medidas y las simuladas antes de la calibración

4.2.4 Calibración del modelo hidráulico

En este estudio, se adoptó el método tradicional de calibración (prueba y error) (Wu, 2006; Al-Zahrani, 2014). Se modificó el coeficiente de rugosidad en algunas tuberías de la red, también se realizó un ajuste en la demanda base de varios nodos. Luego de ajustado estos parámetros, se realizó la comparación utilizando datos de caudales simulados a las 9pm y 11pm, así como datos de presión medidos entre las 8am y 12m. Se midió el caudal con un caudalímetro de ultrasonido portátil en dos estaciones de medición que existen en la red (no se dispone de más estaciones que permita la medición de caudal).

En el cuadro 22, se presenta los resultados de los caudales medidos y los simulados con EPANET, tanto en la estación 1 (tubería T103) como en la estación 2 (tubería T7). Estos resultados permitieron comprobar que el modelo estuvo calibrado. Puede afirmarse que la variación en el coeficiente de rugosidad de las tuberías afecta en los resultados.

Cuadro 22: Comparación de caudales medidos en campo y simulados con EPANET

Estación	Hora	Tubería de referencia	Material y diámetro de la tubería	Caudal medido L/s	Caudal simulado L/s
1	9pm	T103	110 mm PVC	9,07	9,06
2	11pm	T7	200 mm PVC	12,20	12,00

En la estación 1 (Figura 34) se midió el caudal a las 7 pm, el caudal medido con el caudalímetro ultrasónico fue de 9,07 L/s (Figura 35), mientras que el caudal simulado con EPANET fue de 9,04 L/s (Figura 36), nótese que la diferencia entre estos caudales es insignificante.



Figura 34: Estación 1 de medición de caudal ubicada en la calle Miguel Heredia (imagen izquierda). Sondas del caudalímetro ultrasónico instalado en una tubería de PVC de 110 mm (imagen derecha)



Figura 35: Medición de caudal con caudalímetro portátil en la estación 1

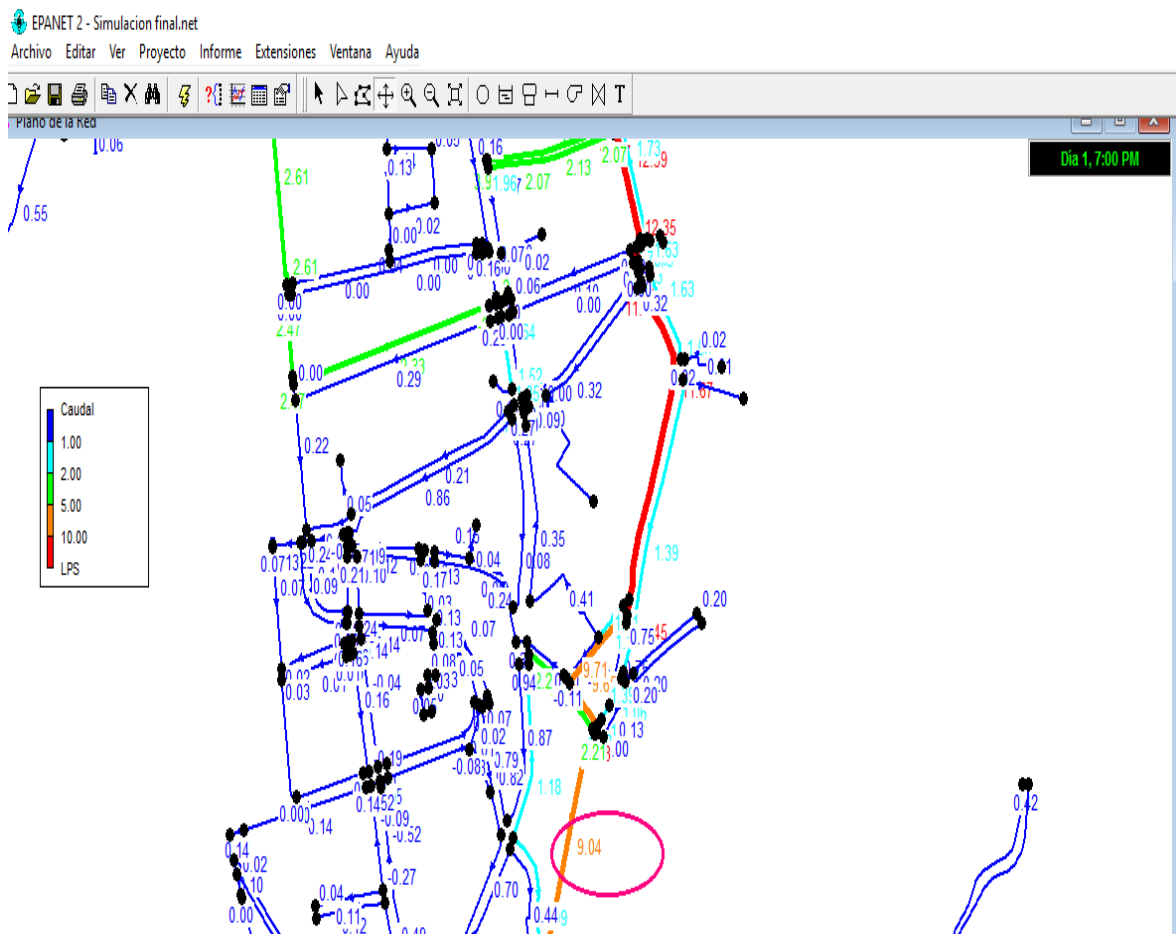


Figura 36: Caudal simulado en la estación 1

En la estación 2 (Figura 37) se midió el caudal a las 11 pm, el caudal medido fue de 12,20 L/s (Figura 38), mientras que el caudal simulado fue de 12,00 L/s (Figura 39). Nótese que la diferencia es insignificante.



Figura 37: Estación 2 de medición de caudal ubicado en calle Vicente Rocafuerte y José Urbina (quebrada); Sondas del caudalímetro ultrasónico instalado en una tubería de PVC de 200 mm (imagen izquierda). Medición del caudal (imagen derecha)



Figura 38: Medición de caudal con caudalímetro portátil en la estación 2

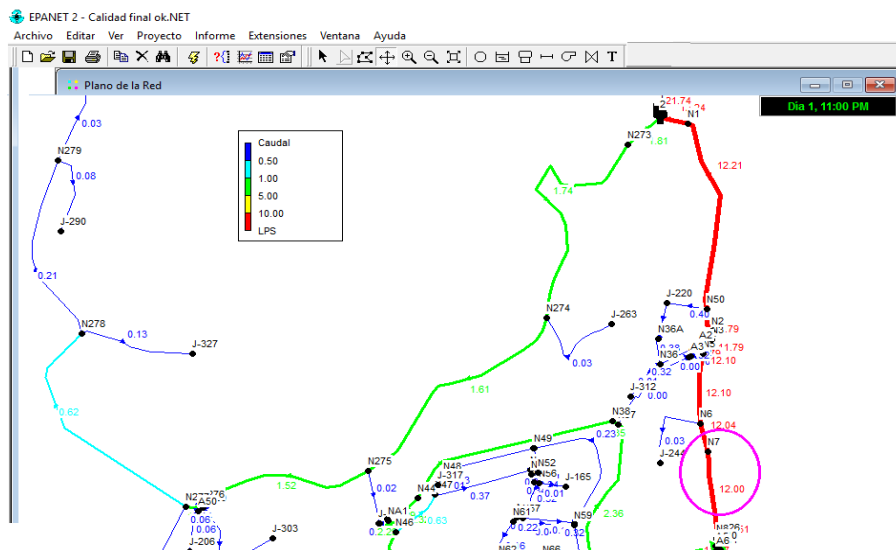


Figura 39: Caudal simulado en la estación 2

Para la comprobación del modelo calibrado fue necesario seleccionar puntos de medición de presión en la red. El número requerido de puntos de medición debe ser del 2% de los nodos como mínimo (Kepa y Stańczyk-Mazanek, 2014). Durante las pruebas de campo, se tomaron medidas de presión para la calibración en 20 nodos de la red (5,2 % de los nodos) y para la validación en 22 nodos de la red (5,7 % de los nodos). En el Anexo 8, se presentan los resultados de estas mediciones.

En otros estudios se ha presentado discrepancia entre valores de presión medidos y simulados en los nodos del modelo. Así, en el Reino Unido se considera que el 100% de los valores de presión medidos y simulados podrán variar en $\pm 2,0$ mca. En los EE. UU, a su vez, los valores permitidos de desviación de presión estarán contenidos dentro de $\pm 1,4$ mca para el 90% de las mediciones (Kepa y Stańczyk-Mazanek, 2014). Walski *et al.* (2004) señalaron que la pérdida de carga proporcionada por el modelo no debe diferir en más de un 10-20 % de la medida en el campo.

Por otra parte Allen (1987) plantea que en el 85% de los nodos, el error relativo en las presiones no debe ser superior de 5%. De acuerdo a la figura 40, el 86 % de valores de presión medidos tienen variación menor a 2 mca respecto a la presión simulada en EPANET. En el 90,9 % de los nodos, los errores relativos en cuanto a cargas piezométricas son menores al 5%. Los errores obtenidos en el informe del modelo calibrado presentan una correlación entre los términos de 0,995 (Figura 40).

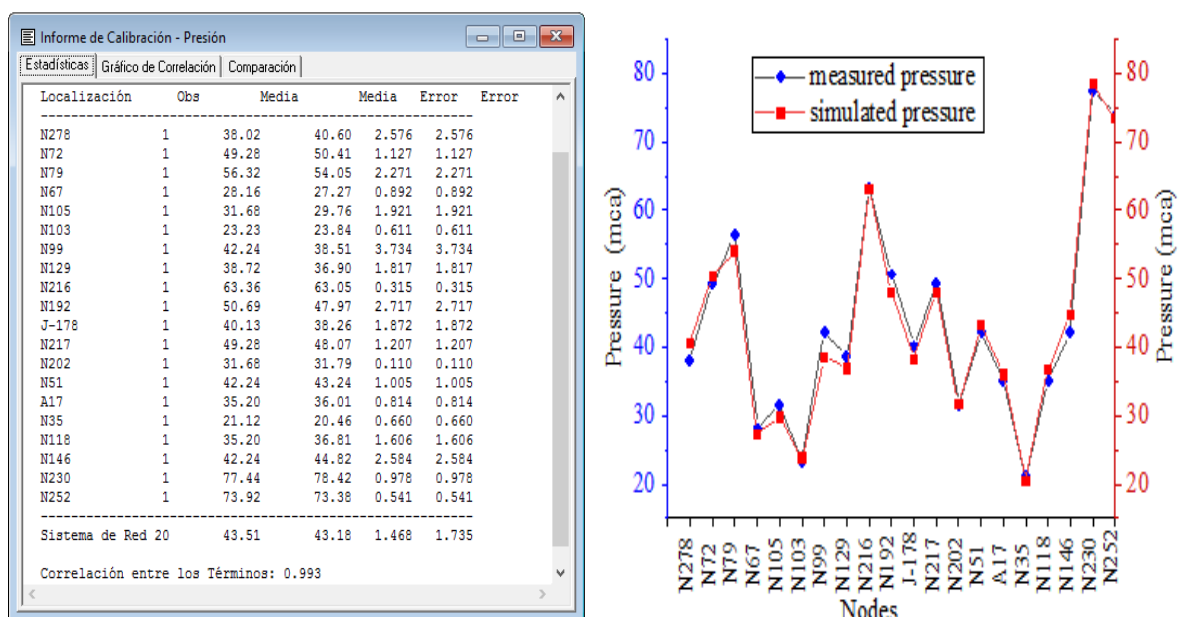


Figura 40: Informe de presiones en la calibración. Comparación de presión medida y simulada

Los resultados de la eficiencia de calibración se presentan en el cuadro 23, en donde se puede observar que el índice de Nash-Sutcliffe (E), tiene un valor de 0,9862; el error cuadrático medio normalizado (RSR) tiene un valor de 0,1171, los cuales representan una calificación “muy buena”; en tanto el coeficiente de correlación de Pearson (R) tiene un valor de 0,9954, lo cual representa una calificación positiva significativa.

Por tanto se puede afirmar que el modelo está adecuadamente calibrado, siendo éste capaz de reflejar con buena precisión el verdadero comportamiento del sistema de abastecimiento y, por tanto, se puede usar para investigar cómo se comporta la red bajo diferentes políticas operativas.

4.2.4 Validación del modelo hidráulico

La validación se llevó a cabo comprobando la presión en los nodos, se usó 22 mediciones realizadas en el área de estudio, diferentes a las usadas en el proceso de calibración. En la figura 41, se presentan los errores en cada uno de los nodos obtenidos en el informe de EPANET. Los resultados de la eficiencia de validación se presentan en el cuadro 23, en donde se puede observar que E tiene un valor de 0,9711; RSR tiene un valor de 0,1698; los cuales representan una calificación “muy buena”, en tanto R de Pearson tiene un valor de 0,9935, lo cual representa una calificación positiva significativa. Lo que confirmó que el modelo hidráulico es válido, presentando una considerada aproximación con la realidad de la red de abastecimiento.

Informe de Calibración - Presión

Estadísticas | Gráfico de Correlación | Comparación

Estadísticas de Calibración para Presión

Localización	Nº	Observ	Calc Media	Media	RMS Error	Error
N7	1	40.83	41.99	3.267	3.267	
N37	1	54.91	54.91	0.001	0.001	
A26	1	28.16	31.20	3.040	3.040	
N24	1	29.57	30.85	1.284	1.284	
N94	1	56.32	53.81	2.507	2.507	
N87	1	33.79	34.14	0.355	0.355	
N154	1	35.20	36.24	1.045	1.045	
N282	1	33.79	36.22	2.427	2.427	
N138	1	28.16	24.84	3.323	3.323	
N105	1	28.16	30.27	2.106	2.106	
N186	1	33.79	35.66	1.871	1.871	
N191	1	21.12	22.06	0.943	0.943	
N241	1	45.76	48.39	2.628	2.628	
J-288	1	98.56	106.02	7.463	7.463	
N236	1	88.00	94.52	6.523	6.523	
N215	1	61.95	64.27	2.319	2.319	
N174	1	38.72	39.86	1.140	1.140	
N158	1	49.28	51.13	1.853	1.853	
N275	1	52.80	51.12	1.677	1.677	
N277	1	59.84	64.26	4.419	4.419	
N279	1	38.72	40.01	1.293	1.293	
J-327	1	42.24	47.07	4.828	4.828	
Sistema de Red 22		45.34	47.22	2.560	3.144	

Correlación entre los Términos: 0.994

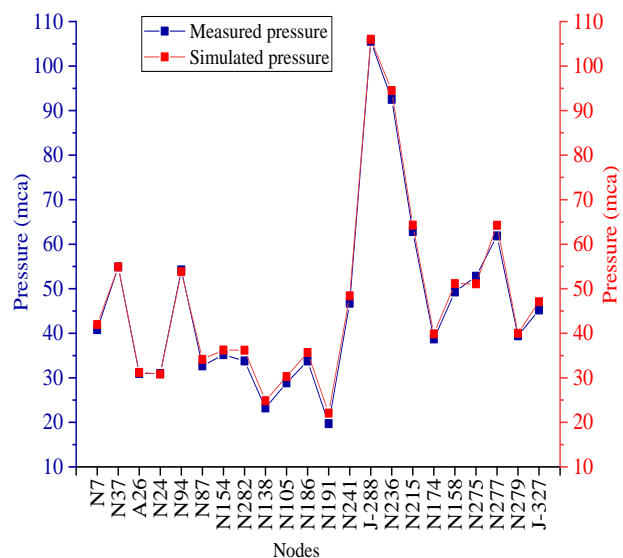


Figura 41: Informe de presiones en la calibración. Comparación de presión medida y simulada

En el cuadro 23 se presenta un resumen de la evaluación de la eficiencia de la calibración, se empleó el índice de Nash-Sutcliffe (E), el error cuadrático medio normalizado (RSR) y el coeficiente de correlación de Pearson; se presenta una calificación de cada índice según los criterios del cuadro 9.

Cuadro 23: Índices de eficiencia de la calibración y validación del modelo hidráulico

Índice	Calibración		Validación	
	Valor	Calificación	Valor	Calificación
E	0,9862	Muy bueno	0,9711	Muy bueno
RSR	0,1171	Muy bueno	0,1698	Muy bueno
R	0,9954	positiva significativa	0,9935	positiva perfecta

Por tanto, se puede decir que el rendimiento del modelo con E y RSR es “muy bueno”, igualmente el valor de R obtenido indica una correlación positiva significativa.

4.2.5 Exploración modelo hidráulico calibrado y validado

Una vez obtenido el modelo hidráulico calibrado y validado, se pudo generar gráficas que ayudaron a entender y observar de mejor manera los resultados obtenidos. En la figura 42 simulada a las 9am, se puede apreciar como la mayor parte de los caudales en la línea de distribución de la zona alta está por debajo de 5 L/s, en tanto en menor proporción las tuberías transportan un caudal mayor a 10 L/s con un máximo de 27 l/s a la salida del tanque de distribución. A las 2 am, que es la hora de menor consumo, la mayor parte de la red transporta un caudal menor a 1 L/s, únicamente a la salida del tanque circula un caudal mayor a 5 L/s (Figura 43).

Para una buena autolimpieza de las tuberías es importante considerar la velocidad del agua en la red de distribución, lo cual también mejora la pureza biológica del agua. En la red de distribución, los sedimentos pueden depositarse en el fondo de las tuberías cuando existe velocidad de agua demasiado baja. Lo cual es un fenómeno muy negativo. De existir bajas velocidades en la red de distribución, sobre todo en tramos largos, puede presentarse retención de agua en las tuberías, y por lo tanto el riesgo de la propagación bacteriana secundaria (Zlatanovi *et al.*, 2018). Por lo tanto, según las recomendaciones, la velocidad del agua debe estar entre 0,5 y 1,5 m/s (INEN, 1992 Código Ecuatoriano de la Construcción).

Sitzenfrei *et al.* (2017) señalaron que las velocidades de flujo en los sistemas varían dependiendo del diámetro del tubo y van desde un máximo de 2,5 m/s a aproximadamente 0,3 m/s. Zischg *et al.* (2017) indicaron un umbral de velocidad de 1,5 m/s. Para una

autolimpieza de tuberías se recomienda una velocidad de 1,5 m/s, para movilizar los sedimentos y transportar los depósitos sueltos a través de bocas de incendio (Liu *et al.* 2017). La evaluación del modelo hidráulico en estudio, indicaron que existen velocidades de flujo desfavorables en los tramos más lejanos de la red (Figura 44, Figura 45).

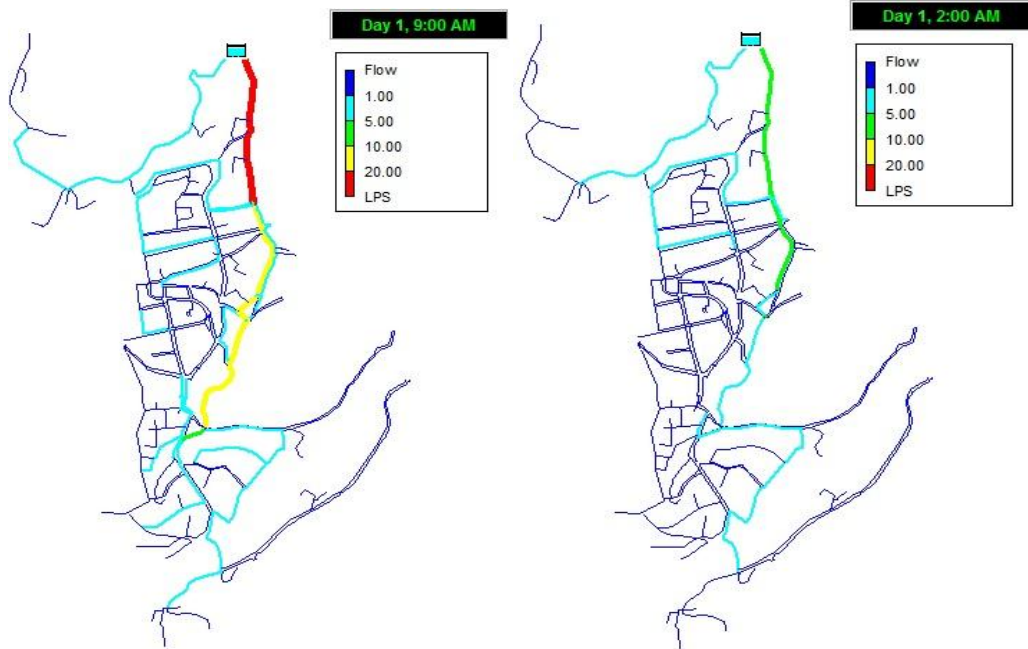


Figura 42: Mapa de caudales (LPS) a las 9am **Figura 43: Mapa de caudales (LPS) a las 2am**

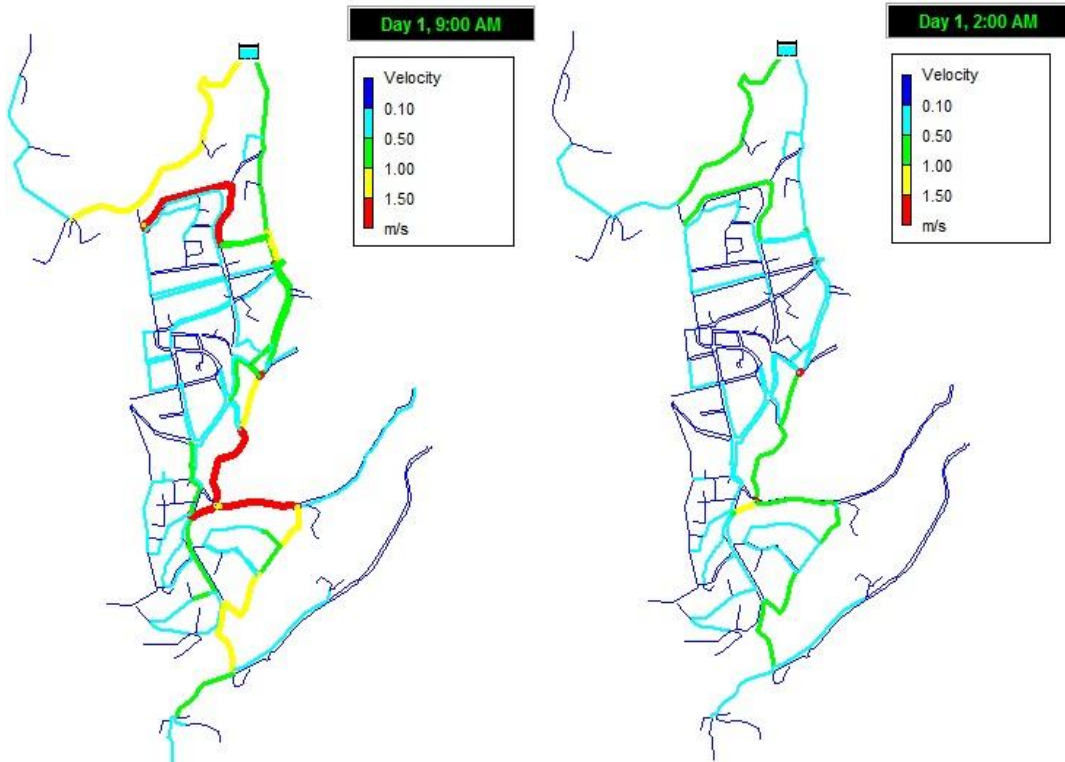


Figura 44: Mapa de velocidades en m/s (9am) **Figura 45: Mapa de velocidades en m/s (2am)**

A las 9 am, que es la hora de máximo consumo (Figura 46), se observa que hay tuberías con valores de velocidad inferiores al valor recomendado de 0,5 m/s (Kepa y Stańczyk-Mazanek, 2014). En un gran número de líneas, a la hora de menor demanda de agua (2am), prevalecen las condiciones que provocan el estancamiento del agua, la velocidad es inferior a 0,5m/s, incluso menor a 0,1 m/s (Figura 47). Al comienzo de la red se presentan las velocidades más altas de los flujos de agua, a la salida del tanque se encuentra velocidades entre 0,50 a 1,0 m/s, y en las partes más alejadas del tanque la velocidad tiende a disminuir.

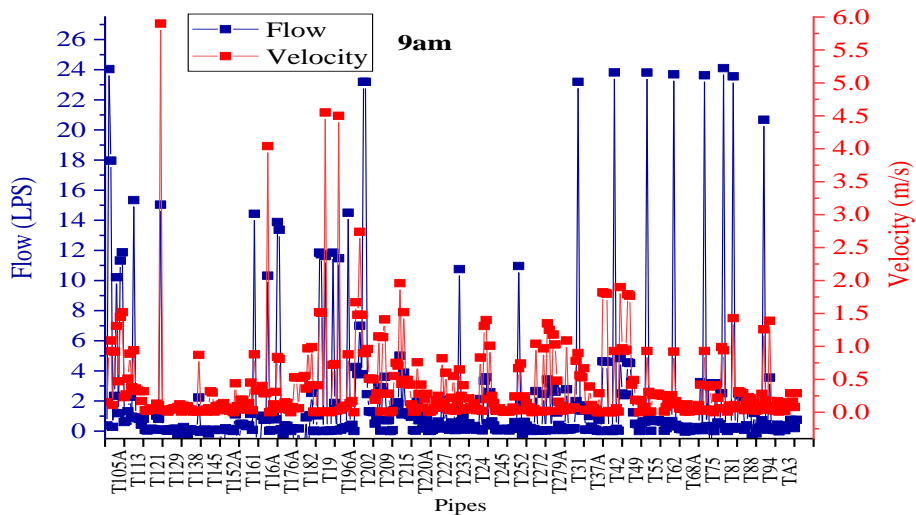


Figura 46: Flujo y velocidad en las tuberías (9am)

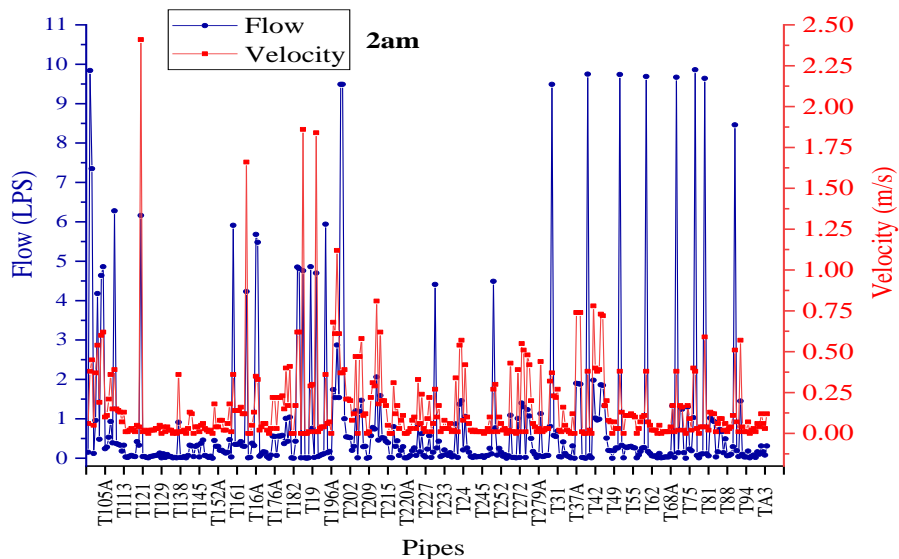


Figura 47: Flujo y velocidad en las tuberías (2am)

El análisis de la velocidad del flujo de agua en el modelo hidráulico permite concluir que existen tramos de la red de suministro de agua potable cuyo diámetro está

sobredimensionada. Incluso en las horas de máxima demanda, no se alcanza en toda la red, los valores mínimos recomendados para sistemas de distribución de agua de 0,5 m/s. Una recomendación para la mejora del sistema, sería cambiar las tuberías donde se presentan las mínimas velocidades y diámetros excesivos, considerando una planificación futura de labores de mejoramiento y mantenimiento de la red de distribución, pero siempre teniendo en cuenta una futura expansión de los consumidores de agua potable. Considerar las particularidades antes mencionadas para disponer de un sistema de abastecimiento eficiente.

Los sedimentos se depositan comúnmente en las tuberías cuando la velocidad es mínima y pueden resuspenderse debido a incrementos repentinos del flujo que sale o entra del sistema, provocando el aumento de la demanda de cloro en el agua.

La presión está fuertemente ligado a la orografía del terreno; a una menor cota del terreno, los nodos están sometidos a mayores presiones. Según estándares regulatorios ecuatorianos, la presión máxima es de 70 mca. Otros autores como Aldana y López (2017) recomiendan una presión entre 15-50 mca; Ramana y Sudheer (2018) en su estudio obtuvieron presiones máximas de 50 mca; Al-Zahrani (2014) en su investigación alcanzaron presiones de 28-33 mca; Kepa y Stańczyk-Mazanek (2014) obtuvieron presiones de 29-54 mca. En este estudio, al analizar la distribución de presiones a la hora de mayor consumo (9 am), se puede notar que las mayores presiones se presentan en las zonas de mayor desnivel (Figura 48), a esta hora se presentan nodos con presiones superiores a 50 mca (superior a los valores obtenidos por los autores antes mencionados) y algunos incluso mayor a 70 mca.

A la hora de menor consumo (2am), se observa varios sectores que tienen una presión excesiva (Figura 49). Las presiones se encuentran distribuidas en presiones desde 10 mca hasta 70 mca, existiendo pocos nodos con presiones superiores a 70 mca a la hora de mayor demanda (Figura 50). A la hora de menor demanda hay una gran cantidad de nodos cuya presión máxima fluctúa entre 70 y 80 mca e incluso hay algunos nodos cuya presión máxima es superior a 100 mca (Figura 51). Estas presiones excesivas encontradas en este estudio, indican la necesidad de instalar válvulas reductoras de presión, con el propósito de proporcionar niveles adecuados de presión y evitar excesos de presión que provocarían roturas en las tuberías (Pérez-Sánchez *et al.*, 2016; Creaco y Pezzinga, 2018).

Esta presión excesiva se debe a que el tanque de distribución está ubicado a una cota elevada respecto a los nodos. Esta elevada presión se puede relacionar a la pérdida de agua

(Aşchilean y Giurca, 2018), que debe mitigarse. Por lo cual se recomienda efectuar una planificación de mejoramiento y mantenimiento del sistema.

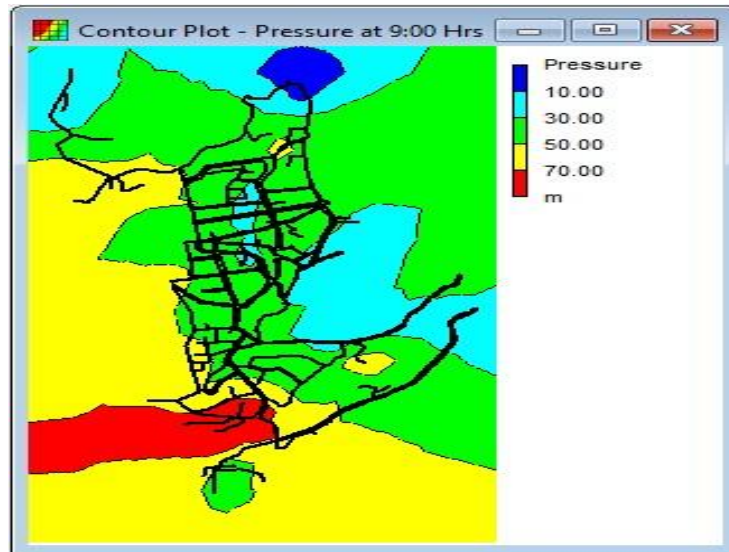


Figura 48: Mapa de presiones (mca) en EPANET (9am)

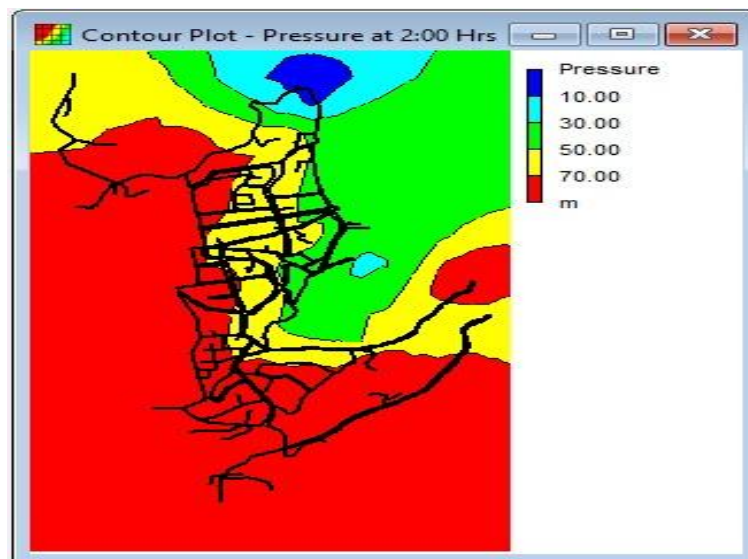


Figura 49: Mapa de presiones (mca) en EPANET (2am)

Las demandas a la hora de máxima demanda (9am) en la mayoría de nodos son inferiores a 0,3 L/s (Figura 50). Mientras que en la hora de mínima demanda (2am) son inferiores a 0,1 L/s (Figura 51).

