

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA



**“COMPARACIÓN DE CLORO RESIDUAL, USANDO WATERCAD Y
MEDICIÓN DIRECTA, EN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA
CIUDAD DE JORGE CHÁVEZ, PROVINCIA DE CELENDÍN, CAJAMARCA,
2023”**

TESIS PARA OPTAR:

El Título Profesional de Ingeniero Sanitario

TESISTA:

Murga Saldaña, Cristian Martí

ASESOR:

Dr. Agustín Emerson Medina Chávez

CELENDIN – PERU

2023

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- FACULTAD DE INGENIERÍA -

- Investigador:** Cristian Martí Murga Saldaña
DNI: 72230948
Escuela Profesional: Escuela Académico Profesional de Ingeniería Sanitaria
- Asesor:** Dr. Ing. Agustín Emerson Medina Chávez
Facultad: Ingeniería
- Grado académico o título profesional**
 Bachiller Título profesional Segunda especialidad
 Maestro Doctor
- Tipo de Investigación:**
 Tesis Trabajo de investigación Trabajo de suficiencia profesional
 Trabajo académico
- Título de Trabajo de Investigación:**
"COMPARACIÓN DE CLORO RESIDUAL, USANDO WATERCAD Y MEDICIÓN DIRECTA, EN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE JORGE CHÁVEZ, PROVINCIA DE CELENDÍN, CAJAMARCA, 2023"
- Fecha de evaluación:** 08 de mayo 2025
- Software antiplagio:** TURNITIN URKUND (OURIGINAL) (*)
- Porcentaje de Informe de Similitud:** 5%
- Código Documento:** oid: 3117:456949488
- Resultado de la Evaluación de Similitud:**
 APROBADO PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 08 de mayo 2025



Firmado digitalmente por:
MEDINA CHAVEZ AGUSTIN
EMERSON FIR 27040564 hard
Motivo: Soy el autor del
documento
Fecha: 08/05/2025 12:00:36-0500

FIRMA DEL ASESOR

Dr. Ing. Agustín Emerson Medina Chávez

DNI: 27040564



Firmado digitalmente por:
BAZAN DIAZ Laura Sofia
FAU 20148258601 soft
Motivo: En señal de
conformidad
Fecha: 08/05/2025 14:58:02-0500

UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI



ACTA DE SUSTENTACIÓN PÚBLICA DE TESIS.

TITULO : *COMPARACIÓN DE CLORO RESIDUAL, USANDO WATERCAD Y MEDICIÓN DIRECTA, EN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE JORGE CHÁVEZ, PROVINCIA DE CELENDÍN, CAJAMARCA, 2023.*

ASESOR : *Dr. Ing. Agustín Emerson Medina Chávez.*

En la ciudad de Cajamarca, dando cumplimiento a lo dispuesto por el Oficio Múltiple N° 0221-2025-PUB-SA-FI-UNC, de fecha 20 de mayo de 2025, de la Secretaría Académica de la Facultad de Ingeniería, a los **trece días del mes de junio de 2025**, siendo las quince horas (3:00 p.m.) en la Sala de Audiovisuales (Ambiente 1A - Segundo Piso), de la Facultad de Ingeniería, se reunieron los Señores Miembros del Jurado Evaluador:

Presidente : Dr. Ing. José Francisco Huamán Vidaurre.
Vocal : Dr. Ing. Luis Andrés León Chávez.
Secretario : Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz.

Para proceder a escuchar y evaluar la sustentación pública de la tesis titulada *COMPARACIÓN DE CLORO RESIDUAL, USANDO WATERCAD Y MEDICIÓN DIRECTA, EN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE JORGE CHÁVEZ, PROVINCIA DE CELENDÍN, CAJAMARCA, 2023*, presentado por el Bachiller en Ingeniería Sanitaria *CRISTIAN MARTÍ MURGA SALDAÑA*, de la Escuela Profesional de Ingeniería Sanitaria - Filial Celendín; asesorado por el Dr. Ing. Agustín Emerson Medina Chávez, para la obtención del Título Profesional

Los Señores Miembros del Jurado replicaron al sustentante debatieron entre sí en forma libre y reservada y lo evaluaron de la siguiente manera:

EVALUACIÓN PRIVADA : *06* PTS.
EVALUACIÓN PÚBLICA : *10* PTS.
EVALUACIÓN FINAL : *16* PTS

DIECISEIS (En letras)

En consecuencia, se lo declara *Aprobado* con el calificativo de *DIECISEIS* acto seguido, el presidente del jurado hizo saber el resultado de la sustentación, levantándose la presente a las *DIECISEIS* horas del mismo día, con lo cual se dio por terminado el acto, para constancia se firmó por quintuplicado.

J. Huamán
Dr. Ing. José Francisco Huamán Vidaurre.
Presidente

L. León
Dr. Ing. Luis Andrés León Chávez.
Vocal

G. Virilo
Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz.
Secretario

A. Medina
Dr. Ing. Agustín Emerson Medina Chávez.
Asesor

DEDICATORIA

A mi esposa e hijo, por el apoyo incondicional y la motivación para mi formación profesional. A mis padres por el apoyo incondicional y la motivación constante para mi formación profesional.

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a Dios por la vida y por brindarme la fortaleza para cumplir mis objetivos.

A mi esposa Keyko y mi hijo Thiago por ser mi mayor motivo, mi más grande alegría y fortaleza.

Agradezco a mi madre por el esfuerzo y el apoyo a mi persona, siendo mi ejemplo de que, con dedicación y esfuerzo, se pueden cumplir las metas y objetivos en la vida.

Agradecer al Ing. Agustín Medina, por el apoyo y la asesoría.

INDICE DE CONTENIDO

CAPITULO I.- INTRODUCCION	1
1.1. Planteamiento del Problema.....	1
1.1.1. Contextualización.....	1
1.1.2. Descripción del Problema	1
1.2. Formulación del Problema.....	3
1.3. Justificación de la Investigación.....	3
1.3.1. Justificación Científica.....	3
1.3.2. Justificación Técnica-practica.....	3
1.3.3. Justificación Institucional y Personal.....	4
1.4. Delimitación de la Investigación.....	4
1.5. Limitaciones.....	5
1.6. Objetivo de la Investigación.....	5
1.6.1. Objetivo General	5
1.6.2. Objetivos Específicos.....	5
CAPITULO II.- MARCO TEORICO	6
2.1. Antecedentes Teóricos.....	6
2.1.1. Antecedentes Internacionales.....	6
2.1.2. Antecedentes Nacionales	7
2.2. Marco Conceptual	9
2.2.1. Agua Potable	9
2.2.2. Red de Distribución.....	9
2.2.3. Sistemas de Distribución con Servicio Intermitente	9
2.2.4. Desinfección de Agua	10
2.2.5. Reacciones de Calidad del Agua	10
2.2.6. Desinfección con Cloro.....	11
2.2.7. Parámetros de Control para la Distribución de Agua para Consumo Humano.....	11

2.2.8.	Comportamiento del Cloro en el Agua.....	12
2.2.9.	Mecanismo de Acción del Cloro	12
2.2.10.	Influencia del pH en la Estabilidad del Cloro Residual	13
2.2.11.	Métodos de Monitoreo del pH	14
2.2.12.	Monitoreo de Cloro Residual: Puntos Clave y Ajustes en Redes de Agua Potable 14	
2.2.13.	Dinámica del Cloro en Sistemas Intermitentes	15
2.2.14.	Modelos Hidráulicos en WaterCAD	16
2.2.15.	Modelamiento en Periodos Extendidos.....	16
2.2.16.	Simulación de Múltiples Escenarios en WaterCAD	17
2.2.17.	Principales Herramientas Utilizadas para la Simulación Hidráulica	17
2.2.18.	Principios y Ecuaciones Utilizadas en WaterCAD para el Análisis Hidráulico	18
2.2.19.	Comparación de las Ecuaciones de Hazen-Williams y Darcy-Weisbach	22
2.2.20.	Métodos Numéricos en WaterCAD.....	22
2.2.21.	Simulación del Cloro Residual con WaterCAD.....	24
2.2.22.	Reacción del Cloro con el Agua, kb.....	25
2.2.23.	Método Gráfico para Calcular el Coeficiente Kb	26
2.2.24.	Reacción del Cloro con la Pared de la Tubería (kw).....	27
2.2.25.	Coeficiente Kw en Tuberías de PVC	27
2.2.26.	Ecuación de Transporte de Solutos en Tuberías para Estimar Coeficiente Kw	28
2.2.27.	Modelos Matemáticos para la Simulación del Decaimiento de Cloro	29
2.3.	Definición de Términos Básicos	30
2.3.1.	Cloro.....	30
2.3.2.	Cloración.....	30
2.3.3.	Cloro Residual Libre	30
2.3.4.	Decaimiento	31
2.3.5.	Desinfección.....	31

2.3.6.	Red de Distribución.....	31
CAPITULO III.- MATERIALES Y METODOS		32
3.1.	Ubicación Geográfica.....	32
3.2.	Aspectos Socioeconómicos y Características Físicas	32
3.2.1.	Demografía.....	32
3.2.2.	Geología	33
3.2.3.	Clima.....	33
3.2.4.	Hidrología	33
3.2.5.	Actividades Económicas:	33
3.2.6.	Acceso a Servicios Básicos:.....	34
3.3.	Materiales y Equipos.....	35
3.4.	Metodología del Trabajo	35
3.4.1.	Tipo, Nivel y Diseño Investigativo	35
3.4.2.	Población de Estudio.....	35
3.4.3.	Muestra.....	36
3.4.4.	Unidad de Análisis	36
3.4.5.	Técnica e Instrumentos de Recolección de Datos.....	36
3.4.6.	Instrumentos de Recolección de Datos	36
3.5.	Fase Inicial en Gabinete	36
3.5.1.	Revisión Bibliográfica.	36
3.6.	Elaboración del Modelo Hidráulico	36
3.6.1.	Recopilación de Información y Caracterización de la Red de Distribución.	39
3.6.2.	Levantamiento Topográfico de la Red de Distribución.	41
3.6.3.	Determinación de Curva de Patrones de Consumo.....	41
3.6.4.	Elección de Puntos de Muestreo de Presiones	43
3.6.5.	Medición de Presiones	44
3.6.6.	Zonificación de la Zona de Estudio	47

3.7.	Modelamiento de la Red de Distribución de Agua	48
3.7.1.	Elaboración del Plano de la Red de Distribución.....	48
3.7.2.	Consideraciones y Asignación de Parámetros del Modelo Inicial	48
3.7.3.	Modelado de la Red en WaterCAD	49
3.7.4.	Asignación de Patrones de Consumo	50
3.7.5.	Calibración del Modelo Hidráulico.....	50
3.7.6.	Calibración del Coeficiente de Rugosidad, Mediante Darwin Calibrator.....	52
3.8.	Elaboración del Modelo de Decaimiento de Cloro	56
3.8.1.	Monitoreo de Cloro en los Reservorios	56
3.8.2.	Monitoreo de Cloro en la red de Distribución	58
3.8.3.	Monitoreo de pH	59
3.8.4.	Cálculo del Coeficiente Kb	60
3.8.5.	Estimación del Coeficiente de Reacción en la Pared de la Tubería Kw	60
3.8.6.	Elaboración del Modelo de Decaimiento de Cloro	61
3.8.7.	Calibración del Modelo de Decaimiento de Cloro.....	62
3.8.8.	Validación del Modelo de Decaimiento de Cloro	62
3.8.9.	Tratamiento de Datos	63
CAPITULO V.- ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS		64
4.1.	Elaboración del Modelo Hidráulico de la Red de Distribución	64
4.1.1.	Análisis de Curvas de Patrones de Consumo	64
4.1.2.	Simulación Inicial	66
4.1.3.	Calibración del Modelo Hidráulico.....	67
4.1.4.	Validación del Modelo Hidráulico	72
4.1.5.	Análisis del Modelo Hidráulico de la Red	78
4.1.6.	Dinámica de Presiones de la Red de Distribución	80
4.2.	Elaboración del Modelo de Decaimiento de Cloro	82
4.2.1.	Monitoreo de pH	82

4.2.2.	Cálculo del Coeficiente de Decaimiento de Cloro kb.....	83
4.2.3.	Estimación del Coeficiente de Reacción en la Pared de la Tubería Kw	85
4.2.4.	Simulación y Calibración del modelo	87
4.2.5.	Validación del Modelo de Decaimiento de Cloro	88
4.3.	Contrastación de Hipótesis.....	90
4.3.1.	Contrastación de Hipótesis General	90
4.3.2.	Contrastación de hipótesis específica 2.....	91
4.4.	Discusión de Resultados	95
4.4.1.	Discusión de Objetivo General	95
4.4.2.	Caracterizar la Red de Distribución de Agua Potable.....	96
4.4.3.	Discusión del Modelo Hidráulico en WaterCAD.....	97
4.4.4.	Discusión del Monitoreo de las Concentraciones de Cloro en la Red de Distribución	98
4.4.5.	Discusión de la Identificación de Zonas con Déficit de Desinfección.....	98
CAPITULO VI. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		100
4.1.	Conclusiones:	100
4.2.	Recomendaciones.....	102
CAPITULO VII. - REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		103
7.1.	Bibliografía	103
7.2.	Linkografía.....	106
ANEXOS.....		109

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Fuentes de agua y caudales de la JASS Lucmapampa	41
Tabla 2 Etapas y objetivos en la selección de los puntos de muestreo.....	44
Tabla 3 Puntos de muestreo de la primera etapa	45
Tabla 4 Puntos de monitoreo de la segunda etapa.....	46
Tabla 5 Caudales horarios salientes del reservorio	64
Tabla 6 Comparativa de presiones medidas y simuladas del muestreo inicial (etapa 1).....	66
Tabla 7 Caudales y presiones promedio horarias medidas en campo (muestreo etapa 2).....	68
Tabla 8 Coeficientes de Darcy-Weisbach asignados y recalculados para la calibración	69
Tabla 9 Patrones de consumo modificados y resultado de presiones simuladas.....	71
Tabla 10 Errores porcentuales en la etapa de calibración	71
Tabla 11 Valores de presiones y porcentaje de error en vivienda 4.....	73
Tabla 12 Valores de presiones y porcentaje de error en vivienda 1.....	75
Tabla 13 Valores de presiones y porcentaje de error en vivienda 1.....	75
Tabla 14 Reporte de parámetros hidráulicos a las 6 a.m. en tubería 3 (P-3).....	78
Tabla 15 Reporte de parámetros hidráulicos a las 9 a.m. en tubería 3 (P-3).....	78
Tabla 16 Reporte de parámetros hidráulicos a las 6 a.m. en tubería 8 (P-8).....	79
Tabla 17 Reporte de parámetros hidráulicos a las 6 a.m. en tubería 8 (P-8).....	79
Tabla 18 Concentraciones de pH.....	83
Tabla 19 Estimación del coeficiente Kw en los distintos nodos de la red de distribución.....	86
Tabla 20 Factores Kb y Kw para primeras simulaciones	87
Tabla 21 Concentraciones de cloro usadas para correlación de modelo de decaimiento.....	90
Tabla 22 Prueba de correlación de cloro simulado y medido en campo	91
Tabla 23 Valores de presión simulada en WaterCAD y presión medida en la red.	92
Tabla 24 Prueba de Normalidad de datos de presión simulada y presión medida	94

Tabla 25 Prueba de correlación de hipótesis específica 1	94
Tabla 26 Presiones promedio horarias registradas en campo	111
Tabla 27 Presiones simuladas en el periodo de 11 horas.....	112
Tabla 28 Concentraciones promedio de cloro monitoreados en la red de distribución.....	113
Tabla 29 Reporte hidráulico 06:00 a.m. y 07:00 am	114
Tabla 30 Reporte hidráulico 08:00 a.m. y 09:00 am	115
Tabla 31 Reporte hidráulico 10:00 a.m. y 11:00 am	116
Tabla 32 Reporte hidráulico 12:00 p.m. y 01:00 p.m.....	118
Tabla 33 Reporte hidráulico 02:00 p.m. y 03:00 p.m.....	119
Tabla 34 Reporte hidráulico 02:00 p.m. y 03:00 p.m.....	121
Tabla 35 Reporte de factores de fricción (f), perdidas de carga respecto a distintas rugosidades absolutas	123

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Comportamiento cloro en el agua	12
Figura 2 Vista satelital de la zona de estudio	32
Figura 3 Flujograma para la modelación en periodos extendidos.....	37
Figura 4 Primer reservorio - Jorge Chávez	40
Figura 5 Medición del nivel del agua y apertura de la válvula de control en el reservorio. ...	42
Figura 6 Zonificación de la zona de estudio (ver Anexo 3)	47
Figura 7 Configuraciones de modelamiento hidráulico en WaterCAD.....	49
Figura 8 Asignación de patrones de consumo en WaterCAD	50
Figura 9 Flujograma del procedimiento para la calibración del modelo hidráulico	51
Figura 10 New Calibrator.....	52
Figura 11 Configuración de puntos tomados en campo	53
Figura 12 Configuración para nuevo coeficiente de rugosidad.....	54

Figura 13	Asignación de coeficiente para material de PVC.....	54
Figura 14	Agrupación de tuberías	55
Figura 15	Configuración paramétrica para calibración de coeficiente de rugosidad	55
Figura 16	Monitoreo de cloro en el primer reservorio	57
Figura 17	Concentración de cloro en segundo reservorio.....	57
Figura 18	Monitoreo de cloro en el segundo reservorio	58
Figura 19	Monitoreo de pH en la red de distribución	60
Figura 20	Configuración de valores de Kb y Kw en WaterCAD	62
Figura 21	Curva promedio de patrones de consumo.....	65
Figura 22	Presiones en vivienda 4.....	73
Figura 23	Presiones en viviendas 5,1 y 8	74
Figura 24	Valores de presiones y porcentaje de error en vivienda 5	74
Figura 25	Presiones horarias en puntos de monitoreo 57 y 98.....	77
Figura 26	Presiones horarias en puntos de monitoreo 67 y 15.....	77
Figura 27	Perfil de presiones Jr. el comercio (7 a.m.).....	81
Figura 28	Perfil de presiones Jr. el comercio (9 a.m.).....	81
Figura 29	Perfil de presiones Jr. el comercio (10 a.m.).....	81
Figura 30	Perfil de presiones Jr. el comercio (12 a.m.).....	82
Figura 31	Perfil de presiones Jr. el comercio (03 p.m.).....	82
Figura 32	Ecuación de primero orden para el nodo 15	84
Figura 33	Ecuación de primero orden para el nodo 17	84
Figura 34	Ecuación de primero orden para el nodo 7	85
Figura 35	Comparativa entre cloro medio y cloro simulado con diferentes factores Kb y Kw.....	88
Figura 36	Validación de modelo de decaimiento de cloro en el nodo 5.....	89
Figura 37	Validación de la concentración del cloro libre residual	89

Figura 38 Grafica Q-Q de distribución normal de presión simulada	93
Figura 39 Grafica Q-Q de distribución normal de presión medida.....	94
Figura 40 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 6:00 a.m.....	125
Figura 41 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 7:00 a.m.....	126
Figura 42 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 8:00 a.m.....	127
Figura 43 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 9:00 a.m.....	128
Figura 44 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 10:00 a.m.....	129
Figura 45 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 11:00 a.m.....	130
Figura 46 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 12:00 p.m.	131
Figura 47 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 2:00 p.m.	132
Figura 48 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 3:00 p.m.	133
Figura 49 Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 5:00 p.m.	134
Figura 50 Gráfico de primer orden del nodo 6.....	135
Figura 51 Gráfico de primer orden del nodo 7.....	135
Figura 52 Gráfico de primer orden del nodo 8.....	135
Figura 53 Gráfico de primer orden del nodo 9.....	136
Figura 54 Gráfico de primer orden del nodo 10.....	136
Figura 55 Gráfico de primer orden del nodo 11.....	136
Figura 56 Gráfico de primer orden del nodo 12.....	137
Figura 57 Gráfico de primer orden del nodo 13.....	137
Figura 58 Gráfico de primer orden del nodo 14.....	137
Figura 59 Gráfico de primer orden del nodo 15.....	138
Figura 60 Gráfico de primer orden del nodo 16.....	138
Figura 61 Gráfico de primer orden del nodo 17.....	138
Figura 62 Gráfico de primer orden del nodo 2.....	139

Figura 63 Gráfico de primer orden del nodo 3	139
Figura 64 Gráfico de primer orden del nodo 5	139
Figura 65 Levantamiento topográfico	140
Figura 66 Levantamiento topográfico de la vivienda N° 113	140
Figura 67 Reunión con autoridades de la JASS Lucmapampa	141
Figura 68 Monitoreo de presión en punto de control (vivienda 107).....	141
Figura 69 Monitoreo de presión vivienda 47	142
Figura 70 Monitoreo de presión en Centro de Salud.....	142
Figura 71 Dimensionamiento de los 2 reservorios N° 5	143
Figura 72 Monitoreo de cloro en vivienda N° 39.....	143
Figura 73 Monitoreo de cloro en la tubería de ingreso de la PTAP la quesera	144
Figura 74 Monitoreo de cloro en bodega (V-38).....	144
Figura 75 Préstamo de equipo multiparámetro para monitoreo de PH de laboratorio EAPISAC	145
Figura 76 Monitoreo de pH en la red de distribución	145
Figura 77 Acompañamiento a limpieza y aforamiento en reservorio 1 por parte de personal de ATM Jorge Chávez.....	146
Figura 78 Diagnóstico y aforamiento de la captación “La Cortadera”	146
Figura 79 Diagnóstico y evaluación de captación Cashmillap.....	147
Figura 80 Llenado de fichas de diagnóstico del sistema de agua potable.....	147

PALABRAS CLAVE

A continuación, se describen las palabras claves usadas para la presente investigación.

Cloro residual: Cantidad de cloro libre o combinado que permanece en el agua después de un tiempo de contacto para asegurar su desinfección (OPS, 2009).

Coefficientes de decaimiento de cloro: Parámetros que representan la velocidad a la cual disminuye la concentración de cloro en el agua por reacciones químicas y biológicas, se tiene al coeficiente de reacción del cloro con la masa del agua Coeficiente de Bulk (K_b) y al coeficiente de reacción con la pared de la tubería Coeficiente de Wall (K_w) (Rossman, L. 2000).

Decaimiento de cloro: Reducción de la concentración de cloro residual en el agua debido a su reacción con compuestos orgánicos e inorgánicos (Clark, R. & Sivaganesan, M. 2002).

Modelo hidráulico: Representación matemática de un sistema de distribución de agua para simular caudales, presiones y calidad del agua (Mays, L. 2000).

Modelo de decaimiento de cloro: Simulación matemática realizada por un software, que describe la disminución del cloro residual en una red de distribución de agua (Rossman, 2000).

Topología: La topología de una red de distribución de agua se refiere a la estructura física y organizacional que define cómo se interconectan tuberías, válvulas, tanques de almacenamiento y puntos de entrega para suministrar agua a los usuarios (Córdova, D. 2023).

RESUMEN

La investigación tuvo como finalidad desarrollar un modelo en WaterCAD que simule el comportamiento del cloro en la red de distribución de Jorge Chávez durante el año 2023, aplicando un enfoque metodológico para redes con servicio intermitente. El sistema analizado, con más de 40 años de antigüedad, presenta un suministro promedio de 11 horas diarias. Para la elaboración del modelo hidráulico, se realizaron mediciones horarias de los descensos de nivel en el reservorio, así como registros de presión en diversos puntos estratégicos de la red; con esta información se construyó un escenario intermedio que permitió simular el comportamiento hidráulico del sistema durante las horas de servicio. El monitoreo del cloro residual se llevó a cabo entre junio y septiembre de 2023, y sirvió como base para el desarrollo del modelo de decaimiento. Los resultados obtenidos mostraron concentraciones de cloro simuladas con un margen de error inferior al 20 %. Las mediciones en campo evidenciaron una concentración promedio de 0.55 mg/l en el reservorio, mientras que en la red se observaron valores entre 0.50 mg/l y 0.40 mg/l, lo que indica un decaimiento poco significativo. Sin embargo, se identificaron zonas con déficit de desinfección, donde las concentraciones descendieron hasta 0.3 mg/l, especialmente en sectores alejados del reservorio. Estos resultados sugieren tiempos de retención muy cortos, lo que contribuye a un decaimiento lento del cloro. Por otro lado, se determinó que aproximadamente el 95 % de las muestras no cumplen con la concentración mínima establecida en el reglamento de calidad del agua para consumo humano.

ABSTRACT

The objective of this research was to develop a model in WaterCAD to simulate chlorine behavior in the Jorge Chávez water distribution network during 2023, applying a methodological approach suitable for intermittently supplied systems. The analyzed system, with over 40 years of operation, provides an average water supply of 11 hours per day. To construct the hydraulic model, hourly measurements of water level drops in the reservoir and pressure records at various strategic points in the network were collected. This information was used to build an intermediate scenario that allowed simulation of the system's hydraulic behavior during service hours. Residual chlorine monitoring was carried out between June and September 2023 and served as the basis for developing the chlorine decay model. The results showed simulated chlorine concentrations with a margin of error below 20 %, validating the model's accuracy. Field measurements indicated an average chlorine concentration of 0.55 mg/l in the reservoir, while values in the distribution network ranged between 0.50 mg/l and 0.40 mg/l, suggesting a relatively low rate of decay. However, areas with disinfection deficits were identified, where concentrations dropped to 0.3 mg/l, particularly in sectors far from the reservoir. These findings suggest very short water retention times, contributing to the slow chlorine decay observed. Furthermore, it was determined that approximately 95 % of the samples failed to meet the minimum chlorine concentration required by drinking water quality regulations.

CAPITULO I.- INTRODUCCION

1.1. Planteamiento del Problema

1.1.1. Contextualización

El cloro es el desinfectante más empleado en agua potable por su eficacia contra microorganismos patógenos además del bajo costo beneficio. La OMS (2017) recomienda mantener una concentración residual durante su transporte en la red, aunque este tiende a decaer con el recorrido, afectando la calidad del agua en los extremos del sistema. Una gestión inadecuada del cloro puede generar riesgos sanitarios y mayores costos operativos (IWA, 2020). De acuerdo con el INEI (2023), solo el 52 % de la población peruana accede al agua de manera continua, siendo esta problemática más aguda en zonas rurales por deficiencias en infraestructura y gestión operativa. Como resultado, muchos sistemas operan de forma intermitente, lo que provoca estancamiento del agua en las tuberías, aumentando la demanda de cloro. Al reanudarse el servicio, los altos caudales reducen el tiempo de residencia hidráulica, afectando la eficacia del cloro en la desinfección (Alegre et al., 2016; Vásquez et al., 2019).

En las municipalidades distritales del Perú, la limitada disponibilidad de personal obliga a que una sola persona asuma múltiples funciones, lo que dificulta la ejecución adecuada de actividades técnicas clave. Según el informe de Indicadores de Gestión Municipal, esta carencia de recursos humanos calificados afecta el cumplimiento de estándares y compromete procesos críticos como el monitoreo y registro del cloro residual en los sistemas de agua potable. Asimismo, la insuficiencia de recursos económicos para realizar controles regulares reduce aún más la capacidad de garantizar una desinfección efectiva, al impedir el cumplimiento de las concentraciones mínimas requeridas (INEI, 2023).

1.1.2. Descripción del Problema

La red de distribución de agua potable en la localidad de Jorge Chávez fue construida en 1981 y cuenta con una antigüedad superior a los 40 años. Desde entonces, ha experimentado

modificaciones puntuales producto de roturas, la construcción de un nuevo reservorio ante el crecimiento poblacional, y el aumento de diámetros en los ramales principales para mejorar el abastecimiento en zonas más desfavorables. Estos cambios se han realizado de forma progresiva, en función de las necesidades que surgieron a lo largo del tiempo, sin una planificación integral de renovación. El sistema opera bajo un régimen de suministro intermitente, con una disponibilidad aproximada de 11 horas al día y tres captaciones, de las cuales solo una recibe tratamiento con cloro. Esta condición operativa, sumada a la antigüedad de la infraestructura, genera variaciones de presión, altos flujos en el restablecimiento del servicio y mayor riesgo de deterioro en la red.

Según el Ministerio de Salud, en el año 2021 se registraron 20 casos de enfermedades infecciosas intestinales en el puesto de salud de Jorge Chávez, afectando principalmente a niños y adultos mayores (MINSA, 2021), mientras que en 2023 se reportaron 8 casos de enfermedades diarreicas agudas (MINSA, 2023). Además, la Dirección Regional de Salud Cajamarca evidenció la falta de reportes recientes sobre el monitoreo de cloro por parte de la JASS Lucmapampa – Jorge Chávez, lo que refleja una débil gestión sanitaria. En contraste, la JASS de Macas, en el mismo distrito, presentó en 2023 reportes que revelan concentraciones de cloro residual por debajo de 0.12 mg/L, incumpliendo el límite mínimo establecido en el D.S. N° 031-2010-SA (DIRESA, 2024).

Ante este contexto, la presente investigación propone desarrollar un modelo de decaimiento utilizando WaterCAD, con el objetivo de simular el comportamiento del cloro residual en la red de distribución de Jorge Chávez, considerando los múltiples escenarios que pueden generarse debido a la variación temporal en los patrones de consumo, se busca establecer un escenario intermedio que represente la dinámica hidráulica del sistema la cual servirá como base para analizar el comportamiento del desinfectante y comprender su evolución

en redes con suministro intermitente. Esta metodología podría ser utilizada como referencia para su aplicación en otros sistemas con condiciones operacionales similares.

1.2. Formulación del Problema.

¿Cómo utilizar WaterCAD para simular el comportamiento del cloro residual en la red de distribución de Jorge Chávez, considerando las condiciones operativas durante el año 2023?

1.3. Justificación de la Investigación.

1.3.1. Justificación Científica

Esta investigación se desarrolla siguiendo los lineamientos del método científico, con el objetivo de abordar las deficiencias identificadas en la red de distribución de agua potable de Jorge Chávez (Celendín), caracterizada por un servicio intermitente. La importancia del estudio radica en la falta de investigaciones específicas sobre el comportamiento del cloro residual en este tipo de sistemas, ya que la mayoría de estudios se enfocan en redes de flujo continuo. Se propone una metodología de modelación apoyada en teorías hidráulicas y de calidad del agua, utilizando WaterCAD como herramienta de simulación. Además, el estudio contribuye a la literatura sobre calidad del agua en sistemas no convencionales, ofreciendo una herramienta replicable para futuras investigaciones.

1.3.2. Justificación Técnica-práctica

La presente investigación responde a la necesidad de evaluar la calidad del agua potable en función de la concentración de cloro residual, ante la preocupación de la población y de la DIRESA-Cajamarca. El estudio aborda un aspecto esencial de la salud pública al analizar si las concentraciones de cloro en la red de distribución garantizan la inactivación de microorganismos patógenos. Su originalidad radica en la aplicación de modelos hidráulicos y de calidad de agua en un sistema de suministro intermitente, una condición poco estudiada a nivel local. La investigación aporta conocimiento técnico sobre la dinámica del cloro residual en sistemas rurales, y sus resultados servirán de base para que la Municipalidad Distrital de

Jorge Chávez implemente proyectos que mejoren la calidad del agua potable, beneficiando directamente a la población y fortaleciendo las acciones de prevención sanitaria.

1.3.3. Justificación Institucional y Personal

El desarrollo de esta investigación, se alinea con los objetivos de la Universidad Nacional de Cajamarca de promover estudios que contribuyan al desarrollo sostenible y la solución de problemas locales, ya que aborda el fenómeno del decaimiento de cloro en la red de distribución de agua del distrito de Jorge Chávez, un tema crítico para garantizar la calidad del agua y la salud pública. A través de este estudio, la universidad se proyecta como un referente en la aplicación de herramientas tecnológicas, como WaterCAD, para optimizar la gestión de los sistemas de agua. A nivel personal, este trabajo representa una oportunidad para aplicar los conocimientos adquiridos durante mi formación como Ingeniero Sanitario, desarrollando habilidades en modelamiento hidráulico y análisis de calidad del agua, lo que no solo me permitirá obtener mi título profesional, sino también contribuir a la solución de problemas reales en mi comunidad y fortalecer mi perfil para el ejercicio de mi carrera.

1.4. Delimitación de la Investigación

El presente estudio abarca el análisis del decaimiento de cloro residual en la red de distribución de agua potable del sistema mencionado. Para ello, se usó un comparador de cloro libre para realizar las mediciones de este desinfectante, tanto en el reservorio como en viviendas cercanas a los nodos, durante los meses de junio a setiembre. Con la información recopilada, se elaboró un modelo hidráulico que simula el comportamiento de la red y permite simular las concentraciones de cloro en distintos puntos, las cuales fueron contrastadas con los datos obtenidos en campo. Actualmente, el sistema de abastecimiento es administrado por la JASS Lucmapampa, con el apoyo técnico de la Municipalidad Distrital.

1.5. Limitaciones

- No se tiene registro de macro medición del consumo de agua potable del año 2023, por ello se recurrió a realizar la medición de los caudales salientes del reservorio.
- No se cuenta con acceso directo a las tuberías para evaluar su estado actual ni para estimar directamente el coeficiente de rugosidad. Por ello, se recurrió a estudios previos con el fin de obtener un valor referencial basado en la antigüedad del sistema.

1.6. Objetivo de la Investigación

1.6.1. Objetivo General

Desarrollar un modelo en WaterCAD que simule el comportamiento del cloro en la red de distribución de Jorge Chávez durante el año 2023, aplicando un enfoque metodológico para redes con servicio intermitente.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Caracterizar la red de distribución de agua potable y la topología de los elementos que la conforman.
- Desarrollar el modelo hidráulico en WaterCAD a partir del descenso del volumen en el reservorio y presiones en la red.
- Monitorear las concentraciones de cloro residual en la red de distribución de agua del distrito de Jorge Chávez durante los meses de junio a setiembre del año 2023.
- Identificar zonas con déficit de desinfección en la red de distribución.

CAPITULO II.- MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes Teóricos

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Priori y Acurio (2021), se propusieron desarrollar un modelo hidráulico y de calidad de agua mediante el empleo del software EPANET para la zona rural del Cantón Azogues en Ecuador. Para ello, realizaron mediciones de presión en 30 ubicaciones distintas. Respecto al cloro, definieron un conjunto de 15 puntos de monitoreo, extrayendo muestras de 1 litro una vez al mes durante un período de 6 meses. Los resultados posibilitaron la estimación de los valores de Kb y el análisis de su impacto en la disminución del cloro residual; asimismo, se identificó la presencia de sobre presiones y dimensiones excesivas en los diámetros de las tuberías.