Las velocidades bajas, puede deberse a la presencia de demandas bajas, pero al existir presiones altas en la red, incluso superiores a las recomendadas, se presenta una dotación adecuada a los consumidores. Pocos estudios han analizado la funcionalidad hidráulica en redes de agua reales. Diferentes enfoques teóricos muestran que este método se puede utilizar para caracterizar la fiabilidad de una red de distribución (Ayad *et al.*, 2013; Kepa y

Stańczyk-Mazanek, 2014; Alves *et al.*, 2014; Ramana *et al.*, 2015; Kara *et al.*, 2016; Ramana y Sudheer, 2018).

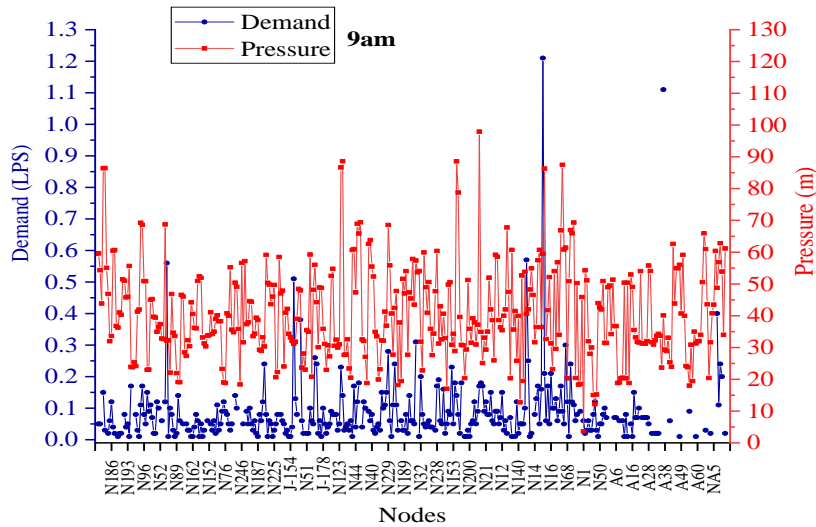


Figura 50: Presión y demanda en los nodos (9 am)

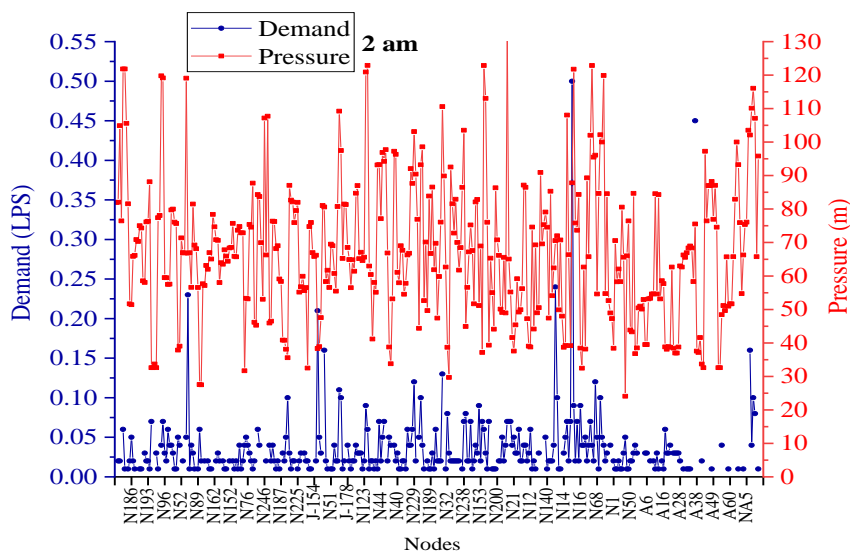


Figura 51: Presión y demanda en los nodos (2 am)

4.2.6 Rendimiento de la red de distribución

Aplicando los valores de las presiones obtenidas en EPANET en la expresiones (30), se determinó que la red de distribución tiene un $IRT_{press}=79,81$ % de rendimiento respecto a la presión. Estos resultados reiteraron la necesidad de instalar VRP para mejorar el IRT_{press} . Una vez que se simuló el modelo, con la implementación de dos VRPs, tal como se indica en el numeral 4.2.7, se obtuvo un $IRT_{press}=97,45\%$. Con estos resultados se recomienda a EMAPAL, la instalación de las VRPs.

Por otro lado, una vez que se aplicó los valores de las velocidades obtenidas en EPANET en las expresiones (32) y (33), se determinó que el rendimiento de la red respecto a la velocidad tuvo un IRT_{vel} de 19,05 % y 18,71% respectivamente. Estos resultados indican que algunas tuberías están sobredimensionadas, sin embargo, se considera que estas tuberías de gran diámetro están en correlacionan con los estándares de protección contra incendios. Con la simulación de la implementación de las dos VRP, el IRT_{vel} calculado con las expresiones (32) y (33), fue de 20,58 y 20,37%. La posible implementación de las dos VRP no influye en el IRT_{vel} . Estas bajas velocidades del flujo de agua podrían reducir la calidad del agua. Una forma de describir la calidad del agua es mediante la edad máxima del agua, que a su vez depende de la velocidad de flujo y la longitud de las tuberías, la edad del agua influye en el crecimiento de microorganismos. Se calculó el IRT_{edad} aplicado al presente estudio, usando la expresión recomendada por Zichg *et al.* (2017). Se obtuvo un $IRT_{edad}=99,98\%$, este resultado indica que el tiempo de permanencia del agua en todas las tuberías es menor a 24 horas, solo en 2 tuberías se presenta un tiempo de permanencia de 25 horas. A pesar de presentarse velocidades bajas, el tiempo de permanencia del agua es bajo, esto puede deberse a la pequeña longitud de las tuberías entre los nodos, lo cual garantiza que no se presenta riesgo de desarrollo bacteriano.

La velocidad de flujo es un parámetro determinante para el consumo de cloro y el tiempo de permanencia del agua en los sistemas de distribución de agua. Según García-Ávila *et al.* (2018), los niveles de cloro residual en esta red estuvieron en su mayor parte por encima de 0,6 mg/L en la red. Los resultados mostraron que, a pesar de las bajas velocidades de flujo, pero con pequeños tiempo de permanencia del agua, simuladas en la red, la distribución de agua en esta red puede considerarse como "biológicamente estable". Pero, debido a la existencia de algunas tuberías con velocidades inferiores a las recomendadas, podría existir acumulación de sedimentos, que pueden provocar un aumento en la demanda de cloro, que ocasionaría un riesgo de desarrollo bacteriano (Ayandiran *et al.*, 2018).

4.2.7 Optimización del funcionamiento de la red

Se estableció la necesidad de implementar dos VRPs, puesto que el sector tiene zonas independientes en la parte baja de la red, se determinó la instalación de una válvula reductora de 2" sobre la tubería T198, en el nodo N211. La segunda VRP se localizó en la tubería T199, en el nodo N200.

Respecto a la función objetivo de maximización de presiones adecuadas, a la hora crítica (2am), se determinó que el sector hidráulico maximizó las presiones adecuadas según los rangos específicos como se observa en la figura 52, teniendo en cuenta, que se pasó de tener un 59,84% de presiones apropiadas (antes de instalar las VRP) a lograr un 90,67% de presiones apropiadas (después de instalar las VRP), lo cual indica un aumento superior al 30% de las mismas, considerando una medida eficiente para mejorar el comportamiento de la red de distribución.

En la figura 53 a) se presenta los contornos de presiones después de instalar las dos VRP y la figura 53 b) presenta los contornos de presiones antes de instalar las dos VRP. Según la topografía del sector, existen varios rangos de presión definidos; así entre los 2624 msnm (ubicación del tanque de distribución) y los 2560 msnm, la presión varía entre 20 y 70 mca, en este desnivel de 64 m, la pendiente del terreno es de 4,52%. En tanto, que entre los 2560 msnm y los 2481 msnm (nodo de menor cota de la red) la presión es mayor a 70 mca, por tanto, se define como cota crítica los 2560 m.s.n.m., donde la presión comienza a ser mayor a 70 mca, en este desnivel de 79 m, la pendiente del terreno es de 16,7%. Se puede notar que de las variaciones bruscas de pendiente influyen en el comportamiento hidráulico de la red de distribución.

Antes de la optimización, max f=59.84% Después de la optimización, max f=90.671%

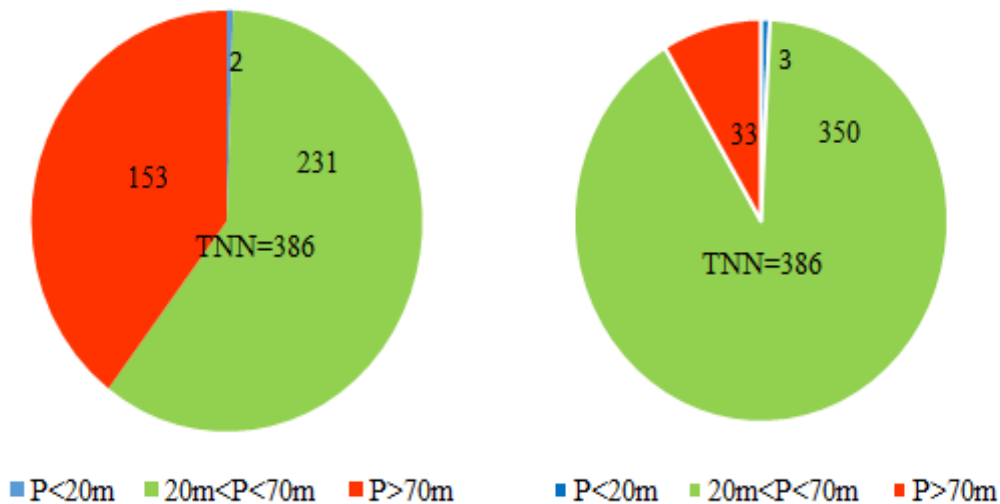


Figura 52: Maximización de la cobertura de presiones adecuadas. Antes y después de la optimización

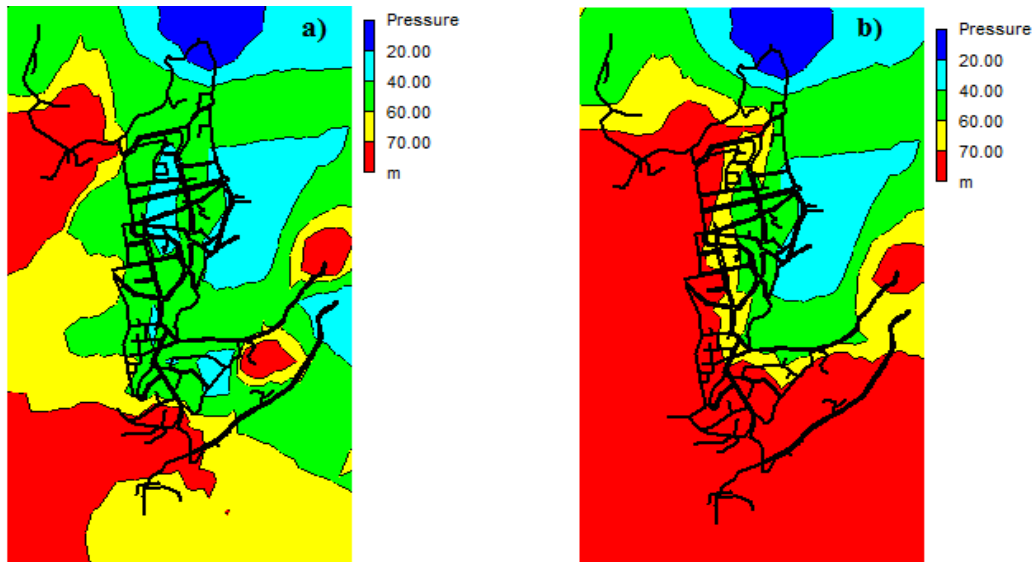


Figura 53: Contorno de presiones a) después de instalar las VRPs b) Antes de instalar las VRPs

Respecto a la función objetivo de minimización de fugas, a la hora crítica (2 am), según la simulación, se determinó que el sector hidráulico minimizaría las fugas con la instalación de las dos VRP, teniendo en cuenta, que se pasaría de tener pérdidas por fugas de 381,59 m³/d (antes de instalar las VRPs) a 260,79m³/d (después de instalar las VRPs), logrando reducir pérdidas de 120,8 m³/d (31,65% de fugas), lo cual ratifica que la implementación de las VRPs es una medida eficiente que mejoraría el comportamiento de la red de distribución.

Los resultados de este estudio sirven para que la EMAPAL, pueda mejorar el sistema de distribución de agua potable, considerando como base para estudios de optimización, modelamiento de la calidad del agua, cuantificación y localización de fugas, planificación de crecimiento poblacional, etc. que permitirá encontrar soluciones sostenibles, económicas y seguras a los problemas globales de escasez de agua (Zhang *et al.*, 2013; Boero y Pasqualini, 2017).

Con este estudio se ratifica, que la gestión de las empresas operadas de agua potable se basa en identificar las principales falencias en la operación de las redes, buscando reducir las pérdidas de agua y los costos de operación, lo cual permitirá optimizar el índice de agua no contabilizada.

Los resultados del modelo hidráulico sirven para que la EMAPAL, pueda mejorar el sistema de distribución de agua potable, y como base para estudios de optimización, modelamiento de la calidad del agua, cuantificación y localización de fugas, planificación de crecimiento poblacional, etc.

4.3 EVALUACIÓN DEL MODELO DE DECAIMIENTO DE CLORO EN EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

4.3.1 Monitoreo de cloro residual

Durante los monitoreos de cloro libre, se recogieron un total de 170 datos realizados en toda la red incluido la zona alta. Los resultados de la medición se incluyen en el Cuadro 24. En el Cuadro 25 se presenta un resumen general de los resultados promedios mensuales del monitoreo, el cloro libre promedio medido en la red fue de 0,59 mg/L de Cl₂ con un máximo de 1,17 mg/L de Cl₂, y un mínimo de 0,26 mg/L. Durante el monitoreo, la temperatura varió de 12,4 a 23,8 °C con un promedio de 17,6 °C.

Cuadro 24: Mediciones de cloro residual en la red de distribución (mg/L)

N° Muestra	Julio	Agosto	Septiembre	Enero	Febrero	Marzo
1	0,83	0,36	0,50	0,48	0,84	0,54
2	1,17	*	0,74	0,72	0,55	0,39
3	1,16	0,50	0,81	0,57	0,75	0,71
4	1,1	*	0,7	0,68	0,7	0,73
5	0,72	0,16	0,55	0,45	0,54	0,7
6	0,92	0,64	0,68	0,43	0,56	0,72
7	0,96	0,69	0,56	0,7	0,64	0,38
8	0,94	0,6	0,76	0,76	0,65	0,71
9	1,04	0,44	0,74	0,69	0,66	0,44
10	0,69	0,49	0,5	0,16	0,64	0,4
11	0,9	0,66	0,6	0,59	0,49	0,45
12	0,91	0,8	0,32	0,56	0,66	0,39
13	0,87	0,59	0,31	0,83	0,85	0,66
14	0,97	0,64	0,53	0,71	0,61	0,59
15	0,88	0,8	0,66	0,78	0,56	0,34
16	0,73	0,75	0,45	0,37	0,64	0,58
17	0,81	0,65	0,51	0,77	0,63	0,65
18	0,2	0,54	0,22	0,38	0,36	0,24
19	0,69	0,85	0,46	0,60	0,48	0,62
20	1	*	0,5	0,92	0,61	0,63
21	0,39	0,52	0,25	0,29	0,42	
22	0,72	0,79	0,71	0,77	0,62	
23	0,87	0,71	0,46	0,79	0,58	
24	0,69	0,58	0,2	0,38	0,5	
25	0,74	0,29	0,57	0,4	0,66	
26	0,38	0,21	0,61	0,58	0,54	
27	0,05	0,79	0,61	0,29	0,32	
28	0,45	*	0,26	0,35	0,33	
29	0,4	1,04	0,44	0,49	0,37	
30	0,51	0,23	0,44	0,54	0,29	

*No se pudo tomar la muestra, por mantenimiento en la red.

Las fichas de muestreo para la medición de cloro residual se presentan en el Anexo 9.

Cuadro 25: Promedios mensuales de cloro libre medidos en la red en mg/L

Mes	Media	D.E.	E.E.	Mín	Máx
Julio	0,74	0,3	0,05	0,1	1,17
Agosto	0,59	0,21	0,04	0,16	1,04
Septiembre	0,52	0,17	0,03	0,2	0,81
Enero	0,56	0,21	0,04	0,1	0,92
Febrero	0,57	0,14	0,03	0,29	0,85
Marzo	0,54	0,15	0,03	0,24	0,73

4.3.2 Determinación del orden de reacción

En la figura 54, se trazó la concentración de cloro libre (C) contra tiempo para una reacción de orden cero; Ln (C) contra el tiempo para una reacción de primer orden; y 1/(C) contra el tiempo, para una reacción de segundo orden; encontrando una relación de primer orden; ya que tiene una mayor tendencia lineal, lo cual corrobora lo descrito en el numeral 2.3.1.a.

Así, para la muestra N°6, luego de haber realizado la metodología descrita en el numeral 3.3.2; se obtuvo un coeficiente de ajuste R^2 de 0,8275 considerando una reacción de orden cero; un R^2 de 0,9475 considerando una reacción de orden uno y un R^2 de 0,7071 considerando una reacción de orden dos; por tanto se considera que se existe una reacción de orden uno. Para la muestra N°9; se obtuvo un coeficiente de ajuste R^2 de 0,8386 considerando una reacción de orden cero; un R^2 de 0,9409 considerando una reacción de orden uno y un R^2 de 0,7715 considerando una reacción de orden dos. Por tanto se considera para el presente estudio que existe una reacción de orden uno. Se siguió el mismo procedimiento para todas las muestras durante los seis meses de monitoreo. En el Anexo 10 se presenta en resumen el orden de reacción para cada muestra durante el tiempo de campaña.

4.3.3 Obtención del coeficiente de reacción del cloro en el seno del agua, kb

Una vez determinado el orden de reacción; con los resultados de decaimiento de cloro libre para cada muestra, se graficó las concentraciones de cloro medidas (mg/L) en función del tiempo con una línea de tendencia exponencial de acuerdo a la ecuación 13, de esta gráfica se obtuvo el coeficiente de reacción con el agua para cada muestra. En la figura 55, se presenta la obtención de kb, para diez puntos de muestreo del mes de julio (a) y ocho puntos del mes agosto (b).

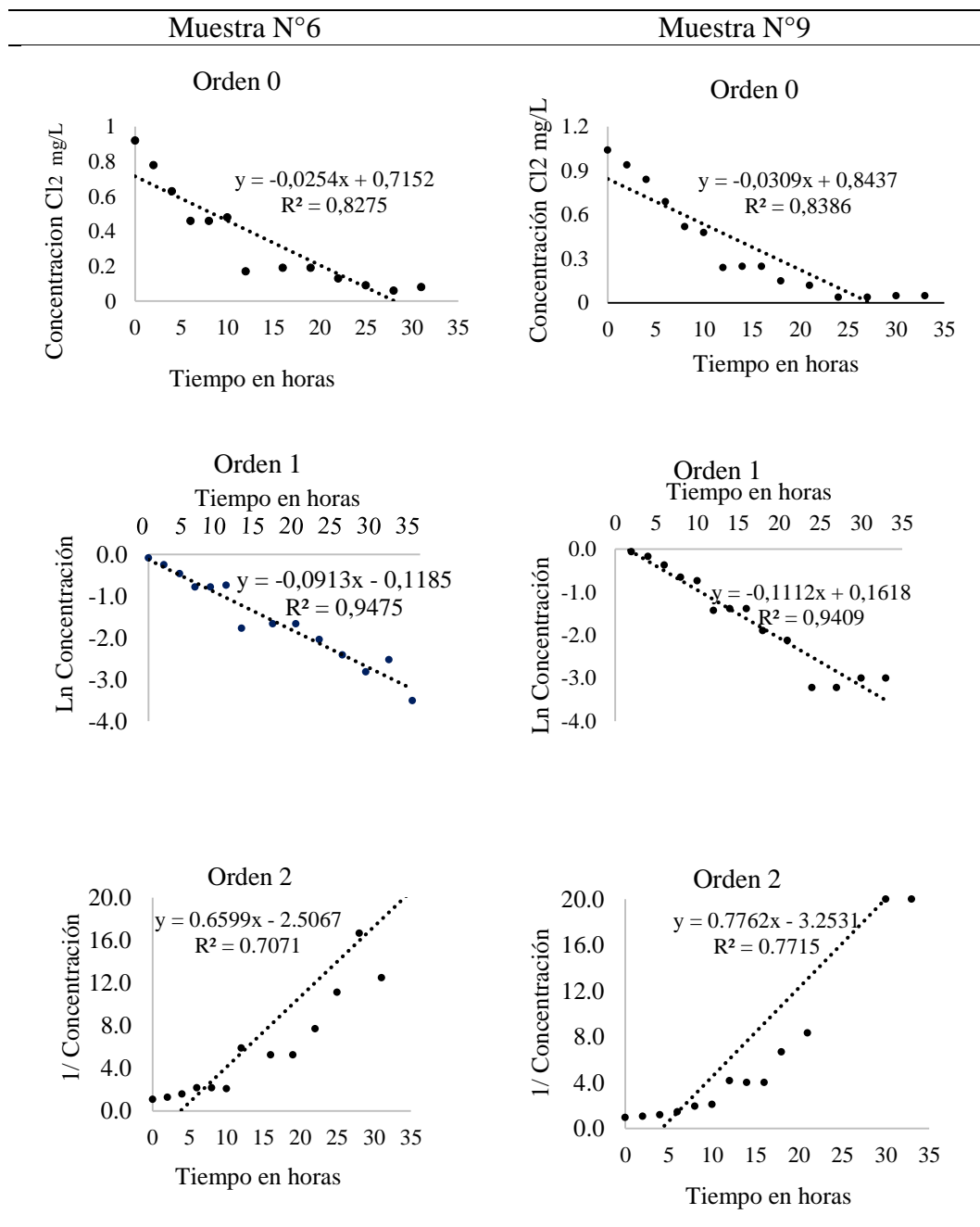


Figura 54: Determinación del orden de reacción

En las ecuaciones presentadas en la figura 55(a), se observa, que el coeficiente de decaimiento de masa (k_b) es igual a $0,098 \text{ h}^{-1}$ en la muestra 1; $0,163 \text{ h}^{-1}$ en la muestra 2; $0,124 \text{ h}^{-1}$ en la muestra 3; $0,094 \text{ h}^{-1}$ en la muestra 4; $0,168 \text{ h}^{-1}$ para la muestra 5 del mes de julio; siguiendo este procedimiento se determinó los valores de k_b para todas las muestras de los seis meses monitoreados. El signo negativo presentado en la ecuación hace referencia a la reducción de los residuos de cloro en el tiempo.

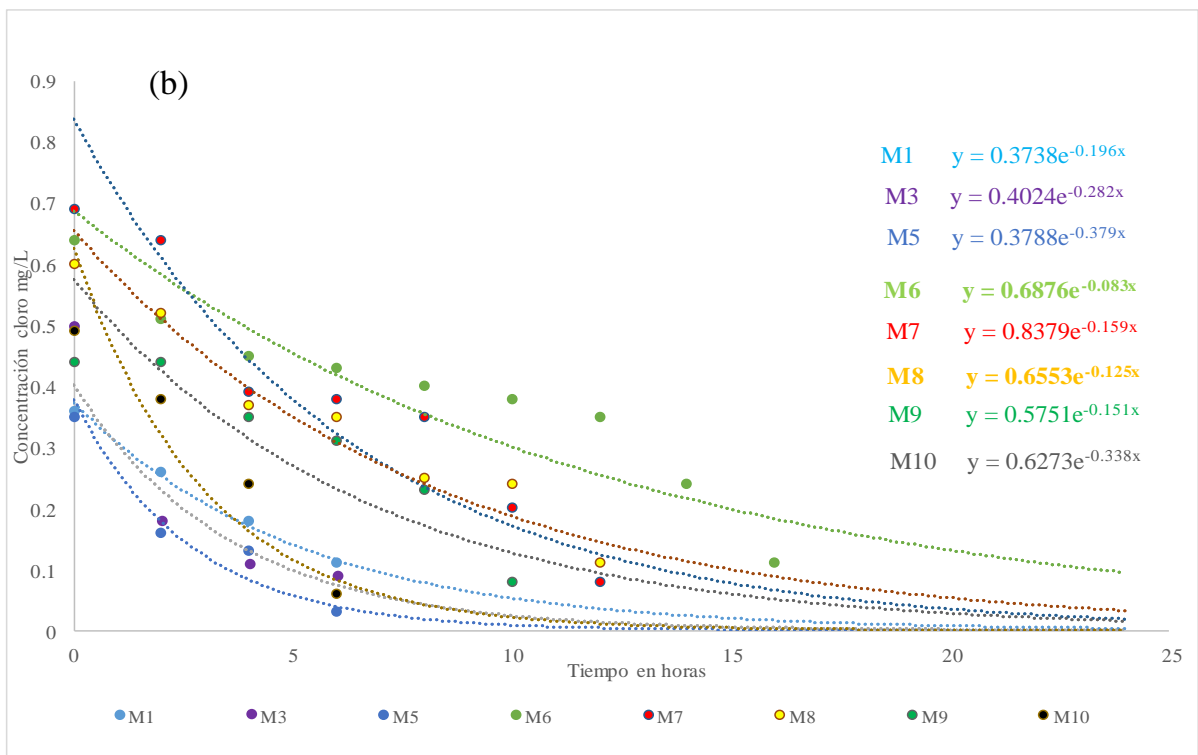
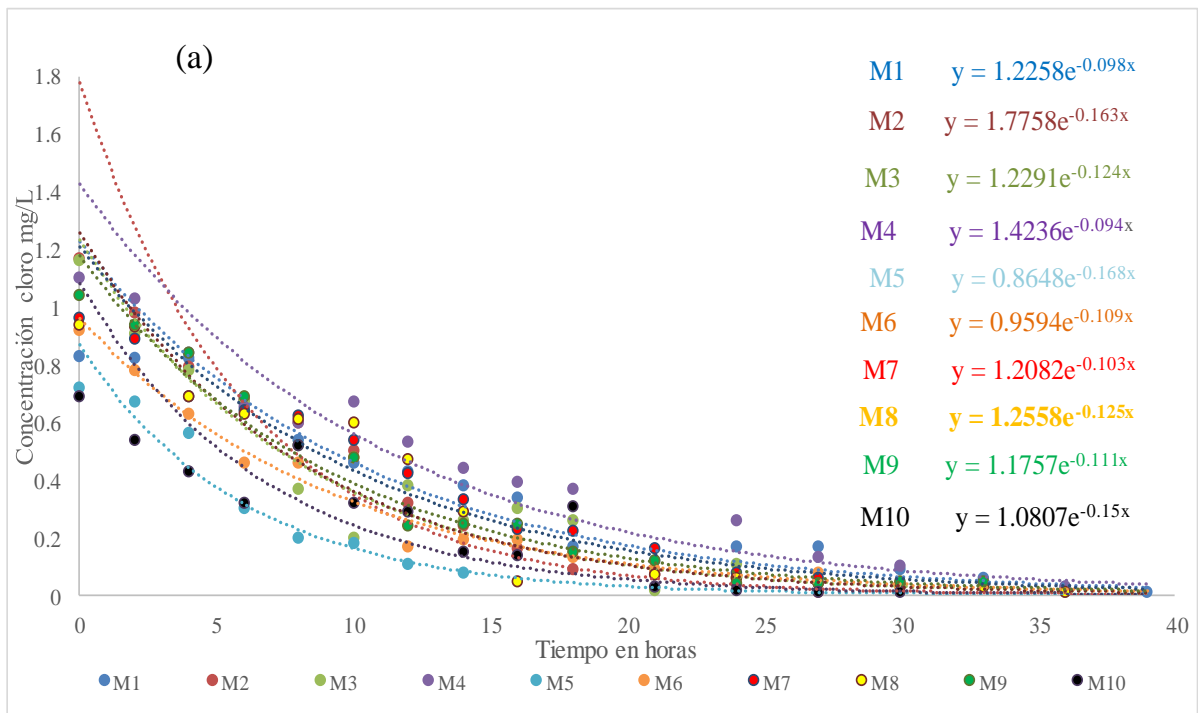


Figura 55: Obtención del coeficiente de decaimiento de cloro libre; para diez puntos de muestreo del mes de julio, imagen (a); para el mes de agosto, imagen (b)

Los resultados experimentales de la determinación de la constante de decaimiento k_b , en cada uno de los 30 puntos muestreados durante los seis meses se presenta en el Cuadro 26. La temperatura que se observó durante las mediciones de cloro libre, afecta la velocidad de la reacción y consecuentemente la constante de decaimiento del cloro.

Cuadro 26: Coeficiente de decaimiento de cloro libre en los puntos de muestreo (kb)

N° Muestra	Julio		Agosto		septiembre		Enero		Febrero		Marzo	
	h ⁻¹	d ⁻¹	h ⁻¹	d ⁻¹	h ⁻¹	d ⁻¹	h ⁻¹	d ⁻¹	h ⁻¹	d ⁻¹	h ⁻¹	d ⁻¹
1	0,10	2,35	0,20	4,70	0,10	2,47	0,24	5,74	0,15	3,67		
2	0,16	3,91		*		*	0,15	3,65	0,19	4,50	0,21	5,04
3	0,12	2,98	0,11	2,69	0,11	2,64		*	0,23	5,42	0,16	3,84
4	0,09	2,16		*	0,19	4,58	0,12	2,76	0,17	4,00	0,16	3,91
5	0,17	4,03	0,35	8,40	0,13	3,14	0,37	8,95		*	0,20	4,72
6	0,09	2,18	0,08	1,99	0,10	2,40		*	0,34	8,18	0,23	5,4
7	0,10	2,47	0,16	3,82	0,14	3,31	0,15	3,50		0,00	*	*
8	0,13	3,00	0,13	3,00	0,13	3,22	0,12	2,90	0,16	3,90	0,20	4,7
9	0,11	2,66	0,15	3,62	0,13	3,17	0,19	4,51	0,17	4,08	0,27	6,45
10	0,15	3,60	0,34	8,11	0,15	3,62			0,25	6,02	0,14	3,45
11	0,18	4,32	0,22	5,23	0,16	3,72	0,12	2,93	0,26	6,30	0,12	2,83
12	0,17	3,98	0,12	2,98		*	0,11	2,64	0,15	3,53	0,12	2,76
13	0,10	2,33	0,26	6,19	0,23	5,52	0,14	3,41	0,25	6,10	0,20	4,89
14	0,09	2,18	0,15	3,65	0,24	5,66			0,17	4,00	0,14	3,31
15	0,07	1,73	0,14	3,29		*	0,13	3,07	0,11	2,62	0,23	5,42
16	0,10	2,35	0,12	2,86		*	0,16	3,77	0,24	5,81	0,11	2,7
17	0,06	1,37	0,22	5,21	0,09	2,26	0,14	3,38	0,24	5,76	0,21	5,01
18	0,17	4,10	0,27	6,43		*		*	0,25	5,90	*	*
19	0,12	2,78	0,28	6,60		*		*		*	0,28	6,76
20	0,14	3,26		*	0,11	2,62	0,22	5,35	0,15	3,60	0,14	3,33
21	0,15	3,48	0,29	7,03	0,08	1,94		*		*		
22	0,18	4,20	0,13	3,10	0,20	4,85	0,19	4,54	0,20	4,70		
23	0,16	3,94	0,17	3,98	0,14	3,34	0,14	3,24	0,09	2,11		
24	0,16	3,72	0,13	3,14		*		*	0,15	3,50		
25	0,22	5,18	0,36	8,52		*		*	0,18	4,27		
26	0,10	2,30		*		*	0,12	2,83	0,17	4,03		
27		*	0,12	2,83	0,11	2,64		*		*		
28	0,22	5,18		*			0,31	7,37	0,20	4,80		
29		*	0,19	4,61			0,21	4,97	0,18	4,42		
30	0,17	4,18	0,14	3,41	0,11	2,64	0,22	5,38		*		

* No se consideraron aquellos puntos de monitoreo que no presentan una concentración inicial alta, debido a que en este caso el cloro alcanza un desarrollo total representativo para el ajuste de la curva exponencial (Alcocer *et al.*, 2002).

En el Cuadro 27, se presenta el promedio mensual del coeficiente de reacción de cloro con el agua (kb), notese que kb fue más bajo 2,99 d⁻¹ en julio (mes de menor temperatura); en el mes de febrero (mes de mayor temperatura) se presenta el coeficiente más alto 4,63 d⁻¹.