Domínguez Asencio L. (2021), planteó desarrollar un modelo centrado en la simulación de la concentración de cloro en el suministro de agua potable utilizando el software WaterCAD, para la población de Parroquia Chanduy, provincia de Santa Elena, Ecuador. Creó un modelo de cloro residual que proporcionó resultados conformes, indicando que la concentración de cloro en el agua es adecuada en las redes residenciales y concluyendo que este modelo predice de manera precisa las concentraciones finales de cloro, las cuales oscilan entre 0.3 mg/L y un máximo de 1.2 mg/L, cumpliendo así con las pautas establecidas por la Norma Técnica INEN 1108 ecuatoriana. Esta norma especifica los requisitos que el agua debe cumplir para ser apta para el consumo humano, con rangos de 0.3 mg/L a 1.5 mg/L.

Delgado Paloma J. (2022) propone emplear el software EPANET para simular el cloro y llevar a cabo la evaluación del comportamiento y calidad del agua en la red de distribución del Municipio del Castillo, departamento del Meta, Colombia. Este software facilitó el cálculo de las características hidráulicas del sistema, como el caudal, la presión y la velocidad en cada uno de los elementos que componen el sistema de distribución. Se evaluó de esta manera la

dinámica del cloro residual en cada componente de la red. Como resultado, destaco la utilidad de este software como herramienta para monitorear la calidad del agua en cada punto de la red de distribución. Además, se exploraron metodologías para mejorar la calidad del agua en la red mediante la simulación de parámetros hídricos.

Sánchez Ruiz C. (2022) utilizó el software EPANET para modelar la dinámica del cloro residual en la red de distribución de agua de Ciudad Bolívar, Bogotá, Colombia. La investigación se centró en identificar puntos críticos de cloro residual, generó escenarios mejorados y estableció una dosis mínima de 0.3 mg/L para todos los nodos. Los resultados destacaron que, en escenarios con bajos valores de las constantes de reacción del cloro (k_b y k_w), el 5% de los puntos eran críticos, aumentando significativamente al 21% en situaciones con valores más altos de k_b y k_w . Esto resalta la importancia de considerar estas constantes para optimizar la dosificación y garantizar niveles adecuados de cloro residual en toda la red de distribución y aporta a la eficiencia en las estrategias de desinfección y mejorando la gestión y calidad del agua.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Huaman R. y Contreras W. (2020) tuvieron como objetivo determinar la dosis óptima del cloro residual libre para la red de distribución de agua del distrito de Anchonga - Huancavelica. La muestra estuvo constituida por 60 viviendas. Para la recolección de datos, se utilizó la ficha de campo y un comparador de cloro marca Hach. Se encontró que al suministrar 3500 ppm de cloro, las concentraciones estuvieron por debajo de los valores establecidos en el D.S N° 031-2010-SA (Reglamento de la Calidad de Agua para Consumo Humano), y solo el 16.67% estuvo dentro de los valores establecidos por dicho reglamento. Por lo tanto, se concluye que la dosis óptima fue de 4000 ppm, operando a 30 ml/min, cumpliendo con la normativa mencionada.

Tuero D. y Huamani K. (2022) desarrollaron un modelo de simulación de cloro residual utilizando el software WaterCAD en la red de distribución de la comunidad campesina de Sacsamarca, Huancavelica, con el objetivo de evaluar la calidad del agua en un sistema con servicio intermitente. Para ello, se recopilieron datos de campo relacionados con la presión y la concentración de cloro residual, y se calibraron los coeficientes de decaimiento K_b y K_w . La simulación mostró una correlación de 0.989 entre los valores simulados y medidos, lo que valida la precisión del modelo. Los autores resaltaron que las condiciones operativas del sistema, como los tiempos de retención y la intermitencia del servicio, influyen en el comportamiento del cloro en la red. El estudio concluye que el modelo desarrollado es una herramienta eficaz para representar el comportamiento hidráulico y de calidad del agua en redes con características operativas complejas.

Paco N. y Medina E. (2022) se plantearon como objetivo evaluar de la metodología de estimación de calidad del agua a través de la implementación de un modelo hidráulico utilizando WaterGEMS. La investigación se llevó a cabo en las Pampas de Polanco, abarcando una población de 2375 conexiones domiciliarias. Se realizaron mediciones en campo de la presión y el cloro, y estos datos se utilizaron para calibrar y comparar con el modelo hidráulico. En la simulación del modelo, se evaluó la concentración de cloro, comparándola con los valores medidos en campo y logrando un error porcentual aceptable. Como resultado, se propuso una alternativa para la evaluación de la calidad del agua, estableciendo así una base para la aplicación del modelo en otras redes de distribución.

Córdova Peña D. (2023) propuso desarrollar un modelo hidráulico mediante el uso del software WaterCAD para evaluar la calidad microbiológica del agua en el centro poblado de Marona, San Martín; para ello, se identificaron 20 puntos de monitoreo en viviendas, donde se midieron las concentraciones de cloro; además, se realizaron cálculos hidráulicos para la adecuada calibración del modelo de la red de distribución. Los resultados obtenidos fueron

satisfactorios, ya que las lecturas de cloro residual libre en campo se aproximaron a las simuladas en el modelo hidráulico. Los valores promedio de cloro variaron entre 0,48 mg/l en los extremos de la red y 1,14 mg/l en las zonas cercanas al reservorio.

2.2. Marco Conceptual

2.2.1. Agua Potable

El agua potable es el agua libre de parásitos y bacterias, esta se logra mediante un proceso físico-químico de desinfección. No tiene color, olor, tampoco sabor. Todo ser humano debe consumir agua potable, también llamada agua segura (FAO, 2012).

2.2.2. Red de Distribución

Es básicamente el conjunto de estructuras, tuberías y accesorios encargados de conducir el agua desde el reservorio hacia las viviendas, este sistema debe satisfacer los factores de caudal, presión y continuidad del servicio (Iglesias & García, 2002).

2.2.3. Sistemas de Distribución con Servicio Intermitente

Es un sistema de abastecimiento de agua en el que el servicio no se brinda de forma continua, sino únicamente durante ciertos horarios del día o días de la semana, generando interrupciones regulares en el suministro. Esta modalidad operativa se presenta comúnmente en zonas con limitada capacidad de producción, almacenamiento o distribución, y provoca importantes variaciones de presión en la red, lo que incrementa el riesgo de deterioro en la infraestructura. Durante los periodos de reapertura del servicio, suelen registrarse altos flujos de caudal debido a la demanda acumulada y al llenado rápido de redes vacías, lo que puede generar golpes de ariete, arrastre de sedimentos y sobrecargas en las tuberías. Además, el uso frecuente de válvulas de apertura y cierre, la falta de sectorización adecuada y la dificultad para controlar fugas y pérdidas aumentan la complejidad operativa y reducen la eficiencia del sistema (Iglesias Rey & García Serra, 2002).

Los sistemas de abastecimiento intermitente presentan dinámicas hidráulicas

particulares que afectan tanto la distribución del caudal como la calidad del agua. En estos sistemas, el flujo no se mantiene continuo a lo largo del día, lo que genera vacíos de presión, llenado parcial de tuberías y retrasos en la llegada del agua a sectores lejanos o topográficamente desfavorables. Este comportamiento ocasiona una distribución desigual del servicio, donde las zonas cercanas a los puntos de control (válvulas o reservorios) reciben el suministro de forma prioritaria, mientras que las zonas alejadas deben esperar a que las demandas iniciales se reduzcan para acceder al servicio. Además, los autores destacan que la modelación de estos sistemas requiere un enfoque detallado y adaptado a su naturaleza no permanente, ya que los métodos tradicionales de simulación hidráulica pueden no reflejar adecuadamente las condiciones reales si no se ajustan a los horarios de operación y a la secuencia de apertura de válvulas (Palacios-Vélez et al., 2013).

2.2.4. Desinfección de Agua

La desinfección del agua es reducir el riesgo de contraer enfermedades transmitidas por el agua al destruir o inactivar diversos patógenos presentes o que puedan estar presentes en la fuente de agua o adquiridos durante el transporte o el almacenamiento. La Organización Panamericana de la Salud (OPS) recomienda la desinfección del agua como práctica general porque es el método más seguro y económico para eliminar la contaminación microbiana del agua; en el caso de aguas superficiales, se recomienda la filtración u otro sistema de tratamiento similar antes de la desinfección (Campoverde Barros, 2015).

2.2.5. Reacciones de Calidad del Agua

Para las sustancias no conservativas, las reacciones relacionadas con la calidad dependen de dos efectos: La reacción que se da en el cuerpo de agua y la reacción asociada con el contacto del flujo y la pared de la tubería. El primer efecto, asociado con las reacciones que se dan en la masa de agua, al interior del flujo, es donde los diferentes componentes, orgánicos

e inorgánicos presentes en el agua, interaccionan químicamente entre sí generando una variación en su composición.

Es común que, este cambio de concentración, causado por la reacción en el cuerpo de agua, se asocie a un coeficiente de cuerpo kb (en inglés “bulk”), que representa la tasa a la que la sustancia se transforma y cambia su concentración; También se da un deterioro de la calidad por el desprendimiento de partículas y subproductos acumulados en las paredes al cuerpo del agua, lo cual incrementa la concentración de los compuestos que reaccionan con el cloro y reducen su concentración (Fisher & Kastl, 2011).

2.2.6. Desinfección con Cloro

El cloro en la modelación de la calidad del agua y como desinfectante en las en las redes de agua potable (RDAP), es de uso común. Es un compuesto con la capacidad de mantener concentración residual en el agua potabilizada a lo largo de periodos extendidos de permanencia, impidiendo la contaminación en su recorrido por las tuberías de la red hacia los usuarios. También es considerado altamente efectivo en relación calidad - precio en comparación con otros desinfectantes como el ozono (Warton & Heitz, 2006).

2.2.7. Parámetros de Control para la Distribución de Agua para Consumo Humano

Cuando se agrega cloro, destruye la estructura celular de los microorganismos vivos, matándolos y purificando así el agua; sin embargo, este proceso sólo funciona si el cloro entra en contacto directo con el cuerpo. Para ello el D.S N°031-2010-SA “Reglamento de Calidad de Agua” indica la existencia de parámetros de control obligatorio para todos proveedores de agua. Entre los que resalta el Artículo 63° de dicho reglamento, son las Coliformes totales, termo tolerantes, el color, la turbiedad, el residual del desinfectante y pH. Antes de la distribución del agua para el consumo humano, se deberá desinfectar el agua la finalidad de eliminar todo microorganismo y dejar un residual a fin de proteger, en caso de usar cloro, las muestras en

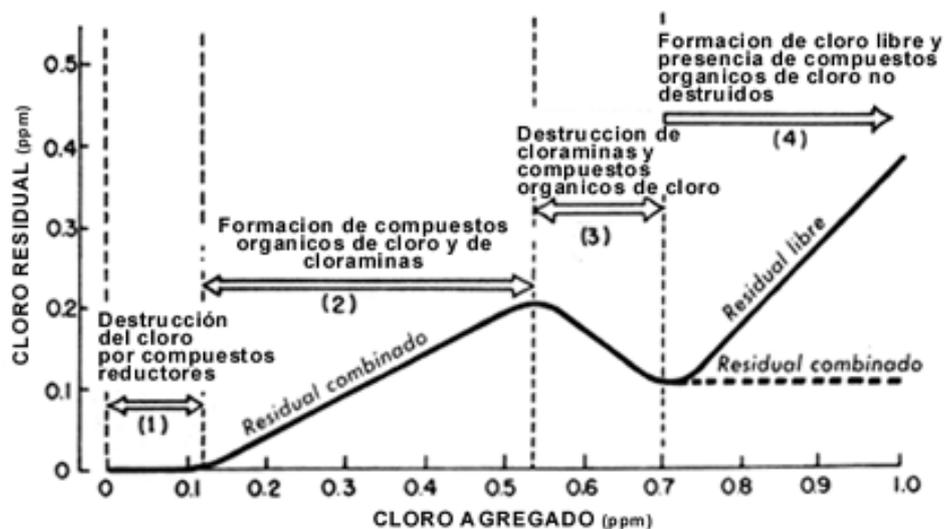
cualquier punto de la red no deberán contener menos de 0.5 mg/l y la turbiedad deberá ser menor de 5 unidad nefelométrica de turbiedad (UNT) (OPS, 2009).

2.2.8. Comportamiento del Cloro en el Agua

El cloro (Cl_2) es un potente agente oxidante usado como desinfectante en el tratamiento de agua potable. Tras su aplicación, reacciona con compuestos reductores sin dejar residual detectable. Luego, al aumentar la dosis, se generan cloraminas y compuestos orgánicos de cloro con efecto desinfectante. Más adelante, estos se descomponen en el punto de quiebre, y al seguir añadiendo cloro, se obtiene cloro libre, la forma más eficaz de desinfección. (CONAGUA, 2015).

Figura 1

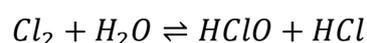
Comportamiento cloro en el agua



Fuente: (CIDTA, 2004)

2.2.9. Mecanismo de Acción del Cloro

Cuando el cloro molecular (Cl_2) se disuelve en agua, ocurre una reacción de dismutación, donde una parte del cloro se reduce y otra se oxida. Esta reacción produce ácido hipocloroso ($HClO$) y ácido clorhídrico (HCl):



- Cl₂: Cloro molecular.
- H₂O: Agua.
- HClO: Ácido hipocloroso (especie oxidante).
- HCl: Ácido clorhídrico.

El cloro molecular (Cl₂) reacciona con el agua y se disocia en dos iones diferentes:

- Uno se reduce a Cl⁻ (en el HCl ácido clorhídrico).
- Otro se oxida a HClO (ácido hipocloroso) siendo este el responsable de la acción desinfectante.

El ácido hipocloroso (HClO) actúa como un agente oxidante suave, capaz de atravesar las membranas celulares de bacterias, virus y otros microorganismos. Una vez dentro oxida componentes celulares vitales, como enzimas, lípidos de membrana, ácidos nucleicos. Esto desnaturaliza proteínas y desactiva enzimas, impidiendo el metabolismo del microorganismo.

El resultado es la muerte celular o la inactivación del virus (Rincon & Saldarriaga, 2011)

2.2.10. Influencia del pH en la Estabilidad del Cloro Residual

El pH es una medida que indica el grado de acidez o alcalinidad de una solución. Se mide en una escala de 1 a 14, donde 1 es el valor más ácido, 14 el más alcalino y 7 es neutro, es un factor determinante en la estabilidad del cloro residual y en la eficacia del proceso de desinfección en los sistemas de agua potable (Millán & Prato, 2018).

El ácido hipocloroso puede disociarse dependiendo del pH del agua:



- A pH bajo (ácido): predomina HClO, que es más efectivo como desinfectante.
- A pH alto (básico): predomina el ion hipoclorito (ClO⁻), menos efectivo.

Diversos estudios y organismos recomiendan mantener el pH del agua entre 6.5 y 7.5 para maximizar la eficacia del cloro. Dentro de este rango, se favorece la formación de HOCl, que es significativamente más efectivo en la inactivación de microorganismos en comparación

con el ion hipoclorito (OCl^-), predominante a pH más altos. Por ejemplo, a un pH de 7.0, aproximadamente el 75% del cloro libre está en forma de HOCl , mientras que a un pH de 7.8, esta proporción disminuye al 28% (Maher, 2019). Sin embargo, es importante considerar que valores de pH demasiado bajos (por debajo de 6.0) pueden provocar la liberación de cloro gaseoso, reduciendo la eficacia de la desinfección y aumentando el riesgo de corrosión en las infraestructuras. Por otro lado, a pH superiores a 8.0, la eficacia del cloro disminuye notablemente, requiriendo concentraciones más altas de cloro residual para lograr una desinfección adecuada (Rincon & Saldarriaga, 2011).

2.2.11. Métodos de Monitoreo del pH

El monitoreo del pH en sistemas de agua potable es esencial para garantizar la estabilidad del cloro residual y la eficacia del proceso de desinfección. Si bien existen métodos precisos como los medidores digitales y los sensores en línea integrados a sistemas SCADA, los comparadores visuales (basados en tiras reactivas o soluciones indicadoras que cambian de color) siguen siendo una herramienta valiosa por su practicidad y bajo costo. Aunque ofrecen menor precisión, permiten estimar de forma rápida el rango de valores de pH, lo que los hace especialmente útiles en evaluaciones preliminares o en situaciones donde no se dispone de equipos sofisticados. (Blanco, 2023).

2.2.12. Monitoreo de Cloro Residual: Puntos Clave y Ajustes en Redes de Agua Potable

El cloro es el desinfectante más utilizado en sistemas de distribución de agua por tuberías. Según el Artículo 66° del D.S N°031-2010-SA ("Control de Desinfectante"), los niveles de cloro residual deben cumplir con:

- Mínimo 0.5 mg/L en el 90% de las muestras mensuales
- Nunca menos de 0.3 mg/L en el 10% restante.

Los puntos clave para monitoreo son:

1. **Punto de cloración:** Para verificar la dosificación inicial.

2. **Punto más cercano al usuario:** Como control primario.
3. **Puntos intermedios y extremos de la red:** Donde se suelen registrar las menores concentraciones.

Si los niveles de cloro se encuentran por debajo de 0,3 mg/L, es necesario añadir más cloro en un punto intermedio de la red de tuberías o aumentar la dosificación en el sistema de cloración (OPS, 2009). En sistemas intermitentes, el cloro residual también varía a lo largo del día, pero de forma particular: durante las horas de servicio, cuando el flujo es alto, suelen registrarse mayores concentraciones de cloro, mientras que, en las horas sin suministro, al quedar el agua estancada en la red, aumenta el consumo de cloro por reacción con las paredes y la materia presente. Para asegurar niveles adecuados de desinfección, en redes nuevas, rehabilitadas o que operan de forma intermitente, es necesario realizar un monitoreo diario hasta confirmar el correcto desempeño del proceso, para luego pasar a controles semanales. (López, 1991).

2.2.13. Dinámica del Cloro en Sistemas Intermitentes

Una de las principales características de los sistemas de abastecimiento intermitente es que cuando el servicio se restablece, los caudales aumentan bruscamente, lo que reduce el tiempo de residencia hidráulica y, en consecuencia, limita el tiempo disponible para que se desarrollen las reacciones de decaimiento del cloro en el sistema. Este comportamiento intermitente genera un perfil atípico en la distribución del desinfectante: las concentraciones de cloro residual pueden mantenerse inusualmente constantes, mínimas o incluso nulas a lo largo de la red (Alegre et al., 2016)

Estudios como el de Fisher et al. (2011) han demostrado que, en condiciones normales de operación continua, el cloro residual disminuye gradualmente debido a procesos cinéticos de primer orden, donde la tasa de reacción depende del tiempo de contacto y de la presencia de compuestos reductores. Sin embargo, en redes intermitentes, este patrón se ve alterado, ya que

el decaimiento se ve influido por ciclos irregulares de flujo, generando una estabilidad atípica del desinfectante (Lee & Schwab, 2005).

2.2.14. Modelos Hidráulicos en WaterCAD

Los modelos hidráulicos en WaterCAD permiten simular el comportamiento del flujo de agua en redes de distribución, considerando variables como presión, caudal, velocidad y demanda que es representada por el caudal saliente de los reservorios. Estos modelos utilizan principios de conservación de masa y energía, y permiten analizar múltiples escenarios de operación, identificando los múltiples fenómenos hidráulicos que ocurren dentro de la red.

2.2.15. Modelamiento en Periodos Extendidos

El modelamiento en periodos extendidos permite evaluar el comportamiento hidráulico y la calidad del agua en redes de distribución a lo largo del tiempo, considerando la variación horaria de demandas, presiones y condiciones operativas. Para su desarrollo se siguen estos pasos:

- Recolección de datos de los componentes de la red.
- Simplificación del modelo según la información disponible.
- Integración de los componentes físicos de la red.
- Distribución de demandas de agua a los puntos de consumo (asignación de edificaciones a los nodos de la red).
- Ingreso de datos obtenidos en diferentes días para representar escenarios con variaciones en demanda, presión y operación.
- Calibración del modelo mediante mediciones de caudal y presión, realizando los ajustes necesarios.

Finalmente, se dispone de un modelo hidráulico que representa un escenario intermedio dentro de los múltiples posibles en la red. Es importante tener en cuenta que el modelo no reproduce con un 100 % de precisión las condiciones hidráulicas reales, sino que busca ajustarse

a partir de los datos obtenidos en campo, como presiones y caudales, para replicar de la mejor manera posible el comportamiento del sistema. Todos los elementos de la red están interconectados y relacionados entre sí, por lo que es fundamental que el modelo funcione correctamente y cumpla con las leyes de conservación de la masa y la energía

2.2.16. Simulación de Múltiples Escenarios en WaterCAD

Ante la variabilidad de los datos recolectados en campo, WaterCAD ofrece una funcionalidad llamada "Escenarios" (Escenarios), que permite modelar distintas condiciones sin necesidad de crear un nuevo modelo cada vez. Al ingresar los valores registrados en diferentes días, el software configura un escenario utilizando valores intermedios representativos de las condiciones observadas. Esto genera una simulación cuyo comportamiento hidráulico se sitúa entre los rangos máximos y mínimos, lo que permite una comparación más equilibrada y busca minimizar los errores porcentuales al evitar los extremos, brindando así una representación más estable del sistema bajo condiciones típicas de operación (Bentley Systems, 2024).

2.2.17. Principales Herramientas Utilizadas para la Simulación Hidráulica

El modelamiento hidráulico constituye una herramienta clave en el análisis y diseño de sistemas de distribución de agua potable. Permite simular el comportamiento del flujo, la presión y la calidad del agua en las redes, contribuyendo a una gestión más eficiente, segura y sostenible. Para ello, se han desarrollado diversas plataformas y programas informáticos, que varían en funcionalidad, complejidad y accesibilidad.

EPANET, creado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA), es un software libre utilizado para simular el comportamiento hidráulico y la calidad del agua en redes de distribución presurizadas. Permite analizar parámetros como el cloro residual, la presión en los nodos y el flujo en las tuberías a lo largo del tiempo. Aunque su interfaz es sencilla y no se integra con sistemas GIS, su carácter gratuito y su frecuente aplicación en

investigaciones académicas lo convierten en una herramienta útil para estudios educativos y de planificación básica. (Rossman, 2000).

Por otro lado, WaterCAD, desarrollado por Bentley Systems, es una herramienta comercial más avanzada que permite modelar sistemas complejos con una interfaz amigable. Este programa incorpora funciones de simulación hidráulica, análisis de caudal, presión, detección de sectores críticos y análisis energético. Además, permite una integración fluida con AutoCAD, Civil 3D y ArcGIS, lo cual favorece el diseño en entornos más visuales y técnicos. Entre sus desventajas, tiene una curva muy empinada de aprendizaje, lo que dificulta su uso si no se está bien capacitado en sus diferentes herramientas especializadas en los distintos fenómenos hidráulicos (Bentley Systems, s.f).

Además, se cuentan con otras herramientas que se utilizan en menor medida o son menos conocidas en comparación con WaterCAD y EPANET. Por ejemplo, InfoWater Pro (de Autodesk Innowyze) se ejecuta dentro de ArcGIS y permite realizar simulaciones hidráulicas, de calidad de agua y optimización de redes. MIKE+ (desarrollado por DHI) es ampliamente usado para modelar redes urbanas de abastecimiento, drenaje y calidad del agua. Synergi Water (de DNV) se enfoca en la optimización de redes, detección de pérdidas y gestión de activos. También destaca SWMM (Storm Water Management Model, desarrollado por la EPA), que, aunque está orientado principalmente a sistemas de drenaje pluvial, incluye funcionalidades para modelar calidad del agua en escorrentías urbanas.

2.2.18. Principios y Ecuaciones Utilizadas en WaterCAD para el Análisis Hidráulico

2.2.18.1. Principio de Balance de Masa y Mescla de Solutos en los Nodos

En las redes de distribución de agua potable, el principio del balance de masa establece que en cada nodo la suma de los caudales que ingresan debe ser igual a la suma de los caudales que salen, considerando además las demandas o aportes locales. Asimismo, cuando los flujos entrantes presentan distintas concentraciones de solutos, ocurre una mezcla instantánea,

resultando en una concentración promedio ponderada que se distribuye hacia las tuberías de salida. Este fenómeno permite modelar correctamente la calidad del agua, especialmente la evolución del cloro residual, y es fundamental en programas de simulación como EPANET o WaterCAD.

2.2.18.2. Ecuación de Conservación de Energía (Bernoulli en Redes)

La ecuación de Bernoulli es una expresión del principio de conservación de la energía para fluidos en movimiento. Esta ecuación establece que, en un fluido incompresible, sin viscosidad y en régimen estacionario, la suma de la energía de presión, energía cinética y energía potencial permanece constante a lo largo de una línea de corriente. Se utiliza ampliamente en la ingeniería hidráulica para el análisis de tuberías, redes de distribución de agua y sistemas de bombeo.

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + Z_2 + h_f \quad (1)$$

Donde:

P = Presión del fluido (N/m² o Pa)

γ = Peso específico del fluido (N/m³)

v = Velocidad del fluido (m/s)

h_f = Pérdidas de energía (m)

g = Aceleración gravitacional (≈ 9.81 m/s²)

Z = Altura geométrica o elevación (m)

2.2.18.3. Ecuación de Darcy-Weisbach

La ecuación de Darcy-Weisbach se usa en las simulaciones hidráulicas para calcular la pérdida de carga por fricción en tuberías. La ecuación básica es:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (2)$$

h_f = pérdida de carga por fricción (m)

f = coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach (adimensional)

L = longitud de la tubería (m)

D = diámetro de la tubería (m)

v = velocidad del flujo (m/s)

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

2.2.18.4. Ecuación de Swamee-Jain

Para el cálculo del factor de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach, WaterCAD emplea la ecuación de Swamee-Jain. Esta expresión explícita permite determinar f sin necesidad de recurrir al método de Colebrook-White, el cual, al ser implícito, requiere un proceso iterativo para su resolución. En contextos como las simulaciones de período extendido, donde se deben evaluar múltiples escenarios y redes con gran cantidad de elementos, el uso de métodos iterativos disminuye significativamente la eficiencia computacional. Por esta razón, se emplean las fórmulas explícitas como la de Swamee-Jain, ya que optimizan el tiempo de cálculo sin comprometer considerablemente la precisión, esta ecuación solo se aplica cuando el flujo es turbulento ($Re > 5000$) (Bentley Systems, 2023).

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (3)$$

f : Factor de fricción de Darcy-Weisbach (adimensional).

ϵ : Rugosidad absoluta de la tubería (en metros).

D : Diámetro interno de la tubería (en metros).

Re : Número de Reynolds (adimensional).

Cuando el flujo es laminar (número de Reynolds $Re < 2000$) entonces se entonces se emplea la ecuación:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (4)$$

- f = factor de fricción de Darcy,

- Re = número de Reynolds.

2.2.18.5. Ecuación del Número de Reynolds

La ecuación de Reynolds es fundamental para aplicar la fórmula de Darcy-Weisbach, ya que ayuda a determinar si el flujo es laminar o turbulento, lo cual influye en el cálculo del factor de fricción f .

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu} = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (5)$$

- Re : Número de Reynolds (adimensional)
- ρ : Densidad del fluido (kg/m^3)
- V : Velocidad del fluido (m/s)
- D : Diámetro hidráulico del tubo (m)
- μ : Viscosidad dinámica ($\text{Pa}\cdot\text{s}$ o $\text{kg/m}\cdot\text{s}$)
- $\nu = \frac{\mu}{\rho}$: Viscosidad cinemática (m^2/s)

Este número te dice si el flujo es:

- **Laminar:** $Re < 2000$
- **Transicional:** $2000 < Re < 4000$
- **Turbulento:** $Re > 4000$

2.2.18.6. Ecuación de Hazen-Williams

La ecuación de Hazen-Williams es una fórmula empírica utilizada para calcular la pérdida de carga por fricción en tuberías que transportan agua en régimen completamente lleno y a presión, especialmente en sistemas de distribución de agua potable. Fue desarrollada por Allen Hazen y Gardner S. Williams a principios del siglo XX y es ampliamente usada debido a su facilidad de aplicación y precisión aceptable para líquidos con baja viscosidad, como el agua a temperatura ambiente. Se aplica para el diseño y análisis de redes de distribución de agua potable, en el cálculo de presiones, caudales y pérdidas de carga, es empleada por diferentes

softwares como EPANET, WaterCAD, WaterGEMS para simular el comportamiento hidráulico de tuberías de agua.

Formula general:

$$h_f = 10.67 \cdot \left(\frac{L}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}} \right) \cdot Q^{1.85} \quad (6)$$

También se puede expresar en función de la velocidad o el caudal, pero esta es la más común en hidráulica.

h_f = Pérdida de carga por fricción (m = metros columna de agua)

L = Longitud de la tubería (m)

C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams (adimensional)

D = Diámetro interior de la tubería (m)

Q = Caudal (m³/s)

2.2.19. Comparación de las Ecuaciones de Hazen-Williams y Darcy-Weisbach

La ecuación de Hazen-Williams, de carácter empírico, es ampliamente utilizada para calcular pérdidas de carga en sistemas de agua potable debido a su sencillez y rapidez, siendo recomendable para tuberías de diámetro medio a grande, usualmente mayores a 50 mm (2 pulgadas) y hasta unos 600 mm (24 pulgadas) o más. En cambio, la fórmula de Darcy-Weisbach, basada en principios teóricos de la mecánica de fluidos, ofrece mayor precisión al considerar propiedades del fluido y características de la tubería, y puede aplicarse a cualquier diámetro, desde conducciones pequeñas hasta grandes sistemas, resultando más adecuada cuando se requiere un análisis detallado o se trabaja con fluidos diferentes al agua o en condiciones de alta presión (Chisomo et al., 2015)

2.2.20. Métodos Numéricos en WaterCAD

2.2.20.1. Método de Newton-Raphson para Simulación de Redes de Agua

El método de Newton-Raphson es un algoritmo iterativo usado para resolver sistemas de ecuaciones no lineales. En WaterCAD, este método es utilizado en el motor de cálculo

hidráulico para resolver la ecuación de continuidad (conservación de masa) en los nodos y la ecuación de energía (pérdidas de carga) en las tuberías. Cada nodo y tubería del sistema genera una ecuación. El sistema completo se resuelve con este método, para encontrar presiones y caudales en equilibrio, siendo fundamental disponer de datos confiables como punto de partida para asegurar la convergencia del sistema. En este contexto, el uso de datos monitoreados proporciona una base más cercana a la realidad para iniciar las iteraciones (Bentley Systems, 2023).

Este método funciona de la siguiente manera:

- 1) Planteamiento del sistema no lineal:

$$f(x) = 0 \tag{7}$$

Donde “x” representa las incógnitas (presiones y caudales)

- 2) Interacción:

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)} \tag{8}$$

x_n : Valor aproximado actual de la raíz (en la n-ésima iteración).

x_{n+1} : Nuevo valor aproximado de la raíz (siguiente iteración).

$f(x_n)$: Valor de la función en x_n .

$f'(x_n)$: Derivada de la función en x_n .

Se parte de un valor inicial x_0 , se evalúan $f(x_0)$ y $f'(x_0)$, y se obtiene x_1 . El proceso se repite “n” veces, hasta que la diferencia entre x_{n+1} y x_n sea muy pequeña (es decir, hasta que converja).

- 3) Corrección: Se ajustan las presiones y caudales hasta que los errores sean menores que un valor umbral (convergencia).

Esta fórmula se aplica a sistemas de muchas ecuaciones no lineales simultáneas (una

por cada nodo y tubería), por lo que se usa su versión matricial, para WaterCAD cada iteración de Newton-Raphson necesita:

$$x_{n+1} = x_n - J^{-1} \cdot F(x_n) \quad (9)$$

Donde:

X: es el vector de incógnitas (caudales y presiones).

F(x): es el vector de ecuaciones de continuidad y energía.

J: es la matriz Jacobiana de derivadas parciales.

En términos de WaterCAD:

1. x_n = Vector de **valores actuales** de las incógnitas:
 - Registro de Caudales (Q_1, Q_2, \dots, Q_m).
 - Presiones o cargas en nodos (P_1, P_2, \dots, P_n).
2. $F(x_n)$ = Vector de **residuos** (errores actuales):
 - Diferencias en la continuidad (entradas \neq salidas) en cada nodo.
 - Diferencias en la energía (pérdida de carga incorrecta) en cada tubería.
3. J = Matriz Jacobiana:
 - Derivadas parciales de cada ecuación respecto a cada variable.
 - Como cambia las presiones en los nodos de monitoreo si varía el caudal que sale del tanque de almacenamiento.

Esto se interpreta así: cada interacción en WaterCAD corrige la distribución del flujo en toda la red y las presiones simuladas, en base a los caudales registrados salientes del reservorio y las presiones medidas en campo, estos ajustes se realizan hasta que el sistema encuentre una solución hidráulica coherente con las condiciones físicas monitoreadas en el sistema real.

2.2.21. Simulación del Cloro Residual con WaterCAD

WaterCAD permite simular tanto el comportamiento hidráulico como la calidad del agua en redes de distribución, siendo una herramienta útil para planificar, operar y gestionar

sistemas de agua potable. En cuanto al cloro residual, el software modela su distribución y decaimiento considerando dos mecanismos principales: las reacciones que ocurren dentro del agua con materia orgánica, microorganismos y otros compuestos, representadas por el coeficiente K_b ; y las pérdidas por interacción con las paredes de las tuberías, especialmente en presencia de biofilm o incrustaciones, representadas por el coeficiente K_w . Estos factores permiten una simulación más realista del desinfectante a lo largo de la red (Walski et al. 2003)

2.2.22. Reacción del Cloro con el Agua, k_b

La velocidad a la que disminuye el cloro residual libre, se describe mediante la tasa de reacción o tasa de decaimiento del cloro en el agua, conocida como “ K_b ”, y se representa a través de la ecuación cinética de primer orden. El cloro libre es el compuesto no conservativo más comúnmente incluido en los modelos de calidad del agua, asumiéndose generalmente un comportamiento de decaimiento de primer orden, lo que implica que su concentración disminuye de forma exponencial. Este proceso de reacción entre el cloro y el agua está influenciado principalmente por factores como la temperatura, el pH, la presencia de materia orgánica e inorgánica, cloraminas, compuestos organoclorados, metales como el hierro ferroso (Fe^{2+}), ácido sulfhídrico (H_2S), corrosión, entre otros; además, el tiempo de permanencia del agua en las tuberías (edad del agua) juega un papel clave en estas reacciones (Warton & Heitz, 2006)

Diversos estudios (Rossman, 2006; Al-Jasser, 2007) han confirmado la validez del modelo de primer orden, ya que ha mostrado mejores resultados en comparación con otros enfoques. Actualmente, esta ecuación forma parte de los modelos utilizados para simular la calidad del agua en redes de distribución y se deriva de la expresión matemática que describe la velocidad de reacción o de consumo del cloro., la cual se expresa como:

$$\frac{dC}{dt} = -K_b \cdot C \quad (10)$$

- $\frac{dC}{dt}$: velocidad de cambio de la concentración de cloro con el tiempo.
- K_b : coeficiente de decaimiento en masa (1/día).
- C : concentración de cloro en el tiempo t .
- El signo (-) indica que la concentración está **disminuyendo** con el tiempo

Esta es una ecuación diferencial separable, y la resolvemos así:

Paso 1: Separar variables

$$\frac{1}{C} dC = -K_b \cdot dt \quad (11)$$

Paso 2: Integrar ambos lados

$$\int \frac{1}{C} dC = -K_b \cdot \int dt \quad (12)$$

$$\ln(C) = -K_b t + \text{constante} \quad (13)$$

Paso 3: Aplicar condición inicial

Cuando $t = 0$, $C = C_0$ (concentración inicial). Entonces:

$$\ln(C_0) = \text{constante} \quad (14)$$

$$\ln(C) = -K_b t + \ln(C_0) \quad (15)$$

Paso 4: Expresamos de manera exponencial

Aplicamos exponencial a ambos lados:

$$C(t) = C_0 \cdot e^{-k_b t} \quad (16)$$

Esto indica que la concentración de cloro disminuye exponencialmente con el tiempo, dependiendo del valor de K_b . Mientras mayor sea K_b , más rápido decae el cloro. 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.

2.2.23. Método Gráfico para Calcular el Coeficiente K_b

El método gráfico es una técnica eficaz para calcular la constante de decaimiento K_b en procesos que siguen una cinética de primer orden. Consiste en representar gráficamente el

logaritmo natural de la concentración ($\ln(C)$) en función del tiempo (t). Si el sistema se ajusta a un decaimiento exponencial, los datos experimentales formarán una línea recta cuya pendiente (m) corresponde a $-K_b$, según la ecuación linealizada número (15). Este enfoque, es una herramienta fundamental en el análisis de reacciones químicas y proceso de degradación en sustancias no conservativas como el cloro (Smith & Johnson, 2011). Partimos de la ecuación de primer orden (16) que al aplicar el logaritmo natural en ambos lados tenemos:

$$\ln(C) = -K_b t + \ln(C_0) \quad (15)$$

La ecuación tiene la forma con la ecuación de una recta:

$$y = mx + b \quad (17)$$

Entonces:

- $y = \ln(C)$
- $x = t$
- Pendiente $m = -K_b$
- Intercepto $b = \ln(C_0)$

2.2.24. Reacción del Cloro con la Pared de la Tubería (k_w)

La reacción del cloro con las paredes de las tuberías se expresa como una tasa de reacción, que depende de la superficie disponible y de la velocidad de transferencia de masa entre el agua y la pared. En tuberías antiguas o con incrustaciones, este efecto puede ser relevante para la disminución del cloro residual. Para representarlo, se han desarrollado modelos matemáticos que hoy en día están integrados en programas como EPANET o WaterCAD, permitiendo considerar factores como el material, la rugosidad y la velocidad del flujo para simular de forma más precisa la pérdida de cloro en las redes (Rossman, 2000).

2.2.25. Coeficiente K_w en Tuberías de PVC

El coeficiente K_w (K_{wall}) en tuberías de PVC es fundamental para modelar con precisión la pérdida de cloro residual en sistemas de distribución de agua, ya que cuantifica las

interacciones en las paredes de la tubería. A diferencia de materiales metálicos, el PVC, aunque no se corroe, puede desarrollar biofilms bacterianos debido a la presencia de materia orgánica, estancamiento del agua o baja renovación, especialmente cuando las concentraciones de cloro residual son insuficientes para controlar el crecimiento microbiano. La rugosidad superficial y la edad de la tubería también influyen en la formación de estos depósitos biológicos, mientras que condiciones de flujo bajo aumentan K_w al prolongar el tiempo de contacto entre el cloro y los biofilms, efecto que se reduce con altos consumos y mayor renovación del agua (Zhang, 2019).

$$\frac{dC}{dt} = - \frac{2K_w}{D} \cdot C \quad (18)$$

Donde:

- K_w = coeficiente de decaimiento en la pared (m/día).
- D = diámetro interno de la tubería (m).
- El factor $\frac{2}{D}$ representa la relación superficie/volumen de una tubería circular (esto aumenta el efecto del contacto con la pared).

Aunque en modelos de calidad hídrica (como WaterCAD o EPANET) se suele considerar un K_w “bajo” para PVC, su contribución no debe subestimarse en sistemas con tuberías envejecidas o situaciones de estancamiento, ya que incluso pequeñas variaciones pueden afectar significativamente la predicción de la concentración de cloro a lo largo de la red (Al-Jasser, 2077).

Los valores típicos de este coeficiente son:

$$0 \text{ m.d}^{-1} < K_w < 1.5 \text{ m.d}^{-1}$$

2.2.26. Ecuación de Transporte de Solutos en Tuberías para Estimar Coeficiente K_w

El cálculo directo del coeficiente de reacción en la pared (K_w) es complejo debido a factores como la rugosidad de la tubería, las condiciones hidráulicas y las propiedades químicas

del agua. Por ello, es recomendable estimar K_w mediante métodos indirectos, como la ecuación de transporte de solutos o emplear modelos calibrados, que ofrecen aproximaciones razonables sin requerir mediciones exhaustivas. Este enfoque simplifica el proceso y se ajusta a las prácticas recomendadas en la literatura técnica para modelar la calidad del agua en redes de distribución (Clark & Haught, 2005).

Ecuación de solutos en las tuberías:

$$K_w = \frac{(\ln C_1 - \ln C_2)}{(t_2 - t_1)} \quad (19)$$

Donde:

- K_w = Constante de reacción del cloro con la pared de la tubería (d^{-1} , h^{-1}).
- C_1, C_2 = Concentraciones de cloro en dos puntos de la red o concentraciones distintas en un mismo punto (mg/l).
- t_1, t_2 = tiempo de tránsito entre las 2 lecturas de cloro (horas o días).

2.2.27. Modelos Matemáticos para la Simulación del Decaimiento de Cloro

2.2.27.1. Cinética de Primer Orden

La cinética de primer orden es el modelo más comúnmente utilizado para simular el decaimiento del cloro residual en los sistemas de distribución de agua potable. Este modelo, empleado por programas como WaterGEMS, asume que la velocidad de reducción de la concentración de cloro es proporcional a la cantidad de cloro presente en el agua. Matemáticamente, se expresa mediante una ecuación diferencial de primer orden, cuya solución indica que la concentración de cloro disminuye de forma exponencial con el tiempo. Además, el modelo considera tanto el decaimiento en el volumen del agua (coeficiente K_b) como en las paredes de las tuberías (coeficiente K_w), permitiendo una representación más realista de los procesos de desinfección en redes hidráulicas.

WaterGEMS suma ambos efectos (bulk “ K_b ” y wall “ K_w ”), ya que ocurren

simultáneamente:

$$\frac{dC}{dt} = -K_b \cdot C - \frac{2K_w}{D} \cdot C \quad (20)$$

Factorizando términos:

$$\frac{dC}{dt} = -\left(K_b + \frac{2K_w}{D}\right) \cdot C \quad (21)$$

Es una ecuación diferencial de primer orden, cuya solución es:

$$C(t) = C_0 \cdot e^{\left(-K_b \cdot t + \frac{2K_w}{D}\right) \cdot t} \quad (22)$$

Donde:

- C_0 = concentración inicial de cloro (mg/L).
- t = tiempo que el agua permanece en el tramo de la red (días).
- El exponente representa la tasa de decaimiento total.

2.3. Definición de Términos Básicos

2.3.1. Cloro

Es un desinfectante de gran poder bactericida, aún en dosis pequeñas. Es económico y de fácil empleo, aunque requiere precaución en su manejo. Es el reactivo más usado a nivel mundial tanto en los sistemas de agua potable como residual (CONAGUA, 2019).

2.3.2. Cloración

Aplicación de cloro gas o granulado o compuestos de cloro (hipocloritos) al agua cruda con el propósito de desinfectarla (CONAGUA, 2015)

2.3.3. Cloro Residual Libre

Concentración de cloro presente en el agua, en forma de ácido hipocloroso e ion hipoclorito, que debe mantenerse en el agua destinada al consumo humano para garantizar la protección frente a posibles contaminaciones microbiológicas luego del proceso de cloración durante el tratamiento (DIGESA, 2010).

2.3.4. Decaimiento

Proceso mediante el cual un constituyente o sustancia presenta variaciones en su concentración, producto de efectos mecánicos, temporales y químicos (CONAGUA, 2015).

2.3.5. Desinfección

Proceso que consiste en eliminar los microorganismos patógenos que pueden estar presentes en el agua, mediante el uso de equipos especiales o sustancias químicas. (CIDTA, 2004)

2.3.6. Red de Distribución

Proceso que consiste en eliminar los microorganismos patógenos que pueden estar presentes en el agua, mediante el uso de equipos especiales o sustancias químicas (Blanco, 2023)

CAPITULO III.- MATERIALES Y METODOS

3.1. Ubicación Geográfica

El estudio abarcó la red de distribución de agua potable de la ciudad de Jorge Chávez, capital del distrito del mismo nombre, ubicado entre las coordenadas UTM: 9231794.25 m N y 820726.73 m S, se encuentra a una distancia de 10.3 Km de la provincia de Celendín, departamento de Cajamarca, siendo uno de los doce distritos que conforman esta provincia.

Figura 2

Vista satelital de la zona de estudio



Fuente: Google Earth Pro, (2024)

3.2. Aspectos Socioeconómicos y Características Físicas

3.2.1. Demografía

En el distrito de Jorge Chávez en base al censo realizado por el INEI en el año 2017 cuenta con una población de 441 habitantes de los cuales el mayor porcentaje son adultos mayores de 65 años en adelante, teniendo una tasa de crecimiento del -1,1% (INEI, 2017).

3.2.2. Geología

Según el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET) la provincia de Celendín, la zona de estudio del distrito de Jorge Chávez geológicamente presenta la Formación Yumagual (Ks – yu) la cual formada por una intercalación de margas y calizas gris parduzcas en estratos más o menos uniformes, destacando un miembro medio lutáceo margoso, amarillento, dentro de un conjunto homogéneo presenta escarpas por su dureza uniforme (Cruzado Vasquez, 2009).

3.2.3. Clima

Según el método de Clasificación Climática de Warren Thornthwaite, la zona de estudio en el distrito de Jorge Chávez presenta un clima del tipo (o, i) B' Lluvioso con otoño e invierno secos, templado son frecuentes las heladas en esta temporada debido al ingreso de vientos secos del oeste en altura. Esta región presenta durante el año, en promedio, temperaturas máximas de 19°C a 23°C en áreas del norte y de 17°C a 21°C en áreas de sur; mientras que, las temperaturas mínimas varían entre los 3°C y 7°C. Por su parte, los acumulados anuales de precipitación varían desde los 700 mm hasta los 1500 mm aproximadamente (SENAMHI, 2020).

3.2.4. Hidrología

El distrito de Jorge Chávez forma parte del área de la cuenca Hidrográfica Alto Marañón IV, cuyo afluente principal encontrado en el distrito es el Rio Cantange, el mismo que delimitan al Distrito tanto por el Sur con el Distrito de Oxamarca; el rio Cantange, nace entre los distritos de Sucre y Jorge Chávez, con el nombre de Quebrada Honda; descendiendo primero al S.E. y luego al N.E, toma sucesivamente los nombres de Pachachaca, Tallambo y Cantange, construyendo en sus tramos el lindero con el distrito de Oxamarca (al Sur) (ANA, 2019).

3.2.5. Actividades Económicas:

La principal actividad de la población es la agropecuaria, existe una producción mayoritaria en la agricultura de maíz, papa, trigo y árboles frutales como la palta, en

cuanto a la ganadería tienen ovinos y bovinos, además de la crianza de animales menores (cuyes y gallinas) en pequeña escala.

Existe la actividad artesanal (tejido de sombrero) y comercial, la mayor parte de la población económicamente activa, se trasladan a realizar trabajos de diversa índole a la ciudad de Celendín y Cajamarca.

Para realizar sus transacciones los comerciantes, los pobladores tienen que trasladar sus productos los días sábados a la plaza de Cruz conga (Distrito de Sucre) y los días domingos a la provincia de Celendín.

3.2.6. Acceso a Servicios Básicos:

Saneamiento: El distrito cuenta con agua potable y alcantarillado, el suministro de agua esta administrado por la JASS Lucmapampa bajo la asistencia técnica de la Municipalidad Distrital de Jorge Chávez.

La JASS como organización, cumple con un pago mensual de 450 soles a la entidad de SEMACEL.

Internet y electricidad: La localidad de Jorge Chávez en la actualidad cuenta con los servicios de Energía eléctrica administrada por la Empresa Hidrandina además cuenta con telefonía rural e internet.

Salud y educación:

La población del distrito de Jorge Chávez se ve afectada principalmente por enfermedades de carácter infectocontagiosas, infecciones respiratorias agudas e infecciones gastrointestinales; para la atención de estos y otros casos Jorge Chávez tiene acceso a un Puesto de Salud ubicado a unos cuantos metros del centro del distrito; el cual brinda servicios menores y primeros auxilios si los casos fueran de gravedad se transfiere estos hasta el Hospital de Celendín.

En cuanto a la educación la población tiene acceso a nivel inicial y primaria, contando con los Centros Educativos de Educación Inicial, Educación Primaria dentro de su capital de distrito.

3.3. Materiales y Equipos

Para desarrollar la presente investigación se usó el siguiente material y equipo:

- Comparador de cloro libre marca HANNA – HI 701: Usado para la medición de la concentración de cloro residual libre, tiene un rango de 0.00 a 2.50 ppm
- Manómetros de glicerina: Mide presiones del agua con un rango de 0-7 bar o 0 a 100 psi.
- Medidor de pH portátil pH/ISE OAKTON pH 450.
- Estación total marca SUNWAY modelo ATS120A.
- Reactivo DPD HANNA HI701.
- Moto lineal (para transporte al lugar de estudio).
- Computadora (para procesamiento de datos).
- Libreta de campo.

3.4. Metodología del Trabajo

3.4.1. Tipo, Nivel y Diseño Investigativo

El tipo de investigación es de tipo correlacional y aplicativo ya que se emplea teorías científicas anteriormente validadas.

El diseño es de tipo no experimental ya que sólo se va a observar el fenómeno y transversal, se va a estudiar en un periodo de tiempo.

3.4.2. Población de Estudio

Las viviendas y edificaciones beneficiarias de la red de distribución del distrito de Jorge Chávez de la JASS Lucmapampa.

3.4.3. Muestra

La muestra serán las viviendas y edificaciones cercanas a los nodos de la red de distribución, seleccionadas estratégicamente de manera que representen de mejor la dinámica hidráulica de la red.

3.4.4. Unidad de Análisis

La unidad de análisis es muestras de 10 ml de agua tomadas de grifos cercanos a los nodos, las cuales haciendo uso del comparador de cloro residual se determinará la concentración de cloro en cada punto.

3.4.5. Técnica e Instrumentos de Recolección de Datos

En el proyecto se utilizó la técnica de observación de la dinámica del fenómeno, en este caso el decaimiento de cloro residual libre en el agua potable mediante el monitoreo haciendo uso de un comparador de cloro residual para su posterior análisis con ayuda de una ficha de campo.

3.4.6. Instrumentos de Recolección de Datos

Se utilizó el comparador de cloro libre marca HANNA – HI 701 (para medir la concentración de cloro residual), manómetros de glicerina para registrar la presión y la ficha de registro de datos en campo.

3.5. Fase Inicial en Gabinete

3.5.1. Revisión Bibliográfica.

En esta etapa, se recurrió a material digital para la identificación y delimitación de la investigación, la búsqueda de fuentes primarias y secundarias relevantes, relacionadas al tema investigado.

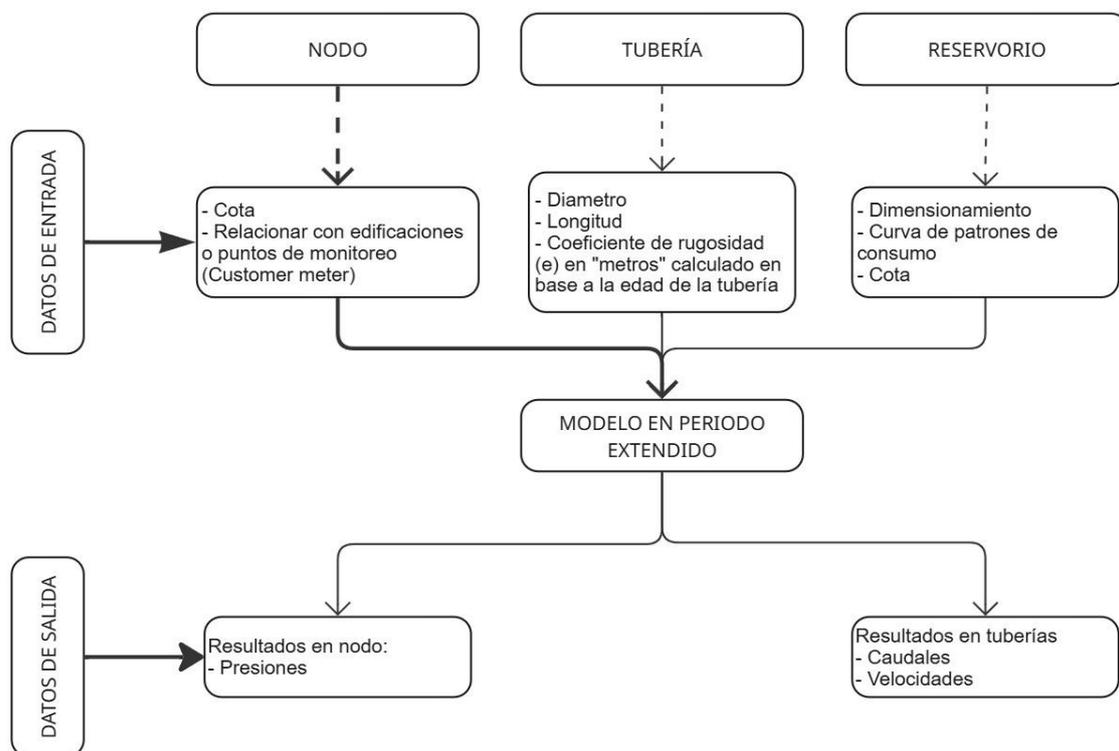
3.6. Elaboración del Modelo Hidráulico

Para resolver un modelo hidráulico en WaterCAD, se requiere una simulación en período extendido, que representa la evolución temporal de variables como caudales y

presiones. Aunque este tipo de simulación corresponde a un modelo dinámico, no siempre es necesario utilizar ecuaciones diferenciales para su desarrollo. Es fundamental contar con la curva de variación de la demanda, las presiones promedio por hora y los parámetros de la red de distribución. Estos datos permiten generar un modelo que represente condiciones hidráulicas intermedias, basadas en los valores máximos y mínimos registrados en campo. Cabe señalar que ningún modelo representa la realidad con total exactitud, pero se aceptan ciertos márgenes de error, según la correlación entre los datos reales y los simulados. La figura 3 muestra el procedimiento correspondiente para este tipo de modelación (Walski et al., 2003).

Figura 3

Flujograma para la modelación en periodos extendidos



El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), en su publicación *Modelación de redes de distribución de agua con suministro intermitente*, complementa la metodología original definida por el Water Research Centre del Reino Unido (WRC, 1989) al proponer un procedimiento específico para modelar redes con este tipo de suministro (Iglesias & García,

2002). En esta propuesta, se destaca la importancia de los avances tecnológicos en la simulación de redes de agua, y se establece que el modelamiento debe dividirse en dos etapas principales:

Caracterización de la red: Esta etapa comprende la recolección y análisis de información clave sobre la red de distribución.

- **Topografía de la zona de estudio:** Incluye la obtención de parámetros físicos de los elementos que conforman la red.
- **Número de usuarios:** Deben considerarse únicamente las conexiones activas.
- **Curva de patrones de consumo:** Representa el promedio de los caudales horarios medidos durante varios días. Esta información puede obtenerse a partir de micromediciones proporcionadas por la Entidad Prestadora de Servicios (EPS) correspondiente; en caso de no contar con estos datos, se utilizarán macromediciones o caudales de salida del tanque de almacenamiento.
- **Monitoreo de presiones, en cuatro fases:**
 - Primera fase: Se realiza un monitoreo general para identificar la dinámica de la red. Es fundamental cubrir la mayor cantidad posible de puntos para detectar zonas y horarios de servicio diferenciados.
 - Segunda fase: Se seleccionan puntos estratégicos para el control permanente. Durante el horario de servicio, se mide la presión en intervalos horarios. Estos puntos deben ser representativos de cada zona del área de estudio y resultan fundamentales para la calibración del modelo.
 - Tercera fase: Se escogen nuevos puntos, distintos a los anteriores, con el objetivo de validar los datos generados por el modelo.
 - Cuarta fase: Esta fase es útil para la actualización temporal del modelo. Los monitoreos posteriores a su elaboración y validación permiten ajustar los

parámetros, garantizando así que la herramienta se mantenga alineada con las condiciones reales.

Modelamiento de la red de distribución en período extendido

- **Elaboración de la planimetría de la red:** Se realiza el diseño del modelo de la red en Civil 3D, el cual es posteriormente exportado a WaterCAD.
- **Definición y asignación de parámetros del modelo inicial:** En esta etapa se identifican los elementos principales, como el reservorio, nodos y conexiones domiciliarias. Asimismo, se asignan los diámetros, elevaciones y longitudes de las tuberías.
- **Configuración de parámetros hidráulicos:** Se establece el método de cálculo y se asigna el coeficiente de rugosidad absoluta inicial a cada tubería.
- **Incorporación de la curva de patrones de consumo:** Se asocia la curva de demanda horaria al modelo hidráulico para simular el comportamiento real del consumo.
- **Calibración del modelo:** Se ajusta el coeficiente de rugosidad con base en la antigüedad de las tuberías y se afinan los patrones de consumo, hasta alcanzar una diferencia aceptable entre las presiones medidas en campo y las simuladas por el modelo.
- **Validación del modelo:** Se verifica la precisión del modelo utilizando datos de presión obtenidos directamente en campo, asegurando que la simulación represente adecuadamente las condiciones reales.

3.6.1. Recopilación de Información y Caracterización de la Red de Distribución.

La red de distribución del distrito de Jorge Chávez (capital del distrito del mismo nombre) actualmente es gestionada por una Juntas Administradora de Servicios de Saneamiento (JASS) debidamente conformada, la cual recibe asistencia técnica por parte del Área Técnica Municipal (ATM), estas 2 entidades facilitaron la información de la red de distribución como son: padrón de usuarios, acceso a la infraestructura existente, el acompañamiento durante el diagnóstico de la red de distribución al igual que el acceso a las fichas; esta información fue

útil ya que permitió definir la cantidad de conexiones activas, las cuales se rigen por el pago de una cuota mensual por el servicio de agua.

El sistema cuenta con dos reservorios y ofrece un servicio de agua de aproximadamente 11 horas, desde las 6:00 a.m. hasta las 5:00 p.m., según la disponibilidad. El servicio se interrumpe una vez que se agota el agua en el segundo reservorio, que actúa como tanque de distribución. El primer reservorio recibe agua de dos captaciones y de la planta de tratamiento ubicada en el distrito vecino de Sucre. Durante el día, el agua se almacena en el primer reservorio, y por la noche se abren las válvulas para llenar el segundo reservorio con una capacidad de 60 m³, que es el encargado de suministrar agua a la ciudad, a un total de 182 conexiones activas.

Figura 4

Primer reservorio - Jorge Chávez



Nota: Se observa el ingreso de una tubería por la tapa sanitaria del reservorio, por ella ingresan el agua proveniente de las captaciones Cashmillap y La Cortadera.

Los caudales que alimentan al sistema fueron suministrados en las fichas técnicas de diagnóstico del sistema, se realizó el aforo en compañía del Área Técnica de Saneamiento:

Tabla 1

Fuentes de agua y caudales de la JASS Lucmapampa

Este	Norte	Altitud (m.s.n.m)	Nombre de la fuente de agua	Caudal es estiaje (l/s)	Caudal en tiempo de lluvia
822368	9237022	2794	Cashmillap	0.3	0.5
821228	9233000	2848	La Cortadera	0.6	0.9
818286	9228830	2848	La Quesera	2.1	2.6

Fuente. Modulo IV de diagnóstico de la red de distribución de la JASS Lucmapampa (2023)

Los caudales de la tabla anterior ingresan al primer reservorio, donde solamente el proveniente de la Quesera cuenta con un sistema de cloración, ya que el agua proviene de una planta de tratamiento de agua potable (PTAP). La investigación se realizó en época de estiaje, teniendo un caudal total aproximado de 3 l/s que es el que ingresa al segundo reservorio.

3.6.2. Levantamiento Topográfico de la Red de Distribución.

El levantamiento topográfico de la red de distribución se realizó utilizando una estación total, se obtuvo de la disposición de los elementos de la red de distribución y los puntos de entrega de agua para cada vivienda, al igual que la corroboración del nombre del propietario, y la cantidad aproximada de habitantes por cada vivienda, al abrir las cajas de los medidores, se corrobora cuales viviendas cuentan con el servicio, de igual manera se consiguió el trazado actual de la red de distribución, sus diámetros, ubicación de los demás elementos y reservorios.

3.6.3. Determinación de Curva de Patrones de Consumo

La curva de patrones de consumo, también conocida como análisis en período extendido, permite representar de manera más realista el comportamiento de la red, ya que considera que la demanda no se mantiene constante a lo largo del día, sino que varía en función de las necesidades de los usuarios, siendo mayor en determinadas horas. Las curvas de modulación son las encargadas de definir los valores de consumo a lo largo del tiempo,

ajustándolos desde los picos máximos en las horas de mayor demanda hasta los mínimos en las horas de menor consumo (Tzatchkov, 2016).

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, WaterCAD, permite elegir 2 opciones de cálculo: i) En base al coeficiente de variación horaria (k) o ii) Con el caudal medio horario saliente del tanque de distribución, para el primer caso se necesitan datos de micro medición por cada vivienda, donde el coeficiente “k” cumple la función de un multiplicador de consumo horario, para esta investigación se utilizó el segundo método de cálculo, donde los patrones de consumo del modelo se basan en el caudal promedio horario saliente del reservorio (Iglesias & García, 2002).

Figura 5

Medición del nivel del agua y apertura de la válvula de control en el reservorio.



Nota: Medición de altura antes la apertura del servicio (fotografía izquierda). Apertura de la válvula de control del reservorio (fotografía derecha).

Para elaborar la curva de modulación horaria, se siguió el siguiente procedimiento: en

cada prueba se cerró la válvula de ingreso de agua al tanque de distribución (reservorio 2), como se muestra en la figura 5. La válvula de salida del tanque permaneció abierta para mantener el suministro a los usuarios. Inmediatamente, se registró la altura desde el borde superior del tanque hasta el nivel del agua, obteniéndose así la altura inicial. A partir de ese momento, se midió dicha altura de forma continua cada hora.

Con la información del volumen del reservorio y las variaciones de altura registradas, se determinó el volumen consumido por hora, lo que permitió, tras la conversión de unidades, calcular el consumo en litros por hora (l/h). Para obtener la demanda horaria, se determinaron los caudales de salida del tanque de almacenamiento ubicado en la zona alta durante un periodo de 15 días. Las mediciones se realizaron de lunes a domingo; sin embargo, para el cálculo de la asignación de demandas solo se consideraron los días laborables, excluyendo sábados y domingos debido a las variaciones atípicas que podrían afectar los resultados (Walski et al., 2003). Las mediciones de caudal se efectuaron con un intervalo de una hora, cubriendo un total de 11 horas por día.

3.6.4. Elección de Puntos de Muestreo de Presiones

La elección de los puntos se basó que en tomar mediciones cercanas a los nodos esto es esencial para garantizar la precisión y representatividad del modelo hidráulico, ya que permiten obtener datos reales de presión y horarios de servicio permitiendo mejores ajustes modelo a las condiciones locales del sistema. Estas mediciones facilitan una calibración precisa, reduciendo errores y mejorando la exactitud de las simulaciones. Además, los nodos suelen representar áreas críticas, como intersecciones o puntos de baja presión, donde es importante identificar problemas potenciales. Esto también ayuda a detectar fallos, optimizar el diseño y mejorar la gestión operativa del sistema (Chase et al. 2003).

Tabla 2*Etapas y objetivos en la selección de los puntos de muestreo*

Etapas se Muestreo	
Etapa	Objetivo
Primera etapa	Abarcar la mayor cantidad de viviendas con la finalidad de tener una idea general del comportamiento de la red y horarios en los que las viviendas cuentan con servicio de agua potable.
Segunda etapa	Selección estratégica de “puntos de control” viviendas para realizar un monitoreo simultaneo de presiones y descensos en el reservorio (datos utilizados para la calibración del modelo).

El monitoreo de presiones durante la primera etapa se realizó de manera conjunta con la medición de cloro una vez por semana, durante 2 meses 3 veces al día; luego durante 15 días seguidos se monitoreo presiones en 9 puntos de control de manera simultánea a los descensos del reservorio, finalmente se midió presiones en 10 viviendas para la etapa de validación del modelo.

3.6.5. Medición de Presiones

Para medir las presiones, se hizo uso de un manómetro de glicerina el se cual conecta a través de una manguera al grifo de la vivienda y se espera que se estabilice la aguja que indica la lectura y se anota en la ficha de campo: la presión, la hora y la vivienda donde se hizo la medición, esta metodología se aplicó ya que los propietarios no permitieron la instalación de los manómetros posterior al punto de salida de agua del grifo.

En la primera etapa comprendida desde mediados del mes de junio hasta finales del mes de agosto, se pudo obtener datos de un total de 30 viviendas cercanas a los nodos de la red para monitorear. El análisis de estos datos permitió definir una dinámica promedio del horario de servicio de agua para las diferentes zonas de la red, a la vez se logró identificar puntos de control

en los cuales con ayuda de los propietarios de las viviendas se realizó un monitoreo simultaneo de las presiones y poder establecer una relación entre el descenso del agua en el reservorio y la variación de presiones en los puntos de control, estos datos reflejan de manera representativa el comportamiento de la red, lo que resultó fundamental para la precisión del modelo hidráulico.

Tabla 3

Puntos de muestreo de la primera etapa

N°	Este (m)	Norte (m)	Usuario
1	821814.7	9231836.9	Arturo Zelada Abanto
4	821814.2	9231641.5	José Elias Cachay Muñoz
5	821665.6	9231707.8	Taitano Abanto Marín
6	821773.6	9231724.8	Melesion Untol Rojas
11	821645.4	9231734.2	Alejandro Zelada Mori
15	821567.4	9231769.4	Luciano Abanto Zegarra
18	821595.9	9231824.2	Jesús Acosta
27	821496.2	9231774.5	Mercedes Sánchez Aliaga
31	821450.8	9231828.4	Wilda Zelada Silva
35	821449.7	9231780.3	Édison Bazán Sánchez
36	821442.2	9231739.4	Blanca Telesila Banda Aguilar
44	821318.5	9231807.3	Justino Mori Silva
47	821288.0	9231798.1	Luis Humberto Chávez Ortiz
56	821487.4	9231687.0	Marina Bazán Araujo
58	821561.8	9231679.8	María Agripina Silva Zelada
64	821353.1	9231698.6	Octavio Cortez Barrantes
67	821348.3	9231625.6	Elvira Abanto Marín
71	821384.6	9231845.6	Aladino Silva
73	821384.8	9231786.4	Municipalidad
79	821522.8	9231834.2	Jorge Rodríguez Cachay
87	821216.8	9231671.6	Rogelia Aliaga
96	821224.9	9231737.5	Alfonso Cotrina Goicochea
98	821291.9	9231697.0	Donatila Ortiz Zelada
100	821287.0	9231656.7	Samuel Rodríguez
103	821213.9	9231794.9	Enrique Araujo Sánchez

N°	Este (m)	Norte (m)	Usuario
107	821154.4	9231840.2	Angelina Zegarra
109	821081.3	9231809.1	Magner Sánchez Cachay
113	820871.4	9231919.7	Amílcar Cortez Valdivia
114	820767.7	9231856.4	María Rojas Sánchez
117	820895.5	9231823.0	Faustina Cortez Valdivia
118	821150.6	9231800.8	Centro de Salud

Nota: Estos puntos fueron elegido por que son los más cercanos a los nodos de la red de distribución.

En la segunda etapa se establecieron puntos de control, estos puntos sirvieron para hacer una comparativa simultanea entre las presiones medidas y los caudales salientes del reservorio, en total, se identificaron nueve puntos de control, en existía una predisposición por parte de los propietarios a colaborar con la medición de presiones, y brindar el acceso, se les asigno un manómetro de glicerina para el monitoreo de presiones, estos datos fueron de utilidad ya que se podía monitorear el horario promedio en el que las zonas contaban con el servicio de agua, se utilizaron para la mejora continua del modelo y su debida calibración obteniendo así un monitoreo más representativo de la red de distribución, estos monitoreos permitieron zonificar la zona de estudio en 3, dependiendo al horario de servicio y a la proximidad con el reservorio (ver Anexo 3).