Cuadro 27: Promedio mensual del coeficiente kb

Año	Mes	kb (h ⁻¹)	kb (d ⁻¹)
2016	Julio	0,124	2,99
	Agosto	0,163	3,93
	Septiembre	0,128	3,09
2017	Enero	0,133	3,69
	Febrero	0,192	4,63
	Marzo	0,163	3,93
	Promedio	0,154	3,71

Con lo anterior, se obtuvo un promedio de la constante $kb = 0,1541 \text{ h}^{-1}$ para la zona de estudio. Este último valor es superior al reportado por Rossman (1994), $kb = 0,0229 \text{ h}^{-1}$. Otros estudios también reportan valores bajos, así: en un estudio sobre la cinética de decaimiento del cloro en masa, Monteiro *et al.* (2014) encontraron que k_b en el sistema fue de $0,27 \text{ d}^{-1}$ ($0,011 \text{ h}^{-1}$). Rossman y Boulos (1996) en su investigación encontraron que el desinfectante se descompone con una constante cinética de primer orden de $-2,0 \text{ d}^{-1}$ ($0,083 \text{ h}^{-1}$). Hua *et al.* (1999) obtuvieron valores entre $0,02$ y $0,09 \text{ h}^{-1}$ en función de las diferentes temperaturas. Abokifa *et al.* (2016) encontraron valores de $0,55 \text{ d}^{-1}$ ($0,022 \text{ h}^{-1}$). Los valores usados por Grayman *et al.* (2012) fueron de $0,5 \text{ d}^{-1}$ ($0,020 \text{ h}^{-1}$) para el agua del río y $5,0 \text{ d}^{-1}$ para agua de lago ($0,20 \text{ h}^{-1}$). Diagiano y Zhang (2005) obtuvieron k_b de $0,033 \text{ h}^{-1}$. Araya y Sánchez (2018) obtuvieron un coeficiente de decaimiento de $0,05 \text{ d}^{-1}$. Mostafa *et al.* (2013) encontraron valores de $-0,033 \text{ h}^{-1}$. Alcocer-Yamanaka y Tzatchkov (2004) obtuvieron valores de $k = 0,098 \text{ h}^{-1}$. Esto se debe a que la reacción del cloro con el agua es una variable que está en función de las situaciones propias de cada zona, como la temperatura, contenido de materia orgánica, edad de las tuberías, operación y mantenimiento de la red de distribución.

Mientras tanto en otros estudios se reportaron resultados muy similares a los obtenidos en este estudio, así: Ammar *et al.* (2014) obtuvieron a 20°C valores entre $1,72$ a $2,07 \text{ d}^{-1}$ ($0,071$ a $0,086 \text{ h}^{-1}$). Los resultados de la prueba en botella para 11 fuentes de agua tratadas, variaron desde un mínimo de $0,082 \text{ d}^{-1}$ ($0,034 \text{ h}^{-1}$) hasta un máximo de $17,7 \text{ d}^{-1}$ ($0,74 \text{ h}^{-1}$) (Vasconcelos *et al.*, 1997). Curtis *et al.* (2009) obtuvieron valores entre $0,033$ y $0,226 \text{ h}^{-1}$. Estos últimos resultados similares a los obtenidos en este estudio indican la presencia de diferentes concentraciones de carbón orgánico total en las muestras analizadas. La variación se debe, a que, la reacción está en función de las condiciones particulares de cada zona.

Los diferentes resultados obtenidos en varios estudios, se debe a que la reacción del cloro con el agua es una variable que está en función de las situaciones propias de cada zona, como la temperatura, contenido de materia orgánica, edad de las tuberías, operación y mantenimiento de la red de distribución.

4.3.4 Obtención del coeficiente global de decaimiento, K

Todas las pruebas fueron realizadas en tuberías de PVC con varios 8 años en funcionamiento aproximadamente. La tubería de 110 mm de diámetro, en el momento de los ensayos tuvo una semana de funcionamiento. Los resultados experimentales para el coeficiente de decaimiento total se muestran en el cuadro 28. El coeficiente de decaimiento global final se

obtuvo al encontrar un promedio de los valores obtenidos en cada prueba en las tuberías de diferente diámetro.

Cuadro 28: Resultados experimentales para determinar el coeficiente de decaimiento global

Diámetro (m)	Caudal m ³ /s	Velocidad (m/s)	Longitud (m)	K (h ⁻¹)
250	0,0725	1,43	3075	0,2260
200	0,0352	1,09	416	0,2217
200	0,0219	0,68	3380	0,2187
160	0,0304	1,51	1817	0,2708
110	0,0003	0,10	2535	0,1687
63	0,0009	0,11	2510	0,1585

En la figura 56 se presenta la variación de K en función del diámetro y la velocidad de flujo. En la figura 57 se muestra K en función del caudal y la velocidad de flujo. En estas figuras, se ve que los valores de K, depende de la velocidad del flujo de agua. Mientras que el caudal y diámetro de la tubería tiene un menor efecto.

Se hizo un análisis de regresión lineal múltiple usando como variables regresoras velocidad, caudal, diámetro y longitud de la tubería. Se pudo determinar que la velocidad y caudal presentaron un valor $p < 0,05$; es decir presentan relación lineal significativa. El diámetro y la longitud presentaron un valor $p > 0,05$; es decir no fue significativa su relación lineal con K. Una vez que se eliminó estas dos últimas variables regresoras del modelo, se hizo un nuevo análisis de regresión lineal y se comprobó que la velocidad es la variable con mayor relación lineal significativa. Se obtuvo la siguiente fórmula empírica $K = 0,16 + 0,06u$, donde K es la constante global de decaimiento del cloro en h⁻¹ y u es la velocidad de flujo en m/s. Woodward *et al.* (1995) efectuaron ensayos bajo flujos laminados y turbulentos y obtuvieron una formulación empírica que correlaciona un el coeficiente de decaimiento global con el caudal, $K = 0,222 \cdot Q^{0,6} + 0,002$.

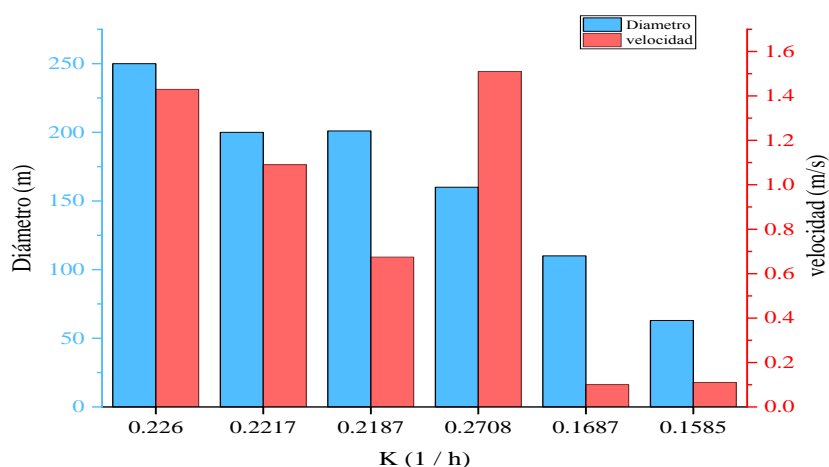


Figura 56: Coeficiente de decaimiento global en función del diámetro y velocidad

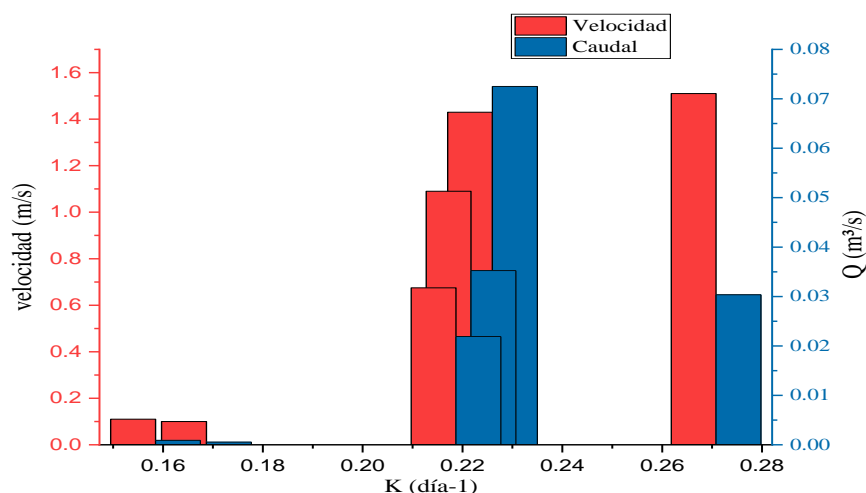


Figura 57: Coeficiente de decaimiento global en función de la velocidad y caudal

Las tasas de decaimiento del cloro dependen de las velocidades del flujo y los diámetros de las tuberías. En este estudio se puede observar que el decaimiento total del cloro tiene mayor relación con la velocidad de flujo. Por tanto, se pueden esperar mejoras en la simulación del decaimiento del cloro residual, considerando los resultados de las tasas de descomposición del desinfectante obtenidas en ensayos experimentales in situ en el sistema en estudio, ya que, de esta manera los coeficientes de decaimiento son determinados en condiciones propias de la red de distribución.

4.3.5 Coeficiente de reacción en la pared de la tubería, kw

El coeficiente de reacción general del cloro con la pared (k_{wall}) en h^{-1} , se logró determinar usando la ecuación 18. El coeficiente de reacción con la pared k_w en m/día, se calculó usando la ecuación 19. Los resultados se presentan en el Cuadro 29. A partir de los coeficientes k_b y k_w obtenidos para todas las tuberías en estudio, se puede inferir que la descomposición del cloro en este estudio se debió predominantemente a las reacciones del desinfectante con la masa de agua. Vasconcelos *et al.* (1997) reportaron valores de k_f que van desde 0,1 hasta 1,5 m/día. Los resultados de k_f , obtenidos en este estudio son superiores a los antes mencionados. En la nueva tubería de 110 mm de diámetro de PVC, no hay un efecto significativo en el consumo de cloro debido a las paredes, independientemente de la velocidad del flujo, esto puede deberse, a que la tubería fue nueva.

En su investigación Hallam *et al.* (2002) encontraron que la caída promedio del cloro al reaccionar con la pared (k_{wall}) de la tubería de PVC fue de $0,09 h^{-1}$. Promediando los valores de k_{wall} obtenidos en este estudio, se tiene k_{wall} de $0,056 h^{-1}$. En la figura 58, se presenta los valores promedios de la constante de decaimiento del cloro con la pared k_w determinado

para cada diámetro de tubería. En este gráfico se puede ver que el mayor valor de k_{wall} se obtuvo para el diámetro de 0,16m, mas no para el diámetro de 0,20m.

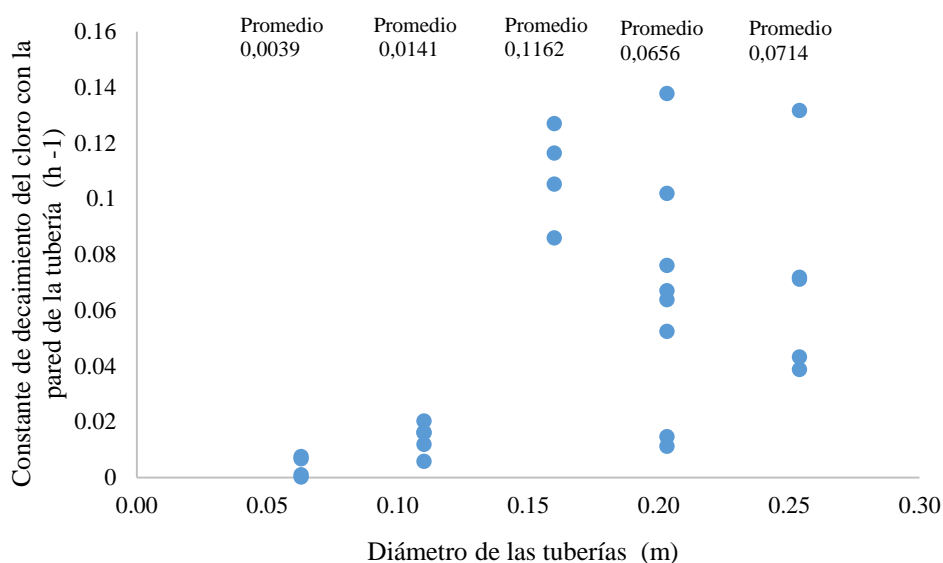


Figura 58: Valores promedios de k_{wall} en función del diámetro

Rossmann *et al.* (1994) señalaron, que, a medida que el diámetro de la tubería se reduce, la influencia de k_{wall} aumenta. Los resultados de este estudio indican, que no necesariamente a menor diámetro, k_{wall} tienden a incrementar, lo más representativo en este estudio para k_{wall} , es la velocidad de flujo. Así, según el Cuadro 29, se puede observar que para un diámetro de 0,20 m y una velocidad de 0,675 m/s, k_{wall} es de 0,0641 h^{-1} y para una tubería de menor diámetro de 0,16 m y una velocidad de 1,51 m/s, k_{wall} es de 0,1162 h^{-1} , es decir efectivamente a menor diámetro, k_{wall} incrementa. Pero al observar, para una tubería de menor diámetro de 0,11 m con una velocidad de 0,10 m/s, k_{wall} es de 0,0141 h^{-1} ; es decir en este caso, a menor diámetro, k_{wall} decrece, por tanto se reafirma que k_{wall} tiene mayor significancia con la velocidad de flujo.

Cuadro 29: Resultados para la determinación del coeficiente de decaimiento con la pared

Diámetro m	Velocidad (m/s)	k_b h^{-1}	K h^{-1}	k_f m/h	k_w m/h	k_w m/día	k_{wall} h^{-1}
0,25	1,43	0,1546	0,2260	0,1906	0,0046	0,1097	0,0714
0,2	1,09	0,1546	0,2217	0,1535	0,0034	0,0823	0,0671
0,2	0,68	0,1546	0,2187	0,1010	0,0033	0,0795	0,0641
0,16	1,51	0,1546	0,2708	0,2105	0,0048	0,1141	0,1162
0,11	0,10	0,1546	0,1687	0,0197	0,0004	0,0095	0,0141
0,063	0,11	0,1546	0,1585	0,0234	0,0001	0,0015	0,0039

Los resultados demostraron que k_w aumenta con el incremento de la concentración de cloro, el valor de k_w varió entre 0,00156 y 0,11 m/día, con una variación en la concentración de

cloro inicial de 0,41 a 1,21 mg/L. Estos valores de kw se encuentran dentro del rango informado (es decir, de 0 a 0,15 m/día) en el manual EPANET (Rossman, 2000).

Analizando los valores de kb y kwall, se puede observar que kb es mucho mayor que kwall. La contribución de la reacción de kb y kwall a la constante K en términos de porcentaje se presentan en el Cuadro 30. En la tubería con diámetro de 0,25 m y velocidad de 1,43 m/s; kb y kwall contribuyen para K en 68,4 % y 31,59 % respectivamente. En una tubería con diámetro de 0,16 m y una velocidad de 1,51 m/s; kb y kwall contribuyen para K en 57,09 % y 42,91 % respectivamente, es decir a mayor velocidad de flujo, kb y kwall tienden a contribuir por igual a K. A medida que la velocidad se reduce, la contribución de kwall disminuye; así, en una tubería con diámetro de 0,063 m y velocidad de 0,11 m/s, kb y kw contribuyen para K en 97,54 % y 2,46 % respectivamente.

Cuadro 30: Contribuciones porcentuales de kb y kwall a K

Diámetro m	Velocidad m/s	% kb	% kwall
0,25	1,43	68,41	31,59
0,2	1,09	69,73	30,27
0,2	0,675	70,69	29,31
0,16	1,51	57,09	42,91
0,11	0,10	91,64	8,36
0,063	0,11	97,54	2,46

La figura 59 ilustra el comportamiento de las constantes de descomposición de la pared en función de las velocidades de flujo para los diferentes diámetros de tuberías. Las curvas tanto para las tuberías de 0,063 m (2,5 in), 0,11 m (4 in), 0,160 m (6 in) como de 0,20 m (8 in) tienden una tendencia similar a incrementar en un amplio rango de velocidades. La tubería de mayor diámetro de 0,25 m (10 in), presenta este crecimiento pero en un pequeño rango de velocidades. Esto indica que la tasa de decaimiento del cloro con la pared está limitada por la velocidad de flujo del agua en las tuberías.

Las velocidades de flujo varían mucho en espacio y tiempo en las redes de distribución de agua, debido a que existen variaciones en los diámetros de las tuberías, por lo tanto existen diferentes valores de kw en toda la red. Tales variaciones no son tomadas en consideración en otros estudios similares, usando una constante única de reacción para describir el consumo de cloro residual en toda la red. En este estudio, se presenta evidencia experimental de una correlación significativa entre la velocidad del flujo de la tubería y las tasas de reacción del cloro con la pared. También se ha demostrado que a medida que incrementa la velocidad es más notorio el decaimiento de cloro por reacción con la pared de las tuberías.

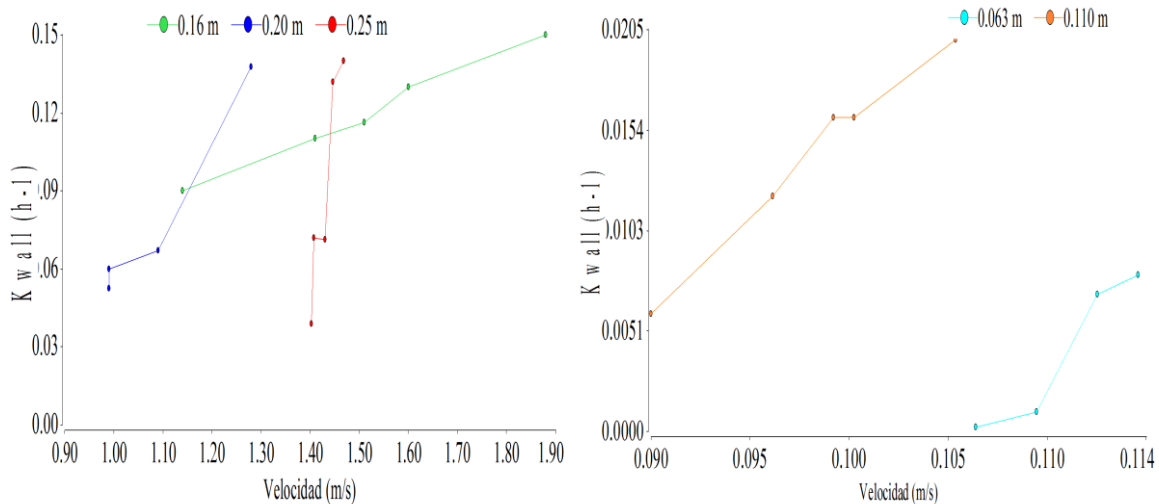


Figura 59: Incremento de kwall en función de la velocidad para los diferentes diámetros

Los resultados indican que k_b es función de la temperatura del agua y la concentración inicial de cloro; k_b aumenta con el aumento de la temperatura y disminuye con una disminución en la concentración inicial de cloro. En este estudio k_b fue determinado para los meses de mayor y menor temperatura. Al realizar 180 muestreos se pueden hacer pruebas de botellas para diferentes concentraciones iniciales de cloro. Así mismo, K fue determinado en campo. La obtención de k_w a partir de K determinado insitu, permite obtener resultados de modelamiento más reales y acordes a las condiciones propias del sistema en estudio. Lo antes descrito fortalece este estudio.

4.3.6 Simulación inicial

Previo a la calibración se efectuó mediciones en campo de cloro libre que permitieron analizar la consistencia con los datos obtenidos en una simulación inicial, y de esta manera poder ajustar los parámetros k_b y/o k_w . Se ingresó en EPANET los valores de la concentración inicial de cloro medidos en el tanque, así como k_b ($3,71 \text{ d}^{-1}$) y k_w ($0,056 \text{ m}\cdot\text{d}^{-1}$).

Se realizó una campaña de medición de niveles de cloro libre, en el Anexo 11 se presentan los resultados de estas mediciones. Se efectuaron 31 mediciones, de estas se tomó 20 para compararlos inicialmente con los datos obtenidos del modelo de la simulación inicial y las mismas fueron también utilizadas en la calibración. Las 11 mediciones sobrantes se usaron para la validación del modelo.

En el Cuadro 31, se muestra los valores de cloro libre medidos en campo, así como los valores de cloro simulados, estos valores se compararon en la simulación inicial. Se puede observar que en algunos nodos existen errores significativos, nótese que existen grandes

diferencias de cloro libre en algunos nodos. Al existir diferencias significativas en algunos nodos se realizó la calibración del modelo. Los valores de kb y kw que inicialmente se insertaron en el modelo fueron ajustadas.

Cuadro 31: Comparación inicial de cloro medido y simulado

Nodo	Cloro medido	Cloro simulado	Error residual	Error porcentual
N17	0,70	0,69	0,01	1,43
N103	0,73	0,62	0,11	15,07
N129	0,38	0,31	0,07	18,42
A29	0,66	0,58	0,08	12,12
N282	0,54	0,43	0,11	20,37
N5	0,91	0,94	0,03	3,30
N105	0,71	0,58	0,13	18,31
N99	0,72	0,61	0,11	15,28
N35	0,69	0,61	0,08	11,59
N75	0,65	0,52	0,13	20,00
N12	0,69	0,78	0,09	13,04
N118	0,58	0,46	0,12	20,69
N216	0,44	0,4	0,04	9,09
N236	0,40	0,37	0,03	7,50
N218	0,50	0,46	0,04	8,00
N217	0,59	0,47	0,12	20,34
N110	0,62	0,58	0,04	6,45
N164	0,59	0,51	0,08	13,56
N241	0,39	0,31	0,08	20,51
N200	0,63	0,49	0,14	22,22

4.3.7 Calibración del modelo de decaimiento de cloro residual

La calibración del modelo de decaimiento de cloro se llevó a cabo mediante el procedimiento de prueba y error. Hay que recalcar que se ajustó valores de kb en algunas tuberías, es decir se introdujo valores inferiores a $3,71 \text{ d}^{-1}$, y en otros superiores a dicho valor; igualmente, se ajustó kw. Se analizó las velocidades en cada tubería obtenidas en el modelo hidráulico, y se insertaron los valores de kw obtenidos en el Cuadro 29, en correspondencia a sus respectivas velocidades de flujo existentes para cada tubería.

En la figura 60 se puede observar, que se ha reducido el error entre los valores de cloro libre medidos y simulados. A partir de esta figura, se puede observar que los valores medidos en campo están cerca de los valores simulados por EPANET. En la figura 61 se puede observar la correspondencia entre los valores simulados y los medidos en campo.

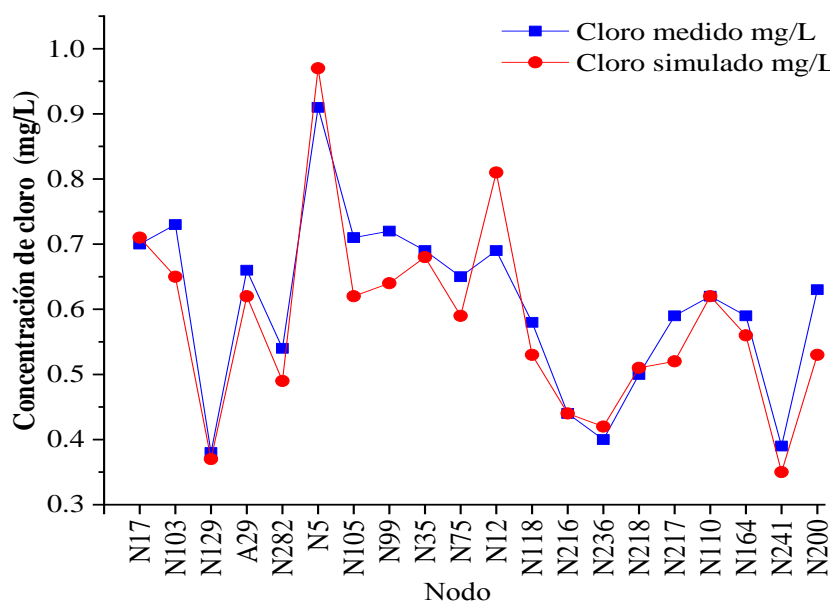


Figura 60: Informe de calibración (Comparación)

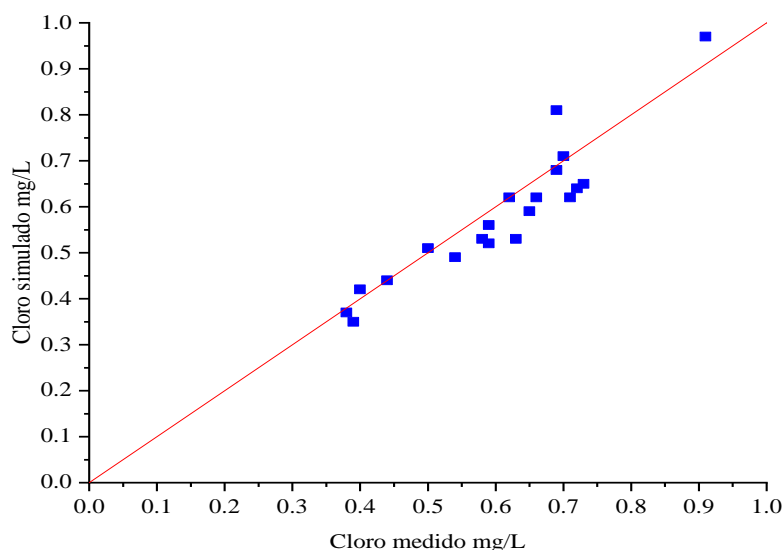


Figura 61: Informe de calibración (Correlación)

Los resultados de la eficiencia de calibración se presentan en el Cuadro 32, en donde se puede observar que el índice de Nash-Sutcliffe (E), tiene un valor de 0,8047; el error cuadrático medio normalizado (RSR) tiene un valor de 0,4418, los cuales representan una calificación “muy buena”. El coeficiente de correlación de Pearson (R) fue de 0,9301, lo cual representa una calificación positiva significativa. Por tanto se puede deducir que el modelo está bien calibrado para el cloro residual libre.

Los resultados de la modelación permitieron predecir los cambios espaciales y temporales de las concentraciones de cloro en la red; así como, determinar las tasas mínimas posibles de dosificación de cloro, siempre cumpliendo con la normativa ecuatoriana para cloro residual, manteniendo una concentración por encima de 0,3 mg/L.

4.3.8 Validación del modelo de decaimiento de cloro residual

La validación se llevó a cabo con otros 11 datos de cloro residual medido en campo, diferente a los usados en la calibración. En la figura 62, se presentan los errores en cada uno de los nodos obtenidos en el informe de EPANET. En la figura 63 se puede observar la correspondencia entre los valores simulados y los medidos en campo.

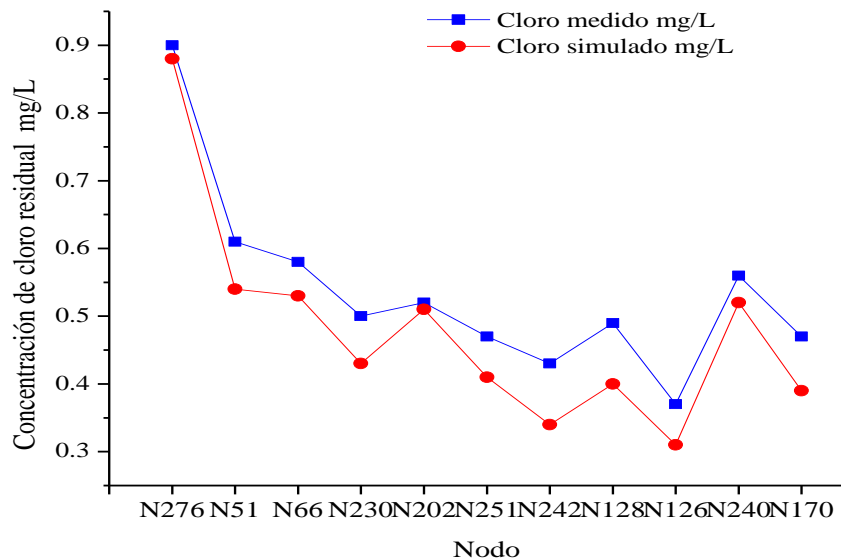


Figura 62: Informe de calibración (Comparación)

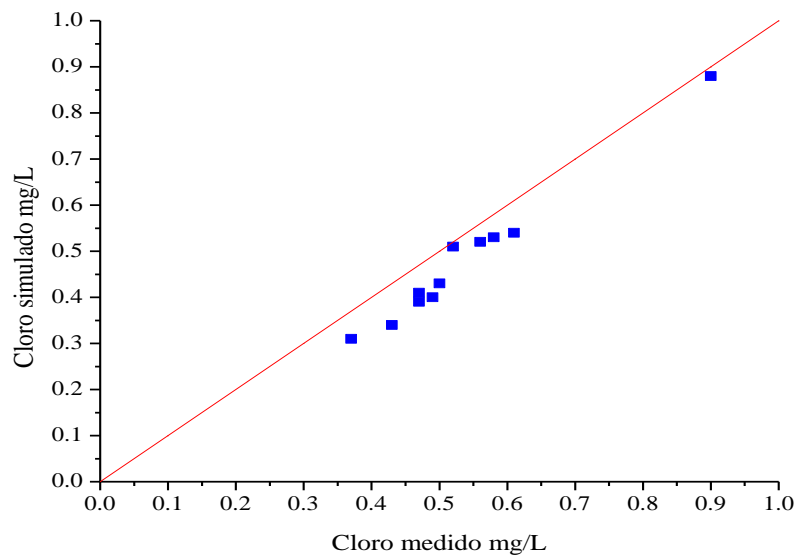


Figura 63: Informe de calibración (Correlación)

Los resultados de la eficiencia de validación se presentan en el cuadro 32, en donde se puede observar que E tiene un valor de 0,7693; RSR tiene un valor de 0,4802; los cuales representan una calificación “muy buena”, en tanto R de Pearson tiene un valor de 0,9898, lo cual representa una calificación positiva significativa. Lo que confirmó que el modelo de decaimiento de cloro es válido, presentando una considerada aproximación con la realidad de la red de abastecimiento.

En el cuadro 32 se presenta un resumen de la evaluación de la eficiencia de la calibración del modelo de decaimiento de cloro, se empleó el índice de Nash-Sutcliffe (E), el error cuadrático medio normalizado (RSR) y el coeficiente de correlación de Pearson; se presenta una calificación de cada índice según los criterios del cuadro 9.

Cuadro 32: Índices de eficiencia de la validación de la calibración y validación del modelo de decaimiento de cloro

Índice	Calibración		Validación	
	Valor	Calificación	Valor	Calificación
E	0,8047	muy bueno	0,7693	muy bueno
RSR	0,4418	muy bueno	0,4802	muy bueno
R	0,9301	positiva perfecta	0,9898	positiva perfecta

Por tanto, se puede decir que el rendimiento del modelo con E y RSR es “muy bueno”, de acuerdo con los niveles reportados en el Cuadro 32. Igualmente el valor de R obtenido indica una correlación positiva significativa.

4.3.9 Análisis de sensibilidad del modelo

La figura 64 muestra los efectos de los parámetros seleccionados durante el análisis de sensibilidad del modelo de decaimiento de cloro. El parámetro kb tiene el efecto más significativo sobre la concentración de cloro residual en la red de distribución. Una variación del 30% en el parámetro kb disminuye la concentración de cloro en 21%. El parámetro kw muestra el menor efecto de variación sobre la concentración de cloro simulado en la red de distribución. Una variación del 30% en el parámetro kw disminuye la concentración de cloro en 8%.

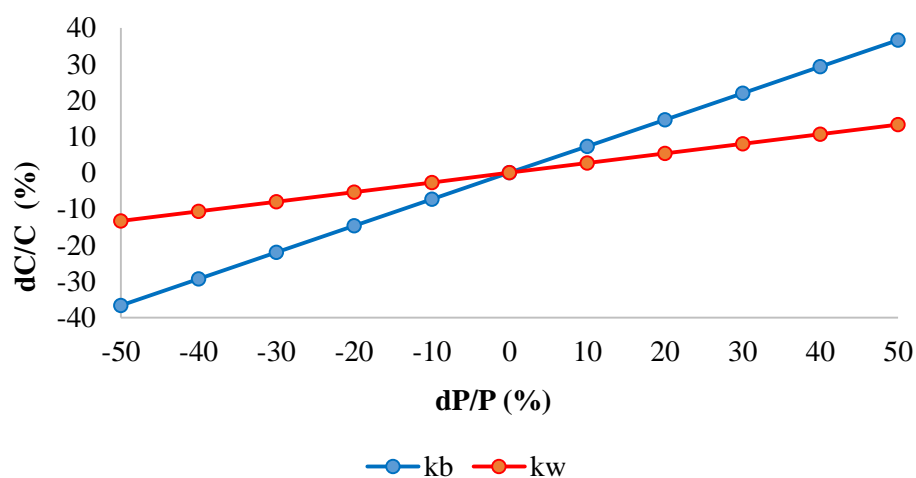


Figura 64: Sensibilidad de la concentración de cloro simulada por el modelo ante cambios de los parámetros kb y kw en la red de distribución. dC/C es el cambio relativo de la concentración de cloro simulada y dP/P es el cambio relativo en los valores de los parámetros del modelo

Según el análisis de sensibilidad el factor que más contribuye al decaimiento de cloro residual es k_b . Los resultados muestran que el parámetro k_w es menos sensible al decaimiento de cloro residual.

4.3.10 Exploración del modelo de decaimiento de cloro

Una vez obtenido el modelo de decaimiento de cloro residual perfectamente calibrado y validado, se pudo generar gráficas que ayudaron a entender y observar de mejor manera los resultados obtenidos.

a. Variación temporal de la concentración de cloro residual

El modelo de decaimiento de cloro obtenido permite predecir la concentración de cloro en toda la red. Los resultados de la primera simulación del modelo de calidad, usando una concentración inicial en el tanque de 1,0 mg/L se presentan en la figura 65 y figura 66. A la hora de máximo consumo (9 am) se puede visualizar la distribución de cloro (mg/L) en toda la red (Figura 65). En la figura 66, se presenta la concentración de cloro en la hora de menor demanda (2 am). A las 2 am se incrementa el número de nodos con concentraciones de cloro menor a 0,3 mg/L.