Tabla 4

Puntos de monitoreo de la segunda etapa

N°	Este	Norte	Usuario
4	821814.2	9231641.5	José Elías Cachay Muñoz
6	821773.6	9231724.8	Melesio Untol Rojas
34	821429.791	9231792.1	Marta Zegarra Abanto
57	821533.043	9231683.3	Gregorio Cotrina Aguilar
67	821348.3	9231625.6	Elvira Abanto Marín
87	821216.8	9231671.6	Rogelia Aliaga
107	821154.4	9231840.2	Angelina Zegarra

Nº	Este	Norte	Usuario
109	821081.3	9231809.1	Magner Sánchez Cachay
114	820767.7	9231856.4	María Rojas Sánchez

3.6.6. Zonificación de la Zona de Estudio

El monitoreo de presiones permitió zonificar el área de estudio en tres sectores: la zona 1 (color celeste) con 19 viviendas; la zona 2 (color amarillo) con 59 viviendas; y la zona 3 (color verde). Entre estas, la zona 2 es la que cuenta con mayor continuidad en el servicio de agua, manteniendo el suministro durante las 11 horas desde el inicio. Las viviendas más cercanas al reservorio, ubicadas en la zona 2, reciben agua hasta dos horas después del cierre de la válvula, debido al tiempo necesario para llenar las tuberías de la zona intermedia. Por su parte, la zona 3, situada en la parte alta, presenta la condición más desfavorable: las viviendas reciben el servicio hasta cuatro horas después del inicio de la operación y solo por un máximo de dos horas continuas.

Figura 6
Zonificación de la zona de estudio (ver Anexo 3)



3.7. Modelamiento de la Red de Distribución de Agua

3.7.1. Elaboración del Plano de la Red de Distribución

Con la información obtenida de campo se actualizó el padrón de usuarios, la cantidad de habitantes por vivienda, la topografía de la red de distribución, ubicación de los puntos de entrega de agua, válvulas de control y reservorios, se procesó toda esa información en el software Microsoft Excel y se exportó al programa Autodesk Civil 3D 2024, elaborando de esta manera el plano de toda la red de distribución de agua.

3.7.2. Consideraciones y Asignación de Parámetros del Modelo Inicial

Para la configuración inicial del modelo se representó la infraestructura del sistema, incluyendo la geometría de la red de distribución y los elementos del modelo (diámetros, rugosidad, elevaciones, entre otros), obtenidos a partir del plano de la red y exportados al programa WaterCAD. Con esta información se establecieron las condiciones iniciales de operación en el software, que fueron las siguientes:

- El suministro de agua es intermitente, operando de 6:00 a.m. a 5:00 p.m.; posteriormente se cierra la válvula de salida y durante la noche se llena el reservorio. Por ello, en la simulación a largo plazo solo se consideraron las horas de servicio.
- La topología del modelo hidráulico se basó en el plano general de la red de distribución, elaborado mediante el levantamiento topográfico, que proporcionó detalles de los elementos como diámetros de tuberías, viviendas, elevaciones de nodos y ubicación de válvulas.
- El coeficiente de rugosidad absoluta (ϵ) para el método de Darcy-Weisbach se asignó considerando estudios previos que relacionan la edad de las tuberías con valores estimados de rugosidad, permitiendo ajustar este valor conforme lo requiera el modelo.

3.7.3. Modelado de la Red en WaterCAD

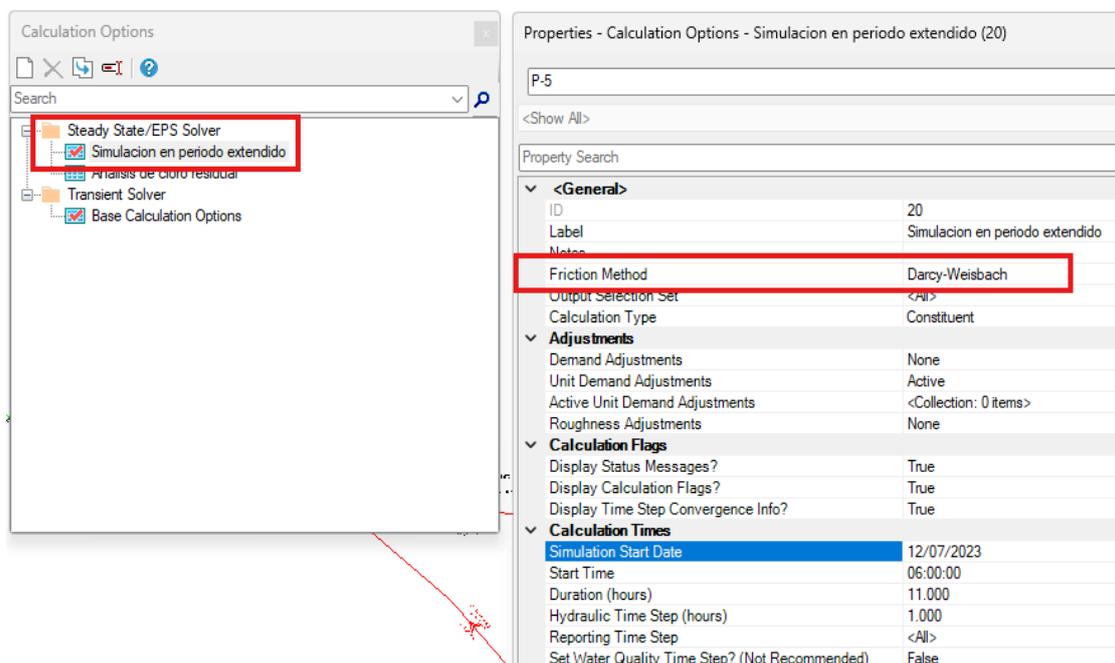
Se exportó el plano de la red de distribución en formato .dxf para que sea compatible con el software WaterCAD, generándose automáticamente los nodos y las tuberías, se reemplaza los nodos por reservorios en donde estos deberían estar ubicados, y se actualizó su elevación en base al levantamiento topográfico, de igual manera se ubicaron las válvulas de control y se definieron los diámetros de las tuberías.

Se ubicaron las viviendas con la herramienta **Customer meter**, y estas se asocian con su respectiva tubería, utilizando la opción de unión **Lateral**.

“En **Calculation, Options/Steady State/EPS Solver** se creó el escenario Jorge Chávez “Simulación en periodo extendido”. En los ajustes generales se configuró el método de fricción Darcy-Weisbach y el tipo de cálculo en modo constituyente, ya que el modelo hidráulico servirá como base para simular el decaimiento del cloro. Los datos de caracterización se ingresaron en Calculation Times, estableciendo el inicio de la simulación a las 6:00 a.m., con una duración de 11 horas y pasos hidráulicos y de reporte cada 1 hora.

Figura 7

Configuraciones de modelamiento hidráulico en WaterCAD

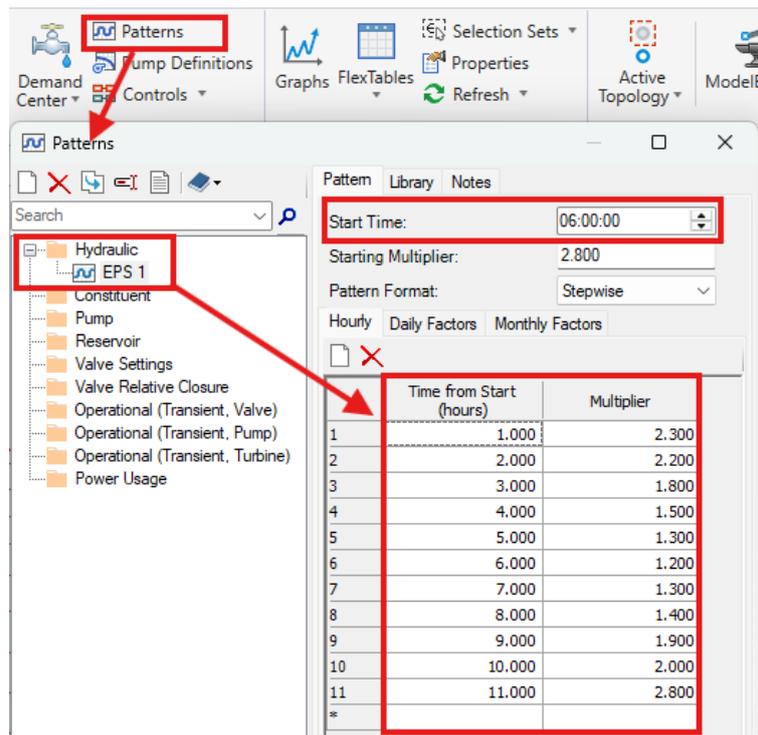


3.7.4. Asignación de Patrones de Consumo

Los patrones de consumo representan el promedio horario de caudales medidos durante varios días y sirven como base para la simulación en periodos extendidos. Para ingresarlos, se creó un patrón hidráulico (EPS 1) en la pestaña Patterns del centro de control de demanda, configurando el inicio del servicio a las 06:00 a.m. y registrando los caudales horarios mediante multiplicadores a partir de esa hora, los valores asignados inicialmente son la media de todos los registrados, con la finalidad de obtener un escenario intermedio y no generar errores con los valores máximos y mínimos registrados en campo.

Figura 8

Asignación de patrones de consumo en WaterCAD



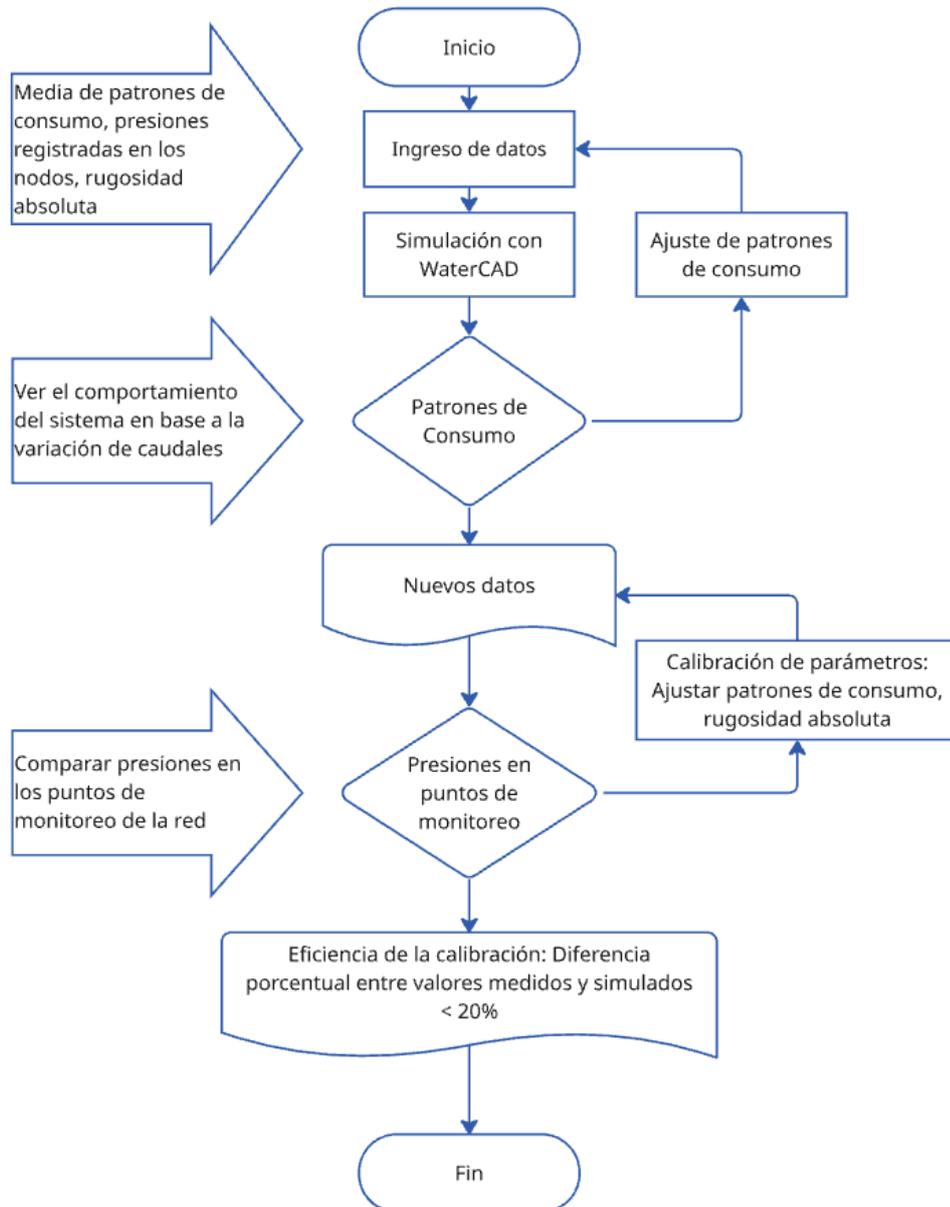
3.7.5. Calibración del Modelo Hidráulico

La simulación reveló que existen diferencias entre la presión simulada a las observadas en campo, en base a aproximaciones se buscó que la diferencia entre presiones medias y simuladas no supere el 20% del error porcentual según (Ochoa y Bourguett, 2001).

La calibración se realizó en base al ajuste de los patrones de consumo para que el comportamiento de la red este ligado al horario en el que cuentan con el servicio en dichos puntos, variando los valores y ajustando la dinámica del modelo con el fin de que se parezca más a la realidad (Iglesias & García, 2002).

Figura 9

Flujograma del procedimiento para la calibración del modelo hidráulico



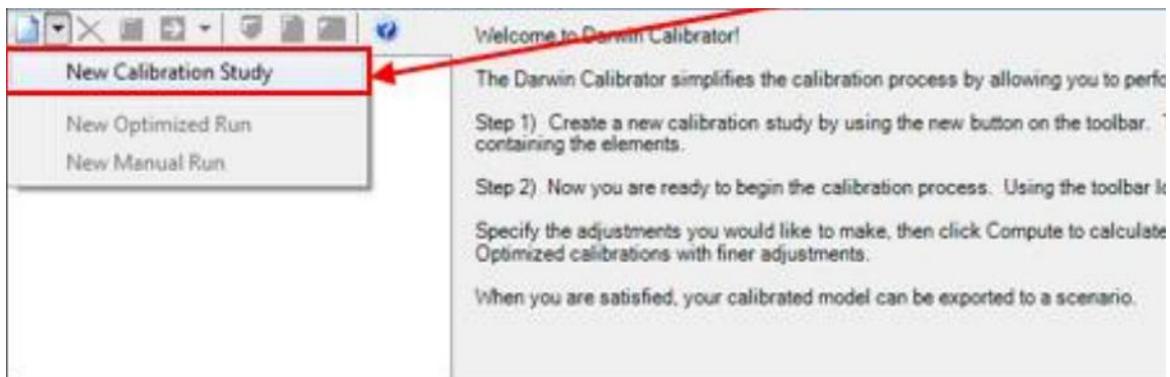
3.7.6. Calibración del Coeficiente de Rugosidad, Mediante Darwin Calibrator

Para la calibración del coeficiente de rugosidad de la RDAP. Del distrito de Jorge Chávez, se usó la herramienta DARWIN CALIBRATOR (WaterCAD), la ventaja de esta herramienta es que utiliza la metodología de calibración de “**algoritmo genético**” (GA) es un método de optimización basado en la teoría de la evolución natural considerando la edad de la tubería. Utiliza técnicas de selección, cruce y mutación para encontrar la solución óptima. Es útil para problemas con múltiples parámetros y cuando la función objetivo tiene múltiples óptimos locales.

- Ingresamos a la herramienta Darwin Calibrator, ubicado dentro de la barra de herramientas Analysis, el cual nos permitirá realizar una calibración del coeficiente de rugosidad, comparando las presiones in situ y simuladas.
- Seleccionamos la opción NEW CALIBRATION STUDY, para iniciar con una calibración básica, que nos ofrece el software.

Figura 10

New Calibrator



- Dentro de CALIBRACION DE RED, ingresamos a FIELD DATA SNAPHOTS, donde creamos una DATA, para ingresar nuestros datos obtenidos en campo.
- Posteriormente nos ubicamos en la parte inferior en la pestaña de OBSERVED TARGET, donde procedemos a ubicar los puntos de presión medidos en la opción ELEMENT <FIND

- Aquí configuramos cada **punto de control**, colocando como ATTRIBUTE: PRESSURE y en VALUE colocamos el valor medido en campo, de la siguiente manera.

Figura 11

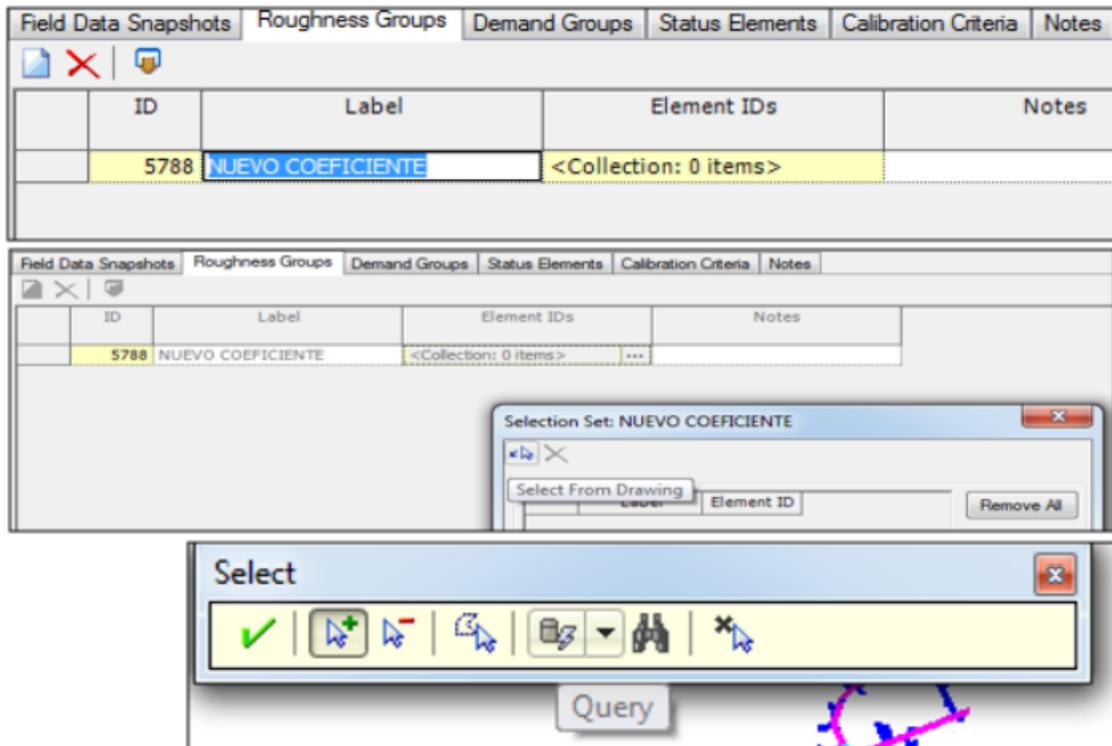
Configuración de puntos tomados en campo

Observed Target Boundary Overrides Demand Adjustments				
	Field Data Set	Element	Attribute	Value
1	calibracion de red	Z-25	Pressure (m H2O)	13.7
2	calibracion de red	Z-19	Pressure (m H2O)	6.0
3	calibracion de red	Z-17	Pressure (m H2O)	5.6
4	calibracion de red	Z-92	Pressure (m H2O)	6.0
5	calibracion de red	Z-86	Pressure (m H2O)	11.3
6	calibracion de red	Z-94	Pressure (m H2O)	8.8
7	calibracion de red	Z-42	Pressure (m H2O)	4.6
8	calibracion de red	Z-84	Pressure (m H2O)	9.9
9	calibracion de red	Z-88	Pressure (m H2O)	9.5
10	calibracion de red	Z-62	Pressure (m H2O)	9.2
11	calibracion de red	Z-82	Pressure (m H2O)	10.9
12	calibracion de red	Z-44	Pressure (m H2O)	4.2
13	calibracion de red	Z-56	Pressure (m H2O)	5.3
14	calibracion de red	Z-90	Pressure (m H2O)	6.3

- Ahora tomamos la opción ROUGHNESS GROUPS>NEW, donde renombramos con NUEVO COEFICIENTE.
- Seleccionamos los puntos suspensivos dentro de ELEMENT IDs >Select From Drawing.
- Luego QUERY>Custom queries>Pipe, para que el cálculo se realice en las tuberías.

Figura 12

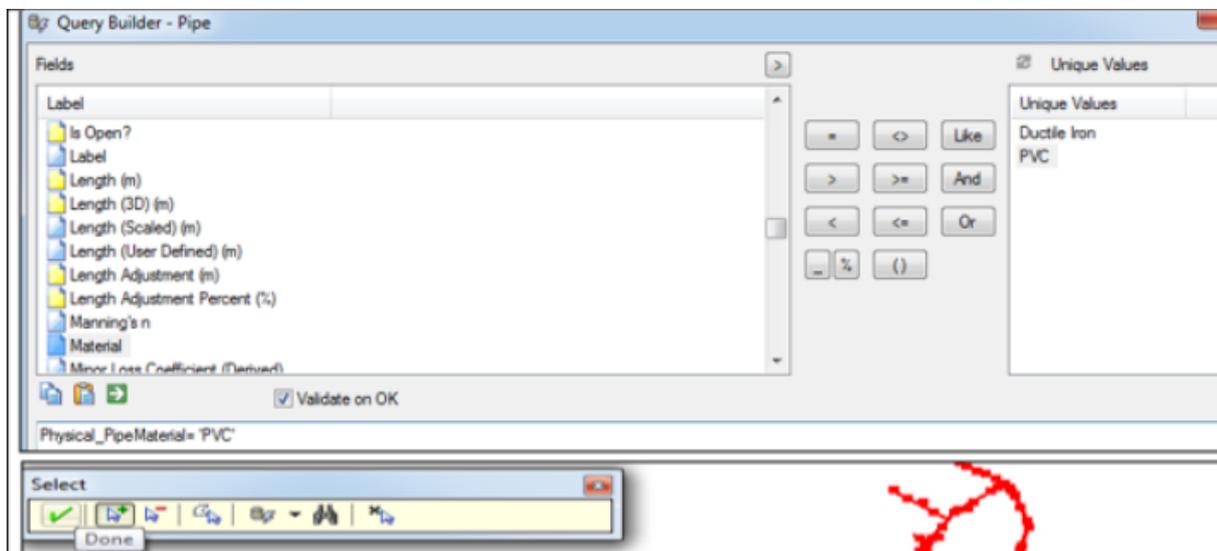
Configuración para nuevo coeficiente de rugosidad



- Dentro de Pipe, en la pestaña de FIELDS, seleccionamos MATERIAL, luego en UNIQUE VALUES elegimos PVC. Finalmente, APPLY>OK.
- Una vez se esté seleccionado toda la tubería le damos DONE.

Figura 13

Asignación de coeficiente para material de PVC



- Donde observemos que se agruparon todos los elementos de la red.

Figura 14

Agrupación de tuberías

Field Data Snapshots	Roughness Groups	Demand Groups	Status Elements	Calibration Criteria	Notes
	ID	Label	Element IDs		Notes
	5788	NUEVO COEFICIENTE	<Collection: 291 items>	...	

Nota: Para el nuevo cálculo del coeficiente de rugosidad se considera la totalidad de tuberías.

- Ahora lo que prosigue es configurar algunos parámetros de la calibración, donde crearemos una pestaña dentro de CALIBRACION DE RED, denominada CALIBRACION BASICA.

Figura 15

Configuración paramétrica para calibración de coeficiente de rugosidad

	Roughness	Demand	Status	Field Data	Notes
	Roughness Adjustment Group	Is Active?	Operation	Value	
1	NUEVO COEFICIENTE	<input checked="" type="checkbox"/>	Multiply	0.90	

- Finalmente elegimos COMPUTE, donde el software se encarga de correr y mostrarnos una comparación de presiones simuladas vs medidas, con un coeficiente de rugosidad calibrado.

Ahora procedemos a utilizar dentro de DARWIN CALIBRATOR<CALIBRACION OPTIMIZADA Este tipo de calibración, basada en la utilización de ALGORITMOS GENETICOS, permitiéndonos crear una simulación más cercana a los datos medidos, adecuando parámetros más minuciosos dentro del análisis.

- Crearemos un nuevo estudio optimizado, donde ingresaremos las presiones medidas en campo.
- Posteriormente colocaremos los rangos de prueba para calibración del coeficiente de rugosidad absoluta, dependiendo a la edad de la tubería y al método de cálculo (Darcy-Weisbach).
- Finalmente ejecutamos el “Calibrator”, obteniendo un valor calibrado del coeficiente de rugosidad basado en la relación de presiones medidas y descensos del reservorio, realizando interacciones dentro del rango establecido de la rugosidad absoluta, obteniendo así un valor que resuelva en escenario de comportamiento intermedio.

3.8. Elaboración del Modelo de Decaimiento de Cloro

3.8.1. Monitoreo de Cloro en los Reservorios

Para determinar la concentración base de cloro a utilizar en el modelo de simulación de decaimiento, primero se midió la cantidad de cloro que ingresaba al primer reservorio, esta metodología se fundamenta en que durante el tiempo hidráulico en el que un tanque se está llenando, el agua que ingresa desde las distintas tuberías y éstas al tener una concentración diferente, se produce una mezcla con el agua que ya está almacenada existiendo un balance de masas entre las concentraciones que entran y las que salen del tanque (Walski, 2001).

Figura 16

Monitoreo de cloro en el primer reservorio



Se midió el cloro residual gracias al grifo habilitado en la tubería de entrada de la que viene de la PTAP sucre (captación La Quesera), teniendo una concentración media de 0.8 mg/l, Para obtener los valores de concentración de cloro resultante, posterior a la mezcla del agua de las 3 fuentes de suministro de agua, se midió en el segundo reservorio, a diferentes horas del día determinado así una media de 0.55 mg/l.

Figura 17

Concentración de cloro en segundo reservorio



Figura 18

Monitoreo de cloro en el segundo reservorio



3.8.2. Monitoreo de Cloro en la red de Distribución

El criterio para elegir los puntos de muestreo es el mismo que se ha elegido para medir la presión que la vivienda. La teoría de mezcla completa, implica que la totalidad del caudal que ingresa, se homogeneiza en el nodo, generando una nueva concentración de la sustancia modelada en ese punto; esta concentración es posteriormente distribuida a través de las tuberías de salida. Para obtener datos más precisos sobre sustancias no conservativas, como el cloro, se sugiere realizar mediciones en los puntos más cercanos a los nodos (extremos de las tuberías). Esta estrategia permite analizar la dinámica del cloro en el agua y su decaimiento a lo largo de la red de tuberías (Tzatchkov y Alcocer Yamanaka, 2016).

Con base en este principio, el programa WaterCAD solo genera reportes de concentraciones de cloro en los nodos y tuberías, pero no en las viviendas (Customer Meter). El muestreo se realizó en un total de 30 viviendas, tres veces al día, una vez por semana, durante los meses de junio a septiembre. El objetivo de abarcar la mayor cantidad de viviendas fue

obtener la tendencia del decaimiento del cloro; esos datos permitieron determinar un mayor número de coeficientes de decaimiento. Estos valores fueron de gran importancia para comprender la dinámica del cloro en este tipo de redes con suministro intermitente (Anexo 6).

Para la medición de la concentración de cloro libre residual se optó los siguientes pasos:

- Abrir el grifo y dejar correr el agua durante 1 minutos para evitar la medición de agua estancada en la tubería.
- Enjuagar el recipiente se tomará la muestra con el agua del grifo, llenar los 10 ml hasta donde indica la línea y adicionar el reactivo DPD, agitando para una mezcla adecuada teniendo como indicativo de cloro si el agua se torna de un color lila.
- En el comparador de cloro, poner la muestra en blanco que contiene agua destilada, al presionar el botón esperar que haga la lectura, al terminar pedirá introducir la muestra 2, que viene a ser la muestra que contiene el reactivo, presionar el botón del comparador e indicará el valor de la concentración estos valores se anotarán conjuntamente con hora del muestreo y la vivienda en la ficha de campo.

3.8.3. Monitoreo de pH

El monitoreo del pH se realizó en la captación y en la red de distribución, para medir el pH se, sigue la siguiente metodología: encender el equipo, luego se calibra el electrodo de pH con solución buffer. Luego, se enjuaga el electrodo con agua destilada, se sumerge en la muestra a medir, y espera a que la lectura se estabilice. Anota el valor de pH y, finalmente, enjuaga el electrodo nuevamente con agua destilada antes de guardarlo adecuadamente en su solución de almacenamiento.

Figura 19

Monitoreo de pH en la red de distribución



3.8.4. Cálculo del Coeficiente Kb

El cálculo del coeficiente de reacción de masa (K.b) se basó en los datos recolectados de las mediciones de cloro libre en las viviendas. Para ello, se empleó el método gráfico, que consiste en representar el logaritmo natural (Ln) de la concentración de cloro residual en función del tiempo (t), utilizando la ecuación de primer orden (ecuación 15) (Smith & Johnson, 2011).

$$\text{Ln}(C) = -K_b.t + \text{Ln}(C_0)$$

Donde (C) es la concentración en un tiempo (t), y (C₀) es la concentración inicial. Al graficar (Ln(C)) versus (t), la pendiente de la recta resultante corresponde a (-K_b), lo que permite determinar el valor del coeficiente de decaimiento del cloro (Rossman, 2000).

3.8.5. Estimación del Coeficiente de Reacción en la Pared de la Tubería Kw

Para calcular el coeficiente Kw, se tomó como referencia el estudio realizado por Clark y Hought (2005), que, usando datos recopilados en campo y aplicando la ecuación de transporte de solutos en tuberías (ecuación 19), permite estimar la velocidad de reacción del cloro con las paredes de las tuberías. Al analizar las concentraciones de cloro en dos puntos de la red y el tiempo de recorrido entre ellos, el método se simplifica, y los resultados obtenidos son

compatibles con los valores citados en la literatura especializada para simular el decaimiento de sustancias en redes de distribución de agua.

$$K_w = \frac{(\ln C_1 - \ln C_2)}{(t_2 - t_1)}$$

Donde:

K_w = Constante de reacción del cloro con la pared de la tubería (d^{-1} , h^{-1}).

C_1, C_2 = Concentraciones de cloro en dos puntos de la red (mg/l).

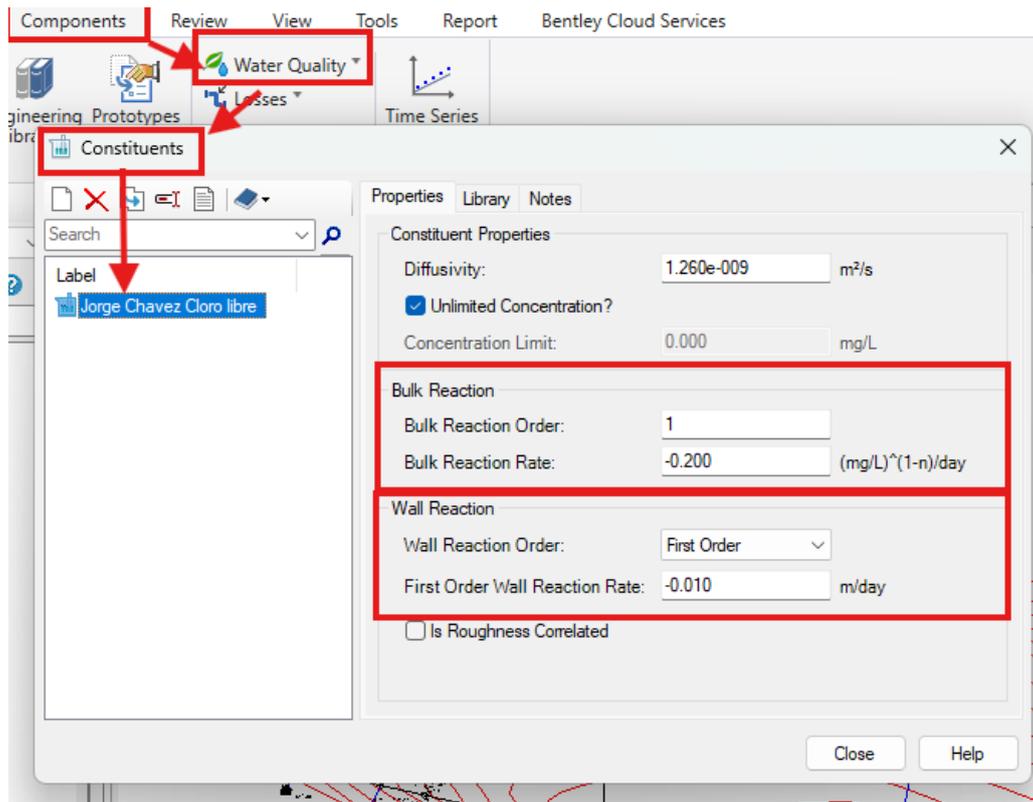
t_1, t_2 = tiempos de tránsito entre ambos puntos (horas o días).

3.8.6. Elaboración del Modelo de Decaimiento de Cloro

Con el valor de K_b calculado en los puntos de monitoreo (Anexo 9), se obtuvo un promedio ponderado que se ingresó al modelo hidráulico de la red de distribución utilizando la herramienta Water Quality, la cual emplea una ecuación diferencial de primer orden (22) para simular el comportamiento del cloro como sustancia no conservativa y su decaimiento. Esta herramienta también requiere ingresar el valor de K_w , que depende del material, la edad y la rugosidad de las tuberías, entre otros factores.

Figura 20

Configuración de valores de K_b y K_w en WaterCAD



3.8.7. Calibración del Modelo de Decaimiento de Cloro

La calibración del modelo de decaimiento de cloro, se realizó tomando todos los datos de los 2 primeros meses de medición, al realizar las simulaciones, con los valores de K_b y K_w mostrados en la figura 20 se utilizaron distintas combinaciones cercanas a estos valores, con la finalidad de ver la tendencia del decaimiento de cloro, y se escogieron los que se adaptan más al tipo de decaimiento, teniendo resultados muy favorables y parecidos a los tomados en campo, se observó una disminución del cloro residual en periodos de 11 horas por día que es el tiempo promedio que cuentan con servicio de agua el distrito de Jorge Chávez.