En toda la red, a la hora de máximo consumo (9 am), el 98 % de los nodos están sobre los 0,3 mg/L y el 2% no cumplen con el estándar ya tienen concentraciones menores a 0,3 mg/L. A la hora de menor consumo (2 am), el 96 % de los nodos están sobre los 0,3 mg/L y el 4% no cumplen con la normativa. Esto puede deberse, a que se reduce las velocidades de flujo de agua durante las horas de menor consumo, con lo cual aumenta la constante de decaimiento de cloro, acelerando el decaimiento del desinfectante. Los nodos que no cumplen con la concentración mínima recomendada (están en el rango de 0,16 a 0,29 mg/L) están ubicadas en las partes finales de la red ramificada y no necesariamente son las más alejadas al tanque de distribución, igualmente en estos terminales de red, se presenta acumulación de sedimento, lo cual disminuye la concentración de cloro. Por lo tanto, el sistema, puede cumplir adecuadamente con los estándares de las pautas de calidad del agua, a excepción de los domicilios ubicados cerca de terminales de red.

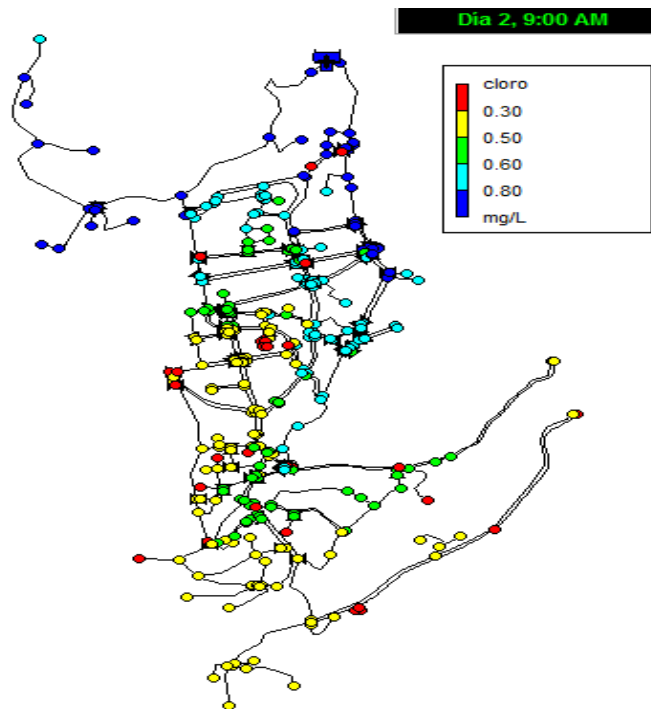


Figura 65: Concentración de cloro las 9am

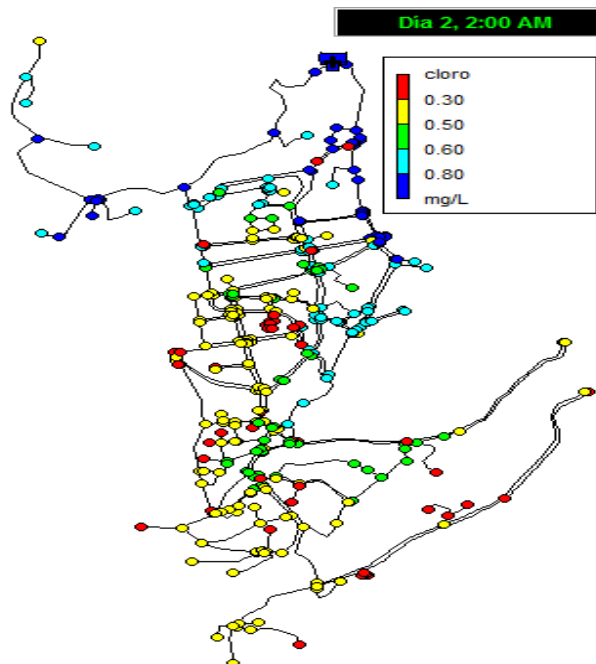


Figura 66: Concentración de cloro las 2am

La concentración de cloro en el tanque de distribución resultó de 4 a 5 veces superior comparando con los puntos más alejados de la red. Hay que mencionar que la simulación se realizó en periodo extendido, razón por la cual se tiene un porcentaje de alta confiabilidad. La dosis de cloro aplicada en las plantas de tratamiento alcanza a cubrir los requerimientos de la normatividad en cuanto se refiere a la concentración de cloro libre en la zona de estudio (en un 98%), sólo en ciertos tramos se presentan concentraciones

por debajo límite mínimo establecido en la norma ecuatoriana (2%). Para mitigar estos pocos nodos con bajos niveles de cloro, se recomienda ubicar un punto alterno de redosificación de cloro o buscar otra solución que esta fuera del alcance de estudio. Una alternativa podría ser, realizar lavados de la red en los nodos donde se presentan niveles bajos de cloro, estos nodos se presentan en los terminales de la red.

Se hizo un monitoreo horario de la concentración de cloro en el tanque de distribución. Los resultados del monitoreo se presentan en la figura 67, se puede observar que el menor valor obtenido en el tanque de distribución es 0,64 mg/L y el máximo fue de 0,87 mg/L, el valor promedio fue de 0,80 mg/L. Los resultados muestran que el 33% del tiempo, las concentraciones a la salida del tanque están por debajo de 0,8 mg/L y el 77% está sobre los 0,8 mg/L.

La concentración de cloro residual a la salida de la planta de tratamiento de agua durante los ensayos estuvo en el rango de 0,8 a 1,12 mg/L, con un valor promedio de 1,01mg/L. A la salida del tanque de distribución está en el rango de 0,64 – 0,87 mg/L, con un valor promedio de 0,80 mg/L.

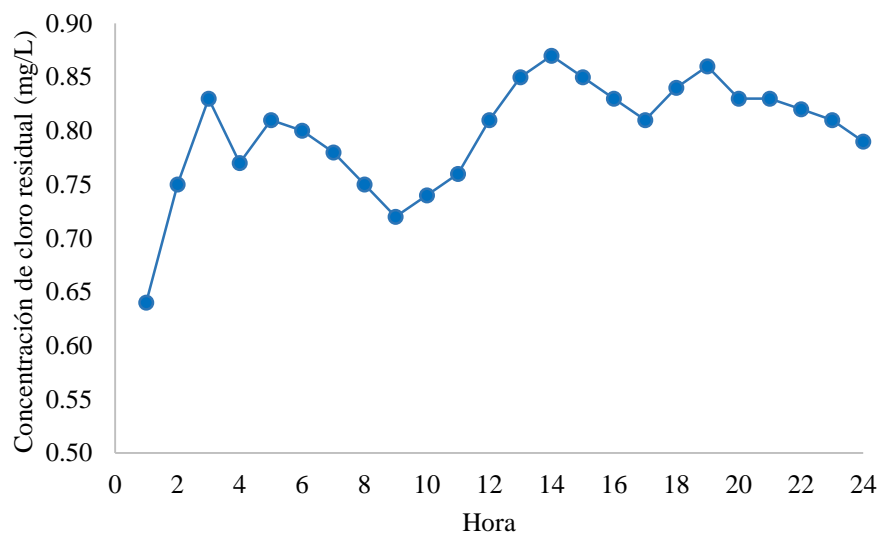


Figura 67: Concentración horaria de cloro en el tanque de distribución

Se hicieron simulaciones independientes, usando el menor valor de cloro medido en el tanque (0,64 mg/L), el valor promedio (0,80 mg/L) y el valor máximo obtenido en la planta de tratamiento (1,12 mg/L). Los resultados se presentan en la figura 68, los cuales indican que una concentración inicial de cloro de 1,12 mg /L es ideal para mantener un residual cercano a 0,3 mg/L en toda la red. Por el contrario, una concentración inicial de cloro de 0,64 mg /L, ocasiona que el 48 % de los nodos estén por debajo de los 0,3 mg/L.

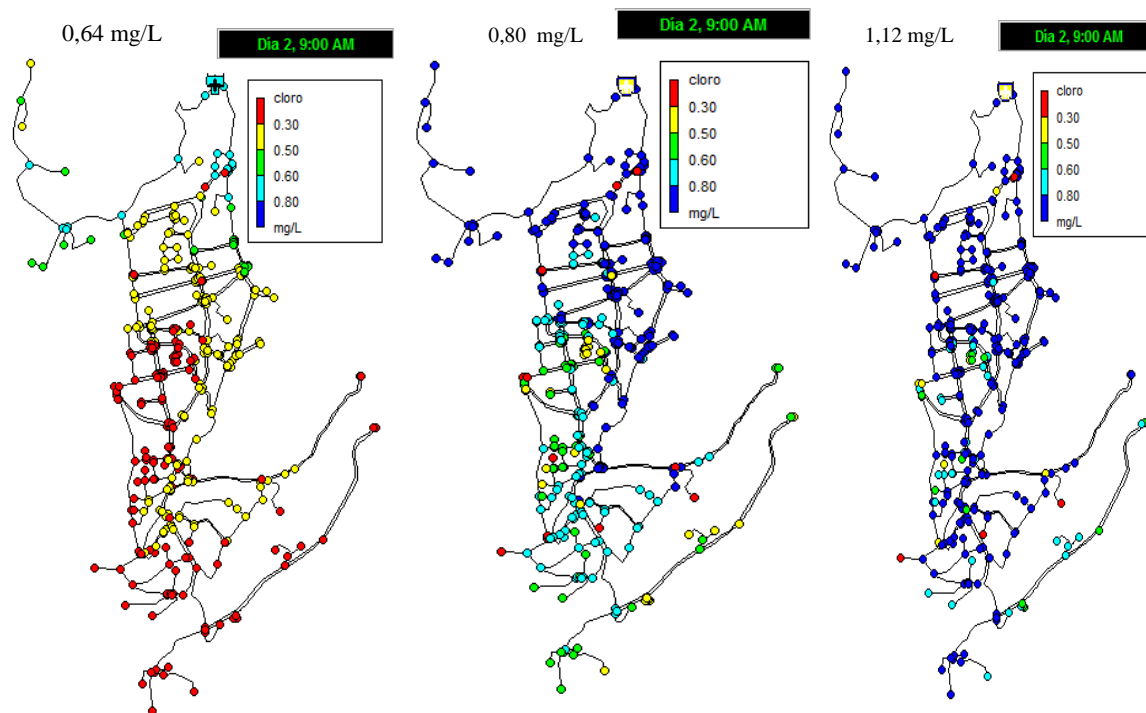


Figura 68: Variación de la concentración de cloro residual en la red de abastecimiento a diferentes concentraciones iniciales en el tanque de distribución

Usando en la simulación una concentración inicial de 0,8 mg/L, que es el valor promedio medido en el tanque de distribución, ocasiona que el 2,5 % de los nodos estén por debajo de la normativa. Es decir únicamente en 10 nodos de los 387 existentes, la concentración de cloro es inferior a 0,3 mg/L. Una alternativa para solucionar este inconveniente, podría ser, realizar lavados de la red en los nodos donde se presentan niveles de cloro inferiores a la normativa, ya que, estos nodos se presentan en los terminales de la red.

Hay que recalcar, que la dosis de cloro no se mantuvo constante en el tanque de distribución, considerando el valor promedio de 0,8 mg/L, el cloro medido en el tanque de distribución se reduce considerablemente alrededor del 62,5 % en la red.

b. Estabilización del cloro residual

Se realizó una simulación durante 24 horas, durante este tiempo se analizó si los niveles de cloro se terminaron de estabilizar, es decir, si en todos los nodos existe presencia de cloro. En la figura 69 se muestra que el cloro empieza a estabilizarse a partir de las 12 horas de simulación, pero a esa hora en algunos nodos más alejados del tanque de distribución, el cloro tiene aún concentraciones inferiores al límite permisible. Luego de una serie de ensayos y simulaciones, se estableció que el tiempo necesario para estabilizar

las concentraciones de cloro en la red está cercano a las 14 horas, razón por la cual este tiempo se considera como tiempo de estabilización. Esto significa, que por cualquier eventualidad que podría producirse, como por ejemplo, un corte del servicio de agua en toda la red, ocasionada por el desabastecimiento del tanque de distribución, implica que una vez que se reestablezca el servicio de agua, se tendría que esperar 14 horas para que los niveles de cloro se mantenga sobre los 0,3 mg/L en toda la red de distribución.

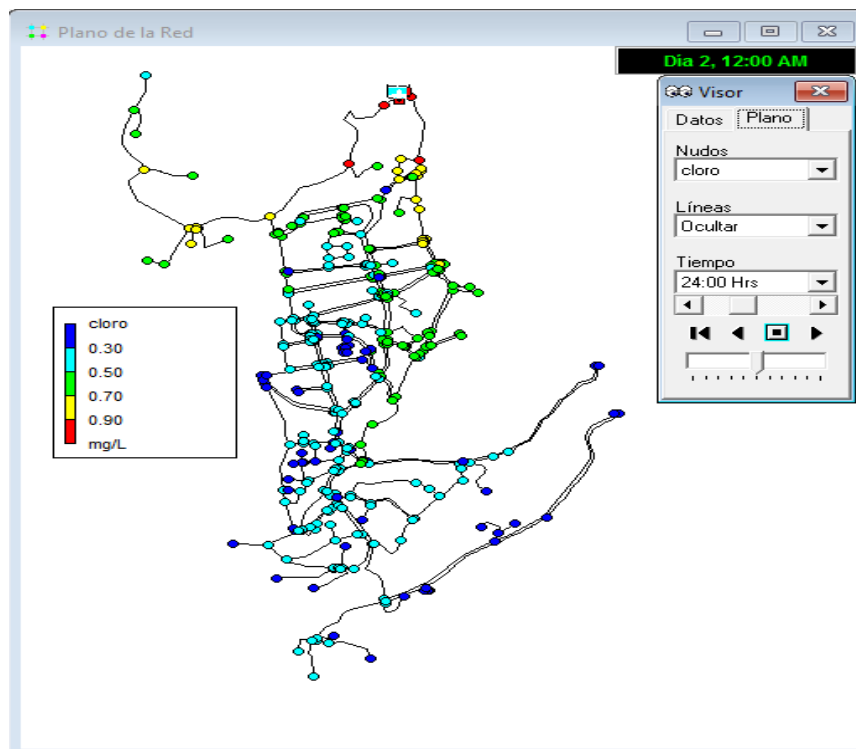


Figura 69: Estabilización de cloro

En la figura 70 se presenta la concentración de cloro libre en uno de los nodos que se ubica al final de la red, es decir, el más alejado al tanque de distribución y que necesita 14 horas para la estabilización.

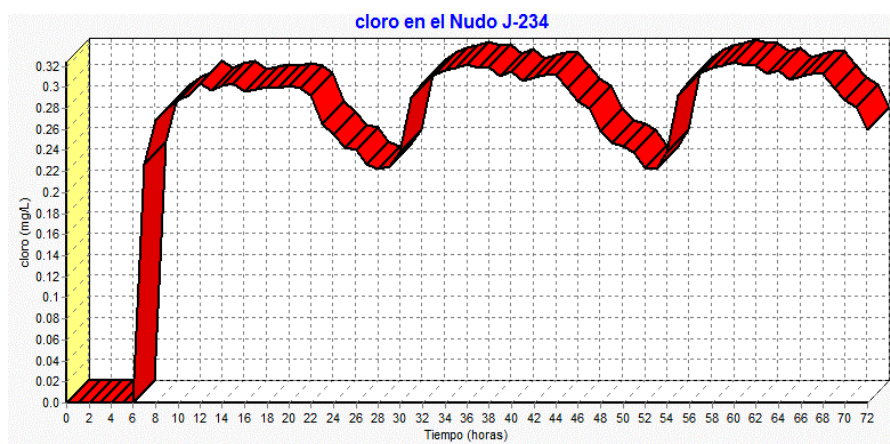


Figura 70: Tiempo de estabilización en el nodo más alejado

En la figura 71 se observa que el tiempo de estabilización para un nodo ubicado cerca del tanque de distribución es de media hora. En la figura 72 se observa que el tiempo de estabilización para un nodo intermedio es de 2 horas y media. En la figura 73 se observa que el tiempo de estabilización para un nodo lejano del tanque de distribución es de 10 horas.

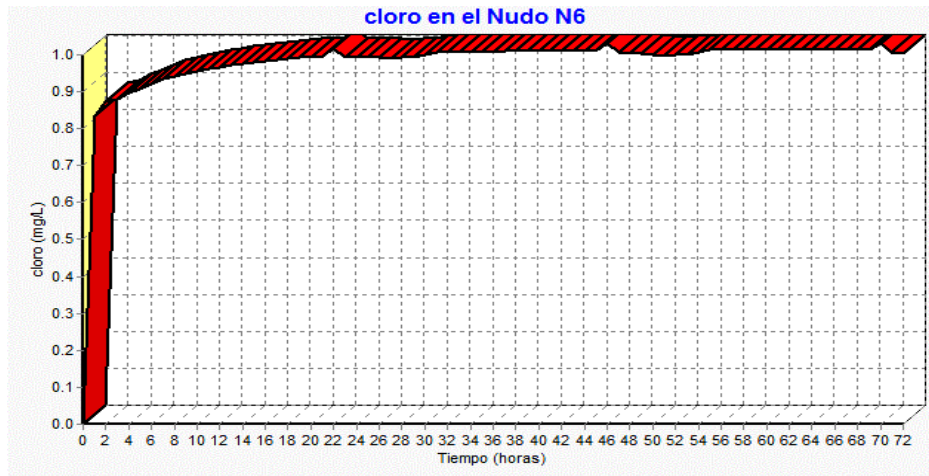


Figura 71: Tiempo de estabilización un nodo cercano al tanque de distribución

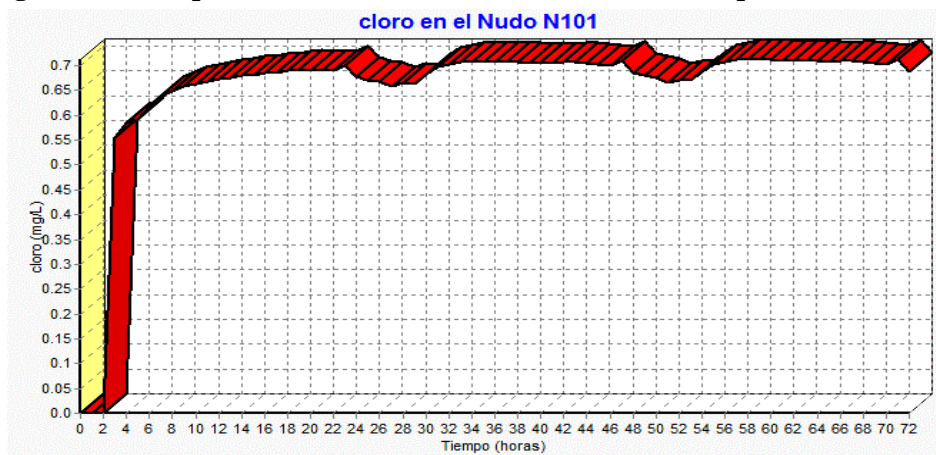


Figura 72: Tiempo de estabilización un nodo intermedio al tanque de distribución

En la figura 73 se observa que el tiempo de estabilización para un nodo lejano del tanque de distribución es de 10 horas.

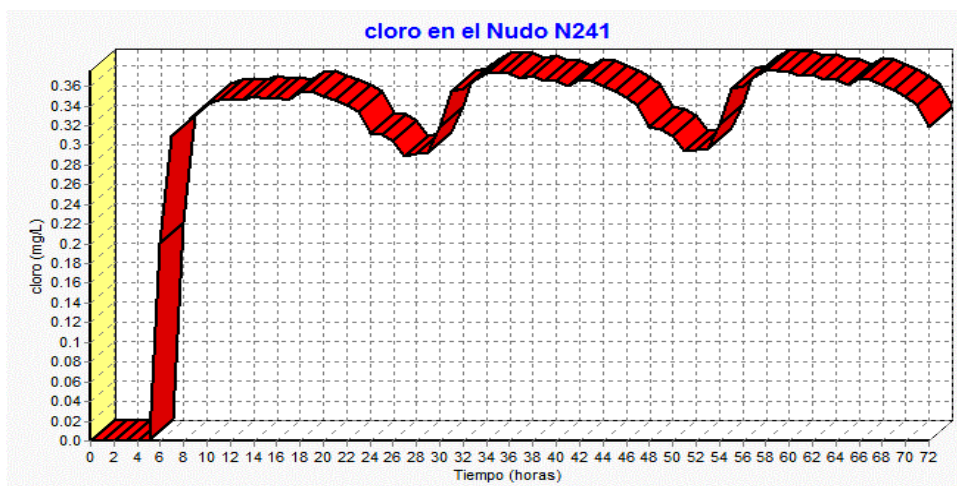


Figura 73: Tiempo de estabilización un nodo lejano al tanque de distribución

La dosis de cloro aplicada en las plantas de tratamiento alcanza a cubrir los requerimientos de la normatividad en cuanto se refiere a la concentración de cloro libre en la zona de estudio, sólo en un 2 a 3% de los nodos se presentan concentraciones por debajo del límite mínimo establecido en la norma ecuatoriana.

El modelo matemático obtenido en esta investigación permitió simular la concentración de cloro en la red de la zona alta, en la ciudad de Azogues, Ecuador. Este modelo se basa en el decaimiento del cloro en el tiempo durante el transporte del agua en la red. Realizando simulaciones se pudo observar el avance del cloro e identificar qué áreas o partes de la red tiene concentraciones del cloro inferiores a la establecida por las normas INEN 1108. Como los nodos donde se presentan baja concentración de cloro están ubicados en los terminales de la red, se recomienda a la EMAPAL, realizar un plan de mantenimiento para el lavado de estos nodos, ya que, justamente al estar ubicados en los terminales de la red, el sedimento tiende a depositarse en estos nodos, lo que podría estar ocasionando el rápido decaimiento del cloro residual.

V. CONCLUSIONES

En la presente investigación se desarrolló un modelo de decaimiento del cloro libre usando el programa EPANET en el sistema de distribución de agua potable de la ciudad de Azogues-Ecuador, la cual está operada por la EMAPAL EP; de esta manera se simuló el comportamiento hidráulico de la red y la evolución de cloro libre en la misma; así como se estableció la relación del cloro residual en la corrosión de las tuberías de cobre que transportan agua desde la tubería matriz hasta los domicilios; de los resultados obtenidos se establecen las siguientes conclusiones:

La información de la calidad del agua y las características hidráulicas del sistema, demostró que existe una tendencia corrosiva en la red de distribución de agua potable.

1. Los valores de temperatura, sólidos totales disueltos, alcalinidad, dureza de calcio, sulfato y cloruro obtenidos en este estudio fueron admisibles de acuerdo con las regulaciones ecuatorianas.
2. Los valores promedio de los índices de corrosión obtenidos en este estudio indicaron una corrosión significativa. Los resultados obtenidos fueron: LSI: -1,39; RSI: 10,02 y LRI: 0,58, indicaron una tendencia corrosiva significativa del agua potable distribuida en la ciudad de Azogues.
3. El parámetro más crítico encontrado para el LSI y RSI es el pH, así como la baja alcalinidad y baja dureza; mientras que, para el índice de Larson-Stolk, el parámetro más crítico es el sulfato.
4. El cálculo de corrosión causado por el agua se basa únicamente en los parámetros químicos físicos propuestos por Langelier, Ryznar y Larson-Skold; que no es tan exacto, estos índices no considera otros factores o condiciones que prevalecen en una red de agua potable típica, como el oxígeno disuelto, el cloro residual y la temperatura ambiente.

5. Las tasas de corrosión de cobre y la cantidad de cobre liberada determinada mediante la prueba de cupones de corrosión fueron consistentes con los resultados visuales observados en las placas después de los periodos de ensayos.
6. Se comprobó que la presencia de cloro residual comúnmente empleado para la desinfección del agua potable causa un aumento de cobre disuelto en el agua conducida en las tuberías construidas de este material.
7. Si bien, el cloro residual es deseable para la protección contra el rebrote bacteriano, sin embargo, puede estimular la corrosión de las tuberías de cobre.
8. Agua potable con contenido de cloro residual superior a 1 mg/L disolverá más fácilmente las tuberías de cobre.

La elaboración del modelo hidráulico permitió analizar el funcionamiento de la red de abastecimiento de agua potable y el comportamiento del flujo de agua en la red

9. De acuerdo con la calibración y validación realizada en el modelo hidráulico, así como en base a los resultados medidos y obtenidos por simulación en EPANET, se aceptó que, el modelo desarrollado tiene rendimientos “muy buenos”, según los índices de eficiencia en la calibración, $E=0,9862$, $RSR=0,1171$ y $R_{\text{Pearson}}=0,9954$, lo cual proporciona confiabilidad del modelo hidráulico de la red de tuberías bajo estudio.
10. La calibración del modelo hidráulico presentó resultados positivos, ya que las desviaciones entre los datos simulados y observados en el campo fueron muy bajas, representando favorablemente la red estudiada. Para obtener un ajuste fino de datos, fue necesario modificar los coeficientes de rugosidad de algunas tuberías de red, así como la demanda base en algunos nodos.
11. En el análisis de los resultados de la simulación, se consideraron las variables hidráulicas de velocidad de flujo, caudal y presión. A pesar de existir bajas velocidades en algunas tuberías, pero altas presiones en los nodos, la red permite que el agua se suministre continuamente a los usuarios.
12. Se encontraron presiones excesivas en algunos nodos, por lo que la operación de la red se mejoraría significativamente mediante la instalación de válvulas reductoras de presión (VRP). Simulando la implementación de dos VRP, se incrementó el porcentaje de las presiones adecuadas de un 59,84 a un 90,67%
13. Los índices de rendimiento técnico (IRT) encontrados en la red de distribución fueron: $IRT_{\text{press}}=79,81\%$, $IRT_{\text{vel}}=19,05\%$ e $IRT_{\text{edad}}=99,98\%$. Simulando con la

implementación de dos VRP; los nuevos índices fueron de $IRT_{press}=97,45\%$, $IRT_{vel}=20,58\%$ e $IRT_{edad}=99,22\%$

14. Simulando la implementación de las dos VRP, las pérdidas de agua por fugas disminuirían en 120,8 m³/d, reduciéndose un 31,65% de fugas.

15. El modelo hidráulico obtenido proporciona una herramienta útil en la operación de la red de tuberías de agua. Permitirá a los técnicos de EMAPAL controlar mejor el servicio de gestión del agua, siendo una herramienta fundamental para la toma de decisiones y para la gestión diaria de la red, lo cual garantizará un suministro continuo de agua potable a la presión y calidad requeridas para todos los consumidores en el sistema de suministro.

La elaboración del modelo de decaimiento de cloro permitió analizar la concentración y evolución de cloro libre en el sistema de abastecimiento de agua potable

16. El modelo matemático obtenido en esta investigación permitió simular la concentración de cloro en la red de la zona alta de la ciudad de Azogues-Ecuador. Realizando simulaciones, se pudo observar el avance del cloro e identificar qué áreas o partes de la red tiene concentraciones del cloro inferiores a la establecida por la normativa.

17. Se llevó a cabo una investigación experimental para determinar las constantes cinéticas de decaimiento del cloro con la masa de agua (k_b) y con la pared de las tuberías (k_w). La mayoría de estudios realizados en otras partes, solo determinan experimentalmente k_b , usando valores de k_w tomados de la literatura. Los valores obtenidos experimentalmente fortalecen este estudio.

18. Los valores de los coeficientes de decaimiento del cloro, tanto el coeficiente promedio de descomposición en masa (k_b) y el coeficiente de decaimiento global (K) fueron determinados en campo, lo cual ayudo a obtener datos de modelación más ajustados a la realidad del sistema de abastecimiento. Los valores promedios de k_b , K , k_{wall} y k_w fueron 3,71 d⁻¹; 5,05 d⁻¹; 1,34 d⁻¹ y 0,066 m·d⁻¹ respectivamente. El alto valor de k_b comparado con otros estudios aplicados en diversos lugares, pueden deberse que el agua potable de este estudio podría contener una mayor concentración de materia orgánica. El proceso experimental reveló que el k_w depende de la velocidad de flujo de agua.

19. De acuerdo con la calibración y validación realizada en el modelo de decaimiento de cloro, así como en base a los resultados medidos y obtenidos por simulación en EPANET, se aceptó que, el modelo desarrollado tiene rendimientos “muy buenos”, según los índices

de eficiencia en la calibración, $E=0,8047$, $RSR=0,4418$ y $R_{\text{Pearson}}=0,9301$, lo cual proporciona confiabilidad del modelo.

20. Según el análisis de sensibilidad, el factor que más contribuye al decaimiento de cloro residual es kb. Los resultados mostraron que el parámetro kw es menos sensible al decaimiento de cloro residual.
21. El modelo de decaimiento de cloro residual presentado en este estudio predice con bastante exactitud la concentración de cloro en la red de agua. Es posible identificar los puntos donde se puede necesitar de una cloración adicional. Esto resultaría en un ahorro sustancial de costos para EMAPAL, y una mejora en la calidad del agua potable, asegurando la salud de los consumidores.
22. En base al modelo de calidad calibrado se determinó que la dosificación promedio de cloro (1,12 mg/L) utilizado en las plantas potabilizadoras garantizaría la presencia del cloro residual en toda la red de abastecimiento de la zona alta; se obtendría en el tanque de la zona alta un promedio de 0,87 mg/L y en los domicilios un promedio de 0,56 mg/L cumpliendo con lo recomendado en la norma NTE INEN 1108:2014 de 0,3 mg/L a 1,5mg/L. Por tanto es necesario mantener una concentración de 1,12 mg/L de cloro en la planta de tratamiento.
23. El modelo hidráulico y el modelo de decaimiento de cloro residual en la línea de suministro de la zona alta de la ciudad de Azogues realizado en EPANET, permite predecir los comportamientos hidráulicos y los niveles de cloro que se dan en cualquier punto de la red de distribución. Usando este modelo implementado en EPANET, permitirá a los técnicos de la EMAPAL monitorear los niveles de cloro en la red, sin tener que hacer el monitoreo físicamente, lo cual reduciría costos de operación de la empresa y sobre todo asegurar la calidad del agua, garantizando la salud de los consumidores.

VI. RECOMENDACIONES

1. La estabilización del agua potable en la planta de tratamiento, antes de ingresar al sistema de suministro es un factor importante que debe tenerse en cuenta para el control y prevención del potencial de corrosión.
2. El uso del modelo de decaimiento de cloro residual permitirá disminuir los monitoreos y análisis de cloro residual, sin embargo se recomienda un monitoreo mensual, afín de comprobar la eficiencia del modelo, comparando los valores medidos con los simulados.
3. Continuar investigaciones, tal como la influencia del oxígeno disuelto del agua en la corrosión de las tuberías.
4. Debido al rápido decaimiento de cloro residual, se sugiere realizar monitoreos del contenido de carbono orgánico total y la posible existencia de trihalometanos.
5. Estudiar el decaimiento del cloro residual en todos los tanques de distribución de la ciudad de Azogues.
6. Monitorear el cloro residual en las cisternas de los domicilios, ya que en el monitoreo efectuado, se pudo detectar que, en algunos domicilios que se abastecían de cisternas, no hubo presencia de cloro residual.

VII. BIBLIOGRAFÍA

Abdullah, M; Yee, L; Ata, S; Abdullah, A; Ishak, B; Abidin, K. 2009. The study of interrelationship between raw water quality parameters, chlorine demand and the formation of disinfection by-products. *Physics and Chemistry of the Earth* 34(13-16): 806-811.

Abokifa, A; Yang, J; Lo, CS; Biswas, P. 2016. Water quality modeling in the dead end sections of drinking water distribution networks. *Water Research* 89: 107-117.

Academic Press, I. 1994. Appendix A : Chlorinated Inorganic Chemicals. *Regulatory toxicology and Pharmacology* 670: 653-670.

Ahn, J; Lee, S; Choi, K; Koo, J. 2012. Application of EPANET for the determination of chlorine dose and prediction of THMs in a water distribution system. *Sustainable Environment Research* Vol. 22(Issue 1): p31-38.

Alcocer-Yamanaka, VH.; Tzatchkov, V.; Arreguín-Cortés, F. 2004. Modelo de la calidad del agua en redes de distribución. *Ingeniería Hidráulica en México* 19: 77-88.

Al-Jasser, AO. 2007. Chlorine decay in drinking-water transmission and distribution systems: Pipe service age effect. *Water research* 41(2): 387-396.

Allen, R. Network analysis—the real story. 1987. III International Conference on applications for water supply and distribution. Ed Leicester Polytechnic, United Kingdom.

Al-Rawajfeh, A; Al-Shamaileh, E. 2007. Assessment of tap water resources quality and its potential of scale formation and corrosivity in Tafila Province, South Jordan. *Desalination* 206(1-3): 322-332.

Al-Zahrani, MA. 2014. Modeling and Simulation of Water Distribution System: A Case Study. *Arabian Journal for Science and Engineering* 39: 1621-1636.

Aldana, MJ; López, FS. 2017. Water Distribution System of Bogotá City and Its Surrounding Area, Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá - EAB E.S.P. *Procedia Engineering*

186: 643-653.

Alsaqqar, A; Khudair, B; Ali, S. 2014. Evaluating Water Stability Indices from Water Treatment Plants in Baghdad City. *Journal of Water Resource and Protection* 6(14): 1344-1351.

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.

Ammar, TA.; Abid, KY; El-Bindary, AA; El-Sonbati, AZ. 2014. Chlorine dioxide bulk decay prediction in desalinated drinking water. *Desalination* 352: 45-51.