3.8.8. Validación del Modelo de Decaimiento de Cloro

La validación se realizó en base a la metodología empleada por Vega Rímac, (2019) y Delgado Paloma, (2022) al seleccionar puntos al azar, donde se realizaron mediciones a distintas horas del día y se compararon con las simuladas por el modelo, buscando que el error

porcentual sea menor al 20 % según recomienda (Ochoa & Bourguett, 2001), corroborando así la funcionalidad del modelo y obteniendo resultados positivos al poder simular las concentraciones de cloro a diferentes horas del día.

3.8.9. Tratamiento de Datos

Para tratar los resultados obtenidos durante la investigación, se utilizó el software SPSS, con el objetivo de determinar la distribución normal de los datos y evaluar la correlación entre el modelo hidráulico de decaimiento de cloro y los datos medidos en campo. Para evaluar la similitud entre los valores simulados y medidos, se aplicó la correlación de Pearson, la cual utiliza los valores simulados (X) y medidos (Y), midiendo la fuerza y dirección de la relación lineal entre ambas variables. El coeficiente de correlación de Pearson (r) varía entre -1 y 1, donde valores cercanos a 1 indican una correlación positiva fuerte, valores cercanos a -1 indican una correlación negativa fuerte, y valores cercanos a 0 indican ausencia de correlación. Este análisis permitió validar la precisión del modelo hidráulico empleado en la simulación del comportamiento del cloro en la red de distribución (Field, 2018).

CAPITULO V.- ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS

4.1. Elaboración del Modelo Hidráulico de la Red de Distribución

4.1.1. Análisis de Curvas de Patrones de Consumo

Las mediciones realizadas de los descensos del reservorio, revelan que el suministro de agua almacenado en el segundo reservorio, puede abastecer solamente por un periodo promedio de 11 horas, teniendo los máximos descensos en horas de la tarde al promediar las 4:00 p.m. hasta las 5:00 p.m. hasta que se cierra el suministro por parte del operador de la JASS.

Tabla 5

Caudales horarios salientes del reservorio

CAUDALES SALIENTES DEL RESERVORIO (l/s)											
Día / H	07:00	08:00	09:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00
Día 1	2.24	2.32	2.05	1.45	1.26	1.37	1.38	1.32	1.98	1.89	2.64
Día 2	1.84	1.8	1.68	1.33	1.33	1.08	1.1	1.59	1.84	1.99	2.37
Día 3	2.3	1.93	1.85	1.4	1.25	1.12	1.52	1.38	1.68	2.14	2.43
Día 4	1.83	1.89	1.81	1.59	1.31	1.17	1.25	1.18	1.74	1.82	3.06
Día 5	1.87	2.25	1.71	1.38	1.36	1.31	1.41	1.27	1.82	2.04	3.04
Día 6	2.23	1.93	1.57	1.61	1.46	1.18	1.41	1.43	1.76	2.05	3.2
Día 7	2.63	1.61	1.93	1.5	1.25	1.2	1.03	1.35	1.95	2.27	2.63
Día 8	2.16	2.37	1.84	1.41	1.35	1.2	1.41	1.29	1.82	1.9	2.36
Día 9	2.33	2.18	1.74	1.27	1.23	1.15	1.18	1.36	1.95	2.35	2.82
Día 10	2.26	1.76	1.77	1.49	1.6	1.16	1.32	1.38	1.66	2.2	2.98
Día 11	2.07	2.48	1.53	1.57	1.57	1.07	1.21	1.4	1.78	1.67	2.79
Día 12	2.38	1.98	2.06	1.37	1.24	1.28	1.13	1.42	2.12	1.66	2.82
Día 13	2.45	1.91	1.54	1.56	1.32	1.22	1.33	1.29	1.92	2.04	2.57
Día 14	2.38	1.92	1.9	1.34	1.39	1.32	1.18	1.52	1.96	2.14	3.29
Día 15	2.1	1.98	1.63	1.47	1.33	1.22	1.39	1.39	2.15	1.93	3.52

El análisis de los caudales y la curva de patrones de consumo refleja lo siguiente:

Consumo en Horas Tempranas (07:00 - 13:00):

- El consumo de agua es relativamente constante y menos fluctuante. Esto probablemente refleja el uso doméstico diario, como la preparación de alimentos, higiene personal y

limpieza. Los caudales matutinos no presentan picos extremos, con valores típicamente entre 1.03 L/s y 2.3 L/s.

Consumo en Horas Tardías (14:00 - 17:00):

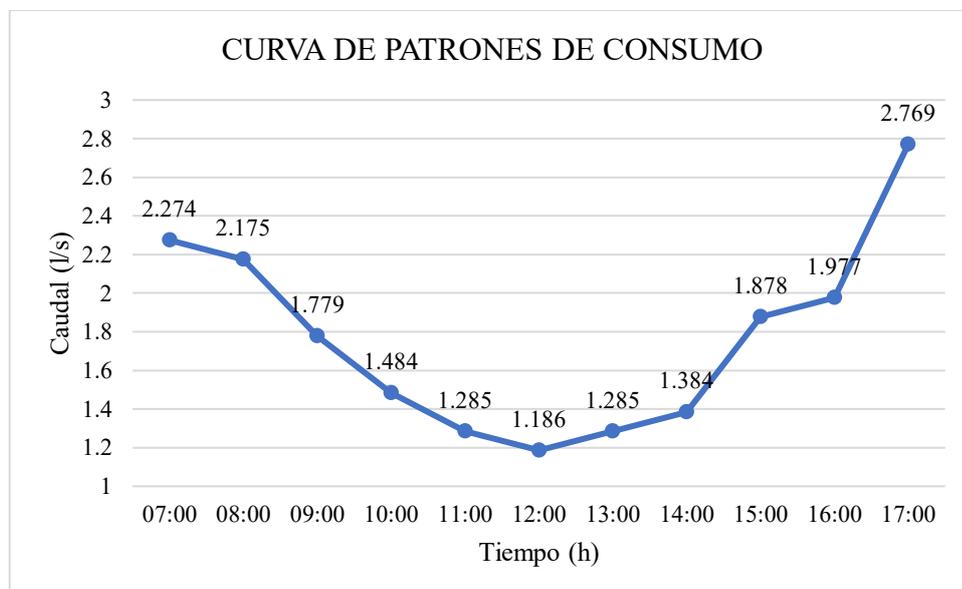
- Hay un aumento notable en los caudales en las horas de la tarde, especialmente entre las 16:00 y 17:00, donde se observa un incremento significativo en todos los días.
- Los valores más altos a estas horas (hasta 3.52 L/s) podrían confirmar el supuesto uso del agua para riego, una práctica común en la tarde para aprovechar la temperatura más baja y reducir la evaporación.

Picos y Variabilidad:

- El mayor pico se observa en el Día 15 a las 17:00 con un valor de 3.52 L/s.
- Los caudales de tarde, especialmente a las 16:00 y 17:00, son los más elevados y muestran variabilidad significativa, lo que sugiere que el posible riego no es completamente uniforme cada día, posiblemente debido a variaciones en las necesidades de agua para el riego o diferencias en las condiciones climáticas.

Figura 21

Curva promedio de patrones de consumo



Nota: los datos presentados son la media diaria de los caudales registrados.

4.1.2. Simulación Inicial

La primera simulación permitió obtener una visión general del comportamiento del modelo hidráulico, utilizando los patrones de consumo representados por los caudales de salida del reservorio, según se muestra en la Figura 21. Aplicando las consideraciones establecidas en el ítem 3.7.2 se obtuvieron las presiones iniciales simuladas, las cuales fueron comparadas con los datos de campo recopilados en las 30 viviendas seleccionadas para el monitoreo de la primera etapa. El objetivo principal fue evaluar el comportamiento del modelo y analizar la tendencia del error porcentual, buscando que la mayor cantidad de nodos presentara diferencias inferiores al 20 % (Ochoa & Bourguett, 2001).

Tabla 6

Comparativa de presiones medidas y simuladas del muestreo inicial (etapa 1)

Hora	7:00 a. m.		Error %	12:00 p. m.		Error %	16:00 p.m		Error %
	Presión (m.c.a)			Presión (m.c.a)			Presión (m.c.a)		
	Med.	Sim.		Med.	Sim.		Med.	Sim.	
V - 1	0.3	1.02	74.73	3.5	4.22	17.65	5.2	6.03	14.18
V - 4	-	-	0	0.3	0.75	65.64	1.6	2.26	30.64
V - 5	2.9	4.16	30.65	7.9	8.97	11.4	10.1	11.12	9.32
V - 6	1.8	2.53	30.63	5	5.78	13.02	6.7	7.6	11.32
V - 11	2.5	3.76	33.2	7.5	8.48	11.89	9.6	10.61	9.66
V - 15	4	5.38	25.28	9.4	10.45	10.23	11.6	12.66	8.42
V - 18	1	2.38	56.8	6.4	7.42	14.33	8.6	9.61	11.05
V - 27	3.5	4.95	28.47	9.1	10.19	10.77	11.3	12.42	8.73
V - 31	1.4	2.81	51.19	7	8.14	13.67	9.3	10.39	10.52
V - 35	1.7	3.11	46.17	7.3	8.43	13.19	9.6	10.68	10.23
V - 36	1.5	2.98	48.32	7.2	8.3	13.4	9.5	10.55	10.36
V - 44	0.6	2.09	70.08	6.4	7.5	15.03	8.7	9.77	11.29
V - 47	0	0.96	100	5.3	6.38	17.69	7.5	8.65	12.76
V - 56	5.6	7.04	20.08	11.2	12.28	8.95	13.4	14.52	7.47
V - 58	4.4	5.81	23.39	9.8	10.88	9.83	12	13.08	8.14
V - 64	1.1	2.57	56.68	6.8	7.95	14.11	9.1	10.21	10.76
V - 67	4.3	5.71	25.52	10	11.08	10.11	12.2	13.35	8.23
V - 71	1.5	2.93	49.71	7.2	8.31	13.5	9.5	10.58	10.39
V - 73	1.4	2.84	51.23	7.1	8.22	13.65	9.4	10.48	10.49

Hora	7:00 a. m.		Error %	12:00 p. m.		Error %	16:00 p.m		Error %
	Presión (m.c.a)			Presión (m.c.a)			Presión (m.c.a)		
	Viv.	Med.		Sim.	Med.		Sim.	Med.	
V - 79	1.5	2.9	48.71	7	8.13	13.49	9.3	10.37	10.45
V - 87	-	-	-	0	0.23	100	1.4	2.5	44.08
V - 96	-	-	-	0.9	2.05	55.35	3.2	4.33	25.6
V - 98	-	-	-	4.4	5.55	20.32	6.7	7.82	14.1
V - 100	-	-	-	4.2	5.32	21.14	6.5	7.59	14.52
V - 103	-	-	-	3.6	4.77	23.76	5.9	7.05	15.7
V - 107	-	-	-	3	4.1	27.71	5.3	6.38	17.37
V - 109	-	-	-	-	-	-	0.3	1.39	79.9
V - 113	-	-	-	3.9	5.03	22.63	6.2	7.31	15.18
V - 114	-	-	-	2.5	3.59	31.71	4.8	5.87	18.89
V - 117	-	-	-	1	2.1	54.22	3.3	4.38	25.32
V - 118	-	-	-	2.285	2.867	39.59	0.64	1.2	21.52

Nota: Los valores de presión son el promedio diario medido en el periodo de 2 meses.

La comparación inicial entre las presiones medidas y simuladas muestra errores porcentuales que superan el 20 % establecido como aceptable, por lo que resulta necesario realizar ajustes al modelo para su calibración (Ochoa & Bourguett, 2001).

4.1.3. Calibración del Modelo Hidráulico

Para la calibración, se consideró cómo varían las presiones en puntos fijos al modificar los patrones de consumo, según la metodología propuesta por Tzatchkov y Alcocer Yamanaka (2016). Se ajustaron los valores de los patrones de consumo (representados por los descensos en el nivel del reservorio) con el fin de que las presiones simuladas coincidieran con las presiones medidas simultáneamente en los 9 puntos de control, durante los horarios de servicio, buscando reducir el error porcentual.

Tabla 7

Caudales y presiones promedio horarias medidas en campo (muestreo etapa 2).

Caudal l/s	Presiones en viviendas (m.c.a.)								
	V-4	V-6	V-34	V-57	V-67	V-87	V-107	V-109	V-114
2.274	0.00	2.08	2.27	5.69	1.92	0.00	0.00	0.00	0.00
2.175	0.00	2.34	2.77	6.18	2.44	0.00	0.00	0.00	0.07
1.779	0.19	3.29	4.62	7.95	4.31	0.22	0.14	0.00	2.04
1.484	0.49	3.99	5.89	9.17	5.59	1.51	1.46	0.45	3.38
1.285	0.79	4.52	6.74	10.00	6.46	2.38	2.34	1.34	4.28
1.186	1.06	4.90	7.28	10.52	6.99	2.92	2.88	1.88	4.83
1.285	1.26	4.99	7.22	10.47	6.93	2.86	2.81	1.81	4.76
1.384	1.43	5.05	7.12	10.39	6.83	2.75	2.70	1.70	4.63
1.878	1.31	4.27	5.38	8.73	5.07	0.98	0.88	0.00	2.78
1.977	1.33	4.13	5.03	8.40	4.70	0.61	0.51	0.00	2.39
2.769	0.69	2.03	0.84	4.38	0.45	0.00	0.00	0.00	0.00

El análisis de la Tabla 7 de mediciones de los caudales que salen del reservorio indica que, al existir altos valores de consumo, menores serán las presiones en las distintas viviendas, al reducirse los valores de consumo, aumentan las presiones y permite que el agua llegue a los puntos más desfavorables, denotando una relación entre las el aumento del caudal que es inversamente proporcional al valor de la presión en los puntos de monitoreo, esto se contrasta con lo descrito en la “Guía de Modelamiento hidráulico” de Walski, (2001).

Para la calibración y reducción del error porcentual también es necesario el ajuste del coeficiente de rugosidad absoluta de Darcy-Weisbach, el cálculo por logaritmos genéticos implementados en WaterCAD en sus herramientas de calibración de modelos hidráulicos (**Darwin Calibrator**), ver procedimiento en ítem 3.7.6), facilita la obtención de un nuevo coeficiente considerando la edad de la red (aproximadamente 40 años) y el desgaste en función al caudal que conduce, al utilizar métodos regresivos (**Calibración Optimizada**). En cuanto a valores específicos, la literatura técnica sugiere que el coeficiente de rugosidad para tuberías de PVC nuevas es de aproximadamente 0.0015 mm que se puede redondear a 0.002 mm, pero esto considerando que las tuberías son nuevas, no siendo el caso en la zona de estudio por lo tanto

se requiere ajustar el valor en función de los años considerando que para esa edad los valores van desde 0.003 mm hasta 0.01 mm, estos valores se introducen en el modelo para que se empleen como intervalos de evaluación y que se pueda analizar que valores se ajustan más para que el modelo genere los menores errores porcentuales con respecto a los valores máximos y mínimos.

Tabla 8

Coefficientes de Darcy-Weisbach asignados y recalculados para la calibración

Tubería	Long (m)	Nodo inicial	Nodo Final	Material	Rugosidad inic. Darcy-Weisbach e (mm)	Rugosidad para calibración Darcy-Weisbach e (mm)
P-3	123	T-3	J-2	PVC	0.003	0.01
P-4	112	J-2	J-3	PVC	0.003	0.01
P-5	88	J-3	J-4	PVC	0.003	0.01
P-6	67	J-3	J-5	PVC	0.003	0.01
P-7	85	J-3	J-6	PVC	0.003	0.01
P-8	75	J-6	J-7	PVC	0.003	0.01
P-9	71	J-6	J-8	PVC	0.003	0.01
P-10	82	J-8	J-5	PVC	0.003	0.01
P-11	70	J-6	J-9	PVC	0.003	0.01
P-12	74	J-9	J-10	PVC	0.003	0.01
P-13	72	J-9	J-11	PVC	0.003	0.01
P-14	71	J-11	J-8	PVC	0.003	0.01
P-15	53	J-11	J-12	PVC	0.003	0.01
P-16	73	J-9	J-13	PVC	0.003	0.01
P-17	72	J-13	J-14	PVC	0.003	0.01
P-18	73	J-13	J-15	PVC	0.003	0.01
P-19	73	J-12	J-16	PVC	0.003	0.01
P-20	58	J-16	J-14	PVC	0.003	0.01
P-21	72	J-11	J-14	PVC	0.003	0.01
P-22	16	J-16	J-17	PVC	0.003	0.01
P-23	70	J-17	J-18	PVC	0.003	0.01
P-24	75	J-18	J-19	PVC	0.003	0.01
P-25	71	J-19	J-14	PVC	0.003	0.01
P-26	72	J-19	J-20	PVC	0.003	0.01
P-27	72	J-20	J-13	PVC	0.003	0.01
P-28	69	J-20	J-21	PVC	0.003	0.01
P-29	72	J-20	J-22	PVC	0.003	0.01
P-30	70	J-22	J-23	PVC	0.003	0.01
P-31	73	J-22	J-24	PVC	0.003	0.01

Tubería	Long (m)	Nodo inicial	Nodo Final	Material	Rugosidad inic. Darcy-Weisbach e (mm)	Rugosidad para calibración Darcy-Weisbach e (mm)
P-32	75	J-24	J-19	PVC	0.003	0.01
P-33	73	J-24	J-25	PVC	0.003	0.01
P-34	77	J-25	J-18	PVC	0.003	0.01
P-35	30	J-18	J-26	PVC	0.003	0.01
P-36	72	J-24	J-27	PVC	0.003	0.01
P-37	80	J-27	J-28	PVC	0.003	0.01
P-38	71	J-28	J-22	PVC	0.003	0.01
P-39	57	J-28	J-29	PVC	0.003	0.01
P-41	155	J-27	J-31	PVC	0.003	0.01
P-42	77	J-28	J-32	PVC	0.003	0.01
P-43	54	J-32	J-31	PVC	0.003	0.01
P-44	47	J-32	J-33	PVC	0.003	0.01
P-45	143	J-31	J-34	PVC	0.003	0.01
P-46	51	J-25	J-35	PVC	0.003	0.01
P-47	83	J-34	J-36	PVC	0.003	0.01
P-48	126	J-36	J-37	PVC	0.003	0.01
P-49	114	J-36	J-38	PVC	0.003	0.01
P-50	100	J-2	J-39	PVC	0.003	0.01

Nota: Obtenido de reporte WaterCAD

Considerando la edad del sistema que es superior a los 40 años (1981), el desgaste es más notable en las tuberías que conducen mayores caudales debido a una fricción intensificada, al paso constante de agua y a la posible presencia de sedimentos. Diversos estudios han mostrado que la rugosidad absoluta en tuberías de PVC puede incrementarse notablemente con el tiempo, llegando a ser hasta 3 o 5 veces mayor después de varias décadas de operación. Según Walski et al. (2003), aunque el PVC presenta una baja rugosidad inicial, el envejecimiento, incrustaciones y depósitos internos pueden elevarla significativamente, especialmente en tuberías con más de 40 años de uso. Guzmán et al. (2007) encontraron que la rugosidad absoluta puede multiplicarse hasta por cinco en PVC viejo debido a factores como la formación de biofilm y depósitos minerales. Igualmente, Gamri et al. (2016) destacan que la rugosidad en PVC puede duplicarse o triplicarse en redes con más de 30-40 años, afectando directamente la eficiencia hidráulica. Estos hallazgos coinciden con AWWA (American Water Works

Association, 2017), que recomienda recalibrar los coeficientes de rugosidad en redes antiguas para reflejar el deterioro por envejecimiento.

Tabla 9

Patrones de consumo modificados y resultado de presiones simuladas

HORA	Caudal l/s	Presiones en viviendas (m.c.a.)								
		V-4	V-6	V-34	V-57	V-67	V-87	V-107	V-109	V-114
07:00	2.15	0.0	2.1	2.3	5.7	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0
08:00	2.22	0.0	2.3	2.8	6.2	2.4	0.0	0.0	0.0	0.1
09:00	1.75	0.2	3.3	4.6	7.9	4.3	0.2	0.1	0.0	2.0
10:00	1.50	0.5	4.0	5.9	9.2	5.6	1.5	1.5	0.5	3.4
11:00	1.30	0.8	4.5	6.7	10.0	6.5	2.4	2.3	1.3	4.3
12:00	1.20	1.1	4.9	7.3	10.5	7.0	2.9	2.9	1.9	4.8
13:00	1.30	1.3	5.0	7.2	10.5	6.9	2.9	2.8	1.8	4.8
14:00	1.40	1.4	5.0	7.1	10.4	6.8	2.7	2.7	1.7	4.6
15:00	1.90	1.3	4.3	5.4	8.7	5.1	1.0	0.9	0.0	2.8
16:00	2.00	1.3	4.1	5.0	8.4	4.7	0.6	0.5	0.0	2.4
17:00	2.80	0.7	2.0	0.8	4.4	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabla 10

Errores porcentuales en la etapa de calibración

HORA	Error Porcentual (%)								
	V-4	V-6	V-34	V-57	V-67	V-87	V-107	V-109	V-114
07:00	-	0.96	1.46	6.11	1.14	-	-	-	-
08:00	-	1.63	3.01	2.36	1.44	-	-	-	19.14
09:00	6.38	3.33	4.39	5.62	0.14	8.68	25.93	-	1.86
10:00	1.42	4.2	2.19	5.31	0.11	0.86	3.09	10.38	0.47
11:00	1.91	6.35	3.64	6.01	0.63	0.76	1.63	2.77	0.42
12:00	3.68	5.06	5.34	4.17	12.9	0.65	0.62	1.01	0.7
13:00	3.34	10.22	4.3	3.26	0.46	1.58	0.39	0.55	0.93
14:00	1.96	1.95	0.22	6.14	0.38	1.71	0.11	0.29	0.71
15:00	2.78	2.82	0.3	6.38	0.67	2.46	1.93	-	0.86
16:00	2.03	3.17	0.56	1.05	0.09	1.96	1.77	-	0.38
17:00	1.6	1.33	4.42	0.48	10.86	-	-	-	-

Nota: Estos errores son la diferencia porcentual entre la tabla 7 y la 9

La tabla 10 muestra que los valores porcentuales obtenidos durante la etapa de la calibración son inferiores al 20 % en su mayoría cumpliendo en lo estipulado por (Ochoa & Bourguett, 2001), excepto en la vivienda 107, pero esto se debe a que la presión promedio

registrada a esa hora es muy baja (0.1 m.c.a.) y una mínima diferencia representa un porcentaje de error elevado. Se tiene que considerar que esta calibración esta realizada en base a los valores promedio horarios tanto de caudales como de presiones en los puntos de control, por lo tanto, es necesario una validación con valores tomados en campo a distintas horas. El análisis de la Tabla 9 en comparación con la Tabla 7 muestra que tanto el ajuste de los patrones de consumo como la modificación de los coeficientes de rugosidad tienen un impacto en la reducción de las diferencias entre las presiones medidas y simuladas. Sin embargo, el patrón de consumo presenta una mayor influencia en el ajuste final de presiones en el sistema.

El patrón de consumo de un sistema de distribución de agua es un factor determinante para el comportamiento hidráulico, ya que define el flujo y las variaciones de demanda en cada nodo de la red. Walski et al. (2003) destacan que la variabilidad en los patrones consumo impacta de forma directa las presiones y caudales en toda la red, al modificar los niveles de demanda y, en consecuencia, el equilibrio hidráulico. En modelos hidráulicos, el consumo fluctuante es especialmente crítico, ya que puede provocar mayores caídas de presión en momentos de alta demanda o aumentos en situaciones de bajo consumo, afectando la precisión del modelo.

4.1.4. Validación del Modelo Hidráulico

Con los valores configurados en la etapa de calibración del modelo, se tiene que validar, este procedimiento se realiza al tomar mediciones en distintas viviendas, estas mediciones son posteriores a las utilizadas en las 2 etapas anteriores, (Tzatchkov & Alcocer Yamanaka, 2016) sugieren que para la validación se debe tomar al menos un 2% de la totalidad de los puntos utilizados en las etapas anteriores, Ochoa Alejo y Bourguett Ortiz, 2001. sugieren que con tomar algún punto a azar de toda la red y verificar si el error es inferior al 20% sería suficiente para validar en base a la comparativa entre presiones medidas y simuladas, para este caso, se ha optado por tomar 10 viviendas repartidas en las 3 zonas en las cuales se dividió el estudio (ver

Anexo 3) y realizar mediciones de presiones en distintas horas del día, comparándolas con las simuladas por el modelo hidráulico.

Figura 22

Presiones en vivienda 4

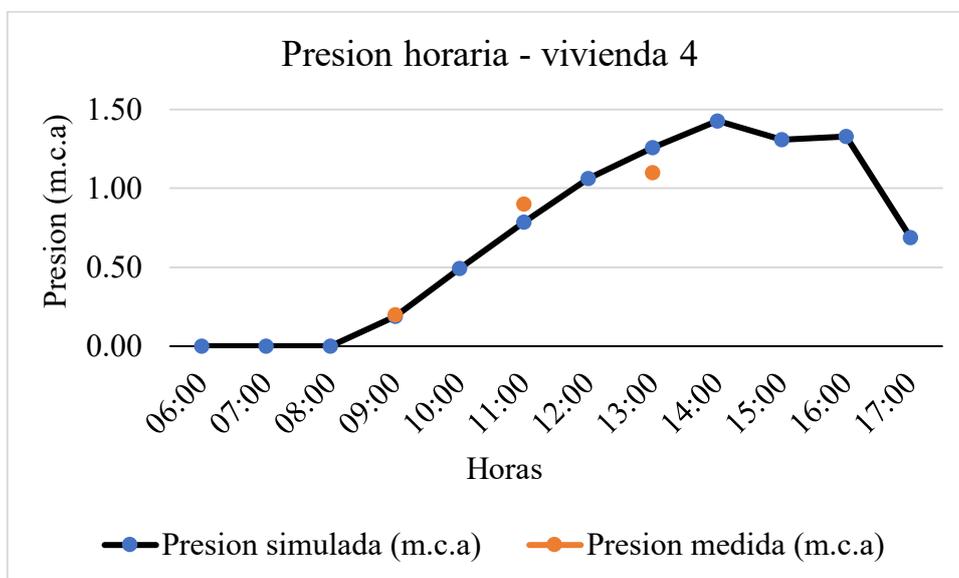


Tabla 11

Valores de presiones y porcentaje de error en vivienda 4

Hora	Presión simulada (m.c.a)	Presión medida (m.c.a)	Error (%)
06:00	0.00		
07:00	0.00		
08:00	0.00		
09:00	0.19	0.2	6.38
10:00	0.49		
11:00	0.79	0.9	14.65
12:00	1.06		
13:00	1.26	1.1	12.56
14:00	1.43		
15:00	1.31		
16:00	1.33		
17:00	0.69		

La vivienda 4 es la una de las más cercanas al reservorio, el horario de servicio de agua potable en la vivienda 4 se registra entre las 08:00 a.m. y 09:00 a.m. registrando una presión de 0.2 m.c.a. esto se debe a que las tuberías en la zona 2 y parte de la zona 3 se llenan, y dándose el

consumo por los usuarios, posteriormente se cuenta con servicio durante todo el día, teniendo presiones que se mantienen entre 1.2 a 1.5 m.c.a. en base a estos datos se hizo el ajuste de los factores de consumo teniendo valores simulados que presentan errores máximos del 15 % inferiores al 20% lo cual es aceptable según (Ochoa & Bourguett, 2001).

Figura 23

Presiones en viviendas 5,1 y 8

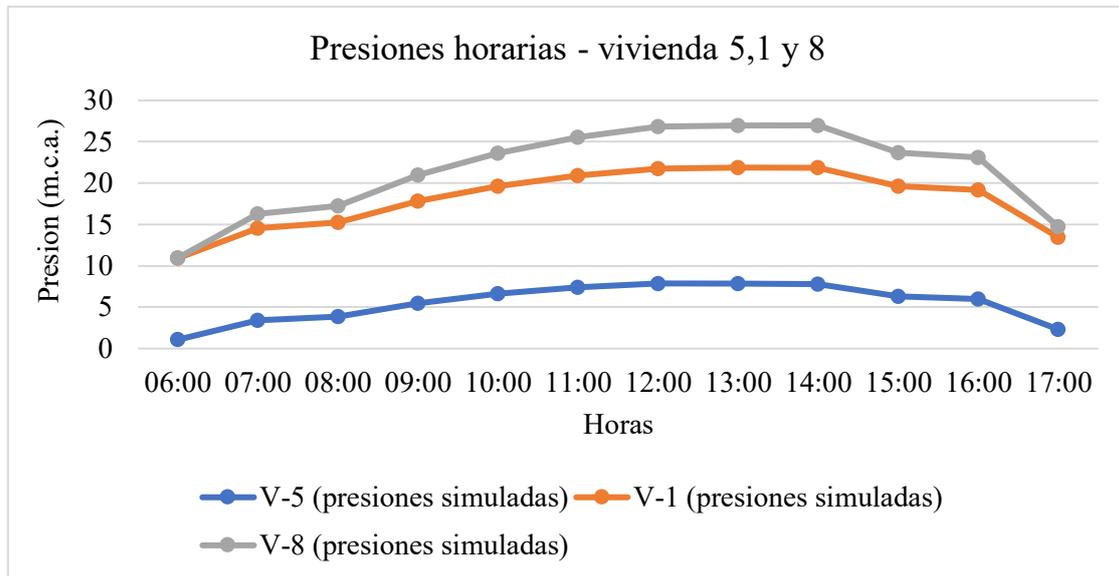


Figura 24

Valores de presiones y porcentaje de error en vivienda 5

N°	Hora	Presiones simuladas	Presión medida (m.c.a)	Error (%)
V-5	06:00	1.075	1	6.98
	07:00	3.419		
	08:00	3.862	3.2	17.14
	09:00	5.482	5	8.79
	10:00	6.609		
	11:00	7.38		
	12:00	7.874		
	13:00	7.854	8.2	4.41
	14:00	7.793		
	15:00	6.301		

N°	Hora	Presiones simuladas	Presión medida (m.c.a)	Error (%)
	16:00	6		
	17:00	2.336		

Tabla 12

Valores de presiones y porcentaje de error en vivienda 1

N°	Hora	Presiones simuladas	Presión medida (m.c.a)	Error (%)
V-1	06:00	9.856		
	07:00	11.139		
	08:00	11.391		
	09:00	12.32		
	10:00	13.009	13	0.07
	11:00	13.525		
	12:00	13.902		
	13:00	13.998	13	7.13
	14:00	14.061		
	15:00	13.301	13	2.26
	16:00	13.17		
	17:00	11.119		

Tabla 13

Valores de presiones y porcentaje de error en vivienda 1

N°	Hora	Presiones simuladas	Presión medida (m.c.a)	Error (%)
V-8	06:00	0.036		
	07:00	1.693	1.5	11.40
	08:00	2.013		

N°	Hora	Presiones simuladas	Presión medida (m.c.a)	Error (%)
	09:00	3.186	3	5.84
	10:00	4.03		
	11:00	4.636		
	12:00	5.054		
	13:00	5.109	5	2.13
	14:00	5.128		
	15:00	4.11	4.8	16.79
	16:00	3.919		
	17:00	1.299		

El análisis de las presiones medidas en las viviendas 5,1 y 8, indican un decaimiento de presiones el horario de servicio de agua potable entre las 06:00 a.m. y 09:00 a.m. registrando una presiones menores a 1 m.c.a las 6:00 a.m. esto se debe a que las tuberías en la zona 2 y parte de la zona 3 se llenan, y dándose el consumo por los usuarios, posteriormente se cuenta con servicio durante todo el día, teniendo presiones que se mantienen entre las 10:00 a.m. y 16:00 p.m. decayendo posteriormente por el cierre del servicio. en base a estos datos se hizo el ajuste de los factores de consumo teniendo valores simulados en el modelo calibrado que presentan errores inferiores al 20% lo cual es aceptable según (Ochoa & Bourguett, 2001).

Figura 25

Presiones horarias en puntos de monitoreo 57 y 98

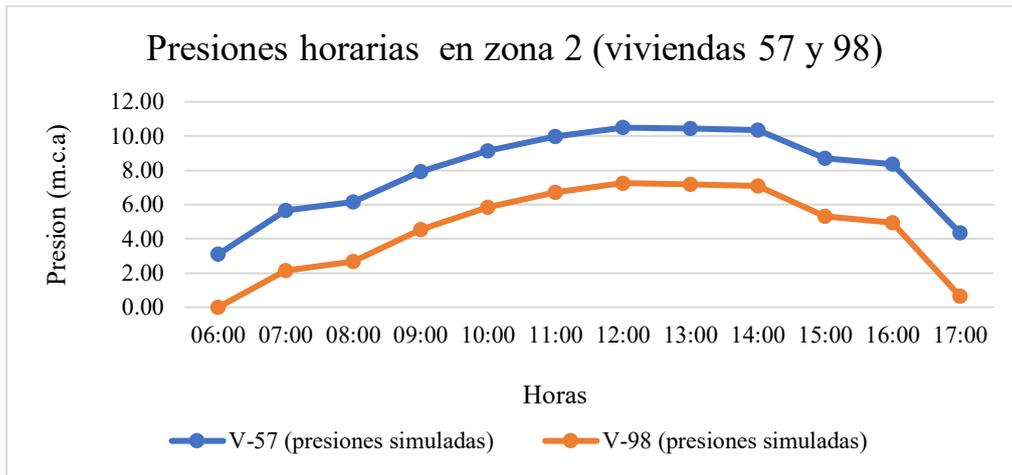
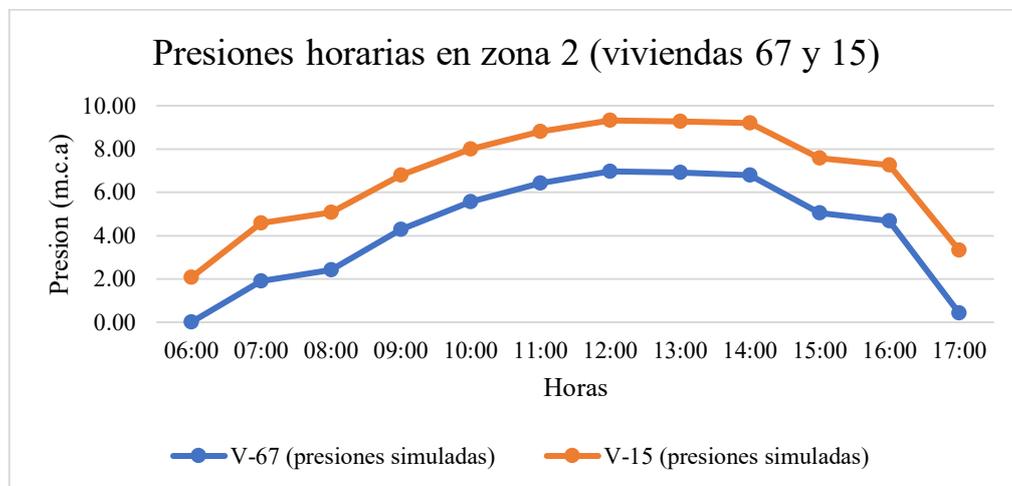


Figura 26

Presiones horarias en puntos de monitoreo 67 y 15



La vivienda 15 y 57, se encuentran más cercanas a la zona 2, como muestra el gráfico tienen valores cercanos a 10 m.c.a, se muestra decaimiento de presiones en horario de servicio de agua potable entre las 06:00 a.m. y 09:00 a.m. registrando una presiones menores a 1 m.c.a las 6:00 a.m. esto se debe a que las tuberías en la zona 2 y parte de la zona 3 se llenan, y dándose el consumo por los usuarios, posteriormente se cuenta con servicio durante todo el día, teniendo presiones que se mantienen entre las 10:00 a.m. y 14:00 p.m. decayendo posteriormente por el cierre del servicio. en base a estos datos se hizo el ajuste de los factores de consumo teniendo valores simulados en el modelo calibrado que presentan errores inferiores al 20% lo cual es

aceptable según.