Araya, A; Sánchez, LD. 2018. Residual chlorine behavior in a distribution network of a small water supply system. *Journal of Water Sanitation and Hygiene for Development* 8: 349-358.

Aşçhilean, I; Giurca, I. 2018. Choosing a water distribution pipe rehabilitation solution using the analytical network process method. *Water (Switzerland)* 10: 484.

ASTM. 2004. Designation: G 31 – 72 (Reapproved 2004). Standard Practice for Laboratory Immersion Corrosion Testing of Metals. American Society for Testing and Materials. USA.

ASTM, 2688. 2005. Designation: D 2688 – 05 Standard. Standard Test Method for Corrosivity of Water in the Absence of Heat Transfer (Weight Loss Method). American Society for Testing and Materials. United States.

ASTM, G-03. 2003. ASTM G1 - 03 Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens. In *Annual Book of ASTM Standards*; ASTM International: West Conshohocken. USA.

ASTM G1-03. 2011. Standard practice for preparing, cleaning, and evaluating corrosion test specimens.

Atlas, D; Coombs, D; Zajicek, O. 1982. The corrosion of copper by chlorinated drinking waters. *Water Res.* 16: 693-698.

Avesani, D; Righetti, M; Rigiietti, D; Bertola, P. 2012. The extension of EPANET source code to simulate unsteady flow in water distribution networks with variable head tanks. *Journal of Hydroinformatics* 2012: 960-974.

AWWA (American Water Works Association), (1999). “Calibration Guidelines for Water Distribution System Modeling”, Proceedings of AWWA 1999 ImTech Conference. Engineering Computer Applications Committee.

Ayad, A; Awad, H; Yassin, A. 2013. Developed hydraulic simulation model for water pipeline networks. Alexandria Engineering Journal 52(1): 43-49.

Ayandiran, TA; Fawole, OO; Dahunsi, SO. 2018. Water quality assessment of bitumen polluted Oluwa River, South-Western Nigeria. Water Resources and Industry 19: 13-24.

Baboian, R. 2005. Corrosion Tests and Standards: Application and Interpretation. U.S.A., ASTM International, 2nd Edition, ASTM Manual Series, West Conshohocken.

Bajares, RA; Di Mella, L. 2015. Study of the Corrosion Rate in the Couple of Steels ASTM A-36 and AISI/SAE 304 in a Water-coke of Petroleum System. Procedia Materials Science 8(1985): 702-711.

Balacco, G; Carbonara, A; Gioia, A.; Iacobellis, V; Piccinni, AF. 2017. Evaluation of peak water demand factors in puglia (Southern Italy). Water (Switzerland) 9(2): 96.

Barrenechea, M; De Vargas, L; Maldonado, Y. 2004. Desinfección. Tratamiento de agua para consumo humano. Plantas de filtración rápida. Manual I: Teoría 2004.

Basha, H.; Kassab, B. 1996. Analysis of water distribution systems using a perturbation method. Applied Mathematical Modelling 20(95).

Berardi, L; Simone, A; Laucelli, D; Giustolisi, O. 2017. Feasibility of mass balance approach to Water Distribution Network model calibration. Procedia Engineering 186: 551-558.

Bigoni, R.; Sorlini, S.; Collivignarelli, M. C.; Berbenni, P. 2014. Drinking water quality assessment and corrosion mitigation in the hospital water supply system of Chacas Village (Perú). Revista Ambiente & Água 9(3): 379-389.

Biswas, P; Lu, C; Clark, R. 1993. A model for chlorine concentration decay in pipes. Water Research 27(12): 1715-1724.

Blokker, M; Vreeburg, J; Speight, V. 2014. Residual chlorine in the extremities of the drinking water distribution system: The influence of stochastic water demands. Procedia Engineering

70: 172-180.

Boccelli, D; Tryby, M; Uber, J; Summers, R. 2003. A reactive species model for chlorine decay and THM formation under rechlorination conditions. *Water Research* 37: 2654-2666.

Boero, R; Pasqualini, D. 2017. Regional water coefficients for U.S. industrial sectors. *Water Resources and Industry* 18: 60-70.

Boulay, N; Edwards, M. 2001. Role of temperature, chlorine, and organic matter in copper corrosion by-product release in soft water. *Water Research* 35(3): 683-690.

Boulos, PF.; Wood, DJ. 1990. Explicit calculation of pipe-network parameters. *Journal of Hydraulic Engineering* 116(11): 1329-1344.

Boulos, P; Altman, T; Jarrige, P; Collevati, F. 1994. An event-driven method for modelling contaminant propagation in water networks. *Applied Mathematical Modelling* 18: 84-92.

Boyd, G; Wang, H; Britton, M; Howie, D; Wood, D; Funk, J; Friedman, M. 2004. Intrusion within a Simulated Water Distribution System due to Hydraulic Transients. I: Description of Test Rig and Chemical Tracer Method. *Journal of Environmental Engineering* 130(7): 774-777.

Braghetta, A; Jacangelo, J; Rhodes, T; Meheus, J; Montgomery, W. 1997. *The Practice of Chlorination: Application, Efficacy, Problems and Alternatives*. International Water Supply Association 1997.

Cai, L; Wang, R; Ping, J; Jing, Y; Sun, J. 2015. Water supply network monitoring based on demand reverse deduction (DRD) technology. *Procedia Engineering* 119: 19-27.

Castillo Montes, J; Hamdani, F; Creus, J; Touzain, S; Correc, O. 2014. Impact of chlorinated disinfection on copper corrosion in hot water systems. *Applied Surface Science* 314: 686-696.

Castro, P; Neves, M. 2003. Chlorine decay in water distribution systems case study - Lousada network. *Environmental 2010: Situation and Perspectives for the European Union* 2(2): 1-6.

Çengel, Y.; Cimbala, J. 2006. *Fluid Mechanics: Fundamentals and Applications*. New York, McGraw-Hill.

Cesario, L., 1995. *Modeling, Analysis, and Design of Water Distribution Systems*. American Water Works Association.

- Chapra, S. 1977. Surface Water-Quality Modeling. Ed. McGraw-Hill. New York, USA, s.e., 317-343.
- Chen, X; Chen, YD; Xu, C. 2007. A distributed monthly hydrological model for integrating spatial variations of basin topography and rainfall. *Hydrological Processes* 21: 242-252.
- Choi, J; Gyu, B; Hong, S. 2015. Effects of NF treated water on corrosion of pipe distribution system and its implications to blending with conventionally treated water. *Desalination* 360: 138-145.
- Chowdhury, S; Champagne, P; McLellan, PJ. 2009. Models for predicting disinfection byproduct (DBP) formation in drinking waters: A chronological review. *Science of the Total Environment* 407(14): 4189-4206.
- Clark, P; Millette, J. 2015. Aggressive Water : Assessing the Extent of the Problem. *American Water Works Association* 72(5): 262-266.
- Clark, R. 1997. Kinetics of chlorine decay. *American Water Works Association* 89(7): 54-65.
- Clark, R. 2011. Drinking Water Distribution Systems : Their Role in Reducing Risks and Protecting Public Health. *Encyclopedia of Environmental Health* 14(1985): 158-166.
- Comisión Nacional del Agua. 2007. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Ed. S de MA y R Naturales. México, s.e.
- Comisión Nacional del Agua. 2008. Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable. *Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales* 2008: 1-242.
- Courtis, BJ; West, JR; Bridgeman, J. 2009. Temporal and Spatial Variations in Bulk Chlorine Decay within a Water Supply System. *Journal of Environmental Engineering* 135: 147-152.
- Creaco, E; Pezzinga, G. 2018. Comparison of Algorithms for the Optimal Location of Control Valves for Leakage Reduction in WDNs. *Water (Switzerland)* 10: 466.
- Cui, Y; Liu, S; Smith, K; Yu, K; Hu, H; Jiang, W. 2016. Characterization of corrosion scale formed on stainless steel delivery pipe for reclaimed water treatment. *Water Research* 88: 816-825.
- Deng, Y; Jiang, W; Sadiq, R. 2011. Modeling contaminant intrusion in water distribution

networks: A new similarity-based DST method. *Expert Systems with Applications* 38(1): 571-578.

Digiano, F; Zhang, W. 2005. Pipe section reactor to evaluate chlorine-wall reaction. *American Water Works Association* 97(1): 74-85.

Donohue, JM.; Lipscomb, J. 2002. Health advisory values for drinking water contaminants and the methodology for determining acute exposure values. *Science of the Total Environment* 288: 43-49.

Eisnor, JD; Gagnon, GA. 2003. A framework for the implementation and design of pilot-scale distribution systems. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA* 52(7): 501-519.

Fateh, A; Aliofkhazraei, M; Rezvanian, A. 2017. Review of corrosive environments for copper and its corrosion inhibitors. *Arabian Journal of Chemistry* 2017.

Fiessinger, F; Rook, J; Duguet, J. 1985. Alternative Methods for chlorination. *Science of The Total Environment* 47: 299-315.

Figueiredo, M. 2014. Modelling chlorine decay in drinking water supply systems. *Instituto*(1): 1-10.

Fisher, I; Kastl, G; Sathasivan, A. 2012. A suitable model of combined effects of temperature and initial condition on chlorine bulk decay in water distribution systems. *Water Research* 46(10): 3293-3303.

Fisher, I.; Kastl, G.; Sathasivan, A. 2011. Evaluation of suitable chlorine bulk-decay models for water distribution systems. *Water Research* 45(16): 4896-4908.

Fontanazza, C; Notaro, V; Puleo, V; Nicolosi, P; Freni, G. 2015. Contaminant intrusion through leaks in water distribution system: Experimental analysis. *Procedia Engineering* 119(1): 426-433.

Fogler, H. 2011. *Essentials of Chemical Reaction Engineering*. Ed. Pearson. Internatio Boston.

Galík, M.; Kriš, J.; Ilavský, J. 2015. Corrosion tests at the water treatment plant in jakubany.

GeoScience Engineering LX(4): 51-60.

García-Avila, F; Bonifaz-Barba, G; Donoso-Moscoso, S; Flores del Pino, L; Ramos-Fernández, L. 2018. Data in Brief Dataset of copper pipes corrosion after exposure to chlorine. Data in Brief 19: 170-178.

García, F; Ramos, L; Pauta, D; Quezada, D. 2018. Evaluation of water quality and stability in the drinking water distribution network in the Azogues city, Ecuador. Data in Brief 18: 111–123.

Gargano, R; Tricarico, C; Granata, F; Santopietro, S; De Marinis, G. 2017. Probabilistic Models for the Peak Residential Water Demand. Water 9(6): 417.

Garzón, A. 2014. Evaluación Patrones de Consumo y Caudal Máximos Instantáneos de Usuarios Residenciales en la Ciudad de Bogota. Bogota, Universidad Nacional de Colombia.

Geem, ZW. 2015. Multiobjective optimization of water distribution networks using fuzzy theory and harmony search. Water 7: 3613-3625.

Germanopoulos, G. A technical note on the inclusion of pressure dependent demand and leakage terms in water supply network models, Civil Eng. Systems, 2, (1985) 171–179.

Gopal, K; Tripathy, S; Bersillon, J; Dubey, S. 2007. Chlorination byproducts, their toxicodynamic and removal from drinking water. Journal Hazardous Materials 140(1-2): 1-6.

Grayman, W; Kshirsagar, S; Rivera, M; Ginsberg, M. 2012. An Improved Water Distribution System Chlorine Decay Model Using EPANET MSX. Water Management Modeling 2012: 367-376.

Gupta, AD; Bokde, N; Marathe, D; Kulat, K. 2017. Optimization techniques for leakage management in urban water distribution networks. Water Science & Technology: Water Supply 2017: 1-15.

Gupta, AD; Kulat, K. 2018. Leakage reduction in water distribution system using efficient pressure management techniques. Case study: Nagpur, India. Water Science & Technology: Water Supply | 2018: 1-12.

Hallam, NB; West, JR; Forster, CF; Powell, JC; Spencer, I. 2002. The decay of chlorine

associated with the pipe wall in water distribution systems. *Water Research* 36(14): 3479-3488.

Haseeb, HHMASMA. 2009. Corrosion behavior of ferrous and non-ferrous metals in palm biodiesel. nov. 2009.

Health Canada, H. 2007. Corrosion Control in Drinking Water Distribution Systems. Federal-Provincial-Territorial Committee on Drinking Water 2007.

Helbling, D; VanBriesen, J. 2008. Continuous monitoring of residual chlorine concentrations in response to controlled microbial intrusions in a laboratory-scale distribution system. *Water Research* 42(12): 3162-3172.

Hong, PK.; Macauley, Y. 1998. Corrosion and Leaching of Copper Tubing Exposed to Chlorinated Drinking Water. *Water, Air, & Soil Pollution* 108: 457-471.

Howe, K; Hand, W; Crittenden, J; Trussell, R; Tchobanoglous, G. 2013. Principles of Water Treatment. Ed. U of C at Davis. s.l., John Wiley & Sons, Inc., v.53, 1689-1699.

Hrudey, SE. 2009. Chlorination disinfection by-products, public health risk tradeoffs and me. *Water Research* 43(8): 2057-2092.

Hua, F; West, J; Barker, R; Forster, C. 1999. Modelling of chlorine decay in municipal water supplies. *Water Research* 33(12): 2735-2746.

Hua, P; Vasyukova, E; Uhl, W. 2015. A variable reaction rate model for chlorine decay in drinking water due to the reaction with dissolved organic matter. *Water Research* 75(0): 109-122.

Iglesias-Rey, PL; Martínez-Solano, FJ; Ribelles-Aquilar, J V. 2017. Extending EPANET Capabilities with Add-In Tools. *Procedia Engineering* 186: 626-634.

INEN, IEDN. (1992) "Código ecuatoriano de la construcción. C.E.C. normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes".

INEN 1108, N. (2010) "Agua Potable. Requisitos.". En Instituto ecuatoriano de normalización.

- Imran, S.A.; Dietz, J.D.; Mutoti, G.; Taylor, J.S.; Randall, A.A. 2005. Modified Larsons Ratio incorporating temperature, water age, and electroneutrality effects on red water release. *J. Environm. Eng.* 131(11):1514-1520.
- Jones, S; Shepherd, W; Collins, R; Boxall, J. 2014. Experimental quantification of intrusion due to transients in distribution systems. *Procedia Engineering* 89(0): 1306-1313.
- Joseph, OO; Loto, CA; Sivaprasad, S; Ajayi, JA; Tarafder, S. 2016. Role of chloride in the corrosion and fracture behavior of micro-alloyed steel in E80 simulated fuel grade ethanol environment. *Materials* 9: 1-17.
- Joseph, OO; Sivaprasad, S; Fayomi, OSI. 2017. Comparative study on the effect of NaNO₂ in corrosion inhibition of micro-alloyed and API-5L X65 steels in E20 simulated FGE. *Energy Procedia* 119: 953-960.
- Kara, S; Karadirek, IE; Muhammetoglu, A; Muhammetoglu, H. 2016. Hydraulic modeling of a water distribution network in a tourism area with highly varying characteristics. *Procedia Engineering* 162: 521-529.
- Kepa, U; Stańczyk-Mazanek, E. 2014. A hydraulic model as a useful tool in the operation of a water-pipe network. *Pol. J. Environ. Stud.* 23(3): 995-1001.
- Khadraoui, A.; Khelifa, A.; Hadjmeliani, M.; Mehdaoui, R.; Hachama, K.; Tidu, A.; Azari, Z. 2016. Extraction , characterization and anti-corrosion activity of *Mentha pulegium* oil : Weight loss , electrochemical , thermodynamic and surface studies. *Journal of Molecular Liquids* 216: 724-731.
- Kiééné, L; Lu, W; Lévi, Y. 1998. Relative importance of the phenomena responsible for chlorine decay in drinking water distribution systems. *Water Science and Technology* 38(6): 219-227.
- Legay, C; Rodriguez, M; Sérodes, J; Levallois, P. 2010. Estimation of chlorination by-products presence in drinking water in epidemiological studies on adverse reproductive outcomes: A review. *Science of the Total Environment* 408(3): 456-472.
- Liu, G; Zhang, Y; Knibbe, WJ; Feng, C; Liu, W; Medema, G; van der Meer, W. 2017. Potential impacts of changing supply-water quality on drinking water distribution: A review. *Water Research* 116: 135-148.

- Loewenthal, RE; Morrison I.; Wentzel, MC. 2004. Control of corrosion and aggression in drinking water systems. The 1st IWA Conference on: Scaling and Corrosion in Water and Wastewater Systems, Cranfield University, UK, 25–27
- Lu, C; Biswas, P; Clark, R. 1993. Modeling of breakpoint reaction in drinking water distribution pipes. *Environment International* 19(6): 543-560.
- Lytle, D; Liggett, J. 2016. Impact of water quality on chlorine demand of corroding copper. *Water Research* 92: 11-21.
- Mahdavi, M; Hosseini, K. 2010. Leakage control in water distribution networks by using optimal pressure management: a case study, *Water Distribution Systems Analysis*, 1110-1123.
- Maier, S; Powell, R; Woodward, C. 2000. Calibration and comparison of chlorine decay models for a test water distribution system. *Water Research* 34(8): 2301-2309.
- McNeill, L; Edwards, M. 2001. “Iron Pipe Corrosion in Distribution Systems.” *Jour. AWWA*, 93(7): 88–100.
- Marangou, V; Savvides, K. 2001. First desalination plant in Cyprus product water aggressivity and corrosion control. *Desalination* 138: 251-258.
- Martins, CMB; Moreira, JL; Martins, JI. 2014. Corrosion in water supply pipe stainless steel 304 and a supply line of helium in stainless steel 316. *Engineering Failure Analysis* 39: 65-71.
- Mirzabeygi, M; Naji, M; Yousefi, N; Shams, M; Biglari, H; Mahvi, A. 2016. Evaluation of corrosion and scaling tendency indices in water distribution system : a case study of Torbat Heydariye , Iran. *Desalination and Water Treatment* 2016: 1-9.
- Moriasi, DN; Arnold, JG; Van Liew, MW; Bingner, RL; Harmel, RD; Veith, TL. 2007. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. *American Society of Agricultural and Biological Engineers* 50(3): 885-900.
- Mostafa, NG; Matta, ME; Halim, HA. 2013. Simulation of Chlorine Decay in Water Distribution Networks Using EPANET – Case Study. 3(13).
- Muranho, J; Ferreira, A; Sousa, J; Gomes, A; Sá Marques, A. 2014. Technical performance

evaluation of water distribution networks based on EPANET. *Procedia Engineering* 70: 1201-1210.

NACE. 2010. *International Glossary of Corrosion-Related Terms*. National Association of Corrosion Engineers International 2010.

Nagatani, T; Yasuhara, K; Murata, K; Takeda, M; Nakamura, T; Fuchigami, T; Terashima, K. 2006. Residual Chlorine Decay Simulation in Water Distribution System. *The 7th International Symposium on Water Supply Technology 2006*: 1-11.

Nejjari, F; Puig, V; Pérez, R; Quevedo, J; Cugueró, MA; Sanz, G; Mirats, JM. 2014. Chlorine decay model calibration and comparison: Application to a real water network. *Procedia Engineering* 70: 1221-1230.

Nguyen, C; Powers, K; Raetz, M; Parks, J; Edwards, M. 2011. Rapid free chlorine decay in the presence of Cu(OH)₂: Chemistry and practical implications. *Water Research* 45(16): 5302-5312.

Norton, C; LeChevallier, M. 1997. Chloramination: its effect on distribution system water quality. *American Water Works Association* 89(7): 66-76.

OMS (WHO). 2011. *Guidelines for Drinking-water Quality*, World Health Organization, Geneva, 303–304.

Ormsbee, L. E., Wood, D. J., 1986a. Explicit Pipe Network Calibration. *Journal of the Water Resources Planning and Management*, 112, 2, 166-182.

Ormsbee, L. E., Wood, D. J., 1986b. Implicit Pipe Network Calibration. *Journal of the Water Resources Planning and Management*, 115, 2, 243-257.

Ozdemir, O; Ger, AM. 1998. Realistic numerical simulation of chlorine decay in pipes. *Water Research* 32(11): 3307-3312.

Özden, Ö; Dö, T; Kara, S. 2008. Assessment of ambient air quality in Eskişehir, Turkey. 34: 678-687.

Pasha, M; Lansey, K. 2010. Effect of parameter uncertainty on water quality predictions in distribution systems-case study. *Journal of Hydroinformatics* 12(1): 1-21.

- Peng, C; Ferguson, J; Korshin, G. 2013. Effects of chloride , sulfate and natural organic matter (NOM) on the accumulation and release of trace-level inorganic contaminants from corroding iron. *Water Research* 47(14): 5257-5269.
- Pérez-Sánchez, M; Sánchez-Romero, FJ; Ramos, HM; López-Jiménez, PA. 2016. Modeling irrigation networks for the quantification of potential energy recovering: A case study. *Water (Switzerland)* 8(6): 234.
- Pianosi, F; Beven, K; Freer, J; Hall, J; Rougier, J; Stephenson, D; Wagener, T. 2016. Environmental Modelling & Software Sensitivity analysis of environmental models: A systematic review with practical workflow. *Environmental Modelling and Software* 79: 214-232.
- Pisigan Jr, R; Singley, J. 2016. Effects of Water Quality Parameters on the Corrosion of Galvanized Steel L - j. *American Water Works Association* 77(11): 76-82.
- Powell, J; Hallam, N; West, JR; Forster, C; Simms, J. 2000. Factors which control bulk chlorine decay rates. *Water Research* 34(1): 117-126.
- Prisyazhniuk, V. 2007. Prognosticating scale-forming properties of water. *Applied Thermal Engineering* 27(8-9): 1637-1641.
- Ramana, G V; Sudheer, VSS. 2018. Validation and Examination of Existing Water Distribution Network for Continuous Supply of Water Using EPANET. *Water Resour Manage* 32: 1993-2011.
- Ramana, GV; Sudheer, VSS; Rajasekhar, B. 2015. Network analysis of water distribution system in rural areas using EPANET. *Procedia Engineering* 119: 496-505.
- Ramos, L. 2013. Estudio de la utilidad de la lluvia estimada de satélite en la modelación hidrológica distribuida. *Universida Valencia, Tesis Doctoral*.
- Randtke, J. 2010. White ' s handbook of chlorination and alternative. Ed. NJ Black & Veatch Corporation (Ed.). Wiley
- Rathnayaka, K; Malano, H; Maheepala, S; George, B; Nawarathna, B; Arora, M; Roberts, P. 2015. Seasonal demand dynamics of residential water end-uses. *Water (Switzerland)* 7: 202-216.

- Reiber, S; Ferguson, J; Benjamin, M. 2015. Corrosion Monitoring and Control in the Pacific Northwest. 79(2): 71-74.
- Reiber, SH. 1989. Copper plumbing surfaces: an electrochemical study. American Water Works Association 81(7): 114-122.
- Rice, E; Bridgewater, L.; APHA. 2012. Standard Methods for examination of water and wastewater. s.l., American Public Health Association, Washington, DC, USA.
- Rodriguez, M; Sérodes, J. 1999. Assessing empirical linear and non-linear modelling of residual chlorine in urban drinking water systems. Environmental Modelling and Software 14(1): 93-102.
- Rossman, L. 2001. Manual del Usuario EPANET. s.l., s.e., Water Supply and Water Resources Division.
- Rossman, L. 2000. EPANET 2 USERS MANUAL. Environmental Protection Agency (EPA) Water Supp.
- Rossman, L; Brown, R; Singer, P; Nuckols, J. 2001. DBP formation kinetics in a simulated distribution system. Water Research 35(14): 3483-3489.
- Rossman, L; Clark, R; Grayman, W. 1994. Modeling chlorine residuals in drinking - water distribution systems. J. Environ. Eng 120(4): 803-820.
- Rossman, LA. 2006. The effect of advanced treatment on chlorine decay in metallic pipes. Water Research 40(13): 2493-2502.
- Rossman, LA; Boulos, PF. 1996. Numerical Methods for Modeling Water Quality in Distribution Systems: A Comparison. J. Water Resour. Plan. Manag. 122(2): 137-146.
- Rossum, J; Merrill, D. 2015. Journal (American Water Works Association),. 75(2): 95-100.
- Sadiq, R; Rodriguez, M. 2004. Disinfection by-products (DBPs) in drinking water and predictive models for their occurrence: A review. Science of the Total Environment 321: 21-46.
- Safe Drinking Water Committee, . 1982. Board on Toxicology and Environmental Health Hazards; Assembly of Life Sciences. Drinking w s.l., s.e., v.2.

Saldarriaga, J. 2007. Hidráulica de Tuberías: Abastecimiento de agua, Redes, Riego. Ed. Alfaomega. Bogotá.

Saldarriaga, JG; Ochoa, S; Moreno, ME; Romero, N; Cortés, OJ. 2010. Prioritised rehabilitation of water distribution networks using dissipated power concept to reduce non-revenue water. *Urban Water Journal* 7(2): 121-140.

Saldarriaga, J; Salcedo, CA. 2015. Determination of optimal location and settings of pressure reducing valves in water distribution networks for minimizing water losses. *Procedia Engineering* 119: 973-983.

Sarver, E; Edwards, M. 2012. Inhibition of copper pitting corrosion in aggressive potable waters. *International Journal of Corrosion* 2012: 1-16.

Schijven, J; Forêt, J; Chardon, J; Teunis, P; Bouwknecht, M; Tangena, B. 2016. Evaluation of exposure scenarios on intentional microbiological contamination in a drinking water distribution network. *Water Research* 96: 148-154.

Serralta, P. 2010. Encargado de obra de edificación :Instalaciones. s.l., Tornapunta Ediciones, S.L.U. ESPAÑA.

Shamir, U; Howard, C. 1977. Engineering analysis of water distribution systems. *Journal of American Water Works Association, AWWA*, Vol. 69- 9, 510-514.

Singh, I; Mavinic, DS. 1991. Significance of building and plumbing specifics on trace metal concentrations in drinking water. *Canadian Journal of Civil Engineering* 18: 893-903.

Sistema intermunicipal de agua potable y alcantarillado. 2014. Criterios y lineamientos técnicos para factibilidades. México. 2014.

Sistema Nacional de Estándares de Urbanismo. 2011. Capítulo III: Normalización de infraestructura urbana y propuesta de estándares. 2011.

Sitzenfrei, R; Zischg, J; Sitzmann, M; Bach, PM. 2017. Impact of hybridwater supply on the centralised water system. *Water (Switzerland)* 9(855).

Slavíčková, K; Grünwald, A; Šťastný, B. 2013. Monitoring of the Corrosion of Pipes Used for the Drinking Water Treatment and Supply. *Civil Engineering and Architecture* 1(3): 61-65.

- Speight, V; Boxall, J. 2015. Current perspectives on disinfectant modelling. *Procedia Engineering* 119(1): 434-441.
- Stone, A; Spyridakis, D; Benjamin, M; Ferguson, J; Reiber, S; Osterhus, S. 1987. *Journal (American Water Works Association)*,. *American Water Works Association* 79(2): 75-82.
- Suh, SH; Suh, Y; Yoon, HG; Oh, JH; Kim, Y; Jung, KM; Kwon, HS. 2016. Analysis of pitting corrosion failure of copper tubes in an apartment fire sprinkler system. *Engineering Failure Analysis* 64: 111-125.
- Tabesha, M; Jamasbb, M; Moeini, R. 2011. Calibration of water distribution hydraulic models: A comparison between pressure dependent and demand driven analyses. *Urban Water Journal* 8(2): 93-102.
- Tamminen, S; Ramos, H; Covas, D. 2008. Water supply system performance for different pipe materials part I: Water quality analysis. *Water Resources Management* 22: 1579-1607.
- Tavanpour, N; Noshadi, M; Tavanpour, N. 2016. Scale Formation and Corrosion of Drinking Water Pipes : A Case Study of Drinking Water Distribution System of Shiraz City. *Modern Applied Science* 10(3): 166-177.
- Teixeira, S; Loureiro, D; Alegre, H. 2006. *Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água*. Instituto Portugal, s.e.
- Thangavelu, SK; Ahmed, AS; Ani, F. N. 2016. Impact of metals on corrosive behavior of biodiesel-diesel-ethanol (BDE) alternative fuel. *Renewable Energy* 94(November 2017): 1-9.
- Tzatchkov, V; Alcocer-Yamanaka, V. 2011. Implementación de algoritmos basados en la teoría de grafos en proyectos de sectorización de redes de agua potable. *Tecnología y Ciencias del Agua* 2(3): 97-114.
- Tzatchkov, V. 2016. Modelación de la variación del consumo de agua potable con métodos estocásticos. *Tecnología y Ciencias del Agua* VII(3): 115-133.
- Tzatchkov, V; Alcocer-Yamanaka, V; Arreguín, F. 2004. Decaimiento del cloro por reacción con el agua en redes de distribución. *Ingeniería hidráulica en México* 19(1): 41-51.
- Tzevelekou, T; Flampouri, A; Rikos, A; Vazdirvanidis, A; Pantazopoulos, G; Skarmoutsos, D.

2013. Hot-water corrosion failure of a hard-drawn copper tube. *Engineering Failure Analysis* 33: 176-183.
- Vasconcelos, JJ; Rossman, LA; Grayman, WM; Boulos, PF; Clark, RM. 1997. Kinetics of Chlorine Decay. *American Water Works Association* 89(7): 54-65.
- Vazdirvanidis, A; Pantazopoulos, G; Rikos, A. 2016. Corrosion investigation of stainless steel water pump components. *Engineering Failure Analysis* 2016.
- Vidal, R; Martínez, F; Ayza, M. 1994. Aplicaciones de los modelos de calidad en la simulación de las redes de distribución de agua potable. *Ingenieria del Agua* 1: 55-68.
- Vieira P., Coelho S.T., Loureiro D. Accounting for the influence of initial chlorine concentration, TOC, iron and temperature when modelling chlorine decay in water supply. *J. Water Supply: Res. Technol.–AQUA*, 2004, 53(7) 453–467.
- Walski, T. M., 1983. Technique for Calibrating Network Models. *Journal of the Water Resources Planning and Management*, 109, 4, 360-372.
- Walski, T.M., Chase D.V., Savic, D.A., Grayman, W., Beckwith, S., Koelle, E., 2003. *Advanced Water Distribution Modelling and Management*. Haestad Press, Waterbury, CT, USA
- Walski, T. M., Chase, D. V., Savic, D. A., Grayman, W., Beckwith, S., Koelle, E. (2004). *Advanced Water Distribution Modeling and Management*. Haestad Methods, Inc
- Walski, T; DeFrank, N; Voglino, T; Wood, R; Whitman, B. 2006. Determining the Accuracy of Automated Calibration of Pipe Network Models. *Water Distribution Systems Analysis Symposium* 8: 1-18.
- Warton, B; Heitz, A; Joll, C; Kagi, R. 2006. A new method for calculation of the chlorine demand of natural and treated waters. *Water Research* 40: 2877-2884.
- Woodward CA, Ta CT, Holt D, Colbourne J (1996) Relationships between observed monochloramine decay rates and other physical and chemical parameters in a large scale experimental pipe system.
- Wu, Z; Walski, T. 2005. Diagnosing error prone application of optimal model calibration.

International Conference of Computing and Control in the Water Industry 2005: 1-7.

Wu, ZY. 2006. Optimal calibration method for water distribution water quality model. *Environmental Science and Health, Part A: Toxic/Hazardous Substances and Environmental Engineering* 41(7): 1363-1378.

Yang, F; Shi, B; Gu, J; Wang, D; Yang, M. 2012. Morphological and physicochemical characteristics of iron corrosion scales formed under different water source histories in a drinking water distribution system. *Water Research* 46(16): 5423-5433.

Yun-hong, W; Yin-hu, W; Ye, D; Qing, L; Yi, C; Zheng-yang, H; Zhuo, C. 2019. Quantifying chlorine-reactive substances to establish a chlorine decay model of reclaimed water using chemical chlorine demands. *Chemical Engineering Journal* 356: 791-798.

Zhang, G. R., Kiené, L., Wable, O., Chan, U. S. and Duguet, J. P., Modeling of chlorine residual in the water distribution network of Macao. *Environmental Technol.* 1992, 13, 937 – 946.

Zhang, GP; Hoekstra, AY; Mathews, RE. 2013. Water Footprint Assessment (WFA) for better water governance and sustainable development. *Water Resources and Industry* 1-2: 1-6.




Zhu, Y; Wang, H; Li, X; Hu, C; Yang, M; Qu, J. 2014. Characterization of biofilm and corrosion of cast iron pipes in drinking water distribution system with UV/Cl₂ disinfection. *Water Research* 60: 174-181.




Zischg, J; Mair, M; Rauch, W; Sitzenfrei, R. 2017. Enabling efficient and sustainable transitions of water distribution systems under network structure uncertainty. *Water (Switzerland)* 9: 715.




Zlatanovi, L; Knezev, A; Van Der Hoek, JP; Vreeburg, J. 2018. An experimental study on the influence of water stagnation and temperature change on water quality in a full-scale domestic drinking water system. *Water (Switzerland)* 10: 582.





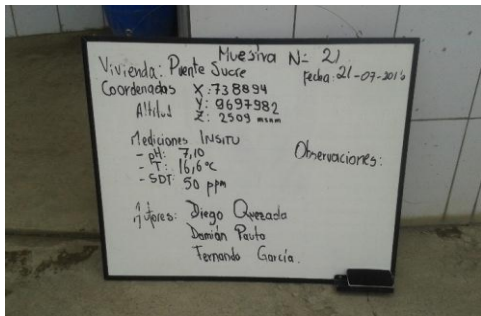

VIII. ANEXOS


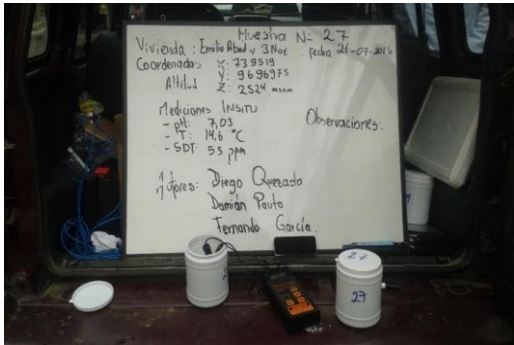

ANEXO 1: Fichas de muestreos para el análisis físico-químico del agua potable


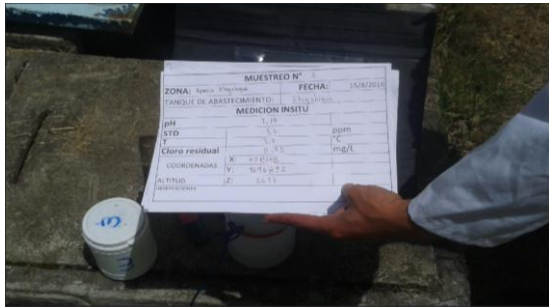

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M4
20/7/2016	E = 736563, N = 9690002 Z=2517msnm	Zona de distribución	Climaco Zaraus
		Punto de muestreo	Tanque Climaco Zaraus
		Tanque de abastecimiento	Zhapacal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	17.3
		SDT (ppm)	59
pH	7.11		
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	


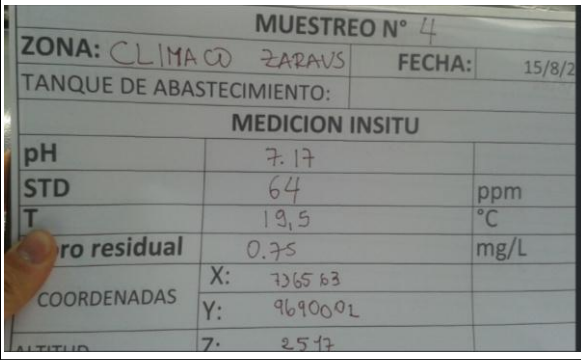


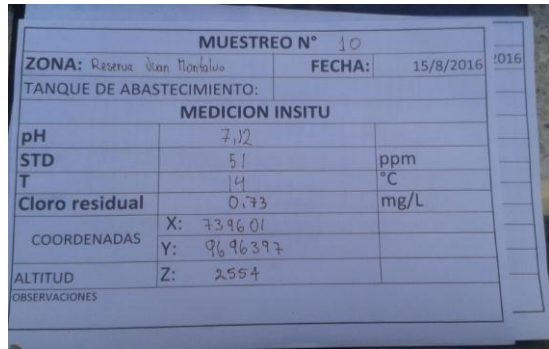

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M7
20/7/2016	E = 739736, N =9693152 Z=2549 msnm	Zona de distribución	Charasol
	Ubicación	Punto de muestreo	Reserva Tocte sol
		Tanque de abastecimiento	Zhapacal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	19.9
		SDT (ppm)	77
pH	7.14		
Observaciones:			
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	


Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M10
20/7/2016	E = 739601, N = 9696397 Z= 2554msnm	Zona de distribución	Sector Juan Montalvo
	Ubicación	Punto de muestreo	Reserva Juan Montalvo
		Tanque de abastecimiento	Distribuidor de caudales
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	16.6
		SDT (ppm)	57
pH	7.01		
Observaciones:			
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M12
20/7/2016	E = 739895, N = 9698060 Z= 2651msnm	Zona de distribución	Zona alta
		Punto de muestreo	Zona alta 500 m3
		Tanque de abastecimiento	Distribuidor de caudales
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	14
		SDT (ppm)	53
		pH	7.09
Ubicación		Punto de muestreo	
		Punto de muestreo	
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M21
21/7/2016	E = 738894, N = 9697982 Z= 2509msnm	Zona de distribución	Zona Principal
		Punto de muestreo	Vivienda-Puente Sucre
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zona principal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	16.6
		SDT (ppm)	50
		pH	7.20
Ubicación		Observaciones:	
		Punto de muestreo	
Muestreo (in-situ)			

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M27
21/7/2016	E = 739519, N = 9696975 Z= 2524msnm	Zona de distribución	Reserva Principal
		Punto de muestreo	Vivienda-Emilio N 3 Nov
		Tanque de abastecimiento	Tanque Principal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	14.6
		SDT (ppm)	55
		pH	7.03
Ubicación		Observaciones:	
			
			Muestreo (in-situ)

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M3
15/8/2016	E = 738148, N = 9696892 Z= 2617msnm	Zona de distribución	Zhigzhiquin
		Punto de muestreo	Tanque de Zhigzhiquin
		Tanque de abastecimiento	Zhigzhiquin
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	13.7
		SDT (ppm)	57
		pH	7.14
Ubicación		Observaciones:	
			
			Muestreo (in-situ)

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M4
15/8/2016	E = 736563, N = 9690002 Z= 2517msnm	Zona de distribución	Climaco Zaraus
	Punto de muestreo Tanque de abastecimiento Clima	Vivienda	
		Zhapacal	
		Despejado	
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	19.5
		SDT (ppm)	64
		pH	7.17
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M10
15/8/2016	E = 739601, N = 9696397 Z= 2554msnm	Zona de distribución	Juan Montalvo
	Punto de muestreo Tanque de abastecimiento Clima	Tanque Juan Montalvo	
		Juan Montalvo	
		Despejado	
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	14
		SDT (ppm)	51
		pH	7.12
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	


Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M14
15/8/2016	E = 737925, N = 9691235 Z=2515msnm	Zona de distribución	Guarangos 1
	Ubicación	Punto de muestreo	Vivienda-Guarangos
		Tanque de abastecimiento	Zhapacal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	19.5
		SDT (ppm)	62
pH	7.31		

Observaciones:

MUESTREO N° 14	
ZONA: Vivienda Guarangos 1	FECHA: 15/8/2016
TANQUE DE ABASTECIMIENTO: Zhapacal	
MEDICION INSITU	
pH	7.31
STD	62 ppm
T	19.5 °C
Cloro residual	0.63 mg/L
COORDENADAS	X: 737925 Y: 9691235
ALTITUD	Z: 2515
OBSERVACIONES: Tanque ubicado en barrio cerca del un tanque, en una vivienda.	




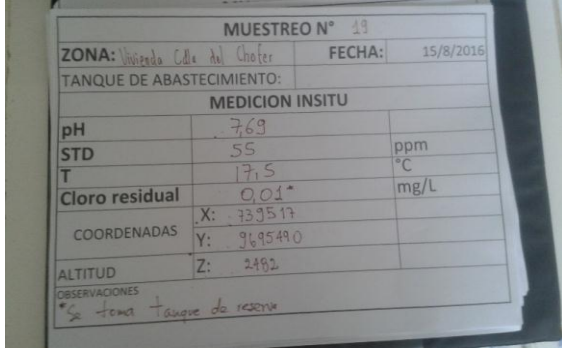


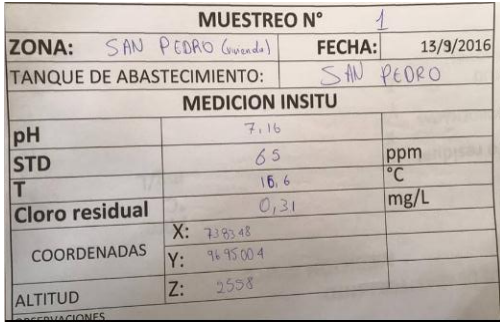

Muestreo (in-situ) **Punto de muestreo**

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M20
15/8/2016	E = 739294, N = 9696354 Z= 2496msnm	Zona de distribución	Juan Montalvo
	Ubicación	Punto de muestreo	Vivienda-Sector Policía
		Tanque de abastecimiento	Tanque de Juan Montalvo
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	17
		SDT (ppm)	59
pH	7.2		


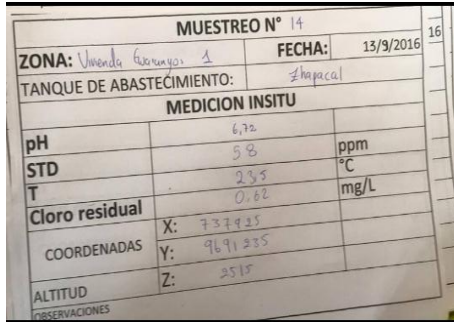

Observaciones:


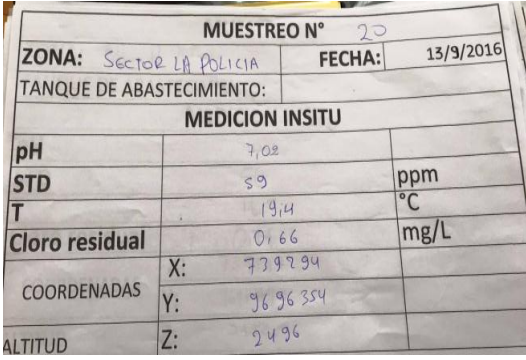


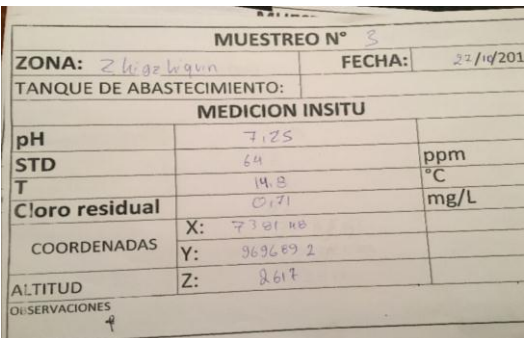

MUESTREO N° 20	
ZONA: Vivienda Sector Policía	FECHA: 15/8/2016
TANQUE DE ABASTECIMIENTO:	
MEDICION INSITU	
pH	7.20
STD	59 ppm
T	17 °C
Cloro residual	0.81 mg/L
COORDENADAS	X: 739294 Y: 9696354
ALTITUD	Z: 2496
OBSERVACIONES:	


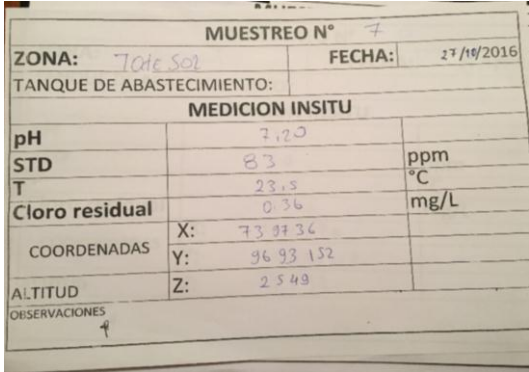


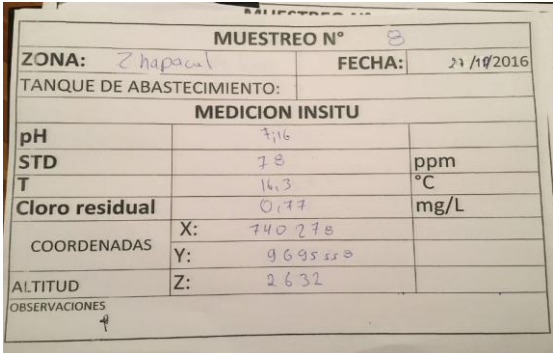




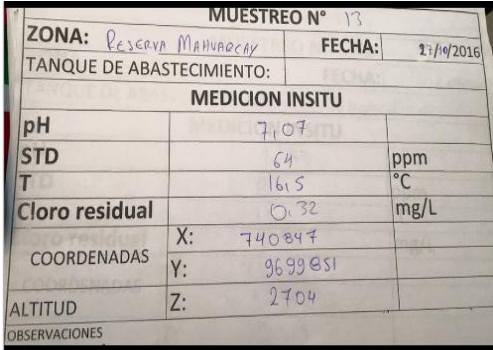

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M19
15/8/2016	E = 739517, N = 9695490 Z= 2482msnm	Zona de distribución	Zhapacal
		Punto de muestreo	Vivienda- Cda El chofer
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zhapacal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	17.5
		SDT (ppm)	55
		pH	7.69
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M1
13/9/2016	E=738348, N= 9695004 Z=2558msnm	Zona de distribución	San Pedro
		Punto de muestreo	Tanque de San Pedro
		Tanque de abastecimiento	Zhigzhiquin
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	16.5
		SDT (ppm)	65
		pH	7.16
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	


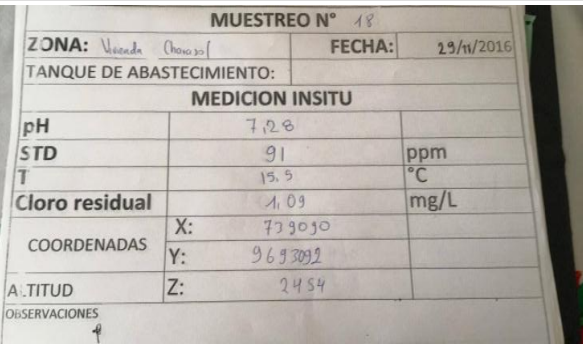

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M6
13/9/2016	E = 738296, N = 9692033 Z= 2444msnm	Zona de distribución	El Corte
	Ubicación	Punto de muestreo	Vivienda
		Tanque de abastecimiento	Zhapacal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	22.1
		SDT (ppm)	65
		pH	7.04
Observaciones:			
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	


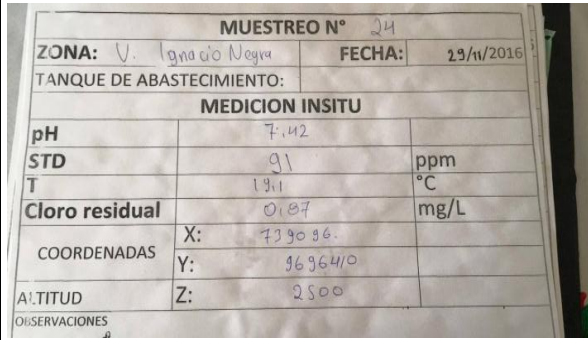

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M14
13/9/2016	E = 737925, N = 9691235 Z=2515msnm	Zona de distribución	Guarangos 1
	Ubicación	Punto de muestreo	Vivienda-Guarangos
		Tanque de abastecimiento	Zhapacal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	23.5
		SDT (ppm)	58
		pH	6.72
Observaciones:			
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	


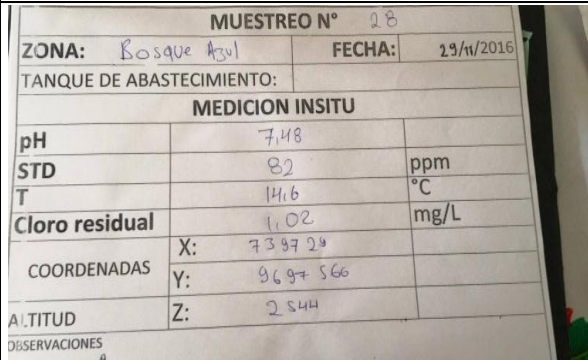

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M20
13/9/2016	E = 739294, N = 9696354 Z= 2496msnm	Zona de distribución	Juan Montalvo
		Punto de muestreo	Vivienda-Sector Policia
		Tanque de abastecimiento	Tanque de Juan Montalvo
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	19.4
		SDT (ppm)	59
		pH	7.02
		Observaciones:	
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M3
27/10/2016	E = 738148, N = 9696892 Z= 2617msnm	Zona de distribución	Zhigzhiquin
		Punto de muestreo	Tanque de Zhigzhiquin
		Tanque de abastecimiento	Zhigzhiquin
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	14.8
		SDT (ppm)	64
		pH	7.25
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	


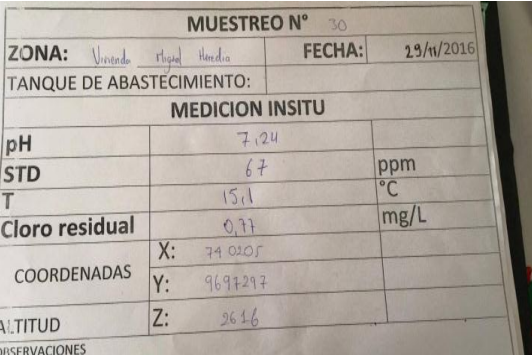

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M7
27/10/2016	E = 739736, N = 9693152 Z= 2549msnm	Zona de distribución	Tocte sol
	Ubicación	Punto de muestreo	Tanque de Tocte sol
		Tanque de abastecimiento	Reserva 600
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	23.5
		SDT (ppm)	83
		pH	7.2
Ubicación		Observaciones:	
			
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M8
27/10/2016	E = 740278, N = 9695558 Z=2632msnm	Zona de distribución	Zhapacal
	Ubicación	Punto de muestreo	Tanque Zhapal
		Tanque de abastecimiento	Reserva 500
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	16.3
		SDT (ppm)	78
		pH	7.16
Ubicación		Observaciones:	
			


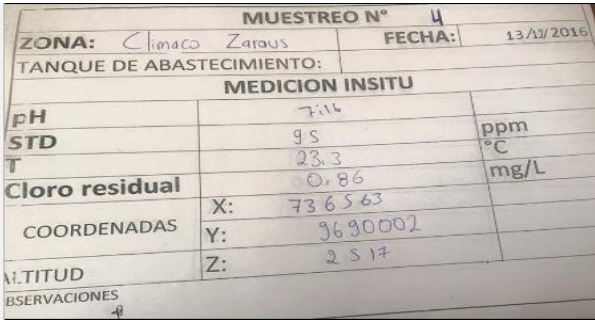

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M13
27/10/2016	E = 740847, N = 9699851 Z=2704msnm	Zona de distribución	Mahuarcay
	Punto de muestreo	Tanque de Mahuarcay	
	Tanque de abastecimiento	Mahuarcay	
	Clima	Despejado	
	Mediciones in-situ		
	Temperatura agua (°C)	16.5	
	STD (ppm)	64	
	pH	7.07	
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	


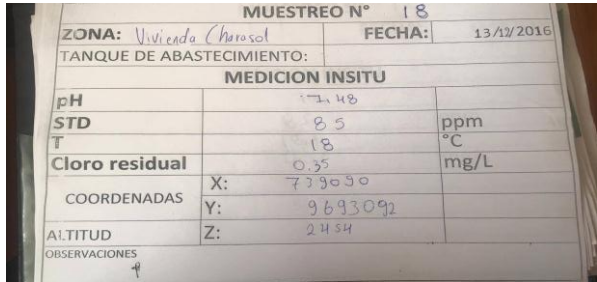

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M18
29/11/2016	E = 739090, N = 9693092 Z= 2454msnm	Zona de distribución	Charasol
	Punto de muestreo	Vivienda-Charasol	
	Tanque de abastecimiento	Tanque Zhapacal	
	Clima	Despejado	
	Mediciones in-situ		
	Temperatura agua (°C)	15.5	
	STD (ppm)	91	
	pH	7.28	
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	


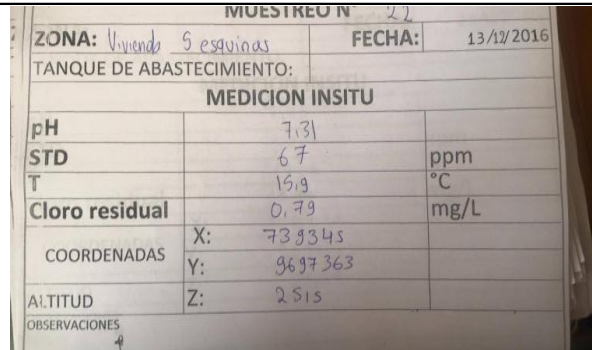

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M24
29/11/2016	E = 739096, N = 9696410 Z= 2500msnm	Zona de distribución	Zona Principal
	Ubicación	Punto de muestreo	Lavadora-Ignacio Negra
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zona principal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	19.1
	STD (ppm)	91	
	pH	7.42	
Observaciones:			
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M28
29/11/2016	E = 739729, N = 9697566 Z= 2544msnm	Zona de distribución	Zona Alta
	Muestreo (in-situ)	Punto de muestreo	Tienda-Bosque Azul
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zona Alta
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	14.6
	STD (ppm)	82	
	pH	7.48	
Observaciones:		Punto de muestreo	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M30
29/11/2016	E = 740205, N = 9697297 Z= 2616msnm	Zona de distribución	Uchupucún-Miguel Heredia
		Punto de muestreo	Escuela 4 Noviembre
		Tanque de abastecimiento	Tanque Mahuarcay
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	15.1
		SDT (ppm)	67
		pH	7.24
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M4
13/12/2016	E = 736563, N = 9690002 Z= 2517msnm	Zona de distribución	Climaco Zaraus
		Punto de muestreo	Vivienda
		Tanque de abastecimiento	Zhapacal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	23.3
		SDT (ppm)	95
		pH	7.16
Ubicación		Observaciones:	
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M18
13/12/2016	E = 739090, N = 9693092 Z= 2454msnm	Zona de distribución	Charasol
	Ubicación	Punto de muestreo	Vivienda-Charasol
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zhapacal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	18
SDT (ppm)	85		
pH	7.48		
Observaciones:			
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de MUESTRA	M22
13/12/2016	E = 739345, N = 9697353 Z= 2515msnm	Zona de distribución	Zona Principal
	Ubicación	Punto de muestreo	Vivienda-Sector 5 esquinas
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zona Principal
		Clima	Despejado
		Mediciones in-situ	
		Temperatura agua (°C)	15.9
SDT (ppm)	67		
pH	7.31		
Observaciones:			
			
Muestreo (in-situ)		Punto de muestreo	

ANEXO 2: Resultados de la calidad del agua potable

Fecha	N° Muestra	pH	T °C	SDT mg/L	Calcio mg/L CaCO ₃	Alcalinidad mg/L CaCO ₃	Sulfatos mg/L	Cloruros mg/L	
20-jul	1	7,41	19,8	89	16,4	38	17	5,6	
	2	7,31	19,8	87	17,2	40	16	4,6	
	3	7,07	19,8	55	16,8	39	18	4,5	
	4	7,11	17,3	59	21,2	40	20	4,4	
	7	7,14	17,9	77	18,8	40	16	4,2	
	9	7,07	16,6	55	18,8	41	16	4,5	
	10	7,01	16,6	57	20	40	17	4,3	
	11	7,02	14,3	56	18,4	39	17	3,9	
	12	7,09	14	53	18,4	38	16	4	
	13	7,12	12,4	58	16,4	35	13	4,6	
	14	6,96	15,8	65	19,2	38	15	4,1	
	15	7,34	17,1	65	20,8	40	19	4,4	
	16	6,87	20,2	66	20,4	37	21	4,6	
	17	6,9	15,3	53	20,6	34	17	4,4	
	18	7,04	14,8	52	19	39	17	4,6	
	19	6,96	14,5	53	18	36	17	4,2	
	20	6,95	15,5	55	18	37	17	4,5	
	21	7,1	16,6	50	17,6	34	11	4,8	
	22	6,95	17,8	61	16,8	35	18	4,6	
	23	7,03	14,1	55	20	35	17	4,4	
	24	7,04	18,6	58	18,8	34	18	4,5	
	25	7,13	16,7	59	18,4	37	17	4,8	
	26	6,94	15,4	58	17,6	36	15	4,7	
	27	7,03	14,6	55	18	37	17	4,9	
	28	7,08	15,6	57	17,6	37	16	4,2	
	29	6,9	18,00	63	22,4	35	16	3,7	
	30	7,17	14,9	45	16	34	10	4,6	
	15-ago	1	7,28	17,7	55	18,8	38	20	4,3
		2	7,25	17,6	66	17,2	39	15	4,3
		3	7,14	13,7	57	17,6	40	15	3,9
4		7,17	19,5	64	21,6	39	15	5	
5		7,19	17,90	43	12,8	32	10	1,3	
6		7,22	17,70	59	18,4	40	18	3,5	
7		7,19	15,9	58	17,2	45	16	3,7	
8		7,16	16,30	78	18	45	16,5		
9		7,21	18,7	58	18	42	13	4,5	
10		7,12	14	51	17,2	44	13	4,2	
11		7,15	14,9	55	18,4	40	10	8	
12		7,25	13,2	54	18,4	40	11	4	
13		7,09	12,8	46	18,4	40	9	12	
14		7,31	19,5	62	18	39	18	6	
15		7,24	16,6	61	19,6	39	15	7	

Continuación

	16	7,08	16,8	58	21,2	38	15	6
	18	7,18	20,9	62	19,2	40	13	5
	19	7,19	17,5	55	21,2	38	17	5
	20	7,2	17	59	20	39	15	6
	21	7,12	15,1	49	16,8	40	9	5
	22	7,15	18,2	56	19,2	40	11	6
	23	7,27	17,5	54	16,4	39	16	5
	24	7,15	18,9	61	17,2	42	14	6
	25	7,28	15,1	52	18	45	12	5
	26	7,23	17,8	58	18	40	13	5
	27	7,23	16,1	55	18,8	41	13	6
	28	7,18	13,8	53	18,4	41	13	6
	29	7,17	20,40	61	16,8	44	13	5
	30	7,17	15,9	52	18	38	9	6
	1	7,16	16,6	65	14,4	30	27	3,9
	2	7,14	19,2	67	18,4	32	28	4,4
	3	7,07	16,9	52	15,6	47	21	3,8
	4	7,02	18,92	71	16,8	36	25	3,6
	5	7,13	19,20	65	17,2	32	28	4,1
	6	7,04	19,10	65	22	43	25	4
	7	7,06	16,3	63	16,4	42	23	4,1
	8	7,02	16,90	64	17,6	43	22	4,2
	9	7,02	18	49	17,6	42	22	3,8
	10	7,12	16,4	60	16,8	38	21	5,3
	11	7,19	15,4	56	17,6	46	18	4,3
	12	7,11	14,6	58	19,2	43	13	3,6
	13	7,08	15,4	52	13,2	36	14	4,1
	14	7,02	19,5	58	16	31	32	4,2
	15	7,12	16,1	55	17,6	39	25	4
13- sep	16	7,15	21,4	62	16,8	34	28	4
	17	7,12	16,4	61	17,2	39	20	3,6
	18	7,08	20,1	57	16,8	45	21	4,4
	19	7,04	16,7	56	16,8	36	28	3,7
	20	7,02	19,4	59	18,8	40	18	4,2
	21	7,16	19,4	52	12,8	39	8	4,4
	22	7,14	18,7	54	16	40	20	4,2
	23	7,08	16,6	53	18	44	24	4,1
	24	7,07	17,4	52	16,8	46	20	4,2
	25	7,04	15,9	54	15,2	41	24	3,8
	26	7,18	19,1	57	15,6	49	20	4,9
	27	7,15	15,5	53	16	44	21	4,1
	28	7,15	13,1	52	16	47	21	3,9
	29	7,07	19,20	56	16,4	40	18	4,2
	30	7,21	20,6	49	14,8	36	10	4,7

Continuación

	1	7,49	17,1	87	22,4	43	33	5,1
	2	7,34	19	83	24,8	54	27	6
	3	7,25	15,8	64	22,4	48	26	6,7
	4	7,18	20,2	87	23,6	44	31	5,1
	5	7,57	16,40	75	31,6	46	27	6,9
	6	7,18	15,80	76	22,4	50	24	5,4
	7	7,2	20,5	83	21,2	46	24	4,7
	8	7,16	16,30	78	22,8	55	23	6,2
	9	7,21	19,7	63	22,4	44	24	5,1
	10	7,3	20,3	73	21,2	49	23	6,4
	11	7,16	16,3	82	20,8	52	20	5,1
	12	7,1	17,1	78	20,8	57	22	4,7
	13	7,07	16,5	64	16,8	36	20	5,7
	14	7,42	18,1	84	23,2	45	22	4,6
27-	15	7,45	16,9	83	21,2	48	24	6,2
oct	16	7,25	18	76	23,2	53	24	5,1
	17	7,2	17,9	68	19,6	46	24	5,4
	18	7,28	16,3	74	23,2	53	28	6,1
	19	7,25	17,2	78	24,4	50	22	4,5
	20	7,2	20	79	20,4	47	24	5,5
	21	7,29	19,9	65	16,4	46	22	8,5
	22	7,34	15,7	61	21,2	48	27	5,1
	23	7,32	19,1	76	22,4	49	27	5
	24	7,36	19,9	70	21,2	51	27	6,6
	25	7,22	19,5	68	20,8	48	22	4,8
	26	7,32	18,2	67	19,2	47	23	5,4
	27	7,23	19,9	86	22,8	48	20	7,4
	28	7,29	18	85	21,2	57	23	7,2
	29	7,24	19,90	85	20,8	54	26	6,8
	30	7,35	18,9	59	19,6	45	14	6,3
	1	7,63	17,1	99	23,6	65	22	5,8
	2	7,68	19,2	97	23,2	64	24	6,7
	3	7,21	17,4	79	25,2	62	22	6
	4	7,36	21,3	108	26	70	26	5,7
	5	7,75	18,70	81	23,6	61	21	6
	6	7,35	17,30	85	24,8	73	20	6
	7	7,39	17,9	91	27,6	66	22	6,5
29-	8	7,36	17,70	84	26	67	21	5,8
nov	9	7,31	18,2	85	23,6	67	20	6,6
	10	7,41	17,4	81	25,6	67	21	6,7
	11	7,19	16,5	89	28,4	62	21	3
	12	7,33	16,3	82	25,6	72	27	5,3
	13	7,11	15,9	69	18	43	14	4,9
	14	7,47	17,9	83	30,8	67	21	6,1
	15	7,54	17,4	84	26	67	22	6,1

Continuación

	16	7,38	20,3	94	24	65	26	6,5
	17	7,3	17,5	88	25,6	67	24	6,4
	18	7,28	18,5	91	25,2	68	25	6,3
	19	7,51	20,1	94	27,6	71	23	6,8
	20	7,35	19	93	25,6	63	26	6
	21	7,22	17,4	65	19,2	46	13	5,6
	22	7,23	17,9	86	24,4	64	20	5,6
	23	7,37	18,1	85	26	73	20	5,6
	24	7,42	19,1	91	26	59	20	6
	25	7,24	16,7	77	23,6	59	18	4,7
	26	7,41	19,1	88	24	66	19	6,2
	27	7,33	17,1	82	24	68	21	5,6
	28	7,48	16,6	82	25,6	71	18	6,1
	29	7,36	20,20	92	23,6	73	20	5,7
	30	7,24	16,5	67	19,2	42	15	5,2
	1	7,56	16,8	92	26,8	67	15	7,1
	2	7,57	20	93	24,4	71	16	7,5
	3	7,45	16,5	75	27,6	42	13	5,2
	4	7,16	23,3	95	29,6	63	21	7,5
	5	7,67	20,10	88	26,8	69	15	7,8
	6	7,49	16,70	83	28,4	68	12	7,3
	7	7,36	21	82	27,6	76	11	7,5
	8	7,36	16,70	74	27,6	73	12	7,3
	9	7,37	18,8	79	26	64	9	8,3
	10	7,23	16,6	75	24	70	13	7
	11	7,32	18,2	89	23,6	68	9	9
	12	7,43	16,6	76	24	70	10	7,7
	13	7,46	16,1	63	18	52	3	12,3
	14	7,39	18	80	24,8	66	16	6,5
	15	7,42	17,6	87	26	60	18	6,1
13- dic	16	7,21	21,8	93	24,8	48	17	5,5
	17	7,49	18,9	85	24	47	15	8,8
	18	7,48	18	85	28	55	12	6,9
	19	7,41	17,9	78	25,6	54	12	7,9
	20	7,37	20,5	83	25,6	54,1	12	8,3
	21	7,45	17,3	53	18,4	39,9	3	10,8
	22	7,31	16,9	67	24,4	51	11	9,6
	23	7,56	16,8	76	26,8	51	17	7,4
	24	7,4	20,6	81	26,4	47	9	8,1
	25	7,39	16,6	72	25,2	53	9	9,3
	26	7,5	21,9	77	24	55	7	9,1
	27	7,61	16,8	72	23,6	51	10	8,5
	28	7,5	17,2	72	22,8	51	9	9,5
	29	7,45	22,80	84	24,8	50	9	8,6
	30	7,49	21	62	18,4	47	3	11,8

Nombre y ubicación de los puntos de muestreo

N° Muestra	Zona	X (Este)	Y (Norte)	Z (Altitud msnm)
1	Reserva San Pedro	738348	9695004	2558
2	Reserva Chabay	738693	9693838	2520
3	Reserva Zhigzhiquin	738148	9696892	2617
4	Reserva Clímaco Zaraus	736563	9690001	2517
5	Vivienda Clímaco Zaraus	736227	9690376	2403
6	Vivienda El Corte	738296	9692033	2444
7	Reserva Tocte sol	739736	9693152	2549
8	Reserva Zhapacal	740270	9695558	2632
9	Reserva Zhapacal Antenas	740302	9696512	2522
10	Reserva Juan Montalvo	739601	9696397	2554
11	Reserva Principal	739716	9697727	2599
12	Reserva Zona Alta	739895	9698060	2651
13	Reserva Mahuarcay	740847	9699851	2704
14	Vivienda Guarangos	737925	9691235	2515
15	Reserva Guarangos	738308	9691114	2460
16	Vivienda Chiturco	736109	9687731	2458
17	Vivienda Javier Loyola	737052	9690518	2447
18	Vivienda Charasol	739090	9693092	2454
19	Vivienda Cdla del Chofer	739517	9695490	2482
20	Vivienda Sector Policía	739294	9696354	2496
21	Vivienda Puente Sucre	738894	9697982	2509
22	Vivienda 5 esquinas	739345	9697363	2515
23	V. Autopista	738632	9697511	2517
24	V. Ignacio Neira	739096	9696410	2500
25	V. Av. Rumiñahui	739701	9696531	2562
26	V. Emilio Abad y A.J.	739245	9696812	2518
27	V. Emilio Abad y 3 de Nov.	739519	9696975	2524
28	V. Bosque Azul	739729	9697566	2544
29	V. Santa Bárbara	739839	9697281	2473
30	V. Miguel Heredia	740205	9697297	2616