La vivienda 67,98,31 y 72 presentan presiones similares ya que se encuentran en la misma zona, (zona 2) la cual se caracteriza por presentar elevaciones similares y servicio de agua desde las primeras horas del día.

4.1.5. *Análisis del Modelo Hidráulico de la Red*

Para observar cómo responde el sistema ante diferentes caudales horarios, variaciones en los valores de rugosidad absoluta y las pérdidas de carga resultantes a estas condiciones, el análisis se centró inicialmente en la tubería saliente del reservorio, correspondiente al ramal principal, ya que en este punto se dispone de los datos más representativos y cercanos a la realidad. Asimismo, se analizó el comportamiento de un tramo de tubería ubicado en los extremos de la red, de menor diámetro, todos los datos horarios se muestran en tabla 35 en sección de anexos.

Tabla 14

Reporte de parámetros hidráulicos a las 6 a.m. en tubería 3 (P-3)

Diámetro (pulg)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Rugosidad absoluta ϵ (mm)	f (Swamee-Jain)	Pérdidas (m)
2.00	2.77	1.37	0.003	0.019600	4.54901
2.00	2.77	1.37	0.004	0.019690	4.57082
2.00	2.77	1.37	0.006	0.019880	4.61365
2.00	2.77	1.37	0.007	0.019970	4.63468
2.00	2.77	1.37	0.009	0.020150	4.67603
2.00	2.77	1.37	0.010	0.020230	4.69636

Tabla 15

Reporte de parámetros hidráulicos a las 9 a.m. en tubería 3 (P-3)

Diámetro (pulg)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Rugosidad absoluta ϵ (mm)	f (Swamee-Jain)	Pérdidas (m)
2.00	0.99	0.49	0.003	0.024640	0.73149
2.00	0.99	0.49	0.004	0.024690	0.73311
2.00	0.99	0.49	0.006	0.024800	0.73633
2.00	0.99	0.49	0.007	0.024850	0.73793

Díámetro (pulg)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Rugosidad absoluta ϵ (mm)	f (Swamee-Jain)	Pérdidas (m)
2.00	0.99	0.49	0.009	0.024960	0.74111
2.00	0.99	0.49	0.010	0.025010	0.74269

Tabla 16

Reporte de parámetros hidráulicos a las 6 a.m. en tubería 8 (P-8)

Díámetro (pulg)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Rugosidad absoluta ϵ (mm)	f (Swamee-Jain)	Pérdidas (m)
0.75	0.044	0.15	0.003	0.045417	0.20549
0.75	0.044	0.15	0.004	0.04547	0.20573
0.75	0.044	0.15	0.006	0.045575	0.206207
0.75	0.044	0.15	0.007	0.045628	0.206446
0.75	0.044	0.15	0.009	0.045733	0.206921
0.75	0.044	0.15	0.01	0.045786	0.207159

Tabla 17

Reporte de parámetros hidráulicos a las 6 a.m. en tubería 8 (P-8)

Díámetro (pulg)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Rugosidad absoluta ϵ (mm)	f (Swamee-Jain)	Pérdidas (m)
0.75	0.024	0.08	0.003	0.042121	0.054209
0.75	0.024	0.08	0.004	0.042121	0.054209
0.75	0.024	0.08	0.006	0.042121	0.054209
0.75	0.024	0.08	0.007	0.042121	0.054209
0.75	0.024	0.08	0.009	0.042121	0.054209
0.75	0.024	0.08	0.01	0.042121	0.054209

El análisis de la tubería 3 muestra dinámicas hidráulicas típicas de ramales principales en sistemas de abastecimiento intermitente. La variabilidad horaria del caudal, influida por el consumo, genera cambios en la velocidad del flujo. En horas pico, el aumento del caudal eleva la velocidad y la influencia de la rugosidad absoluta ϵ sobre el factor de fricción (f), lo que incrementa las pérdidas de energía y reduce la presión en zonas alejadas o elevadas, retrasando

su abastecimiento. En horas valle, como a las 9 a.m., el caudal y la velocidad disminuyen, reduciendo la influencia de la rugosidad, lo que favorece el avance del agua hacia los extremos de la red, incluso con bajo caudal. Así, en sistemas intermitentes, las viviendas periféricas acceden al servicio tras varias horas de iniciado el llenado. Palacios-Vélez et al. (2013) señalan que la presión en estas redes depende del patrón de demanda y del proceso progresivo de llenado, afectando la continuidad y equidad del suministro.

La tubería 8, ubicada en los extremos de la red y con un diámetro de $\frac{3}{4}$ de pulgada, mostró pérdidas de carga mínimas incluso ante variaciones en la rugosidad absoluta (0.003 a 0.01 mm), manteniéndose constantes tanto estas pérdidas como el coeficiente de fricción (f), propio del flujo laminar. En este régimen, la fricción está dominada por la viscosidad del fluido más que por la rugosidad, como indica White (2011). Rincón y Saldarriaga (2011) destacan que el flujo laminar es común en zonas periféricas o elevadas, donde la baja presión y caudal, especialmente durante en horas de bajo consumo, favorecen la aparición de velocidades muy bajas. Según Walski et al. (2003), este flujo también estabiliza al desinfectante al reducir la turbulencia. Por tanto, en tramos de baja demanda y pequeño diámetro, el flujo laminar resulta clave para entender el comportamiento hidráulico, donde se tiene mayores tiempos de reacción.

4.1.6. Dinámica de Presiones de la Red de Distribución

El modelo calibrado permitió ver la dinámica del agua referente a las presiones en cada nodo, por ello se analizó los perfiles horarios de la calle principal Jr. El Comercio.

Figura 27

Perfil de presiones Jr. el comercio (7 a.m.)

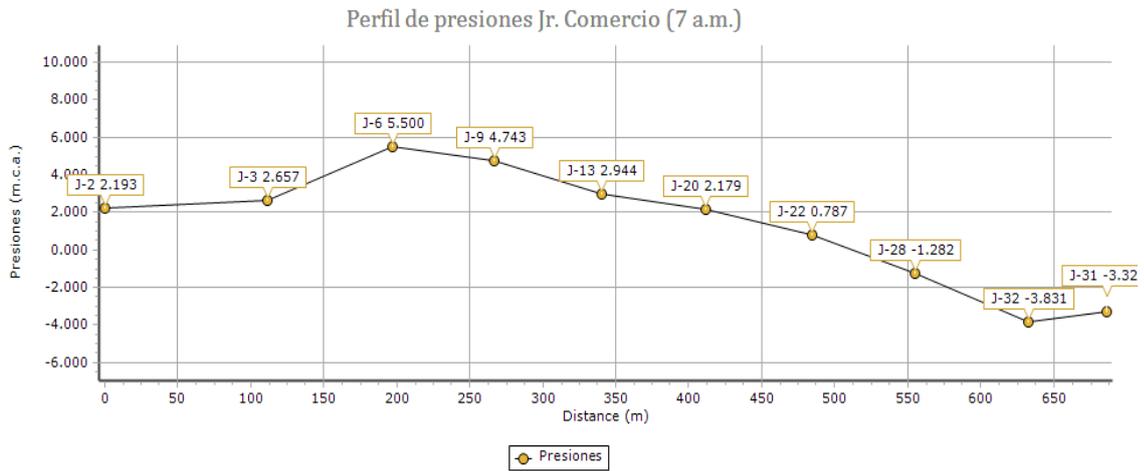


Figura 28

Perfil de presiones Jr. el comercio (9 a.m.)

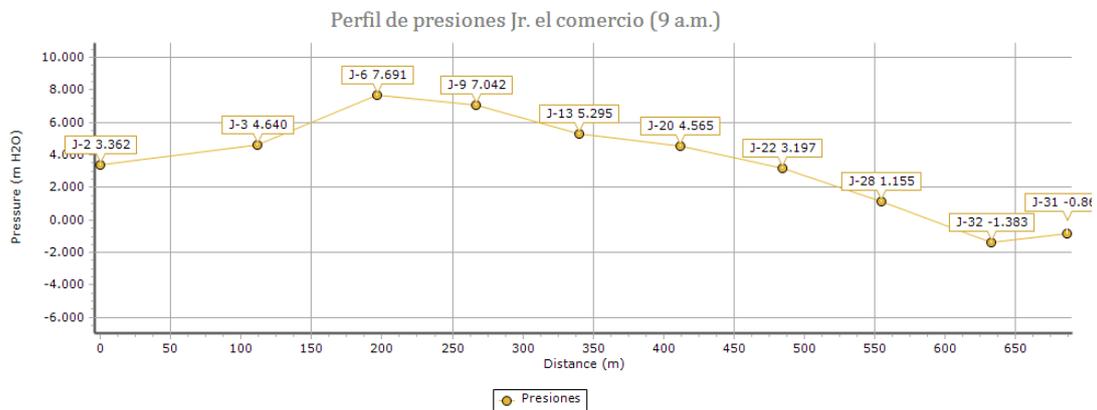


Figura 29

Perfil de presiones Jr. el comercio (10 a.m.)

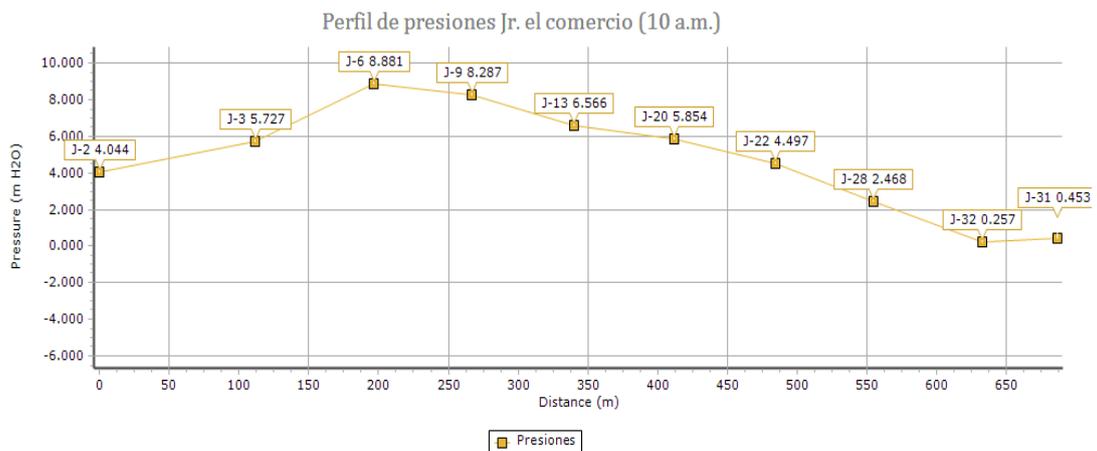


Figura 30

Perfil de presiones Jr. el comercio (12 a.m.)

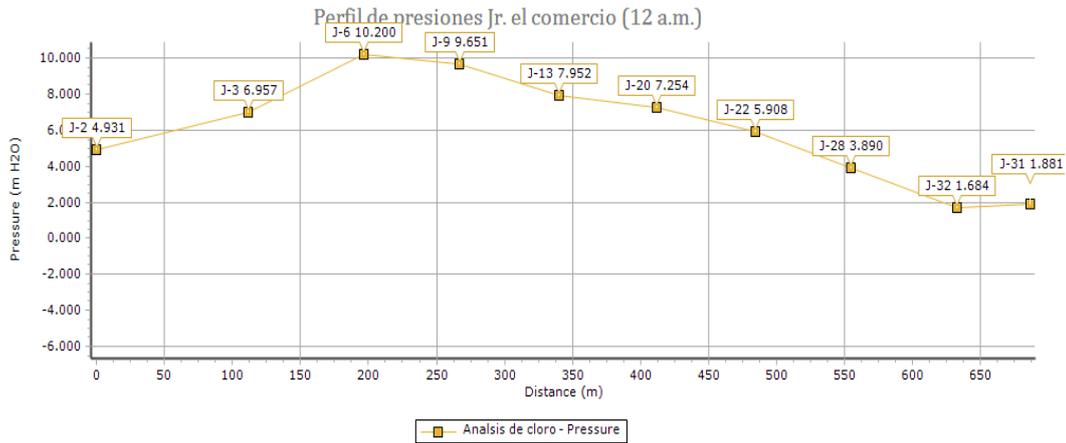
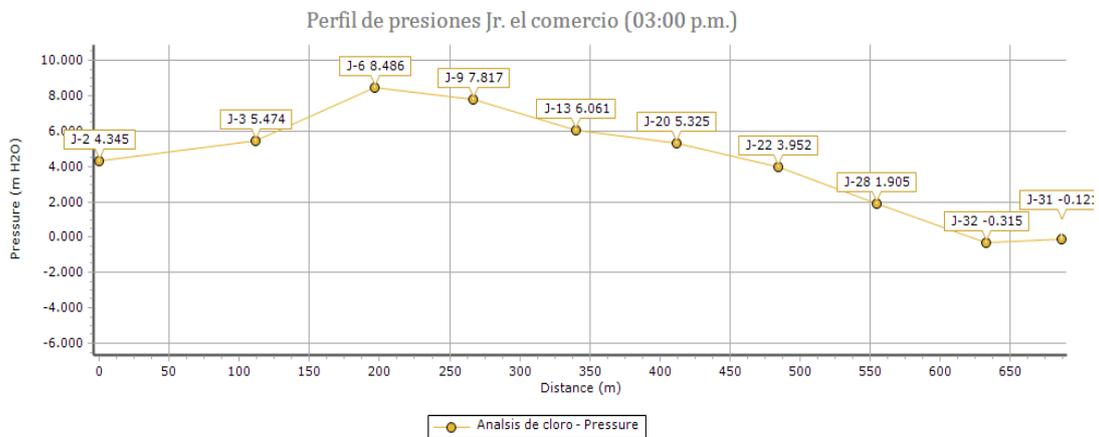


Figura 31

Perfil de presiones Jr. el comercio (03 p.m.)



El análisis de los perfiles de presiones, los nodos 28, 32 y 31, son parte de la tercera zona, permiten identificar los horarios de servicio, entre 8 y 9 a.m. cuenta con servicio las viviendas cercanas al nodo 28, el nodo 32 en promedio cuenta con servicio a partir de las 10 a.m. que es el más cercano al punto de control 118 (centro de salud) hasta las 3 p.m. sucediendo lo mismo con el nodo 31.

4.2. Elaboración del Modelo de Decaimiento de Cloro

4.2.1. Monitoreo de pH

El monitoreo del pH realizado en distintos puntos de la red, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 18*Concentraciones de pH*

Punto	Coordenadas	Ph
Captación	N: 9237022 m	7.59
“Cashmillap”	E: 822368 m	
Reservorio 2	N: 9231637.71 m	7.57
	E: 821845.69 m	
Vivienda 6	N: 9231722.74 m	7.54
	E: 821772.69 m	
Municipalidad	N: 9,231,790.03 m	7.52
	E: 821,377.15 m	
Vivienda 107	N: 9231846.71 m	7.45
	E: 821154.62 m	

Se observó una ligera disminución progresiva del pH en la red de distribución de agua potable, pasando de 7.59 en la captación a 7.45 en el punto más alejado. Esta tendencia se explica por la reacción del cloro gas con el agua, que genera ácido clorhídrico (HCl) y ácido hipocloroso (HOCl), liberando iones hidrógeno y causando una leve acidificación (White, 1999). Sin embargo, el decaimiento del pH no es significativo debido a la alcalinidad natural del agua, principalmente por la presencia de bicarbonatos (HCO_3^-), que actúan como sistema amortiguador, neutralizando parcialmente los protones liberados. Cabe destacar que, a pesar de esta disminución, los valores de pH observados durante el monitoreo, se mantienen dentro del rango óptimo para una desinfección efectiva con cloro, ya que favorecen la formación de ácido hipocloroso (HOCl), que es la forma más eficaz del desinfectante. (AWWA, 2017).

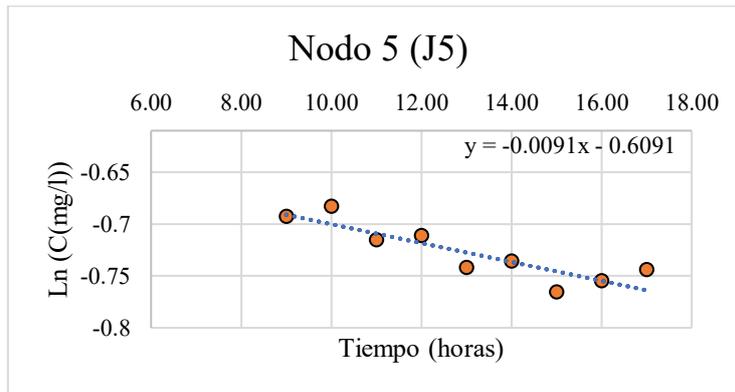
4.2.2. Cálculo del Coeficiente de Decaimiento de Cloro kb

Los valores del coeficiente Kb obtenidos a través del método gráfico, para el cálculo de

la constante de decaimiento, consistió en representar el logaritmo natural de la concentración ($\ln(C)$) en función del tiempo (t). Si el sistema se ajusta a un decaimiento exponencial, los datos formarán una línea recta, donde cada incremento en el tiempo (Δx) produce una disminución en $\ln(C)$ (Δy), tomando en cuenta que el " $\ln(C) = -K_b t + \ln(C_0)$ " tiene la forma de una ecuación de una recta " $y = mx + b$ ", la pendiente "m" de esa línea es justamente $-K_b$.

Figura 32

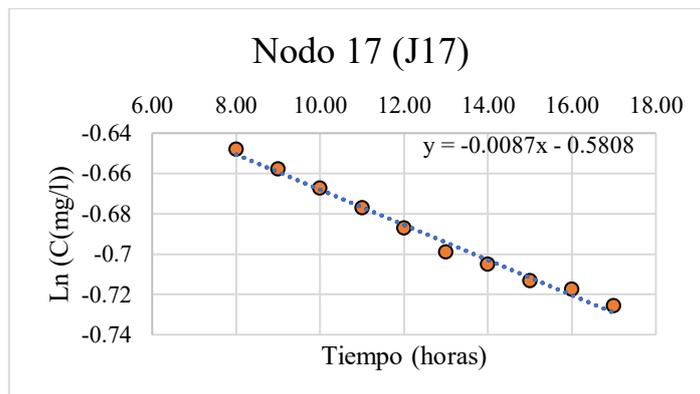
Ecuación de primero orden para el nodo 15



Nota: El valor de K_b en el nodo 15 da un valor de -0.0091

Figura 33

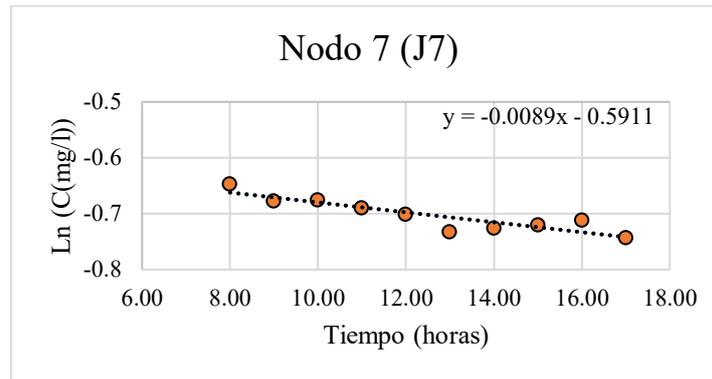
Ecuación de primero orden para el nodo 17



Nota: El valor de K_b en el nodo 17 da un valor de -0.0087

Figura 34

Ecuación de primero orden para el nodo 7



En el análisis de las ecuaciones de las figuras anteriores, se observa que, a pesar de la dispersión de datos, el valor del coeficiente de ajuste tiene la misma tendencia -0.0089 h^{-1} , -0.0087 h^{-1} y -0.0091 h^{-1} de igual manera ocurre en la ecuación de los demás nodos (Anexo 9), el promedio del total de coeficientes es de 0.0086 h^{-1} que transformado a un factor diario nos da 0.2064 d^{-1} , siendo el valor calculado de K_b .

4.2.3. Estimación del Coeficiente de Reacción en la Pared de la Tubería K_w

Como se detalló en la sección de metodología para la estimación del coeficiente K_w se utilizó el enfoque propuesto por Clark y Haught (2005). Estos autores plantearon una metodología similar a la empleada para el cálculo del coeficiente K_b , basada en la premisa de que el decaimiento del cloro sigue una cinética de primer orden. Dicho enfoque se fundamenta en la denominada ecuación de transporte de solutos (21), donde se analiza la concentración de cloro en dos puntos distintos de la red o, alternativamente, la diferencia entre dos mediciones sucesivas en un mismo punto, considerando siempre el tiempo transcurrido entre las mediciones. Aplicando esta metodología, es posible estimar el valor de K_w , como se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 19*Estimación del coeficiente Kw en los distintos nodos de la red de distribución.*

Nodo	Kw (m/día)	Kw (m/h)	Nodo	Kw (m/día)	Kw (m/h)
J-2	-0.0102	-0.000425	J-18	-0.0102	-0.000425
J-3	-0.0101	-0.000421	J-19	-0.0099	-0.000412
J-5	-0.0099	-0.000412	J-20	-0.0099	-0.000412
J-6	-0.01	-0.000417	J-21	-0.01	-0.000417
J-7	-0.0103	-0.000429	J-22	-0.0101	-0.000421
J-8	-0.0097	-0.000404	J-24	-0.0099	-0.000412
J-9	-0.0098	-0.000408	J-25	-0.0098	-0.000408
J-10	-0.0099	-0.000412	J-27	-0.01	-0.000417
J-11	-0.01	-0.000417	J-28	-0.0097	-0.000404
J-12	-0.0101	-0.000421	J-31	-0.0096	-0.0004
J-13	-0.0097	-0.000404	J-32	-0.0102	-0.000425
J-14	-0.0096	-0.0004	J-33	-0.0095	-0.000396
J-15	-0.0104	-0.000433	J-34	-0.0097	-0.000404
J-16	-0.0103	-0.000429	J-35	-0.0098	-0.000408
J-17	-0.0098	-0.000408	J-36	-0.0096	-0.0004

La tabla muestra valores de Kw (en **m/día**) estimados para los diferentes nodos, donde todos los valores **oscilan** alrededor de **-0.01 m/día**. Estos valores fluctúan en un rango estrecho entre **-0.0094 m/día** y **-0.0102 m/día**, Como el decaimiento de cloro sigue una cinética de primer orden en tuberías, el modelo generalizado para toda la red se puede representar en base **único coeficiente promedio**, este valor representativo deberá probarse y variarse de tal manera que se ajuste a los valores máximos y mínimos de cloro monitoreado en campo y genere un

error porcentual mínimo entre estos (Rossman, 2000).

4.2.4. Simulación y Calibración del modelo

Se usaron los valores iniciales para la simulación de k_b (-0.2064 d^{-1}) y K_w ($-0,01 \text{ m.d}^{-1}$), también se realizaron otras combinaciones de K_b y K_w , para ver el margen de error al utilizar distintos valores y la tendencia del decaimiento del cloro, esto se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 20

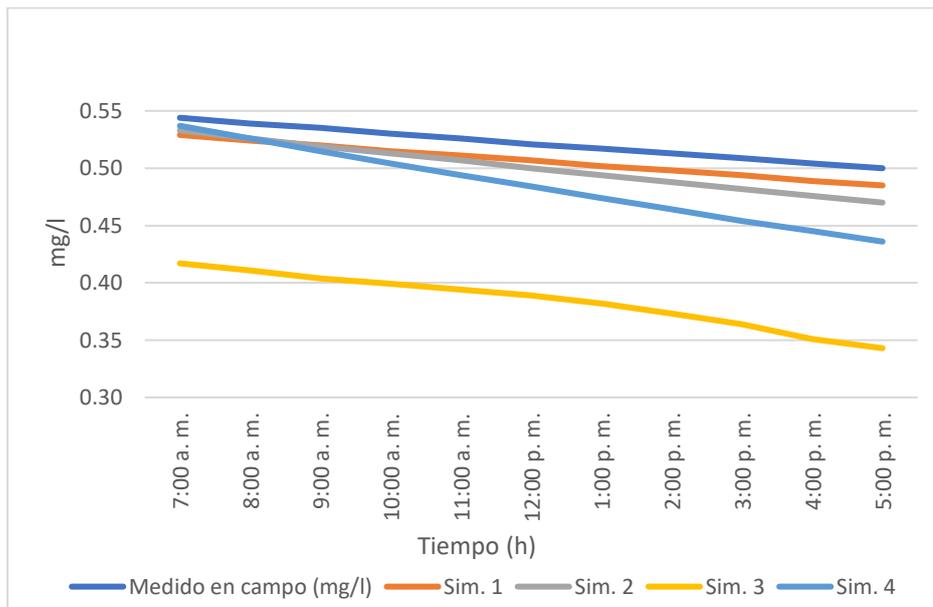
Factores K_b y K_w para primeras simulaciones

Tiempo (h)	Cl medido (mg/l)	$K_b=-0.2$	Error %	$K_b=-0.3$	Error %	$K_b=-0.5$	Error %	$K_b=-0.5$	Error %
		$K_w=-0.01$ Sim. 1		$K_w=-0.6$ Sim. 2		$K_w=-0.79$ Sim. 3		$K_w=-0.01$ Sim. 4	
6:00 a. m.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7:00 a. m.	0.54	0.529	2.76	0.53	2.02	0.42	23.35	0.54	1.29
8:00 a. m.	0.54	0.524	2.78	0.53	2.41	0.41	23.75	0.53	2.41
9:00 a. m.	0.54	0.52	2.80	0.52	2.99	0.40	24.49	0.52	3.74
10:00 a. m.	0.53	0.515	2.83	0.51	3.21	0.40	24.72	0.50	4.91
11:00 a. m.	0.53	0.511	2.85	0.51	3.61	0.39	25.10	0.49	6.08
12:00 p. m.	0.52	0.507	2.69	0.50	4.03	0.39	25.34	0.48	7.10
1:00 p. m.	0.52	0.502	2.90	0.49	4.45	0.38	26.11	0.47	8.32
2:00 p. m.	0.51	0.498	2.92	0.49	4.87	0.37	27.29	0.46	9.55
3:00 p. m.	0.51	0.494	2.95	0.48	5.30	0.36	28.49	0.45	10.81
4:00 p. m.	0.50	0.489	2.98	0.48	5.56	0.35	30.36	0.45	11.71
5:00 p. m.	0.50	0.485	3.00	0.47	6.00	0.34	31.40	0.44	12.80

Nota: Los valores de cloro simulado son el promedio registrado de los puntos donde existe permanencia de servicio de agua.

Figura 35

Comparativa entre cloro medio y cloro simulado con diferentes factores K_b y K_w



La simulación 1 (Sim.1), con valores de $K_b=-0.2$ y $K_w=-0.01$, muestra el menor error porcentual en comparación con las simulaciones 2 y 3 (Sim.2 y Sim.3), dado este resultado favorable, se decide explorar variaciones en el valor de K_b . Un incremento del valor de K_b a -0.5 muestra mejoras, pero únicamente entre las 7 y 8 de la mañana. Posteriormente, se observa un aumento progresivo en el error porcentual, alcanzando un 12.8% a las 5 de la tarde en comparación con el 3% de la simulación 1, de igual manera sucede con las simulaciones 3 y 4. Por lo tanto, se eligen los valores de la simulación 1 como los más apropiados.

4.2.5. Validación del Modelo de Decaimiento de Cloro

Con los valores de K_b y K_w ya establecidos, fue necesario validar el modelo. Para ello, se simuló el comportamiento del cloro residual en la red y se tomaron valores de concentración de manera aleatoria en distintas viviendas cercanas a los nodos, con el fin de verificar la capacidad del modelo para representar adecuadamente las concentraciones en horarios específicos. En nodo 5, cuya vivienda más próxima es V-5, se registraron concentraciones de 0.56 mg/l a las 12:45 p.m., 0.5 mg/l a las 7:00 a.m. y 0.52 mg/l a las 5:00 p.m. El error porcentual obtenido fue del 7 %, valor inferior al 20 % establecido como aceptable por Ochoa y Bourguett

(2001), por lo que se considera que la validación se encuentra dentro de un rango adecuado. Asimismo, se realizaron monitoreos en el centro de salud (V-117), tanto por la mañana como por la tarde —cuando el servicio de agua se encuentra activo entre las 9:00 y 10:00 a.m.—, obteniéndose concentraciones de 0.52 mg/l y 0.50 mg/l respectivamente. En la vivienda V-118, los valores registrados oscilaron entre 0.41 mg/l y 0.49 mg/l.

Figura 36

Validación de modelo de decaimiento de cloro en el nodo 5

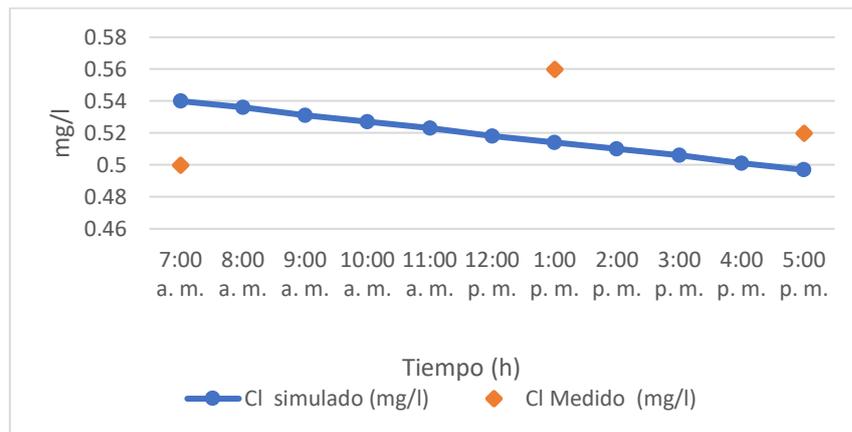


Figura 37

Validación de la concentración del cloro libre residual



Nota: Fotografía tomada en la vivienda N° 5, la más cercana al Nodo 5 a las 12:45 pm, se registra una concentración de 0.56 mg/l.

4.3. Contrastación de Hipótesis

4.3.1. Contrastación de Hipótesis General

Para determinar la capacidad del modelo en simular las concentraciones de cloro, se debe de verificar si existe una correlación significativa entre las concentraciones de cloro residual simuladas en WaterCAD y las mediciones directas de cloro residual en la red de distribución del sistema de agua potable del distrito de Jorge Chávez, provincia de Celendín, Cajamarca, durante el año 2023.

Para contrastar la hipótesis, se evaluaron los datos usados para medir la precisión y evaluar el margen de error de concentraciones simuladas y las observadas en campo, estos fueron recolectados durante la etapa de validación del modelo de decaimiento de cloro.

Tabla 21

Concentraciones de cloro usadas para correlación de modelo de decaimiento

Cloro simulado (mg/l)	Cloro medido en Viv. 5, 117 y 118 (mg/l)
0,54	0,56
0,536	0,50
0,531	0,52
0,527	0,52
0,523	0,47
0,51	0,49
0,514	0,46
0,48	0,52
0,51	0,50
0,501	0,41
0,51	0,46

4.3.1.1. Características estadísticas

Nivel de significancia: Alfa (α) = 0,05 o 5%.

Nivel de confianza: $1-\alpha$ = 0,95 o 95%.

Estadístico de prueba: Prueba de correlación de Pearson (para correlación de grupo).

4.3.1.2. Prueba de correlación de Pearson

Se trabajo con un intervalo de confianza del 95 %, la Tabla 21 muestra los valores analizados para la correlación.

Tabla 22

Prueba de correlación de cloro simulado y medido en campo

		Correlaciones	
		Cloro Simulado	Cloro Medido
Cloro Simulado	Correlación de Pearson	1	,827**
	Sig. (bilateral)		,002
	N	11	11
Cloro Medido	Correlación de Pearson	,827**	1
	Sig. (bilateral)	,002	
	N	11	11

** . La correlación es significativa en el nivel 0,02 (bilateral).

Nota: Estos datos fueron obtenidos del procesamiento en IBM SPSS Statistics 27

El P-valor (Cloro simulado/cloro medido) = 0,002 < α = 0.05; por lo tanto, se acepta la hipótesis de la investigación.

Interpretación: En las 11 evaluaciones realizadas la correlación de cloro residual simulado y medido en campo, se observa que existe una correlación fuerte ($r = 0.827$) de los valores de del cloro simulado con los del cloro medio en campo.

4.3.2. Contratación de Hipótesis Especifica 2

Para el análisis de la hipótesis especifica 1, se analizó la correlación estadística entre presiones simuladas por el modelo hidráulico y los datos medidos en campo durante la etapa de validación del modelo hidráulico detallados en el ítem 4.1.4.

Valores de presión simulada y presiones medidas en la red de distribución en viviendas 4,5,1,8,57,67,98,31,73,15, estos datos se compararon con las presiones simuladas y se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 23

Valores de presión simulada en WaterCAD y presión medida en la red.