ANEXO 3: Promedio de Índices de corrosión en la red de distribución

Punto de muestreo	Indice Langelier	Indice Ryznar	Indice Larson	pH	T °C	SDT (mg/L)	Calcio (mg CaCO3/L)	Sulfato (mg/L)	Alcalinidad (mg CaCO3/L)	Cloruro (mg/L)
1	-1,25	9,92	0,72	7,42	17,52	81,17	20,40	22,33	46,83	5,30
2	-1,22	9,81	0,64	7,38	19,13	82,17	20,87	21,00	50,00	5,58
3	-1,42	10,04	0,56	7,20	16,68	63,67	20,87	19,17	46,33	5,02
4	-1,38	9,92	0,67	7,17	20,09	80,67	23,13	23,00	48,67	5,22
5	-1,15	9,76	0,64	7,46	18,46	70,40	22,40	20,20	48,00	5,22
6	-1,28	9,82	0,54	7,26	17,32	73,60	23,20	19,80	54,80	5,24
7	-1,35	9,93	0,54	7,22	18,25	75,67	21,47	18,67	52,50	5,12
8	-1,34	9,89	0,48	7,21	16,78	75,60	22,40	18,90	56,60	5,88
9	-1,39	9,98	0,54	7,20	18,33	64,83	21,07	17,33	50,00	5,47
10	-1,42	10,04	0,77	7,20	16,88	66,17	20,80	18,00	51,33	12,10
11	-1,46	10,09	0,49	7,17	15,93	71,17	21,20	15,83	51,17	5,55
12	-1,41	10,03	0,46	7,22	15,30	66,83	21,07	16,50	53,33	4,88
13	-1,68	10,52	0,58	7,16	14,85	58,67	16,80	12,17	40,33	7,27
14	-1,35	9,97	0,67	7,26	18,13	72,00	22,00	20,67	47,67	5,25
15	-1,26	9,88	0,62	7,35	16,95	72,50	21,87	20,50	48,83	5,63
16	-1,44	10,03	0,69	7,16	19,75	74,83	21,73	21,83	45,83	5,28
17	-1,44	10,08	0,64	7,20	17,20	71,00	21,40	20,00	46,60	5,72
18	-1,36	9,94	0,56	7,22	18,10	70,17	21,90	19,33	50,00	5,55
19	-1,39	10,01	0,63	7,23	17,32	69,00	22,27	19,83	47,50	5,35
20	-1,43	10,04	0,60	7,18	18,57	71,33	21,40	18,67	46,68	5,75
21	-1,55	10,32	0,50	7,22	17,62	55,67	16,87	11,00	40,82	6,52
22	-1,47	10,12	0,59	7,19	17,53	64,17	20,33	17,83	46,33	5,85
23	-1,35	9,98	0,61	7,27	17,03	66,50	21,60	20,17	48,50	5,25
24	-1,37	9,98	0,59	7,24	19,08	68,83	21,07	18,00	46,50	5,90
25	-1,44	10,10	0,55	7,22	16,75	63,67	20,20	17,00	47,17	5,40
26	-1,39	10,04	0,56	7,26	16,67	67,17	20,53	17,00	48,17	6,08
27	-1,36	9,99	0,53	7,26	18,58	67,50	19,73	16,17	48,83	5,88
28	-1,37	10,03	0,53	7,28	15,72	66,83	20,27	16,67	50,67	6,15
29	-1,37	9,93	0,54	7,20	20,08	73,50	20,80	17,00	49,33	5,67
30	-1,48	10,23	0,49	7,27	17,97	55,67	17,67	10,17	40,33	6,43
Promedio	-1,39	10,02	0,58	7,24	17,62	69,29	20,88	18,12	48,25	5,86

ANEXO 4: Características de las tuberías que componen la zona alta

ID Línea Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	ID Línea Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad
T272	0,41	63	130	T187	14,77	63	130
T233	2,03	63	130	T104A	15,32	110	130
T186A	5,02	63	130	T133	17,12	63	130
T42A	5,32	63	130	T134	18,08	63	130
T55	5,34	63	130	T45	20,51	63	130
T53	5,65	63	130	T225	21,70	63	130
T192A	5,71	63	130	T84	24,34	63	130
T203A	6,57	63	130	T36B	24,98	63	130
T247B	9,85	110	130	T97	25,00	63	130
T96A	6,86	63	130	T33	25,21	63	130
T85A	6,90	110	130	T47	26,81	63	130
T204A	7,06	63	130	T174A	25,91	63	130
T28	7,11	63	130	T63	27,28	63	130
T52	7,48	63	130	T101	28,98	63	130
T83A	7,99	110	130	T183	32,03	63	130
T176A	8,30	63	130	T51	32,45	63	130
T34A	8,42	63	130	T56A	32,17	63	130
T112	8,60	63	130	T36A	33,00	63	130
T131	8,81	63	130	T138	33,61	63	130
T133A	8,98	63	130	T252	34,08	63	130
T161	9,08	63	130	T201A	35,84	63	130
T150	9,29	63	130	T259	36,44	63	130
T77A	9,31	63	130	T174	38,05	63	130
T164A	9,49	63	130	T179	37,33	63	130
T132	9,60	63	130	T67	38,89	63	130
T135	9,70	63	130	T221	61,01	63	130
T211	10,09	63	130	T93	41,13	63	130
T88	10,22	110	130	T122	41,20	63	130
T130A	10,28	63	130	T178	43,27	63	130
T74	10,55	110	130	T202A	43,77	63	130
T142A	10,74	63	130	T25	44,45	160	130
T261	10,83	63	130	T216	44,62	63	130
T109A	10,86	63	130	T44	45,78	63	130
T245	11,84	110	130	T281A	48,04	63	130
T244A	12,48	110	130	T160	51,82	63	130
T100	12,13	63	130	T40A	47,93	63	130
T210A	12,65	63	130	T56	49,03	63	130
T52A	13,51	63	130	T170	51,11	63	130
T146A	13,77	110	130	T62A	51,65	63	130
T154A	13,87	110	130	T115	52,23	63	130

Continuación

ID Línea Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	ID Línea Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad
T92	53,92	63	130	T7	112,96	200	130
T162	62,39	63	130	T106	112,33	63	130
T242B	59,96	63	130	T110	119,58	63	130
T229A	59,46	63	130	T164	116,76	63	130
T185	66,41	110	130	T196A	156,20	63	130
T188	67,98	63	130	T54	118,77	63	130
T46A	68,86	63	130	T257	147,41	63	130
T242A	69,54	63	130	T94	147,31	63	130
T6A	105,31	63	130	T278A	138,35	63	130
T32	71,23	63	130	T35	140,47	63	130
T260	109,47	63	130	T281	157,04	63	130
T159A	73,36	63	130	T234	164,25	63	130
T176	75,81	63	130	T218	165,61	63	130
T239	123,19	63	130	T103	164,12	110	130
T274A	126,56	63	130	T85	195,45	63	130
T145	78,50	63	130	T203	214,48	63	130
T123	81,01	63	130	T175	225,80	63	130
T149	78,93	63	130	T147	231,47	63	130
T114	82,19	63	130	T250	243,19	63	130
T227	81,64	63	130	T193	427,27	63	130
T23	82,01	160	130	T244	426,06	110	130
T235A	81,31	63	130	T243	463,84	63	130
T206	83,68	63	130	T192	547,54	63	130
T24	105,38	63	130	T168	220,57	110	130
T210	90,85	63	130	T169	175,50	110	130
T184	88,52	110	130	T215	49,14	110	130
T199	87,36	63	130	T215A	117,16	110	130
T111	86,77	63	130	T2	7,92	200	130
T152	86,51	110	130	T177A	9,74	63	130
T158	90,89	63	130	T38	266,20	63	130
T104	95,62	63	130	T60	7,69	63	130
T105A	99,67	63	130	T61	53,10	63	130
T234A	151,21	63	130	T63A	53,12	63	130
T279A	105,67	63	130	T62	46,22	63	130
T81	118,90	63	130	T46	137,14	110	130
T113	95,00	63	130	T86	210,10	110	130
T26	98,37	63	130	T89A	2,63	63	130
T105	130,50	110	130	T90	31,80	63	130
T163	109,50	63	130	T114A	11,64	63	130
T99	124,51	63	130	T125	77,08	63	130

Continuación

ID Línea Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	ID Línea Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad
T126	85,46	63	130	T82	54,18	110	130
T146	79,38	110	130	T83	11,12	110	130
T144A	9,01	110	130	T95	65,99	63	130
T144	76,75	110	130	T96	39,80	63	130
T2500	9,11	110	130	T98	2,02	63	130
T152A	3,77	110	130	T156	88,08	63	130
T207	60,54	63	130	T87A	8,22	110	130
T220	179,94	63	130	T118	8,01	110	130
T245A	4,44	110	130	T119	40,13	110	130
T3	12,57	200	130	T116	6,55	63	130
T4	13,29	200	130	T121	72,93	63	130
T5	91,23	200	130	T117A	7,38	63	130
T6	37,91	200	130	T124	37,22	63	130
T8	1,47	160	130	T127	8,90	63	130
T9	8,87	160	130	T128	94,51	63	130
T10	6,05	160	130	T128B	9,62	63	130
T12	6,47	63	130	T130	119,11	63	130
T16A	3,05	160	130	T140	9,94	63	130
T22	47,15	63	130	T141	96,01	63	130
T31	14,40	63	130	T139	40,67	63	130
T30	229,73	63	130	T148	18,82	110	130
T36	55,87	110	130	T147A	10,54	63	130
T37A	197,89	63	130	T167	18,31	110	130
T40	68,89	63	130	T169A	39,98	63	130
T39B	3,64	110	130	T172	27,34	63	130
T39A	2,85	110	130	T112A	7,12	63	130
T41	1,42	63	130	T171	23,47	63	130
T37B	8,05	63	130	T181A	65,45	63	130
T48	128,83	63	130	T258	34,41	63	130
T48A	13,21	63	130	T259A	0,94	63	130
T49	303,36	63	130	T260A	26,51	63	130
T58	2,12	63	130	T180A	6,62	63	130
T59	121,68	63	130	T180	48,39	63	130
T57	62,28	63	130	T212A	3,28	63	130
T57A	7,39	63	130	T212	74,07	63	130
T68A	7,67	63	130	T221A	3,70	63	130
T73B	4,23	110	130	T219	52,49	63	130
T73	1,66	110	130	T222	55,58	63	130
T76	3,89	63	130	T223	35,85	63	130
T79	7,55	63	130	T225A	9,35	63	130

Continuación

ID Línea Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	ID Línea Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad
T217	33,11	63	130	T195	67,43	63	130
T218B	19,85	63	130	T77	10,00	200	130
T218A	11,02	63	130	T91	50,00	63	130
T226	16,32	63	130	T1	250,60	200	130
T177	16,30	63	130	T1A	34,15	200	130
T223A	5,79	63	130	T50	25,00	63	130
T200	45,79	63	130	T88A	80,97	63	130
T201	39,55	63	130	T17	245,68	160	130
T202	208,21	63	130	T18A	12,23	160	130
T190A	1,85	63	130	T206A	150,34	63	130
T108	6,81	63	130	T205A	1,05	63	130
T107	129,28	63	130	T69	7,64	110	130
T238A	228,25	63	130	T136	7,00	63	130
T240	12,13	63	130	T155	7,90	110	130
T247A	2,06	63	130	T165	1,00	63	130
T247	119,43	63	130	T4B	52,99	110	130
T246	114,19	110	130	T4A	6,68	110	130
T228	151,31	63	130	T182	127,70	63	130
T235	34,62	63	130	T37	17,18	63	130
T235B	8,50	63	130	T42	149,87	63	130
T232	71,15	63	130	T43	150,02	63	130
T230	135,80	63	130	T68	223,42	63	130
T231	18,88	63	130	T66	105,27	63	130
T277	319,02	63	110	T66A	7,54	63	130
T276	17,81	63	130	T65	118,39	63	130
T275	216,59	63	130	T75A	94,01	110	130
T274	304,69	63	130	T71	66,14	110	130
T273	356,20	63	130	T75	239,63	63	110
T278	233,24	63	130	T70	38,11	110	130
T279	136,84	63	130	T72	238,85	110	130
T241A	29,12	63	130	T39	33,71	63	130
T242	91,46	63	130	T78	66,78	63	130
T230A	158,70	63	130	T11	86,25	160	130
T241	398,21	63	130	T27	17,98	63	130
T205	598,13	63	130	T13	148,35	63	130
T280	150,46	63	130	T14	148,38	63	130
T251A	12,48	63	130	T15	166,95	63	130
T94A	128,83	63	130	T194	5,01	160	130
T209	203,02	63	130	T80	138,35	63	130
T196	28,91	63	130	T237	30,67	63	130

Continuación

ID Línea Tubería	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad
T29	81,41	63	130
T31A	52,08	63	130
T16	10,69	160	130
T238	26,98	63	130
T79B	12,10	63	130
T87	41,29	110	130
T117	82,17	63	130
T90A	93,24	63	130
T154	79,41	63	130
T153	80,19	63	130
T129	14,62	63	130
T126A	31,13	63	130
T151	84,49	63	130
T21	45,06	63	130
T18	68,22	63	130
T22A	53,23	63	130
T30A	6,22	63	130
T19	20,18	63	130
T143	164,89	110	130
T170A	72,03	63	130
T214	77,35	63	130
T213	80,49	63	130
T213A	52,72	63	130
T220A	15,83	63	130
T207A	71,15	63	130
T280A	62,70	63	130
T142	171,02	63	130
T34	95,86	63	130
T102	94,76	63	130
T191	270,59	63	130
T197	263,77	63	130
T197A	65,82	63	130
T198	82,73	63	130
T186	59,32	63	130
T190	59,16	63	130
T189	68,81	63	130
T181	44,72	63	130
T224	126,32	63	130
T229	76,28	63	130
T64	41,08	63	130
T20	100,00	63	130
AT1	5,00	63	130

ANEXO 5: Características de los nodos

Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Nudo	Cota m	Demanda Base LPS
N272	2536,3	0	N65	2548,58	0,06	N143	2540,04	0,08
J-2	2536,24	0,045	N64	2548,71	0	N142	2540,86	0,05
J-4	2506,71	0,045	N240	2492,57	0,12	N261	2528,18	0,03
N170	2539,47	0	N282	2548,61	0,565	N110	2575,02	0,045
N234	2493,32	0,15	N155	2548,51	0,015	N109	2575,9	0
N233	2493,3	0,03	N83	2558,89	0,105	N72	2531,26	0,135
N245	2506	0	N91	2533,9	0,08	N75	2531,69	0,105
N156	2533,86	0,02	N175	2546,18	0,03	N60	2545,59	0
N190	2567,32	0,06	N176	2547,3	0,01	N125	2562,42	0
N186	2568,03	0,12	N89	2558,89	0,02	N246	2504,45	0
N43	2556,46	0,04	N34	2594,12	0,135	N87	2549,18	0,05
N42	2556,14	0,02	N35	2594,2	0,06	N244	2503,87	0
N55	2544,71	0	N113	2563,35	0	N100	2575,7	0,09
N56	2545,25	0,01	N112	2563,86	0,045	N99	2575,12	0,045
N54	2540,56	0,02	N132	2552,3	0	N210	2539,72	0,105
N53	2541,26	0,02	N131	2553,45	0,045	N217	2539,8	0,045
J-32	2563,41	0	N134	2548,47	0,03	N146	2547,26	0,03
N77	2563,87	0,075	N133	2550,38	0,03	N129	2546,4	0,06
N192	2540,3	0,04	N161	2537,11	0,01	N188	2559,9	0,02
N193	2540,09	0,045	N162	2540,84	0,01	N187	2560,63	0,01
N220	2527,76	0,015	N149	2544,61	0,04	N104	2580,09	0,075
N25	2589,02	0,165	N150	2544,79	0,08	N105	2580,07	0,06
N102	2588,99	0	N78	2563,9	0,06	N27	2584,39	0,12
N30	2587,99	0	N164	2556,95	0,01	N28	2586,86	0,24
N33	2589,1	0,075	N165	2557,38	0,05	N280	2529,88	0,075
N203	2537,68	0,03	N135	2547,62	0,015	N223	2533,31	0,015
N208	2537	0,01	N136	2549,49	0,03	N226	2533,85	0,06
N248	2491,78	0,11	N178	2551,19	0	N45	2540,02	0,045
N247	2492,42	0,17	N154	2547,06	0,06	N46	2536,16	0,01
N96	2562,1	0,075	N152	2546,9	0	N225	2533,97	0,03
N98	2562,12	0,045	N151	2539,69	0,045	N84	2560,34	0,045
N86	2557,99	0,15	N212	2550,29	0,03	J-145	2558,72	0,075
N85	2557,95	0,09	N211	2550,64	0,06	N36A	2563,36	0
N157	2535,69	0,11	N88	2541,79	0,02	N97	2565,98	0,075
N158	2535,42	0,07	N92	2540,66	0,11	J-149	2565,09	0,06
N205	2538,93	0,02	N130	2542,53	0,03	N19	2589,18	0,045
N204	2539,37	0,02	N141	2542,53	0,05	N48	2540,86	0,02
N26	2585,14	0,12	N20	2589,99	0,09	N47	2539,64	0,03
N9	2584,01	0,1	N74	2562,22	0,12	N174	2548,97	0,01
N52	2544,19	0	N76	2562,37	0,09	J-154	2550,12	0,01

Continuación

Nudo	Demanda		Nudo	Demanda		Nudo	Demanda	
	Cota m	Base LPS		Cota m	Base LPS		Cota m	Base LPS
N63	2549,34	0,04	J-206	2520,07	0,12	J-251	2592,38	0,08
N17	2583,66	0,51	J-207	2522,63	0,18	J-252	2523,34	0,05
N13	2583,1	0,13	N281	2519,11	0	N260	2534,32	0,04
N101	2574,07	0,075	N160	2548,65	0,04	J-254	2543,28	0,045
N172	2534,87	0	N31	2583,3	0,12	N224	2533,03	0,06
N171	2535,31	0,38	J-211	2588,29	0,1	N61	2545,52	0,04
N126	2557,13	0,06	N73	2562,41	0	N59	2553,83	0,04
N183	2553,99	0,02	N148	2518,13	0,09	N177	2547,09	0
N182	2559,16	0	N168	2519,57	0,06	N239	2527,97	0,03
N51	2546,09	0,02	N40	2561,19	0,075	N238	2509,82	0,165
J-165	2546,55	0,02	J-217	2564,33	0,03	N274	2575,51	0,195
N36	2562,5	0,105	N57	2546,53	0,02	J-263	2563,79	0,06
N138	2560,01	0,06	N62	2547,87	0,04	N145	2548,26	0,05
N173	2535,16	0,05	N116	2560,91	0,045	N90	2540,17	0,16
N252	2501,72	0,26	N115	2557,64	0,03	N144	2547,84	0,02
N257	2513,51	0,24	N163	2549,34	0,15	N114	2563,78	0,045
N201	2550,09	0,02	N119	2548,67	0,105	N227	2533,87	0,09
N259	2534,39	0,06	N242	2519,51	0,11	J-269	2533,12	0,075
J-177	2534,54	0,01	J-228	2523,93	0,15	N198	2567,71	0,225
J-178	2547,42	0,1	N229	2512,24	0,285	N153	2546,48	0,045
N179	2550,73	0,05	J-230	2525	0,06	N18	2584,55	0,18
N180	2559,24	0,02	N207	2538,15	0,01	N235	2492,56	0,135
N66	2550,72	0,04	N185	2575,36	0,1125	J-274	2502,4	0,075
N67	2554,15	0,05	N241	2518,37	0,24	N206	2538,96	0,02
N221	2531,25	0,09	J-234	2512,99	0,11	N24	2582,36	0,18
J-188	2528,99	0,075	N82	2562,89	0,03	N120	2550,11	0
N93	2550,28	0,075	N199	2545,87	0	N121	2560,44	0,015
J-191	2548,37	0,075	N197	2566,87	0,06	N184	2576,09	0,015
N122	2550,81	0,03	N222	2532,11	0,03	N159	2528,94	0,03
N123	2549,82	0,045	N189	2552,26	0,03	N200	2544,58	0,01
N236	2494,48	0,225	N169	2529,36	0,08	N127	2549,29	0,045
J-195	2492,53	0,135	N58	2553,71	0,02	N111	2570,98	0,06
N202	2552,34	0,03	N275	2548,53	0,135	N107	2571,9	0,12
N181	2555,52	0,04	N6	2575,77	0,06	N118	2549,86	0,045
N23	2580,49	0,045	J-244	2563,3	0,06	N106	2571,92	0,09
N124	2557,39	0,03	N258	2539,81	0,05	J-288	2481,79	0,165
N117	2560,32	0,06	N251	2500,38	0,31	N279	2551,45	0,18
N216	2522,71	0,015	J-248	2525,15	0	J-290	2561,29	0,165
N214	2522,71	0,165	N79	2558,93	0,015	N22	2580,03	0,09
N44	2539,45	0,04	N32	2583,32	0,2	N21	2584,15	0,12

Continuación

Nudo	Demanda		Nudo	Demanda		Nudo	Demanda	
	Cota m	Base LPS		Cota m	Base LPS		Cota m	Base LPS
N108	2575,83	0,075	N103	2589,07	0,105	A15	2562,37	0
N81	2562,75	0,075	N80	2558,94	0,105	A14	2562,22	0,06
J-297	2572,74	0,15	A23	2583,47	0,13	A7	2560,91	0
N166	2571,05	0,06	N215	2526,58	0,06	A10	2560,91	0,06
N195	2560,29	0,05	N213	2550,39	0,09	A11	2530,95	0,015
N276	2529,82	0,09	N232	2513,2	0,165	A9	2560,91	0,075
J-303	2530,46	0,09	N231	2492,28	0,09	A12	2531,26	0,015
N95	2574,39	0,045	N167	2519,9	0,05	A13	2562,41	0
N8	2583,98	0,07	N147	2519,31	0,3	A19	2563,71	0,045
N12	2584,08	0,15	N68	2560,91	0,12	A16	2563,9	0,015
N128	2540,8	0,03	N69	2530,95	0,015	A17	2584,08	0,15
N7	2579	0,06	N230	2513,08	0,24	A18	2584,39	0,07
J-312	2553,96	0,02	N228	2515,51	0,12	A20	2583,1	0,07
N4	2574,3	0	N250	2491,7	0,11	A21	2583,29	0,1
N196	2565,99	0,07	N70	2560,82	0,06	A22	2558,94	0
J-315	2525,52	0,01	A8	2530,91	0,075	A24	2583,53	0,07
N49	2546,04	0	J-364	2562,9	0	A26	2585,33	0,07
J-317	2540,3	0,01	N191	2567,53	0,09	A25	2585,33	0,07
J-320	2531,94	0,12	N2	2576,02	0	A27	2583,3	0,07
N140	2540,85	0,02	N1	2619,84	0,06	A28	2558,93	0,045
N139	2568,07	0,045	N38	2549,18	0,02	A29	2558,93	0
J-323	2530,58	0,05	N39	2563,71	0,03	A30	2549,18	0,02
N137	2561,35	0,045	J-374	2554,43	0,06	A31	2549,86	0
N94	2559,17	0,105	N194	2558,22	0,03	A32	2548,51	0,02
N278	2545,96	0,575	N243	2531,1	0,03	A33	2547,06	0,02
J-327	2544,5	0,25	J-377	2546,07	0,075	A34	2546,48	0,02
N5	2573,38	0,015	N273	2609,19	0,12	A35	2547,06	0
N37	2549,09	0,02	J-379	2545,64	0,03	A36	2557,13	0
N3	2575,3	0	N270	2539,47	0,015	A37	2539,69	1,111
N14	2583,29	0,08	N50	2579,48	0,045	A38	2584,15	0
N11	2583,78	0,13	J-220	2580,03	0,045	A39	2584,55	0
N249	2503,56	0,17	N71	2530,91	0,075	A40	2580,03	0
N41	2555,95	0,05	N262	2585,61	0,1	N29	2587,99	0,06
N10	2583,82	0,16	N15	2583,47	0,07	A41	2589,02	0
N277	2529,06	1,21389	A1	2572,8	0	A43	2518,13	0
J-340	2493,4	0,21	A2	2572,3	0	A44	2539,47	0
N209	2537,61	0,06	A4	2569,8	0	A46	2529	0
N218	2542,43	0,165	A3	2570,3	0	A47	2529	0
N219	2531,63	0,045	A5	2583,5	0,07	A48	2527,76	0,015
N16	2583,53	0,21	A6	2583,5	0,07	A49	2538,15	0

ANEXO 6: Medición del caudal en el tanque de distribución que ingresa a la red en L/s

	01h00	02h00	03h00	04h00	05h00	06h00	07h00	08h00	09h00	10h00	11h00	12h00
día 1										33,48	31,16	27,44
día 2	9,77	11,63	16,74	17,21	20,46	26,51	25,58	24,18	24,18	20,93	18,14	16,74
día 3	18,14	19,53	22,79	23,25	24,65	34,41	33,95	29,3	22,32	20	32,55	23,9
día 4	7,91	15,81	21,86	22,32	22,32	23,25						
	13h00	14h00	15h00	16h00	17h00	18h00	19h00	20h00	21h00	22h00	23h00	24h00
día 1	27,44	28,37	33,02	26,04	22,32	24,18	25,11	20,93	20	19,07	15,35	11,63
día 2	21,86	22,79	22,32	28,37	23,72	22,32	25,58	21,39	20,46	22,79	23,72	20,00
día 3	33,95	26,04	22,79	26,04	18,6	21,86	22,79	20	15,35	17,67	14,88	10,7

Promedio de caudal horario en L/s

Hora	Media	Mín	Máx
01h00	11,94	7,91	18,14
02h00	15,66	11,63	19,53
03h00	20,46	16,74	22,79
04h00	20,93	17,21	23,25
05h00	22,48	20,46	24,65
06h00	28,06	23,25	34,41
07h00	29,77	25,58	33,95
08h00	26,74	24,18	29,3
09h00	23,25	22,32	24,18
10h00	24,8	20	33,48
11h00	27,28	18,14	32,55
12h00	22,69	16,74	27,44
13h00	27,75	21,86	33,95
14h00	25,73	22,79	28,37
15h00	26,04	22,32	33,02
16h00	26,82	26,04	28,37
17h00	21,55	18,6	23,72
18h00	22,79	21,86	24,18
19h00	24,49	22,79	25,58
20h00	20,77	20	21,39
21h00	18,6	15,35	20,46
22h00	19,84	17,67	22,79
23h00	17,98	14,88	23,72
24h00	14,11	10,7	20

ANEXO 7: Demanda base calculada para cada nodo en L/s

Nodo	N° predios abastecidos	Caudal por predio (L/s)	Caudal por nudo (L/s)	Nodo	N° predios abastecidos	Caudal por predio (L/s)	Caudal por nudo (L/s)
N1	7	0,0160	0,112	N138	5	0,0160	0,080
N10	7	0,0160	0,112	N14	4	0,0160	0,064
N100	8	0,0160	0,128	N140	0	0,0160	0,000
N101	5	0,0160	0,080	N141	6	0,0160	0,096
N102	9	0,0160	0,144	N142	9	0,0160	0,144
N104	9	0,0160	0,144	N143	13	0,0160	0,208
N105	4	0,0160	0,064	N144	5	0,0160	0,080
N106	11	0,0160	0,176	N145	8	0,0160	0,128
N107	7	0,0160	0,112	N146	9	0,0160	0,144
N108	0	0,0160	0,000	N147	16	0,0160	0,256
N109	7	0,0160	0,112	N148	11	0,0160	0,176
N11	9	0,0160	0,144	N149	6	0,0160	0,096
N110	5	0,0160	0,080	N15	3	0,0160	0,048
N111	4	0,0160	0,064	N150	12	0,0160	0,192
N112	3	0,0160	0,048	N151	1	0,0160	1,389
N113	0	0,0160	0,000	N152	0	0,0160	0,000
N114	0	0,0160	0,000	N153	6	0,0160	0,096
N115	5	0,0160	0,080	N154	7	0,0160	0,112
N116	2	0,0160	0,032	N155	2	0,0160	0,032
N117	5	0,0160	0,080	N156	0	0,0160	0,000
N118	0	0,0160	0,000	N157	5	0,0160	0,080
N119	3	0,0160	0,048	N158	3	0,0160	0,048
N12	0	0,0160	0,000	N159	0	0,0160	0,000
N120	0	0,0160	0,000	N16	21	0,0160	0,336
N121	2	0,0160	0,032	N160	8	0,0160	0,128
N122	1	0,0160	0,016	N161	2	0,0160	0,032
N123	2	0,0160	0,032	N162	2	0,0160	0,032
N124	3	0,0160	0,048	N163	1	0,0160	0,648
N125	0	0,0160	0,000	N164	6	0,0160	0,096
N126	5	0,0160	0,080	N165	3	0,0160	0,048
N127	0	0,0160	0,000	N166	7	0,0160	0,112
N128	0	0,0160	0,000	N167	0	0,0160	0,000
N129	5	0,0160	0,080	N168	14	0,0160	0,224
N13	11	0,0160	0,176	N169	10	0,0160	0,160
N130	11	0,0160	0,176	N17	0	0,0160	0,000
N131	2	0,0160	0,032	N170	4	0,0160	0,064
N132	2	0,0160	0,032	N172	3	0,0160	0,048
N133	0	0,0160	0,000	N173	9	0,0160	0,144
N134	2	0,0160	0,032	N174	6	0,0160	0,096
N135	2	0,0160	0,032	N175	13	0,0160	0,208
N136	2	0,0160	0,032	N176	0	0,0160	0,000

Continuación

Nodo	N° predios abastecidos	Caudal por predio (L/s)	Caudal por nudo (L/s)	Nodo	N° predios abastecidos	Caudal por predio (L/s)	Caudal por nudo (L/s)
N177	1	0,0160	0,196	N212	14	0,0160	0,224
N178	0	0,0160	0,000	N213	4	0,0160	0,064
N179	8	0,0160	0,128	N214	10	0,0160	0,160
N18	4	0,0160	0,064	N215	7	0,0160	0,112
N180	2	0,0160	0,032	N216	7	0,0160	0,112
N181	5	0,0160	0,080	N217	6	0,0160	0,096
N182	0	0,0160	0,000	N218	9	0,0160	0,144
N183	3	0,0160	0,048	N219	8	0,0160	0,128
N184	1	0,0160	0,016	N22	6	0,0160	0,096
N185	1	0,0918	0,092	N220	8	0,0160	0,128
N186	11	0,0918	1,010	N221	0	0,0160	0,000
N187	6	0,0918	0,551	N222	7	0,0160	0,112
N188	5	0,0918	0,459	N223	0	0,0160	0,000
N189	2	0,0918	0,184	N224	6	0,0160	0,096
N19	2	0,0918	0,184	N225	2	0,0160	0,032
N190	2	0,0918	0,184	N226	4	0,0160	0,064
N191	24	0,0918	2,203	N227	5	0,0160	0,080
N192	9	0,0918	0,826	N228	9	0,0160	0,144
N193	9	0,0918	0,826	N229	13	0,0160	0,208
N194	0	0,0918	0,000	N23	4	0,0160	0,064
N195	0	0,0918	0,000	N230	21	0,0160	0,336
N196	12	0,0918	1,101	N233	6	0,0160	0,096
N197	14	0,0918	1,285	N234	14	0,0160	0,224
N198	21	0,0918	1,928	N235	10	0,0160	0,160
N199	0	0,0918	0,000	N236	10	0,0160	0,160
N2	0	0,0918	0,000	N238	13	0,0160	0,208
N20	10	0,0918	0,918	N239	10	0,0160	0,160
N200	0	0,0918	0,000	N24	9	0,0160	0,144
N201	15	0,0918	1,377	N240	1	0,0160	0,092
N202	13	0,0918	1,193	N241	17	0,0160	0,272
N203	17	0,0918	1,560	N242	11	0,0160	0,176
N204	15	0,0918	1,377	N243	16	0,0160	0,256
N205	4	0,0918	0,367	N244	0	0,0160	0,000
N206	4	0,0918	0,367	N245	0	0,0160	0,000
N207	10	0,0918	0,918	N246	2	0,0160	0,032
N208	0	0,0918	0,000	N247	3	0,0160	0,048
N209	3	0,0918	0,275	N248	0	0,0160	0,000
N21	8	0,0918	0,734	N249	3	0,0160	0,048
N210	4	0,0918	0,367	N25	5	0,0160	0,080
N211	10	0,0918	0,918	N250	0	0,0160	0,000