Presión simulada (m.c.a)	Presión medida (m.c.a)
0.19	0.20
0.79	0.90
1.26	1.10
1.08	1.00
3.86	3.20
5.48	5.00
7.85	8.20
13.01	13.00
14.00	13.00
13.30	13.00
1.69	1.50
3.19	3.00
5.11	5.00
4.11	4.80

Nota: Los valores de esta tabla fueron tomados de la etapa de validación del modelo hidráulico.

Este estudio se planteó como hipótesis específica 2:

H₁: El modelo hidráulico desarrollado en WaterCAD a partir del descenso del volumen en el reservorio y presiones en la red de agua potable, presentará una correlación fuerte entre presiones medidas con las simuladas en WaterCAD.

H₀: El modelo hidráulico desarrollado en WaterCAD a partir del descenso del volumen en el reservorio y presiones en la red de agua potable, no presentará una correlación fuerte entre presiones medidas con las simuladas en WaterCAD.

Características estadísticas:

Nivel de significancia

Alfa (α) = 0,05 o 5%. Es la probabilidad de cometer un error.

Nivel de confianza

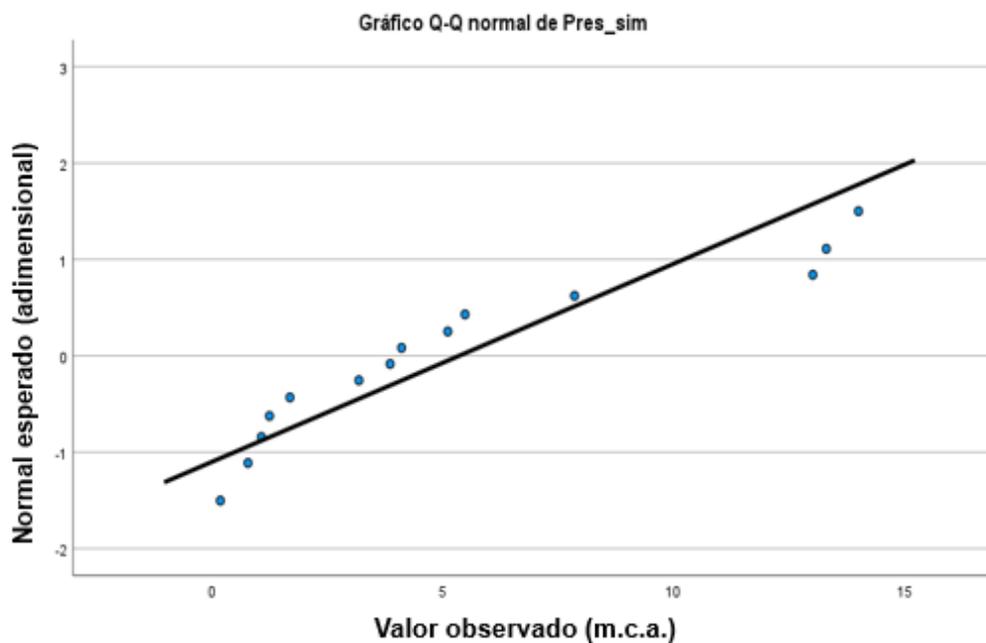
$1-\alpha = 0,95$ o 95%. Probabilidad de que la estimación de un parámetro en una muestra sea el valor real en la población.

Prueba de normalidad:

Se analizó la distribución normal de datos, la prueba a aplicar es la de Shapiro-Wilk ideal para pequeñas muestras, inferiores a 50 datos

Figura 38

Grafica Q-Q de distribución normal de presión simulada



Fuente: Reporte de SPSS Statistics

Figura 39

Grafica Q-Q de distribución normal de presión medida

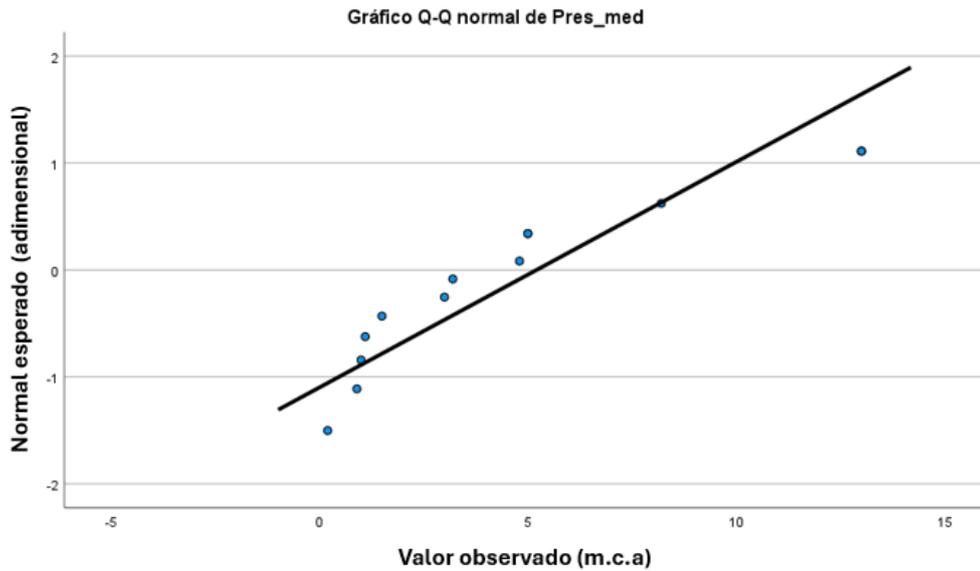


Tabla 24

Prueba de Normalidad de datos de presión simulada y presión medida

	Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.
Presión simulada	,848	14	,0.21
Presión medida	,831	14	,0.12

El nivel de significancia es mayor a 0.05 por lo tanto las pruebas estadísticas a aplicar son de carácter paramétrico.

Prueba estadística:

Prueba de correlación de Pearson (correlación de 2 grupos)

Tabla 25

Prueba de correlación de hipótesis específica 1

Prueba de correlación de Pearson		
		Presión simulada
Presión medida	Correlación de Pearson	,997**
	Sig. (bilateral)	,001
	N	14

** . La correlación es significativa en el nivel 0,01 (bilateral)

La tabla 25 nos muestra la prueba de correlación de Pearson para los valores de de presiones medidas en la red y presiones simuladas obtenidas con el software WATERCAD, por lo tanto:

$$\text{El P-valor (Presión med. /Pres sim.)} = 0,001 < \alpha = 0.05$$

Se acepta la hipótesis de la investigación (H1)

Interpretación: En las 14 evaluaciones realizadas sobre el comportamiento del cloro residual, se observa que existe una alta influencia ($r = 0,997$) entre las presiones medidas en campo con las simuladas en WaterCAD.

4.4. Discusión de Resultados

4.4.1. Discusión de Objetivo General

El modelo desarrollado en WaterCAD para simular el comportamiento del cloro en la red de distribución de Jorge Chávez durante el año 2023 mostró un desempeño satisfactorio. La comparación entre las concentraciones simuladas y medidas de cloro residual arrojó un error porcentual inferior al 20 %, lo cual, según Ochoa y Bourguett (2001), se considera aceptable para fines de modelación. Además, la prueba estadística de correlación de Pearson arrojó un valor de 0.827, lo que indica una correlación positiva fuerte entre los valores simulados y los medidos, validando así la representatividad del modelo. En comparación, Tuero y Huamani (2021) lograron una correlación de 0.989 en un sistema con características similares de suministro intermitente, lo que sugiere que, si bien el modelo desarrollado en esta investigación no alcanza el mismo nivel de correlación, sí presenta resultados consistentes y confiables dentro del contenido operativo de intermitencia del servicio.

Los resultados obtenidos demuestran una buena consistencia entre las simulaciones realizadas y las mediciones directas, con un nivel de confianza del 95 %, lo que respalda la utilidad del modelo no solo para analizar el comportamiento del cloro residual, sino también para comprender la dinámica hidráulica de la red bajo condiciones de servicio intermitente.

Asimismo, se observó que las condiciones operativas del sistema, caracterizadas por tiempos de retención cortos y un patrón de consumo concentrado en pocas horas del día, generaron un decaimiento poco significativo del cloro. Esto se refleja en concentraciones relativamente homogéneas a lo largo de la red, lo cual limita la acción de los coeficientes de decaimiento (K_b y K_w), debido a la falta de tiempo suficiente para que las reacciones químicas se desarrollen plenamente.

4.4.2. Caracterizar la Red de Distribución de Agua Potable

La caracterización de la red de distribución de la ciudad de Jorge Chávez permitió identificar dos reservorios principales y una red compuesta por tuberías de PVC, con diámetros de 2 pulgadas en los ramales principales y de $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{4}$ " y 1" en los secundarios. Esta configuración refleja un diseño adaptado a las condiciones topográficas del área, donde el incremento de diámetros en zonas específicas responde a la necesidad de garantizar el abastecimiento en sectores más elevados o alejados, tal como lo señalan Huamán y Contreras (2020), quienes destacan que los sistemas suelen adaptarse al crecimiento urbano o poblacional. La presencia de válvulas de control en puntos estratégicos de la red, por su parte, responde a una práctica recomendada para facilitar el cierre por sectores en casos de mantenimiento o emergencia, lo cual concuerda con lo expuesto por Palacios-Vélez et al., (2013) quienes destacan su importancia en la gestión operativa de redes rurales. La condición de servicio intermitente observada se alinea con lo descrito por Delgado Paloma (2022), quien asocia esta modalidad a limitaciones en la disponibilidad de agua o en la capacidad de almacenamiento. Finalmente, la recopilación de información sobre caudales reales de diseño y operación fue esencial para el desarrollo de un modelo hidráulico representativo, como lo proponen Tuero y Huamani (2021), quienes resaltan la importancia de contar con datos reales para simular adecuadamente redes de distribución en contextos de operación discontinua.

4.4.3. *Discusión del Modelo Hidráulico en WaterCAD*

El modelo hidráulico, desarrollado considerando un escenario intermedio basado en patrones de consumo promedio, evidenció picos de demanda de 2.3 L/s en horas de la mañana y 2.8 L/s en la tarde, calculados a partir del descenso del nivel del reservorio. Este comportamiento refleja un retraso de hasta 4 horas en el acceso al servicio para los usuarios ubicados en zonas elevadas o alejadas, una característica común en sistemas de abastecimiento intermitente, donde el llenado de la red está condicionado por la demanda y la topografía (Delgado Paloma, 2022; Palacios-Vélez et al., 2013). Asimismo, el modelo mostró que solo la zona media de la red recibe un abastecimiento continuo durante la apertura del sistema, y evidenció una alta correlación entre los datos simulados y medidos ($r = 0.997$), con errores de presión inferiores al 20 %, dentro de los rangos aceptables establecidos por Ochoa Alejo y Bourguett Ortiz (2001).

El análisis hidráulico de la red evidencia comportamientos contrastantes pero complementarios, típicos de sistemas de abastecimiento intermitente. Como menciona Rincón y Saldarriaga (2011) en los ramales principales, la variación horaria del caudal, especialmente en horas pico, incrementa la velocidad y la influencia de la rugosidad, elevando las pérdidas de carga y reduciendo la presión en zonas alejadas. En horas valle (menor consumo), estas pérdidas disminuyen, facilitando el alcance del agua a los extremos de la red. En tramos periféricos con tuberías de menor diámetro, las pérdidas son mínimas y constantes pese a cambios en la rugosidad, lo que indica flujo laminar. Estos resultados muestran cómo la ubicación, demanda y diámetro influyen significativamente en el comportamiento hidráulico y en la eficiencia del suministro, esto se contrasta con Walski et al. (2003) que en redes alimentadas por gravedad, las pérdidas de carga aumentan en horas pico, y que los valores de rugosidad y el coeficiente f deben adaptarse según las condiciones de operación, especialmente si se pretende modelar redes y generar escenarios intermedios que simulen la operación de estas.

4.4.4. Discusión del Monitoreo de las Concentraciones de Cloro en la Red de Distribución

Los valores de cloro registrados en la red van desde 0.54 mg/l en las viviendas más cercanas de la red, estas se encuentran ubicadas en las zonas 1 y 2 (Ver Anexo 3) hasta valores de 0.3 mg/l en las viviendas más alejadas cercanas al nodo 36, los valores se mantienen en un margen cercano entre si como se muestra en el Anexo 6, esto demuestra un decaimiento poco variable en los puntos de monitoreo, siendo indicios de tiempos cortos de contacto, Rincón y Saldarriaga (2011) describen este fenómeno como “el efecto de redundancia en las redes de distribución”, donde el aumento en las demandas base de los nodos resulta en un aumento de la velocidad del agua. Esta variación afecta el tiempo de contacto del cloro con las paredes de la tubería, resultando en un decaimiento lineal y poco variable.

Sin embargo, este patrón no responde a una operación continua estable, sino a las condiciones propias de una red intermitente. En este tipo de sistemas, como advierten Lee y Schwab (2005), los ciclos irregulares de flujo modifican las condiciones hidrodinámicas del sistema, dando lugar a una estabilidad anómala del cloro residual. Es decir, la constante renovación del agua impide que el cloro permanezca en el sistema el tiempo suficiente para degradarse de forma progresiva, es decir limita el tiempo disponible para que se desarrollen las reacciones de decaimiento del cloro dentro del sistema. Esta condición genera un perfil atípico en la distribución del desinfectante: las concentraciones de cloro residual pueden mantenerse inusualmente constantes, mínimas o incluso nulas a lo largo de la red (Alegre et al., 2016; Vásquez et al., 2019).

4.4.5. Discusión de la Identificación de Zonas con Déficit de Desinfección

En la presente investigación se identificaron zonas de la red de distribución de agua potable con déficit de desinfección, evidenciado por concentraciones de cloro residual de hasta 0.3 mg/L en puntos alejados del reservorio, como las viviendas V-114, V-115, V-116, V-107, entre otras y la N°87. Si bien las tres primeras se ubican en el extremo más alejado de la red, la

vivienda N°87 se encuentra en la parte inicial de la zona 3, cerca del sector intermedio, por lo que presenta valores atípicos respecto a las viviendas vecinas. Estos resultados reflejan un riesgo para la calidad del agua (IWA, 2020). La disminución del cloro residual podría atribuirse a la presencia de biopelículas en las tuberías, que consumen cloro al reaccionar con microorganismos y polímeros extracelulares (Zhang et al., 2021), así como al mayor tiempo de tránsito del agua, lo que favorece su decaimiento por reacciones con materia orgánica, posiblemente debido a bajo consumo o reparaciones inadecuadas que facilitan la formación de biofilm.

Estos hallazgos coinciden con estudios que advierten que áreas distantes y con bajo flujo son vulnerables a una desinfección deficiente, a menos que exista un adecuado tiempo de contacto (AWWA, 2019). Esto resalta la necesidad de implementar estrategias como el monitoreo continuo, la limpieza de tuberías y el refuerzo de cloración en puntos críticos para garantizar la calidad del agua en toda la red.

CAPITULO VI. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1.Conclusiones:

Se desarrolló un modelo de decaimiento de cloro residual en el programa WaterCAD para la red de distribución de Jorge Chávez. Las concentraciones simuladas presentaron un error porcentual inferior al 20 % respecto a los valores medidos en campo, lo que indica una adecuada precisión del modelo. Además, se obtuvo una correlación positiva fuerte entre los valores simulados y observados, validando la confiabilidad del modelo desarrollado. Por otro lado, se evidenció que las condiciones operativas del sistema, caracterizadas por tiempos de retención cortos y un consumo concentrado en pocas horas del día, generaron un decaimiento poco significativo del cloro, con concentraciones relativamente homogéneas a lo largo de la red. Esta situación limitó la acción de los coeficientes de decaimiento, debido al escaso tiempo disponible para que ocurran las reacciones químicas. En conjunto, el modelo desarrollado no solo permitió evaluar la distribución del cloro residual en condiciones de servicio intermitente, sino también comprender la dinámica hidráulica de la red.

La caracterización de la red de distribución de la ciudad de Jorge Chávez permitió identificar una configuración compuesta por dos reservorios y tuberías de PVC con diámetros que varían entre ½" y 2", adaptadas a las condiciones topográficas y a la necesidad de garantizar el suministro en sectores elevados o alejados. La implementación de válvulas de control en puntos estratégicos evidencia una planificación orientada a facilitar el manejo operativo de la red. Asimismo, la condición de servicio intermitente observada está relacionada con limitaciones en la disponibilidad del recurso y en la capacidad de almacenamiento. La recopilación de datos reales sobre caudales de diseño y operación resultó fundamental para construir un modelo hidráulico representativo y ajustado a la realidad del sistema analizado.

El modelo hidráulico desarrollado con base en un escenario intermedio permitió identificar patrones de consumo en la red de Jorge Chávez, registrando picos de demanda de 2.3 L/s en la mañana y 2.8 L/s en la tarde. Se evidenció un retraso de hasta cuatro horas en el acceso al servicio para los usuarios de zonas alejadas o elevadas, siendo la zona media la única con abastecimiento continuo durante la apertura. La validación del modelo mostró una alta correlación ($r = 0.997$) entre los datos simulados y medidos, con errores de presión inferiores al 20 %. Además, se comprobó que en horas pico aumentan las pérdidas de carga, afectando la presión en sectores extremos, mientras que en horas de baja demanda el agua logra llegar a toda la red. En tuberías de menor diámetro se mantuvieron pérdidas mínimas y constantes, sugiriendo un indicativo de flujo laminar. Estos resultados destacan la importancia de considerar el horario, la ubicación, el diámetro de tuberías y las condiciones reales de operación en la simulación de sistemas intermitentes.

El monitoreo de cloro en la red de distribución evidenció concentraciones iniciales de 0.8 mg/L en el primer reservorio, las cuales descendieron en promedio a 0.55 mg/L tras la mezcla con el agua proveniente de las tres captaciones. A lo largo de la red, los valores se mantuvieron relativamente estables, con reducciones de hasta 0.30 mg/L en las zonas más alejadas, lo que indica un decaimiento poco variable. Este comportamiento, característico de los sistemas intermitentes, se atribuye a los cortos tiempos de contacto y a la renovación constante del agua, lo que limita las reacciones de degradación del cloro. Además, se observó que el 95 % de las muestras no alcanzaban la concentración mínima de 0.5 mg/L, incumpliendo la normativa vigente.

Se identificaron zonas con déficit de desinfección dentro de la red de distribución con niveles insuficientes de cloro residual, con concentraciones de hasta 0.3 mg/l principalmente en conexiones alejadas del reservorio como las viviendas V-114, V-115, V-116, V-107 entre otras, así como en la vivienda N°87, que, pese a su ubicación intermedia, presentó valores atípicos.

Esta deficiencia podría atribuirse a la formación de biopelículas en las tuberías, al prolongado tiempo de tránsito del agua en sectores distantes y a posibles fallas operativas. Estos factores comprometen la efectividad de la desinfección y representan un riesgo para la calidad microbiológica del agua

4.2. Recomendaciones

- Incorporar escenarios operativos alternativos en futuras simulaciones, como variaciones en la dosificación de cloro o cambios en el patrón de consumo, para evaluar la respuesta de la red ante condiciones críticas y anticipar zonas de mayor vulnerabilidad.
- Se sugiere llevar a cabo más estudios de campo para recopilar datos adicionales sobre la concentración de cloro residual en la red de distribución de agua potable. Esto ayudaría a validar y mejorar los modelos de simulación utilizados en este estudio, así como a comprender mejor las variaciones temporales y espaciales en la concentración de cloro.
- De ser posible, se recomienda extraer muestras de tuberías para tener un valor de coeficiente de rugosidad más exacto.
- La habilitación del sistema de micro medición o macro medición de carácter permanente, proporcionaría datos que permitirían un mayor grado de calibración y mantenerlo actualizado.
- Es importante continuar monitoreando la concentración de cloro residual en la red de distribución y asegurarse de que cumpla con los estándares y regulaciones establecidos por el "Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano" del Ministerio de Salud. Esto garantizará la provisión de agua potable segura y saludable para la población. Estas recomendaciones pueden ayudar a orientar investigaciones futuras y contribuir al avance en el entendimiento y la mejora de la calidad del agua potable.

CAPITULO VII. - REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

7.1. Bibliografía

- Abdel-Monim, Y., Ead, S. A., & Shabayek, S. A. (2005). Effect of time on pipe roughness. *Canadian Society for Civil Engineering*, 17(2), 16–18.
- Al-Jasser, A. O. (2007). Chlorine decay in drinking-water transmission and distribution systems: Pipe service age effect. *Water Research*, 41(2), 387–396. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2006.09.021>
- Alegre, H., Baptista, J. M., Cabrera Jr., E., Cubillo, F., Duarte, P., Hirner, W., Merkel, W., & Parena, R. (2016). *Performance Indicators for Water Supply Services* (3rd ed.). IWA Publishing.
- AWWA (American Water Works Association). (2017). Procedure for hydraulic model calibration. *Journal AWWA*, 109(7), 75–85. <https://doi.org/10.5942/jawwa.2017.109.0075>
- Clark, R. M., & Haught, R. C. (2005). Characterizing pipe wall demand in drinking water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 131(3), 208–217. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2005\)131:3\(208\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2005)131:3(208))
- Clark, R. M., & Sivaganesan, M. (2002). Predicting chlorine decay and THM formation in drinking water: Second-order model. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 128(2), 152–161. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2002\)128:2\(152\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2002)128:2(152))
- Córdova Peña, D. (2023). *Modelamiento y simulación de cloro residual en agua potable, para determinar la calidad microbiológica del agua del centro poblado Marona* [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Martín]. Recuperado de <https://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/5132>
- Chisomo, K., Ndomba, P. M., Kucel, S. B., & Uamusse, M. M. (2015). Analysis of flow estimation methods for small hydropower schemes in Bua River. *Energy and Power Engineering*, 7(2), 55–62. <https://doi.org/10.4236/epe.2015.72005>
- Delgado Paloma, J. (2022). *Evaluación y modelación de la calidad de agua en la red de distribución de agua potable del municipio del Castillo – departamento del Meta* [Tesis de grado, Universidad Santo Tomás]. Recuperado de <https://repository.usta.edu.co/handle/11634/47352>
- Dirección General de Salud Ambiental (DIGESA). (2010). *Reglamento de la calidad del agua para consumo humano*. Ministerio de Salud, Lima, Perú.

- Domínguez Asencio, L. (2021). *Modelamiento de la calidad de agua potable en la red de distribución de la parroquia Chanduy mediante el uso del programa WaterCAD* [Tesis de grado, Universidad Estatal Península de Santa Elena].
- Field, A. P. (2018). *Discovering statistics using IBM SPSS statistics* (5.^a ed., pp. 271–276). SAGE Publications.
- Fisher, I., Kastl, G., & Sathasivan, A. (2011). A suitable model of chlorine decay in a drinking water distribution system. *Water Research*, 45(2), 489–502. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2010.09.027>
- Fisher, I., Kastl, G., & Sathasivan, A. (2011). A suitable model of chlorine decay in a drinking water distribution system. *Water Research*, 45(2), 489–502.
- Gamri, S., Soric, A., Tomas, S., Molle, B., & Roche, N. (2016). Effects of pipe materials on biofouling under controlled hydrodynamic conditions. *Journal of Water Reuse and Desalination*, 6(1), 167–174. <https://doi.org/10.2166/wrd.2015.037>
- Guzmán, K., La Motta, E. J., McCorquodale, J. A., Rojas, S., & Ermogenous, M. (2007). Effect of biofilm formation on roughness coefficient and solids deposition in small-diameter PVC sewer pipes. *Journal of Environmental Engineering*, 133(4), 364–371. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(2007\)133:4\(364\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(2007)133:4(364))
- Huamán Condori, J. M., & Contreras Pari, I. (2020). *Evaluación del cloro libre residual en el centro poblado de Santa Rosa de Ccochapampa, distrito de Anchonga – Huancavelica* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de Huancavelica]. Repositorio UNH. <https://repositorio.unh.edu.pe/items/7ad6a376-267b-411c-8fb4-d5944afbc4ba>
- International Water Association (IWA). (2020). Best practices for chlorine residual management in water distribution systems. *Water Science & Technology: Water Supply*, 20(3), 269–270. <https://doi.org/10.2166/ws.2021.443>
- Kasamba, C. A., Ndomba, P. M., Kucel, S. B., & Uamusse, M. M. (2015). Analysis of flow estimation methods for small hydropower schemes in Bua River. *Energy and Power Engineering*, 7(2), 55–62. <https://doi.org/10.4236/epe.2015.72005>
- Lee, E. J., & Schwab, K. J. (2005). Deficiencies in drinking water distribution systems in developing countries. *Journal of Water and Health*, 3(2), 109–127. <https://doi.org/10.2166/wh.2005.0011>
- Mays, L. W. (2000). *Water distribution systems handbook*. McGraw-Hill.

- Millán, F., & Prato, J. (2018). Estudio metodológico sobre la medición de pH y conductividad eléctrica en muestras de compost. *Revista Colombiana de Química*, 47(2), 21–27. <https://doi.org/10.15446/rev.colomb.quim.v47n2.67338>
- Ochoa, L. H., & Bourguett, V. J. (2001). *Reducción integral de pérdidas de agua potable* (2ª ed.). Jiutepec, Morelos, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Paco Choque, J. A., & Pizarro Medina, A. J. (2022). *Propuesta de modelamiento hidráulico en la calidad del agua potable del circuito R-29 para la evaluación del cloro libre residual, distrito de Alto Selva Alegre, provincia de Arequipa, región de Arequipa* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa]. Repositorio UNSA. <https://repositorio.unsa.edu.pe/items/f3afedca-cb89-4f54-9da7-bbe5224757e6>
- Palacios-Vélez, E., Alcocer-Yamanaka, V. H., & Rodríguez-Tapia, L. (2013). Intermittent water supply in distribution networks: effects and modeling approaches. *Ingeniería del Agua*, 17(1), 5–20.
- Priori Dávila, J. J., & Acurio Vargas, H. E. (2021). *Modelamiento hidráulico y de la calidad del agua en un sistema de suministro de agua potable en una zona rural del cantón Azogues* [Tesis de grado, Universidad de Cuenca]. Repositorio Institucional UCuenca. <https://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/37668>
- Rincón, L. F., & Saldarriaga, J. (2011). Análisis del comportamiento hidráulico de redes de distribución de agua en condiciones de servicio intermitente. *Revista Ingeniería y Universidad*, 15(1), 85–106.
- Rossman, L. A. (2000). *EPANET 2: User's manual* (EPA/600/R-00/057). U.S. Environmental Protection Agency, National Risk Management Research Laboratory.
- Sánchez Ruiz, C. A. (2022). *Aplicación de la herramienta EPANET 2 toolkit para la modelación del destino y transporte de cloro residual en redes de distribución de agua como herramienta de mejoramiento operacional* [Tesis de maestría, Universidad Nacional de Colombia]. Repositorio Institucional UNAL. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/82906>
- Tuero Espinal, D., & Huamani Cahuana, K. M. (2022). *Simulación de cloro residual mediante el software WaterCAD en la red de distribución de la comunidad campesina de Sacsamarca, distrito de Huancavelica, 2021* [Tesis de licenciatura, Universidad Continental]. Repositorio Institucional Continental. <https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/12129>

- Tzatchkov, V. G., Alcocer-Yamanaka, V. H., & Arreguín-Cortés, F. I. (2012). Modeling of drinking water distribution networks using stochastic demand. *Water Resources Management*, 26(7), 1779–1792. <https://doi.org/10.1007/s11269-012-9979-2>
- Vásquez, R., Hernández, E., & Maldonado, J. (2019). Effect of intermittent supply on chlorine decay and water quality in distribution networks. *Water Science and Technology: Water Supply*, 19(2), 449-457.
- Walski, T. M., Chase, D. V., Savic, D. A., Grayman, W. M., Beckwith, S., & Koelle, E. (2003). *Advanced water distribution modeling and management* (pp. 267–312). Haestad Press.
- Warton, B., & Heitz, A. (2006). A new method for calculation of the chlorine demand of natural and treated waters. *Water Research*, 40(15), 2877–2884. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2006.05.020>
- Water Research Centre. (1989). *Planning the rehabilitation of water distribution systems*. Water Research Centre.
- White, F. M. (2011). *Mecánica de fluidos* (7.^a ed., Vol. 1, pp. 356–379). McGraw-Hill Interamericana.
- Zhang, S. L. (2019). Impact of Pipe Materials on Chlorine Decay in Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 145, 1-12. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001045](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001045)

7.2. Linkografía

- ANA. (2019). *Informe de Monitoreo Semestral de Calidad de Agua Microcuenca Río Grande - Temporada Húmeda 2019 - Informe Zona I*. Lumina Cooper S.A.C. Recuperado de <https://siar.regioncajamarca.gob.pe/documentos/informe-monitoreo-semestral-calidad-agua-microcuenca-rio-grande>
- Bentley Systems. (2023). *WaterCAD and WaterGEMS help documentation*. Recuperado de <https://docs.bentley.com/LiveContent/web/WaterGEMS%20Help-v1/en/GUID-BC3D2E41-5F87-4F9C-A6F0-497AF0C3A478.html>
- Bentley Systems. (2024). *Understanding Scenarios and Alternatives*. Recuperado de <https://docs.bentley.com/LiveContent/web/Bentley%20WaterCAD%20CONNECT%20Edition%20Help-v1/en/GUID-CFD87BDB32304AB8AAE6EF45AB53E3F0.html>
- Bentley Systems. (s.f.). *OpenFlows Water*. Recuperado de <https://es-la.bentley.com/software/openflows-water/>

- Blanco, A. (2023). *El importante papel de los niveles de pH en el tratamiento del agua*. Blue-White Industries. Recuperado de <https://es.blue-white.com/article/the-important-role-of-ph-levels-in-water-treatment/>
- Campoverde Barros, J. A. (2015). *Análisis del efecto toxicológico que provoca el consumo humano de agua no potable, mediante la determinación de cloro libre residual en aguas tratadas de las parroquias rurales del cantón Cuenca* [Tesis de maestría, Universidad de Cuenca]. Repositorio Institucional de la Universidad de Cuenca. <https://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/21794>
- CIDTA. (2004). *Reacciones del cloro en el agua*. Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Agua. Recuperado el 17 de febrero de 2023, de https://cidta.usal.es/cursos/etap/modulos/curso/uni_06/u6c4s3.htm
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). (2015). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Desinfección para sistemas de agua potable y saneamiento* (Vol. 25). México. Recuperado de <https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/sgapds-1-15-libro23.pdf>
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). (2018). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de distribución* (Vol. XIII). México. Recuperado de <https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro13.pdf>
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). (2019). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Desinfección para sistemas de agua potable y saneamiento*. México.
- Copa Almazán, I. (2019). *Modelación de la dosificación del cloro residual en la red de distribución de agua potable del barrio Catedral, ciudad de Tarija*. *Ciencia del Sur*, 5. Recuperado de <https://dicyt.uajms.edu.bo/revistas/index.php/ciencia-sur/article/view/732>
- Cruzado Vásquez, G. (2009). *Estudio de geología*. Gobierno Regional de Cajamarca. Recuperado de <https://zeeot.regioncajamarca.gob.pe/sites/default/files/GEOLOGIA.pdf>
- Chase, D., Beckwith, S., Grayman, W., & Walski, T. (2003). *Advanced Water Distribution Modeling and Management*. eCommons, 79–81. Recuperado de https://ecommons.udayton.edu/cee_fac_pub/18

- Dirección Regional de Salud Cajamarca (DIRESA). (2024, 18 de junio). *Reporte de vigilancia de calidad de agua*. Recuperado de <https://www.diresacajamarca.gob.pe/portal/mn/1949>
- Iglesias Rey, P., & García Serra, J. (2002). *Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua*. Valencia: U.P.V. Recuperado de https://www.edu.xunta.gal/centros/cfrferrol/aulavirtual/pluginfile.php/10517/mod_folder/content/0/Capitulo_1_Redde_de_Abastecimiento_Garcia-Serra_Iglesias_Rey.pdf
- Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI). (2023). *Indicadores de gestión municipal 2023*. Perú. Recuperado de <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/6491283/5665613-peru-indicadores-de-gestion-municipal-2023.pdf?v=1720729228>
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET). (s.f.). Recuperado de <https://repositorio.ingemmet.gob.pe/handle/20.500.12544/157#files>
- Medora Corporation. (2013). *GridBee*. Portable Water Applications. Recuperado el 17 de febrero de 2023, de <http://www.potablewater.medoraco.com/sitools/gettool/bpcc>
- Ministerio de Salud (MINSA). (2021). *Plataforma Nacional de Datos Abiertos*. Recuperado de <https://www.datosabiertos.gob.pe/dataset/morbilidad-enfermedades-infecciosas-intestinales>
- Ministerio de Salud del Perú. (2023). *Vigilancia epidemiológica de Enfermedad Diarreica Aguda (EDA)*. Plataforma Nacional de Datos Abiertos. Recuperado de <https://datosabiertos.gob.pe/dataset/vigilancia-epidemiologica-de-enfermedad-diarreica-aguda-eda>
- Organización Mundial de la Salud. (2017). *Guidelines for drinking-water quality: Fourth edition incorporating the first addendum*. Organización Mundial de la Salud. <https://www.who.int/publications/i/item/9789241549950>
- Organización Panamericana de la Salud. (2009). *Medición del cloro residual en el agua*. Guías técnicas sobre saneamiento, agua y salud, Guía técnica No. 11. <https://aesculapseguridaddelpaciente.org.mx/THHL/bibliografia/Agua%20Segura/11-CloroResidual.pdf>
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). (2020). *Mapa climático del Perú*. <https://www.senamhi.gob.pe/?p=mapa-climatico-del-peru>

ANEXOS

Índice de Anexos:

ANEXO 1 Plano de ubicación de Jorge Chávez

ANEXO 2 Plano de padrón de usuarios “Red de distribución - Jorge Chávez”

ANEXO 3 Plano de puntos de muestreo y zonificación

ANEXO 4 Plano de modelamiento hidráulico

ANEXO 5 Data de presiones

ANEXO 6 Registro concentraciones de cloro (mg/l)