Continuación

Nodo	N° predios abastecidos	Caudal por predio (L/s)	Caudal por nudo (L/s)	Nodo	N° predios abastecidos	Caudal por predio (L/s)	Caudal por nudo (L/s)
N251	3	0,0160	0,048	N40	4	0,0160	0,064
N252	8	0,0160	0,128	N41	0	0,0160	0,000
N253	0	0,0160	0,000	N42	11	0,0160	0,176
N254	0	0,0160	0,000	N43	9	0,0160	0,144
N255	0	0,0160	0,000	N44	1	0,0160	0,016
N256	0	0,0160	0,000	N45	0	0,0160	0,000
N257	1	0,0160	0,016	N46	1	0,0160	1,111
N258	10	0,0160	0,160	N47	4	0,0160	0,064
N259	3	0,0160	0,048	N48	3	0,0160	0,048
N26	5	0,0160	0,080	N49	6	0,0160	0,096
N260	10	0,0160	0,160	N5	11	0,0160	0,176
N261	3	0,0160	0,048	N50	2	0,0160	0,032
N27	0	0,0160	0,000	N51	3	0,0160	0,048
N270	0	0,0160	0,000	N52	0	0,0160	0,000
N271	13	0,0160	0,208	N53	3	0,0160	0,048
N272	0	0,0160	0,000	N54	3	0,0160	0,048
N273	9	0,0160	0,144	N55	0	0,0160	0,000
N274	31	0,0160	0,496	N56	5	0,0160	0,080
N275	7	0,0160	0,112	N57	3	0,0160	0,048
N276	3	0,0160	0,048	N58	3	0,0160	0,048
N277	21	0,0160	0,336	N59	7	0,0160	0,112
N278	36	0,0160	0,576	N6	7	0,0160	0,112
N279	45	0,0160	0,721	N60	0	0,0160	0,000
N28	4	0,0160	0,064	N61	5	0,0160	0,080
N280	19	0,0160	0,304	N62	6	0,0160	0,096
N281	41	0,0160	0,656	N63	6	0,0160	0,096
N282	0	0,0160	0,000	N64	3	0,0160	0,048
N3	0	0,0160	0,000	N65	0	0,0160	0,000
N30	0	0,0160	0,000	N66	6	0,0160	0,096
N31	5	0,0160	0,080	N67	6	0,0160	0,096
N32	12	0,0160	0,192	N68	18	0,0160	0,288
N33	7	0,0160	0,112	N69	0	0,0160	0,000
N34	0	0,0160	0,000	N7	2	0,0160	0,032
N35	6	0,0160	0,096	N70	0	0,0160	0,000
N36	5	0,0160	0,080	N71	11	0,0160	0,176
N36A	0	0,0160	0,000	N72	11	0,0160	0,176
N37	0	0,0160	0,000	N73	6	0,0160	0,096
N38	11	0,0160	0,176	N74	0	0,0160	0,000
N39	0	0,0160	0,000	N75	6	0,0160	0,096
N4	0	0,0160	0,000	N76	16	0,0160	0,256




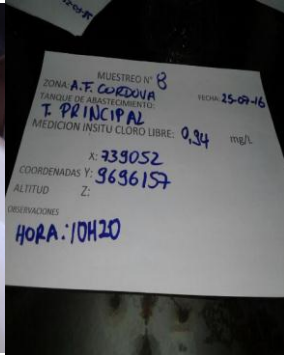
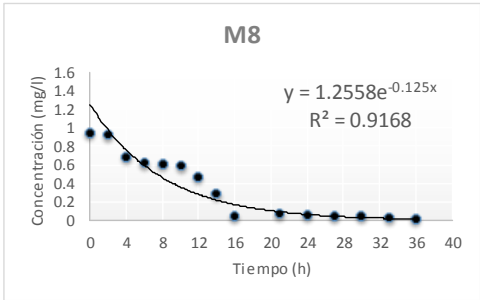
Continuación

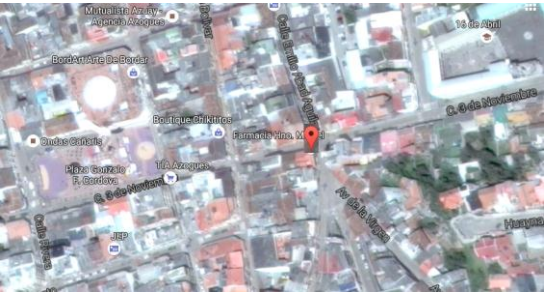


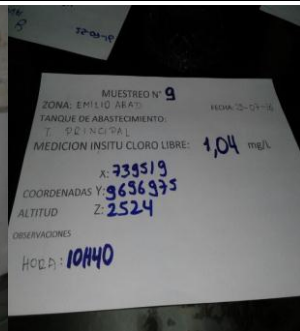
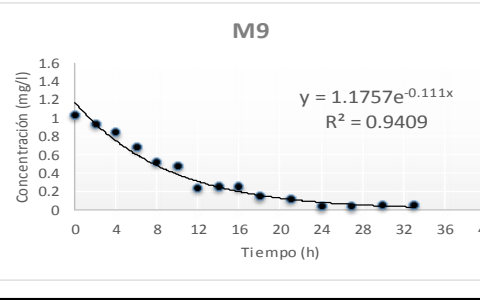
Nodo	N° predios abastecidos	Caudal por predio (L/s)	Caudal por nudo (L/s)
N78	5	0,0160	0,080
N79	14	0,0160	0,224
N8	2	0,0160	0,032
N80	7	0,0160	0,112
N81	18	0,0160	0,288
N82	4	0,0160	0,064
N83	0	0,0160	0,000
N84	6	0,0160	0,096
N85	20	0,0160	0,320
N86	15	0,0160	0,240
N87	4	0,0160	0,064
N88	0	0,0160	0,000
N89	0	0,0160	0,000
N9	3	0,0160	0,048
N90	0	0,0160	0,000
N91	5	0,0160	0,080
N92	3	0,0160	0,048
N93	8	0,0160	0,128
N94	0	0,0160	0,000
N95	6	0,0160	0,096
N96	2	0,0160	0,032
N97	9	0,0160	0,144
N98	5	0,0160	0,080

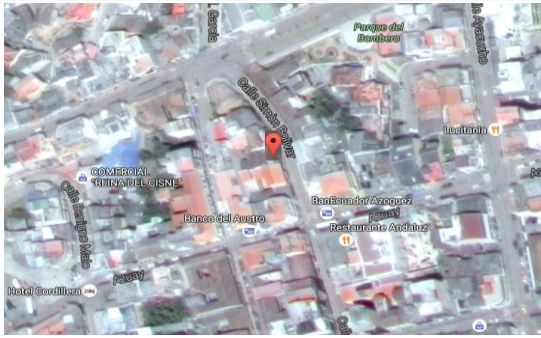

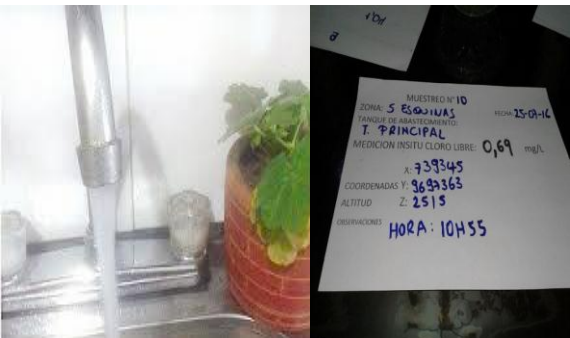
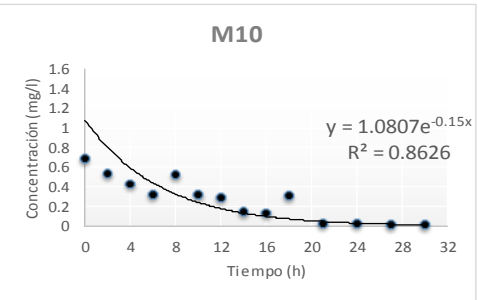
ANEXO 8: Medición de presiones obtenidas en campo usando un manómetro portátil




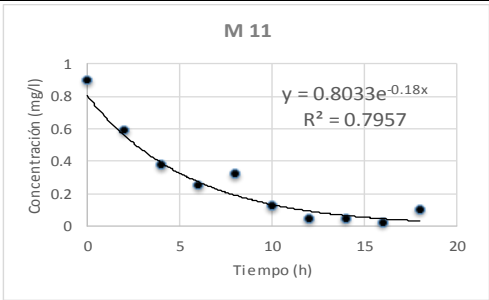
Número de medición	Nodo	Intervalo de medición	Hora en EPANET	Presión (PSI)	Presión (mca)
1	N278	8h30-9h30	9:00	54	38,016
2	N72	8h30-9h30	9:00	70	49,28
3	N79	8h30-9h30	9:00	80	56,32
4	N67	8h30-9h30	9:00	40	28,16
5	N7	8h30-9h30	9:00	55	38,72
6	N37	8h30-9h30	9:00	78	54,912
7	A26	8h30-9h30	9:00	40	28,16
8	N24	8h30-9h30	9:00	42	29,568
9	N94	8h30-9h30	9:00	80	56,32
10	N87	9h30-10h30	10:00	48	33,792
11	N105	9h30-10h30	10:00	45	31,68
12	N103	9h30-10h30	10:00	33	23,232
13	N99	9h30-10h30	10:00	60	42,24
14	N129	9h30-10h30	10:00	55	38,72
15	N216	9h30-10h30	10:00	90	63,36
16	N192	9h30-10h30	10:00	72	50,688
17	J-178	9h30-10h30	10:00	57	40,128
18	N154	9h30-10h30	10:00	50	35,2
19	N282	10h30-11h30	11:00	48	33,792
20	N138	10h30-11h30	11:00	40	28,16
21	N105	10h30-11h30	11:00	40	28,16
22	N186	10h30-11h30	11:00	48	33,792
23	N191	10h30-11h30	11:00	30	21,12
24	N217	10h30-11h30	11:00	70	49,28
25	N202	10h30-11h30	11:00	45	31,68
26	N51	11h30-12h30	12:00	60	42,24
27	N241	11h30-12h30	11:00	65	45,76
28	J-288	11h30-12h30	12:00	140	98,56
29	N236	11h30-12h30	12:00	125	88,00
30	N215	11h30-12h30	12:00	88	61,952
31	N174	12h30-13h30	13:00	55	38,72
32	N158	12h30-13h30	13:00	70	49,28
33	N275	12h30-13h30	13:00	75	52,8
34	N277	12h30-13h30	13:00	85	59,84
35	N279	12h30-13h30	13:00	55	38,72
36	J-327	12h30-13h30	13:00	60	42,24
37	A17	12h30-13h30	13:00	50	35,2
38	N35	12h30-13h30	13:00	30	21,12
39	N118	12h30-13h30	13:00	50	35,2
40	N146	13h30-14h30	14:00	60	42,24
41	N230	13h30-14h30	14:00	110	77,44
42	N252	13h30-14h30	14:00	105	73,92




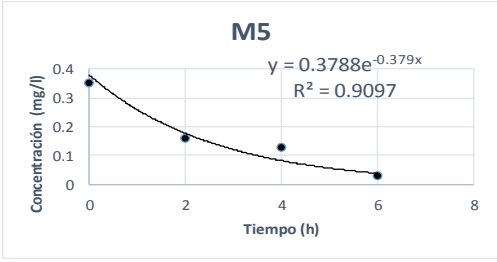
ANEXO 9: Ficha de muestreo para monitoreo de cloro libre

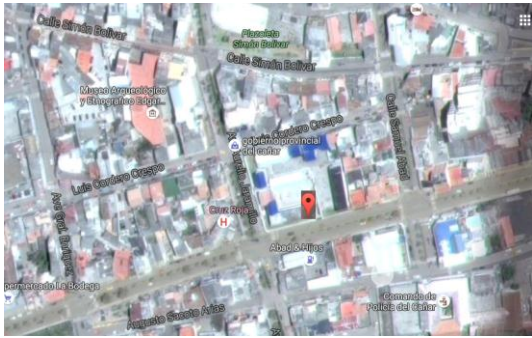


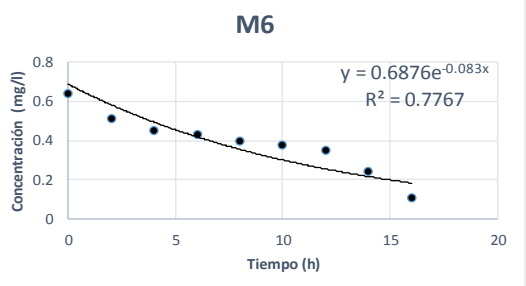
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M8
25/7/2016	E= 739052, S = 9696157 Z=2464	Zona	A. F Córdoba
		Punto de muestreo	Lavadora autos
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zona Principal
		Medición insitu de cloro	0.94 mg/l
		Temp agua	15 °C
		Clima	Parcialmente despejado
Ubicación			
		Lavadora de autos	
			
Punto de muestro		kb	0.125 h ⁻¹
		Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua	



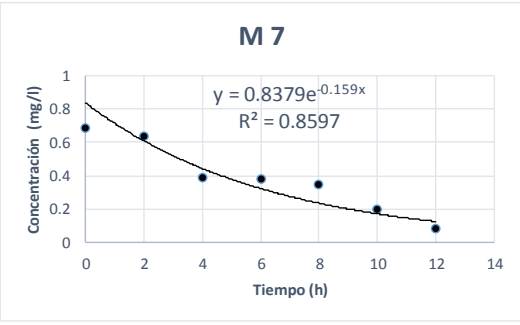

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M9
25/7/2016	E= 739504, S= 9696971 Z= 2524	Zona	3 de Noviembre
		Punto de muestreo	Tienda
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zona Principal
		Medición insitu de cloro	1.04 mg/l
		Temp agua	15 °C
		Clima	Parcialmente despejado
Ubicación			
		Local comercial	
			
Punto de muestro		kb	0.111 h ⁻¹
		Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua	



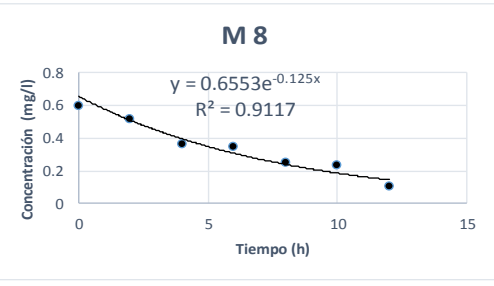

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	Nº de muestra	M10
25/7/2016	E= 739345, S = 9697363 Z= 2515	Zona	5 esquinas
		Punto de muestreo	Local comercial
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zona principal
		Medición insitu de cloro	0,69 mg/l
		Temp agua	15 °C
		Clima	Parcialmente despejado
Ubicación			
		Local comercial	
Punto de muestro			
		kb	0.15 h ⁻¹
		Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua	




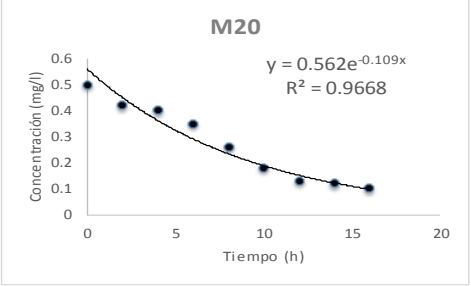
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	Nº de muestra	11
25/7/2016	E = 739729, S = 9697566 Z= 2544	Zona	Bosque Azul
		Punto de muestreo	Vivienda
		Tanque de abastecimiento	Tanque de la Zona Alta
		Medición insitu de cloro	0,9 mg/l
		Temp agua	15 °C
		Clima	Parcialmente despejado
Mapa con la ubicación			
		Local Comercial	
Punto de muestro			
		kb	0.18 h ⁻¹
		Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua	




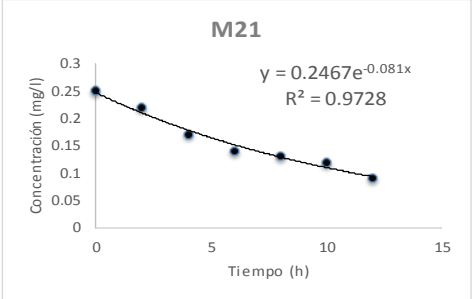
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M5
16/8/2016	E= 739476, N= 9695481 Z= 2484	Zona	Juan Montalvo
	Punto de muestreo	Gasolinera	
	Tanque de abastecimiento	Tanque Juan Montalvo	
	Medición insitu de cloro	0,35 mg/l	
	Temp agua	15 °C	
	Clima	Parcialmente despejado	
Ubicación			
	Grifo		
			
Muestra in situ	kb	0.35	h⁻¹
Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua			

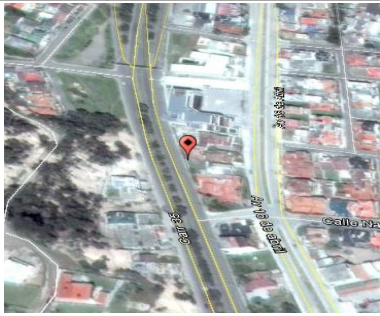


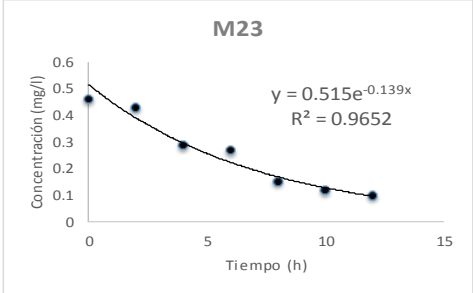
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M6
16/8/2016	E= 739294, N= 9696354 Z= 2496	Zona	Juan Montalvo
	Punto de muestreo	Local comercial- La Policía	
	Tanque de abastecimiento	Tanque Juan Montalvo	
	Medición insitu de cloro	0,64 mg/l	
	Temp agua	15 °C	
	Clima	Parcialmente despejado	
Ubicación			
	Grifo		
			
Muestra in situ	kb	0.083	h⁻¹
Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua			


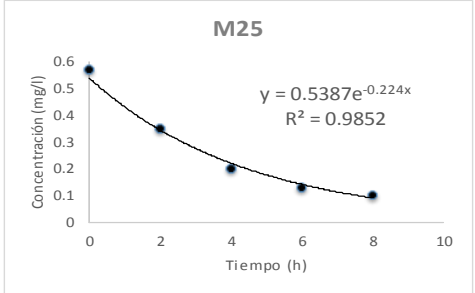

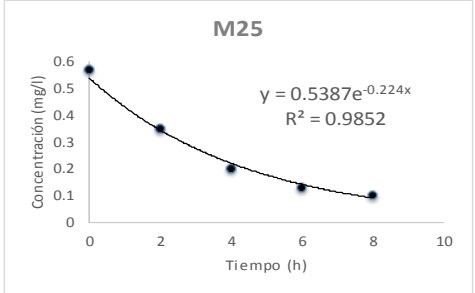
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M7
16/8/2016	E= 739425, N= 9695611 Z= 2481	Zona	Principal
 <p>Ubicación</p>		Punto de muestreo	Taller - Hno. Miguel
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zona Principal
		Medición insitu de cloro	0,69 mg/l
		Temp agua	15 °C
		Clima	Parcialmente despejado
 <p>Grifo</p>		 <p>M 7</p> <p>$y = 0.8379e^{-0.159x}$ $R^2 = 0.8597$</p>	
 <p>Muestra in situ</p>		Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua	




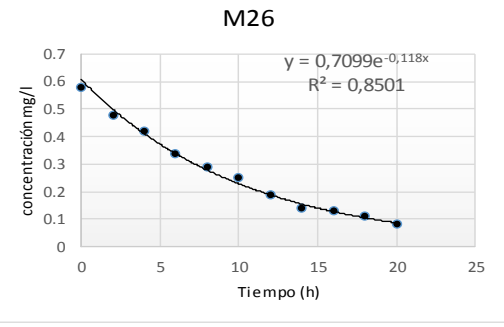
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M8
16/8/2016	E= 739052, N= 9696157 Z=2464	Zona	Principal
 <p>Ubicación</p>		Punto de muestreo	Lavadora autos- A. Córdova
		Tanque de abastecimiento	Tanque Zona Principal
		Medición insitu de cloro	0,60 mg/l
		Temp agua	15 °C
		Clima	Parcialmente despejado
 <p>Grifo</p>		 <p>M 8</p> <p>$y = 0.6553e^{-0.125x}$ $R^2 = 0.9117$</p>	
 <p>Muestra in situ</p>		Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua	

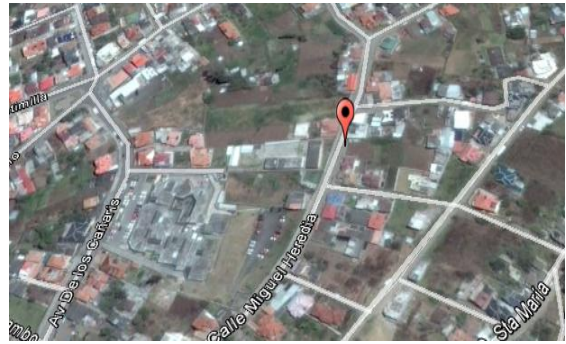

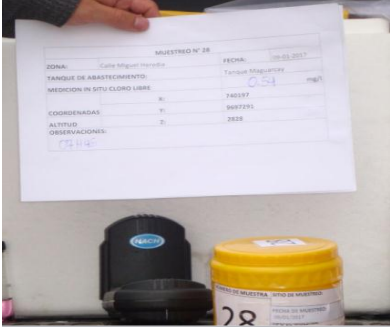
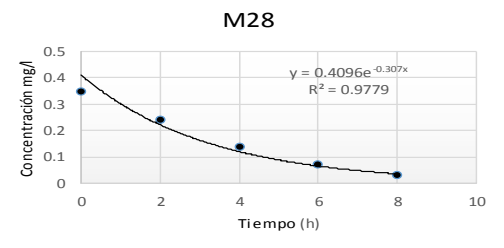
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	Nº de muestra	M20
15/9/2016	E= 740270, S = 9695558 Z= 2591	Zona	Zhapacal
	Punto de muestreo	Tanque de Zhapacal	
	Tanque de abastecimiento	Repartidor de Caudales	
	Medición insitu de cloro	0,5 mg/l	
	Temp agua	15 °C	
	Clima	Parcialmente despejado	
		Tanque de abastecimiento	
			
Punto de muestreo		kb	0.109 h ⁻¹
		Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua	



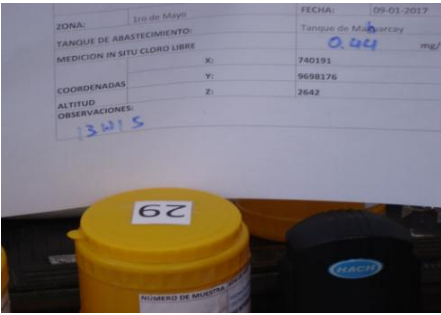
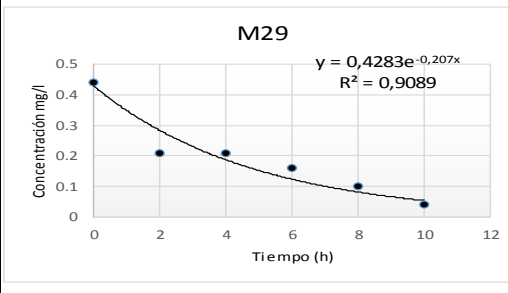
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	Nº de muestra	M21
15/9/2016	E = 739736, S = 9693152 Z= 2549	Zona	Toctesol
	Punto de muestreo	Tanque Toctesol	
	Tanque de abastecimiento	Tanue de Zhapacal	
	Medición insitu de cloro	0,25 mg/l	
	Temp agua	15 °C	
	Clima	Parcialmente despejado	
		Tanque de abastecimiento	
			
Punto de muestreo		kb	0.081 h ⁻¹
		Curva de decaimiento de cloro por reacción con el agua	




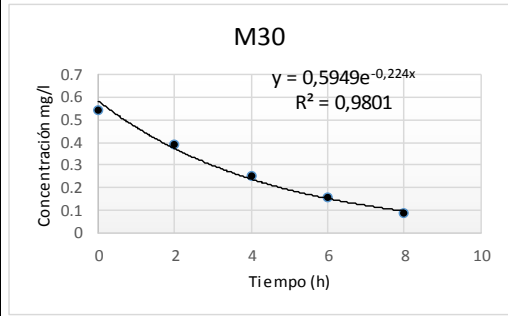
Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M23
15/9/2016	E = 738713, S = 9696944 Z= 2529	Zona	Autopista
	Punto de muestreo	Vivienda	
	Tanque de abastecimiento	Tanque Zhigzhiquin	
	Medición insitu de cloro	0,46 mg/l	
	Temp agua	15 °C	
	Clima	Parcialmente despejado	
			
Mapa con la ubicación		Vivienda	
			
	Punto de muestreo	kb	0.139 h ⁻¹

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M25
15/9/2016	E = 738159, S = 9693563 Z= 2489	Zona	Bellavista
	Punto de muestreo	Vivienda	
	Tanque de abastecimiento	Tanque de Chabay	
	Medición insitu de cloro	0,57 mg/l	
	Temp agua	15 °C	
	Clima	Parcialmente despejado	
			
Mapa con la ubicación		Vivienda	
			
	Punto de muestreo	kb	0.224 h ⁻¹

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M26
18/1/2017	E = 739374, S = 9696831 Z= 2507	Zona	Tenemaza
		Punto de muestreo	Vivienda
		Tanque de abastecimiento	Tanque Principal
		Medición insitu de cloro	0,58 mg/l
		Temp agua	15 °C
		Clima	Parcialmente despejado
		Centro comercial	
		<p>M26</p> 	
Foto de la muestra (in-situ)		kb 0,118 h-1 Gráfica del muestreo	

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M28
18/1/2017	E= 740197 S = 9697291 Z= 2828	Zona	Primero de Mayo
		Punto de muestreo	
		Tanque de abastecimiento	Tanque Mahuarcay
		Medición insitu de cloro	0,58 mg/l
		Temp agua	15 °C
		Clima	Parcialmente despejado
		Vivienda	
		<p>M28</p> 	
Foto de la muestra (in-situ)		kb 0,307 h-1 Gráfica del muestreo	

Fecha	Ubicación en UTM (Zona 17 M)	N° de muestra	M29
18/1/2017	E= 740770, S = 9699918 Z= 2796	Zona	Primero de Mayo
	Punto de muestreo		
	Tanque de abastecimiento		Tanque Maguarcay
	Medición insitu de cloro		0,44 mg/l
	Temp agua		15 °C
	Clima		Parcialmente despejado
Mapa con la ubicación		Vivienda	
			
Foto de la muestra (in-situ)		kb	0,207 h-1
		Gráfica del muestreo	

Fecha	Ubicación y referencias	N° de muestra	M30
18/11/2016	(17M) X = 736109, Y = 9687731 Z= 2797	Zona	Mahuarcay
	Punto de muestreo		Vivienda
	Tanque de abastecimiento		Planta de Mahuarcay
	Medición insitu de cloro		0,54 mg/l
	Temp agua		15 °C
	Clima		Parcialmente despejado
Mapa con la ubicación		Planta Mahuarcay	
			
Foto de la muestra (in-situ)		kb	0,224 h-1
		Gráfica del muestreo	

ANEXO 10: Orden de reacción determinada para cada punto de muestreo durante seis meses

N° Muestreo	jul-16			ago-16			sep-16		
	Orden 0	Orden 1	Orden 2	Orden 0	Orden 1	Orden 2	Orden 0	Orden 1	Orden 2
1	0,89	0,91	0,44	0,93	0,99	0,96	0,98	0,98	0,91
2	0,91	0,95	0,48			*	0,97	0,98	0,85
3	0,76	0,87	0,57	0,78	0,90	0,99	0,96	0,97	0,81
4	0,91	0,96	0,70			*	0,89	0,93	0,67
5	0,92	0,97	0,88	0,92	0,98	0,82	0,92	0,93	0,83
6	0,83	0,95	0,71	0,93	0,94	0,80	0,96	0,97	0,85
7	0,96	0,96	0,75	0,95	0,95	0,73	0,97	0,97	0,86
8	0,84	0,92	0,60	0,91	0,93	0,76	0,91	0,95	0,78
9	0,84	0,94	0,77	0,92	0,98	0,96	0,94	0,95	0,85
10	0,84	0,86	0,69	0,93	0,94	0,92	0,98	0,98	0,91
11	0,78	0,80	0,46	0,84	0,90	0,66	0,94	0,94	0,90
12	0,59	0,65	0,48	0,95	0,97	0,91	0,98	0,99	0,90
13	0,57	0,63	0,51	0,97	0,99	0,87	0,99	0,98	0,91
14	0,90	0,94	0,82	0,93	1,00	0,93	0,97	0,97	0,90
15	0,87	0,87	0,75	0,94	0,95	0,86	0,95	0,87	0,80
16	0,78	0,86	0,48	0,96	0,90	0,79	0,94	0,84	0,72
17	0,82	0,84	0,78	0,97	0,98	0,93	0,98	0,98	0,90
18	0,90	0,91	0,77	0,98	0,98	0,94			*
19	0,93	0,97	0,94	0,95	0,98	0,91	0,89	0,83	0,78
20	0,54	0,79	0,57	0,00	0,00	0,00	0,97	0,97	0,92
21	0,98	0,98	0,95	0,99	0,99	0,95	0,94	0,97	0,95
22	0,82	0,93	0,89	0,95	0,95	0,84	0,89	0,91	0,67
23	0,52	0,54	0,41	0,90	0,93	0,68	0,95	0,97	0,93
24	0,96	0,83	0,59	0,90	0,95	0,85			*
25	0,85	0,85	0,62	0,96	1,00	0,97	0,90	0,99	0,98
26	0,63	0,77	0,44	1,00	1,00	1,00	0,94	1,00	0,91
27	0,00	0,00	0,00	0,96	0,97	0,88	0,96	0,96	0,85
28	0,94	0,80	0,47	0,00	0,00	0,00	0,98	0,99	0,92
29	0,00	0,00	0,00	0,96	0,99	0,92	0,92	0,96	0,86
30	0,93	0,98	0,62	0,94	0,98	1,00	0,95	0,96	0,95

N° Muestreo	ene-17			feb-17			mar-17		
	Orden 0	Orden 1	Orden 2	Orden 0	Orden 1	Orden 2	Orden 0	Orden 1	Orden 2
1	0,96	0,83	0,65	0,84	0,94	0,69	0,95	0,95	0,82
2	0,92	0,99	0,96	0,97	0,97	0,86	0,93	0,95	0,75
3	0,91	1,00	0,94	0,96	0,96	0,81	0,93	0,98	0,86
4	0,98	0,98	0,85	0,94	0,99	0,86	0,94	0,96	0,74
5	0,94	1,00	0,94	0,92	0,93	0,83	0,88	0,96	0,83
6	0,98	0,98	0,90	0,92	0,97	0,76	0,81	0,95	0,89
7	0,85	0,98	0,93	0,92	1,00	0,87	1,00	1,00	1,00
8	0,80	0,89	0,72	0,97	0,98	0,84	0,97	0,97	0,82
9	0,84	0,92	0,69	0,93	0,97	0,78	0,93	0,98	0,85
10	0,92	0,99	0,99	0,94	0,99	0,84	0,98	0,99	0,93
11	0,98	0,98	0,89	0,98	0,98	0,83	0,92	0,92	0,88
12	0,95	0,95	0,82	0,98	0,99	0,90	0,75	0,81	0,81
13	0,79	0,94	0,80	0,91	0,93	0,67	0,91	0,91	0,63
14	0,98	0,95	0,70	0,94	0,96	0,72	0,86	0,98	0,96
15	0,96	0,97	0,82	0,98	0,98	0,86	0,95	0,97	0,83
16	0,93	0,97	0,88	0,83	0,95	0,71	0,84	0,97	0,87
17	0,98	0,98	0,83	0,90	0,91	0,90	0,89	0,97	0,96
18	0,87	0,89	0,64	0,91	0,90	0,71	0,85	0,90	0,94
19	0,96	0,99	0,86	0,93	0,95	0,78	0,79	0,95	0,77
20	0,77	0,97	0,93	0,90	0,98	0,89	0,97	0,97	0,93
21	0,88	1,00	0,91	0,91	0,96	0,93			
22	0,78	0,96	0,83	0,96	0,97	0,82			
23	0,94	0,95	0,72	0,97	0,98	0,83			
24	0,80	0,86	0,94	0,98	0,99	0,91			
25	o	0,00	0,00	0,95	0,98	0,81			
26	0,95	0,99	0,90	0,96	0,97	0,84			
27	0,85	0,92	0,99	0,98	1,00	0,95			
28	0,97	0,98	0,80	0,98	0,98	0,92			
29	0,85	0,91	0,71	0,96	0,97	0,87			
30	0,98	0,99	0,89	1,00	0,98	0,91			

ANEXO 11: Concentraciones de cloro residual medidas en campo y que fueron usadas para la calibración y validación del modelo

Nodo	Hora	Cloro libre (mg/L)
N17	9:00	0,7
N103	9:00	0,73
N129	9:00	0,38
A29	9:00	0,66
N282	9:00	0,54
N5	9:00	0,91
N276	9:00	0,9
N51	9:00	0,61
N66	9:00	0,58
N105	10:00	0,71
N99	10:00	0,72
N35	10:00	0,69
N75	10:00	0,39
N12	10:00	0,69
N118	10:00	0,58
N230	10:00	0,5
N216	11:00	0,44
N236	11:00	0,4
N218	11:00	0,50
N217	11:00	0,59
N110	11:00	0,62
N202	11:00	0,52
N251	11:00	0,47
N242	11:00	0,43
N128	11:00	0,49
N126	11:00	0,37
N240	11:00	0,56
N170	11:00	0,47
N164	12:00	0,59
N241	12:00	0,34
N200	12:00	0,63