ANEXO 7 Reportes hidráulicos de WaterCAD

ANEXO 8 Esquema de presiones horarias en la red de distribución

ANEXO 9 Método gráfico para el coeficiente kb

ANEXO 9 Panel Fotográfico

ANEXO 5 DATA DE PRESIONES

Tabla 26

Presiones promedio horarias registradas en campo

Vivienda	TIEMPO (H) / PRESIONES (m.c.a.)											
	06:00 a.m.	07:00 a.m.	08:00 a.m.	09:00 a.m.	10:00 a.m.	11:00 a.m.	12:00 p.m.	01:00 p.m.	02:00 p.m.	03:00 p.m.	04:00 p.m.	05:00 p.m.
V - 1	0.10	0.30	1.10	2.60	3.30	3.10	3.50	4.00	4.40	4.80	5.20	2.20
V - 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20	1.60	0.80
V - 5	2.50	2.90	4.40	7.00	7.90	7.50	7.90	8.60	9.10	9.60	10.10	4.60
V - 6	1.60	1.80	2.70	4.20	4.80	4.70	5.00	5.50	5.90	6.30	6.70	3.70
V - 11	2.10	2.50	4.00	6.50	7.40	7.00	7.50	8.10	8.60	9.10	9.60	4.20
V - 15	3.60	4.00	5.70	8.40	9.40	8.90	9.40	10.10	10.60	11.10	11.60	5.70
V - 18	0.60	1.00	2.70	5.40	6.40	5.90	6.40	7.10	7.60	8.10	8.60	2.70
V - 27	3.10	3.50	5.30	8.10	9.10	8.60	9.10	9.80	10.30	10.80	11.30	5.20
V - 31	0.90	1.40	3.10	6.00	7.10	6.50	7.00	7.80	8.30	8.80	9.30	3.00
V - 35	1.20	1.70	3.40	6.30	7.30	6.80	7.30	8.10	8.60	9.10	9.60	3.30
V - 36	1.10	1.50	3.30	6.20	7.20	6.70	7.20	7.90	8.40	8.90	9.50	3.20
V - 44	0.20	0.60	2.40	5.40	6.40	5.90	6.40	7.10	7.60	8.20	8.70	2.30
V - 47	0.00	0.00	1.30	4.30	5.30	4.70	5.30	6.00	6.50	7.00	7.50	1.10
V - 56	5.20	5.60	7.40	10.20	11.20	10.70	11.20	11.90	12.40	12.90	13.40	7.30
V - 58	4.00	4.40	6.10	8.80	9.80	9.30	9.80	10.50	11.00	11.50	12.00	6.10
V - 64	0.70	1.10	2.90	5.80	6.90	6.30	6.80	7.60	8.10	8.60	9.10	2.80
V - 67	3.80	4.30	6.00	9.00	10.00	9.50	10.00	10.70	11.20	11.70	12.20	5.90
V - 71	1.00	1.50	3.30	6.20	7.20	6.70	7.20	7.90	8.50	9.00	9.50	3.10
V - 73	0.90	1.40	3.20	6.10	7.10	6.60	7.10	7.80	8.40	8.90	9.40	3.00
V - 79	1.10	1.50	3.20	6.10	7.10	6.50	7.00	7.80	8.30	8.80	9.30	3.20
V - 87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.90	1.40	0.00
V - 96	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.40	0.90	1.70	2.20	2.70	3.20	0.00
V - 98	0.00	0.00	0.00	3.40	4.50	3.90	4.40	5.20	5.70	6.20	6.70	0.30
V - 100	0.00	0.00	0.00	3.20	4.20	3.70	4.20	5.00	5.50	6.00	6.50	0.10
V - 103	0.00	0.00	0.00	2.70	3.70	3.10	3.60	4.40	4.90	5.40	5.90	0.00
V - 107	0.00	0.00	0.00	2.00	3.00	2.50	3.00	3.70	4.20	4.80	5.30	0.00
V - 109	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00
V - 113	0.00	0.00	0.00	2.90	3.90	3.40	3.90	4.70	5.20	5.70	6.20	0.00
V - 114	0.00	0.00	0.00	1.50	2.50	1.90	2.50	3.20	3.70	4.20	4.80	0.00
V - 117	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.70	2.20	2.80	3.30	0.00
V - 118	0.00	0.00	0.00	0.70	1.80	1.20	1.70	2.50	3.00	3.50	4.00	0.00

Tabla 27*Presiones simuladas en el periodo de 11 horas*

Vivienda	TIEMPO (H) / PRESIONES (m.c.a.)											
	06:00 a.m.	07:00 a.m.	08:00 a.m.	09:00 a.m.	10:00 a.m.	11:00 a.m.	12:00 p.m.	01:00 p.m.	02:00 p.m.	03:00 p.m.	04:00 p.m.	05:00 p.m.
V - 1	0.78	1.02	1.87	3.22	3.82	3.83	4.22	4.72	5.15	5.58	6.03	3.33
V - 4	-1.08	-1.00	-0.70	-0.17	0.21	0.44	0.75	1.11	1.48	1.86	2.26	1.46
V - 5	3.76	4.16	5.61	7.89	8.73	8.50	8.97	9.63	10.12	10.62	11.12	6.30
V - 6	2.29	2.53	3.39	4.78	5.38	5.38	5.78	6.28	6.71	7.15	7.60	4.83
V - 11	3.37	3.76	5.17	7.40	8.23	8.01	8.48	9.13	9.62	10.11	10.61	5.91
V - 15	4.95	5.38	6.93	9.36	10.24	9.96	10.45	11.14	11.64	12.15	12.66	7.50
V - 18	1.95	2.38	3.91	6.32	7.20	6.93	7.42	8.10	8.60	9.10	9.61	4.49
V - 27	4.51	4.95	6.56	9.08	9.99	9.69	10.19	10.89	11.40	11.91	12.42	7.05
V - 31	2.36	2.81	4.46	7.03	7.94	7.63	8.14	8.84	9.36	9.87	10.39	4.90
V - 35	2.66	3.11	4.75	7.32	8.23	7.92	8.43	9.13	9.64	10.16	10.68	5.20
V - 36	2.52	2.98	4.62	7.19	8.11	7.80	8.30	9.00	9.52	10.03	10.55	5.07
V - 44	1.63	2.09	3.77	6.39	7.32	7.00	7.50	8.22	8.74	9.25	9.77	4.17
V - 47	0.50	0.96	2.64	5.26	6.20	5.87	6.38	7.09	7.61	8.13	8.65	3.04
V - 56	6.59	7.04	8.65	11.18	12.08	11.78	12.28	12.98	13.49	14.00	14.52	9.14
V - 58	5.38	5.81	7.36	9.78	10.66	10.39	10.88	11.56	12.06	12.57	13.08	7.92
V - 64	2.11	2.57	4.23	6.83	7.76	7.44	7.95	8.66	9.18	9.69	10.21	4.65
V - 67	5.25	5.71	7.37	9.97	10.90	10.58	11.08	11.79	12.31	12.83	13.35	7.79
V - 71	2.47	2.93	4.60	7.20	8.13	7.81	8.31	9.02	9.54	10.06	10.58	5.02
V - 73	2.38	2.84	4.50	7.10	8.03	7.71	8.22	8.93	9.44	9.96	10.48	4.92
V - 79	2.45	2.90	4.51	7.03	7.93	7.64	8.13	8.83	9.34	9.85	10.37	5.00
V - 87	-5.63	-5.17	-3.50	-0.88	0.05	-0.28	0.23	0.94	1.46	1.98	2.50	-3.09
V - 96	-3.86	-3.40	-1.71	0.93	1.87	1.54	2.05	2.76	3.28	3.80	4.33	-1.32
V - 98	-0.32	0.14	1.81	4.43	5.36	5.04	5.55	6.26	6.78	7.30	7.82	2.22
V - 100	-0.54	-0.08	1.60	4.21	5.14	4.82	5.32	6.04	6.55	7.07	7.59	2.00
V - 103	-1.14	-0.68	1.02	3.66	4.59	4.26	4.77	5.49	6.01	6.53	7.05	1.40
V - 107	-1.83	-1.36	0.33	2.98	3.92	3.59	4.10	4.82	5.34	5.86	6.38	0.72
V - 109	-6.82	-6.35	-4.66	-2.01	-1.07	-1.40	-0.89	-0.18	0.35	0.87	1.39	-4.28
V - 113	-0.91	-0.44	1.25	3.91	4.85	4.51	5.03	5.75	6.27	6.79	7.31	1.63
V - 114	-2.35	-1.88	-0.18	2.47	3.41	3.08	3.59	4.31	4.83	5.35	5.87	0.19
V - 117	-3.84	-3.37	-1.67	0.98	1.92	1.59	2.10	2.82	3.34	3.86	4.38	-1.30
V -118	-3.06	-2.59	-0.90	1.75	2.69	2.36	2.87	3.59	4.11	4.63	5.15	-0.51

ANEXO 6: REGISTRO CONCENTRACIONES DE CLORO (mg/l)

Tabla 28

Concentraciones promedio de cloro monitoreados en la red de distribución

Hora / Nodo	06:00 a.m.	07:00 a.m.	08:00 a.m.	09:00 a.m.	10:00 a.m.	11:00 a.m.	12:00 p.m.	01:00 p.m.	02:00 p.m.	03:00 p.m.	04:00 p.m.	05:00 p.m.
J-2	0.00	0.54	0.54	0.54	0.53	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50
J-3	0.00	0.54	0.54	0.53	0.53	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50
J-5	0.00	0.54	0.54	0.53	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.50	0.50
J-6	0.00	0.54	0.54	0.53	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.50	0.50
J-7	0.00	0.00	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.48	0.48	0.49	0.49	0.48
J-8	0.00	0.54	0.53	0.53	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.50
J-9	0.00	0.54	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.50
J-10	0.00	0.03	0.53	0.52	0.51	0.51	0.49	0.50	0.50	0.48	0.49	0.49
J-11	0.00	0.54	0.53	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.50	0.50	0.49
J-12	0.00	0.50	0.53	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.50	0.49
J-13	0.00	0.48	0.53	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.50	0.49
J-14	0.00	0.50	0.53	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.50	0.49
J-15	0.00	0.00	0.46	0.50	0.51	0.49	0.49	0.48	0.48	0.47	0.47	0.48
J-16	0.00	0.47	0.52	0.52	0.52	0.51	0.50	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49
J-17	0.00	0.43	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49	0.48
J-18	0.00	0.43	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.48
J-19	0.00	0.40	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49
J-20	0.00	0.41	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49
J-21	0.00	0.00	0.00	0.39	0.48	0.49	0.48	0.48	0.47	0.45	0.46	0.46
J-22	0.00	0.31	0.50	0.52	0.51	0.51	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.48
J-24	0.00	0.23	0.51	0.52	0.51	0.50	0.50	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48
J-25	0.00	0.00	0.52	0.51	0.51	0.50	0.49	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48
J-27	0.00	0.14	0.50	0.51	0.51	0.50	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	0.48
J-28	0.00	0.22	0.45	0.51	0.51	0.50	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	0.48
J-31	0.00	0.00	0.22	0.46	0.46	0.48	0.48	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46
J-32	0.00	0.00	0.37	0.51	0.50	0.50	0.49	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47
J-33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.28	0.39	0.43	0.42	0.43
J-34	0.00	0.00	0.00	0.27	0.44	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.44	0.44
J-35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	0.28	0.36	0.35	0.30	0.32	0.45	0.45
J-36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.43	0.43	0.43	0.45	0.44	0.44	0.43

ANEXO 7: REPORTES HIRAUICOS DE WATERCAD

Tabla 29

Reporte hidráulico 06:00 a.m. y 07:00 am

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	06:00 a.m.		07:00 a.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-3	Res.	J-2	2.00	PVC	123.26	2.77	1.37	2.27	1.12
P-4	J-2	J-3	2.00	PVC	111.53	2.43	1.20	2.00	0.99
P-5	J-3	J-4	0.50	PVC	87.78	0.00	0.00	0.00	0.00
P-6	J-3	J-5	2.00	PVC	66.83	1.01	0.50	0.83	0.41
P-7	J-3	J-6	2.00	PVC	85.17	1.34	0.66	1.10	0.54
P-8	J-6	J-7	0.75	PVC	75.16	0.04	0.15	0.04	0.13
P-9	J-6	J-8	1.00	PVC	70.78	0.05	0.10	0.04	0.09
P-10	J-8	J-5	2.00	PVC	82.37	-1.00	0.49	-0.82	0.40
P-11	J-6	J-9	2.00	PVC	70.3	1.10	0.54	0.90	0.44
P-12	J-9	J-10	0.75	PVC	74.32	0.07	0.25	0.06	0.20
P-13	J-9	J-11	1.00	PVC	71.94	-0.02	0.05	-0.02	0.04
P-14	J-11	J-8	2.00	PVC	71.29	-1.01	0.50	-0.83	0.41
P-15	J-11	J-12	0.75	PVC	53.37	0.06	0.20	0.05	0.18
P-16	J-9	J-13	2.00	PVC	73.2	0.91	0.45	0.75	0.37
P-17	J-13	J-14	1.00	PVC	71.9	-0.05	0.10	-0.04	0.08
P-18	J-13	J-15	0.75	PVC	73.39	0.04	0.12	0.03	0.10
P-19	J-12	J-16	0.75	PVC	73.44	0.04	0.14	0.04	0.13
P-20	J-16	J-14	1.00	PVC	57.78	-0.01	0.03	-0.01	0.02
P-21	J-11	J-14	2.00	PVC	71.72	0.89	0.44	0.73	0.36
P-22	J-16	J-17	0.75	PVC	16.47	0.06	0.19	0.05	0.17
P-23	J-17	J-18	0.75	PVC	70.44	0.06	0.19	0.05	0.17
P-24	J-18	J-19	1.00	PVC	74.74	-0.06	0.11	-0.05	0.09
P-25	J-19	J-14	2.00	PVC	71.33	-0.80	0.40	-0.66	0.32
P-26	J-19	J-20	1.00	PVC	71.64	0.03	0.06	0.02	0.05
P-27	J-20	J-13	2.00	PVC	71.6	-0.77	0.38	-0.63	0.31
P-28	J-20	J-21	0.75	PVC	68.82	0.03	0.09	0.02	0.08
P-29	J-20	J-22	2.00	PVC	72.34	0.60	0.30	0.49	0.24
P-30	J-22	J-23	0.50	PVC	70.26	0.00	0.00	0.00	0.00
P-31	J-22	J-24	1.00	PVC	72.62	-0.04	0.07	-0.03	0.06
P-32	J-24	J-19	2.00	PVC	74.92	-0.57	0.28	-0.47	0.23
P-33	J-24	J-25	1.00	PVC	72.72	0.03	0.06	0.02	0.04
P-34	J-25	J-18	0.75	PVC	77.35	-0.04	0.14	-0.04	0.13
P-35	J-18	J-26	0.50	PVC	29.54	0.00	0.00	0.00	0.00
P-36	J-24	J-27	2.00	PVC	71.76	0.44	0.21	0.36	0.18

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	06:00 a.m.		07:00 a.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-37	J-27	J-28	1.00	PVC	80.35	0.06	0.12	0.05	0.10
P-38	J-28	J-22	2.00	PVC	70.69	-0.54	0.26	-0.44	0.22
P-39	J-28	J-29	0.75	PVC	56.54	0.04	0.15	0.04	0.13
P-41	J-27	J-31	2.00	PVC	154.91	0.31	0.15	0.26	0.13
P-42	J-28	J-32	2.00	PVC	77.48	0.27	0.13	0.22	0.11
P-43	J-32	J-31	2.00	PVC	53.97	0.12	0.06	0.10	0.05
P-44	J-32	J-33	0.50	PVC	46.9	0.01	0.07	0.01	0.06
P-45	J-31	J-34	1.00	PVC	143.23	0.39	0.76	0.32	0.63
P-46	J-25	J-35	0.50	PVC	51.22	0.02	0.14	0.01	0.11
P-47	J-34	J-36	1.00	PVC	83.18	0.34	0.67	0.28	0.55
P-48	J-36	J-37	0.75	PVC	126.09	0.03	0.09	0.02	0.08
P-49	J-36	J-38	0.50	PVC	114.11	0.14	1.11	0.12	0.91
P-50	J-2	J-39	0.50	PVC	100.21	0.28	2.21	0.23	1.82

Tabla 30

Reporte hidráulico 08:00 a.m. y 09:00 am

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	08:00 a.m.		09:00 a.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-3	Res.	J-2	2.00	PVC	123.26	2.18	1.07	0.99	0.49
P-4	J-2	J-3	2.00	PVC	111.53	1.91	0.94	0.87	0.43
P-5	J-3	J-4	0.50	PVC	87.78	0.00	0.00	0.00	0.00
P-6	J-3	J-5	2.00	PVC	66.83	0.79	0.39	0.36	0.18
P-7	J-3	J-6	2.00	PVC	85.17	1.05	0.52	0.48	0.24
P-8	J-6	J-7	0.75	PVC	75.16	0.04	0.12	0.02	0.06
P-9	J-6	J-8	1.00	PVC	70.78	0.04	0.08	0.01	0.03
P-10	J-8	J-5	2.00	PVC	82.37	-0.79	0.39	-0.36	0.18
P-11	J-6	J-9	2.00	PVC	70.3	0.86	0.43	0.40	0.20
P-12	J-9	J-10	0.75	PVC	74.32	0.06	0.19	0.03	0.09
P-13	J-9	J-11	1.00	PVC	71.94	-0.02	0.03	-0.01	0.01
P-14	J-11	J-8	2.00	PVC	71.29	-0.79	0.39	-0.36	0.18
P-15	J-11	J-12	0.75	PVC	53.37	0.05	0.17	0.02	0.07
P-16	J-9	J-13	2.00	PVC	73.2	0.72	0.35	0.33	0.16
P-17	J-13	J-14	1.00	PVC	71.9	-0.04	0.07	-0.01	0.03
P-18	J-13	J-15	0.75	PVC	73.39	0.03	0.10	0.01	0.04
P-19	J-12	J-16	0.75	PVC	73.44	0.04	0.12	0.01	0.05
P-20	J-16	J-14	1.00	PVC	57.78	-0.01	0.02	-0.01	0.01

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	08:00 a.m.		09:00 a.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-21	J-11	J-14	2.00	PVC	71.72	0.70	0.34	0.32	0.16
P-22	J-16	J-17	0.75	PVC	16.47	0.05	0.16	0.02	0.07
P-23	J-17	J-18	0.75	PVC	70.44	0.05	0.16	0.02	0.07
P-24	J-18	J-19	1.00	PVC	74.74	-0.04	0.09	-0.02	0.03
P-25	J-19	J-14	2.00	PVC	71.33	-0.63	0.31	-0.29	0.14
P-26	J-19	J-20	1.00	PVC	71.64	0.02	0.04	0.01	0.02
P-27	J-20	J-13	2.00	PVC	71.6	-0.60	0.30	-0.28	0.14
P-28	J-20	J-21	0.75	PVC	68.82	0.02	0.07	0.01	0.03
P-29	J-20	J-22	2.00	PVC	72.34	0.47	0.23	0.22	0.11
P-30	J-22	J-23	0.50	PVC	70.26	0.00	0.00	0.00	0.00
P-31	J-22	J-24	1.00	PVC	72.62	-0.03	0.06	-0.01	0.02
P-32	J-24	J-19	2.00	PVC	74.92	-0.45	0.22	-0.21	0.10
P-33	J-24	J-25	1.00	PVC	72.72	0.02	0.04	0.01	0.03
P-34	J-25	J-18	0.75	PVC	77.35	-0.04	0.12	-0.01	0.04
P-35	J-18	J-26	0.50	PVC	29.54	0.00	0.00	0.00	0.00
P-36	J-24	J-27	2.00	PVC	71.76	0.35	0.17	0.16	0.08
P-37	J-27	J-28	1.00	PVC	80.35	0.05	0.10	0.02	0.03
P-38	J-28	J-22	2.00	PVC	70.69	-0.42	0.21	-0.19	0.09
P-39	J-28	J-29	0.75	PVC	56.54	0.04	0.12	0.02	0.06
P-41	J-27	J-31	2.00	PVC	154.91	0.25	0.12	0.12	0.06
P-42	J-28	J-32	2.00	PVC	77.48	0.21	0.10	0.09	0.04
P-43	J-32	J-31	2.00	PVC	53.97	0.09	0.05	0.03	0.02
P-44	J-32	J-33	0.50	PVC	46.9	0.01	0.05	0.00	0.02
P-45	J-31	J-34	1.00	PVC	143.23	0.30	0.60	0.14	0.27
P-46	J-25	J-35	0.50	PVC	51.22	0.01	0.11	0.01	0.05
P-47	J-34	J-36	1.00	PVC	83.18	0.27	0.53	0.12	0.24
P-48	J-36	J-37	0.75	PVC	126.09	0.02	0.07	0.01	0.03
P-49	J-36	J-38	0.50	PVC	114.11	0.11	0.87	0.05	0.39
P-50	J-2	J-39	0.50	PVC	100.21	0.22	1.74	0.10	0.79

Tabla 31

Reporte hidráulico 10:00 a.m. y 11:00 am

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	10:00 a.m.		11:00 a.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-3	Res.	J-2	2.00	PVC	123.26	1.48	0.73	1.29	0.63
P-4	J-2	J-3	2.00	PVC	111.53	1.30	0.64	1.13	0.56

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	10:00 a.m.		11:00 a.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-5	J-3	J-4	0.50	PVC	87.78	0.00	0.00	0.00	0.00
P-6	J-3	J-5	2.00	PVC	66.83	0.54	0.27	0.47	0.23
P-7	J-3	J-6	2.00	PVC	85.17	0.72	0.35	0.62	0.31
P-8	J-6	J-7	0.75	PVC	75.16	0.02	0.08	0.02	0.07
P-9	J-6	J-8	1.00	PVC	70.78	0.02	0.05	0.02	0.04
P-10	J-8	J-5	2.00	PVC	82.37	-0.54	0.26	-0.47	0.23
P-11	J-6	J-9	2.00	PVC	70.3	0.59	0.29	0.51	0.25
P-12	J-9	J-10	0.75	PVC	74.32	0.04	0.13	0.03	0.11
P-13	J-9	J-11	1.00	PVC	71.94	-0.01	0.02	-0.01	0.02
P-14	J-11	J-8	2.00	PVC	71.29	-0.54	0.26	-0.46	0.23
P-15	J-11	J-12	0.75	PVC	53.37	0.04	0.12	0.03	0.10
P-16	J-9	J-13	2.00	PVC	73.2	0.49	0.24	0.43	0.21
P-17	J-13	J-14	1.00	PVC	71.9	-0.02	0.05	-0.02	0.04
P-18	J-13	J-15	0.75	PVC	73.39	0.02	0.07	0.02	0.06
P-19	J-12	J-16	0.75	PVC	73.44	0.03	0.09	0.02	0.07
P-20	J-16	J-14	1.00	PVC	57.78	-0.01	0.02	-0.01	0.02
P-21	J-11	J-14	2.00	PVC	71.72	0.47	0.23	0.41	0.20
P-22	J-16	J-17	0.75	PVC	16.47	0.04	0.13	0.03	0.11
P-23	J-17	J-18	0.75	PVC	70.44	0.04	0.13	0.03	0.11
P-24	J-18	J-19	1.00	PVC	74.74	-0.02	0.05	-0.02	0.04
P-25	J-19	J-14	2.00	PVC	71.33	-0.43	0.21	-0.37	0.18
P-26	J-19	J-20	1.00	PVC	71.64	0.02	0.03	0.01	0.03
P-27	J-20	J-13	2.00	PVC	71.6	-0.41	0.20	-0.36	0.18
P-28	J-20	J-21	0.75	PVC	68.82	0.01	0.05	0.01	0.04
P-29	J-20	J-22	2.00	PVC	72.34	0.32	0.16	0.28	0.14
P-30	J-22	J-23	0.50	PVC	70.26	0.00	0.00	0.00	0.00
P-31	J-22	J-24	1.00	PVC	72.62	-0.02	0.04	-0.02	0.03
P-32	J-24	J-19	2.00	PVC	74.92	-0.31	0.15	-0.27	0.13
P-33	J-24	J-25	1.00	PVC	72.72	0.02	0.03	0.02	0.03
P-34	J-25	J-18	0.75	PVC	77.35	-0.02	0.07	-0.02	0.06
P-35	J-18	J-26	0.50	PVC	29.54	0.00	0.00	0.00	0.00
P-36	J-24	J-27	2.00	PVC	71.76	0.24	0.12	0.20	0.10
P-37	J-27	J-28	1.00	PVC	80.35	0.03	0.06	0.03	0.05
P-38	J-28	J-22	2.00	PVC	70.69	-0.28	0.14	-0.25	0.12
P-39	J-28	J-29	0.75	PVC	56.54	0.02	0.08	0.02	0.07
P-41	J-27	J-31	2.00	PVC	154.91	0.17	0.08	0.15	0.07

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	10:00 a.m.		11:00 a.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-42	J-28	J-32	2.00	PVC	77.48	0.14	0.07	0.12	0.06
P-43	J-32	J-31	2.00	PVC	53.97	0.06	0.03	0.05	0.03
P-44	J-32	J-33	0.50	PVC	46.9	0.01	0.04	0.00	0.03
P-45	J-31	J-34	1.00	PVC	143.23	0.21	0.41	0.18	0.35
P-46	J-25	J-35	0.50	PVC	51.22	0.01	0.07	0.01	0.06
P-47	J-34	J-36	1.00	PVC	83.18	0.18	0.36	0.16	0.31
P-48	J-36	J-37	0.75	PVC	126.09	0.01	0.05	0.01	0.04
P-49	J-36	J-38	0.50	PVC	114.11	0.08	0.59	0.07	0.51
P-50	J-2	J-39	0.50	PVC	100.21	0.15	1.18	0.13	1.03

Tabla 32

Reporte hidráulico 12:00 p.m. y 01:00 p.m.

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	12:00 a.m.		01:00 p.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-3	Res.	J-2	2.00	PVC	123.26	1.19	0.59	1.29	0.63
P-4	J-2	J-3	2.00	PVC	111.53	1.04	0.51	1.13	0.56
P-5	J-3	J-4	0.50	PVC	87.78	0.00	0.00	0.00	0.00
P-6	J-3	J-5	2.00	PVC	66.83	0.43	0.21	0.47	0.23
P-7	J-3	J-6	2.00	PVC	85.17	0.57	0.28	0.62	0.31
P-8	J-6	J-7	0.75	PVC	75.16	0.02	0.07	0.02	0.07
P-9	J-6	J-8	1.00	PVC	70.78	0.02	0.03	0.02	0.04
P-10	J-8	J-5	2.00	PVC	82.37	-0.43	0.21	-0.47	0.23
P-11	J-6	J-9	2.00	PVC	70.3	0.48	0.23	0.51	0.25
P-12	J-9	J-10	0.75	PVC	74.32	0.03	0.11	0.03	0.11
P-13	J-9	J-11	1.00	PVC	71.94	-0.01	0.02	-0.01	0.02
P-14	J-11	J-8	2.00	PVC	71.29	-0.43	0.21	-0.46	0.23
P-15	J-11	J-12	0.75	PVC	53.37	0.03	0.09	0.03	0.10
P-16	J-9	J-13	2.00	PVC	73.2	0.39	0.19	0.43	0.21
P-17	J-13	J-14	1.00	PVC	71.9	-0.02	0.03	-0.02	0.04
P-18	J-13	J-15	0.75	PVC	73.39	0.02	0.05	0.02	0.06
P-19	J-12	J-16	0.75	PVC	73.44	0.02	0.06	0.02	0.07
P-20	J-16	J-14	1.00	PVC	57.78	-0.01	0.02	-0.01	0.02
P-21	J-11	J-14	2.00	PVC	71.72	0.38	0.19	0.41	0.20
P-22	J-16	J-17	0.75	PVC	16.47	0.03	0.10	0.03	0.11
P-23	J-17	J-18	0.75	PVC	70.44	0.03	0.10	0.03	0.11

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	12:00 a.m.		01:00 p.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-24	J-18	J-19	1.00	PVC	74.74	-0.02	0.04	-0.02	0.04
P-25	J-19	J-14	2.00	PVC	71.33	-0.34	0.17	-0.37	0.18
P-26	J-19	J-20	1.00	PVC	71.64	0.01	0.03	0.01	0.03
P-27	J-20	J-13	2.00	PVC	71.6	-0.33	0.16	-0.36	0.18
P-28	J-20	J-21	0.75	PVC	68.82	0.01	0.04	0.01	0.04
P-29	J-20	J-22	2.00	PVC	72.34	0.26	0.13	0.28	0.14
P-30	J-22	J-23	0.50	PVC	70.26	0.00	0.00	0.00	0.00
P-31	J-22	J-24	1.00	PVC	72.62	-0.01	0.03	-0.02	0.03
P-32	J-24	J-19	2.00	PVC	74.92	-0.25	0.12	-0.27	0.13
P-33	J-24	J-25	1.00	PVC	72.72	0.02	0.03	0.02	0.03
P-34	J-25	J-18	0.75	PVC	77.35	-0.02	0.05	-0.02	0.06
P-35	J-18	J-26	0.50	PVC	29.54	0.00	0.00	0.00	0.00
P-36	J-24	J-27	2.00	PVC	71.76	0.19	0.09	0.20	0.10
P-37	J-27	J-28	1.00	PVC	80.35	0.02	0.05	0.03	0.05
P-38	J-28	J-22	2.00	PVC	70.69	-0.23	0.11	-0.25	0.12
P-39	J-28	J-29	0.75	PVC	56.54	0.02	0.07	0.02	0.07
P-41	J-27	J-31	2.00	PVC	154.91	0.14	0.07	0.15	0.07
P-42	J-28	J-32	2.00	PVC	77.48	0.11	0.05	0.12	0.06
P-43	J-32	J-31	2.00	PVC	53.97	0.05	0.02	0.05	0.03
P-44	J-32	J-33	0.50	PVC	46.9	0.00	0.03	0.00	0.03
P-45	J-31	J-34	1.00	PVC	143.23	0.17	0.33	0.18	0.35
P-46	J-25	J-35	0.50	PVC	51.22	0.01	0.06	0.01	0.06
P-47	J-34	J-36	1.00	PVC	83.18	0.15	0.29	0.16	0.31
P-48	J-36	J-37	0.75	PVC	126.09	0.01	0.04	0.01	0.04
P-49	J-36	J-38	0.50	PVC	114.11	0.06	0.47	0.07	0.51
P-50	J-2	J-39	0.50	PVC	100.21	0.12	0.95	0.13	1.03

Tabla 33

Reporte hidráulico 02:00 p.m. y 03:00 p.m.

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	02:00 p.m.		03:00 p.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-3	Res.	J-2	2.00	PVC	123.26	1.38	0.68	1.88	0.93
P-4	J-2	J-3	2.00	PVC	111.53	1.22	0.60	1.65	0.81
P-5	J-3	J-4	0.50	PVC	87.78	0.00	0.00	0.00	0.00
P-6	J-3	J-5	2.00	PVC	66.83	0.51	0.25	0.69	0.34

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	02:00 p.m.		03:00 p.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-7	J-3	J-6	2.00	PVC	85.17	0.67	0.33	0.91	0.45
P-8	J-6	J-7	0.75	PVC	75.16	0.02	0.08	0.03	0.10
P-9	J-6	J-8	1.00	PVC	70.78	0.02	0.04	0.03	0.07
P-10	J-8	J-5	2.00	PVC	82.37	-0.50	0.25	-0.68	0.33
P-11	J-6	J-9	2.00	PVC	70.3	0.55	0.27	0.75	0.37
P-12	J-9	J-10	0.75	PVC	74.32	0.04	0.12	0.05	0.17
P-13	J-9	J-11	1.00	PVC	71.94	-0.01	0.02	-0.01	0.03
P-14	J-11	J-8	2.00	PVC	71.29	-0.50	0.25	-0.68	0.34
P-15	J-11	J-12	0.75	PVC	53.37	0.03	0.11	0.04	0.15
P-16	J-9	J-13	2.00	PVC	73.2	0.46	0.23	0.62	0.30
P-17	J-13	J-14	1.00	PVC	71.9	-0.02	0.04	-0.03	0.06
P-18	J-13	J-15	0.75	PVC	73.39	0.02	0.06	0.02	0.08
P-19	J-12	J-16	0.75	PVC	73.44	0.02	0.08	0.03	0.11
P-20	J-16	J-14	1.00	PVC	57.78	-0.01	0.02	-0.01	0.02
P-21	J-11	J-14	2.00	PVC	71.72	0.44	0.22	0.60	0.30
P-22	J-16	J-17	0.75	PVC	16.47	0.03	0.12	0.04	0.15
P-23	J-17	J-18	0.75	PVC	70.44	0.03	0.12	0.04	0.15
P-24	J-18	J-19	1.00	PVC	74.74	-0.02	0.04	-0.04	0.07
P-25	J-19	J-14	2.00	PVC	71.33	-0.40	0.20	-0.54	0.27
P-26	J-19	J-20	1.00	PVC	71.64	0.02	0.03	0.02	0.04
P-27	J-20	J-13	2.00	PVC	71.6	-0.38	0.19	-0.52	0.26
P-28	J-20	J-21	0.75	PVC	68.82	0.01	0.05	0.02	0.06
P-29	J-20	J-22	2.00	PVC	72.34	0.30	0.15	0.41	0.20
P-30	J-22	J-23	0.50	PVC	70.26	0.00	0.00	0.00	0.00
P-31	J-22	J-24	1.00	PVC	72.62	-0.02	0.04	-0.02	0.05
P-32	J-24	J-19	2.00	PVC	74.92	-0.29	0.14	-0.39	0.19
P-33	J-24	J-25	1.00	PVC	72.72	0.02	0.03	0.02	0.04
P-34	J-25	J-18	0.75	PVC	77.35	-0.02	0.07	-0.03	0.10
P-35	J-18	J-26	0.50	PVC	29.54	0.00	0.00	0.00	0.00
P-36	J-24	J-27	2.00	PVC	71.76	0.22	0.11	0.30	0.15
P-37	J-27	J-28	1.00	PVC	80.35	0.03	0.06	0.04	0.09
P-38	J-28	J-22	2.00	PVC	70.69	-0.27	0.13	-0.36	0.18
P-39	J-28	J-29	0.75	PVC	56.54	0.02	0.08	0.03	0.10
P-41	J-27	J-31	2.00	PVC	154.91	0.16	0.08	0.21	0.10
P-42	J-28	J-32	2.00	PVC	77.48	0.13	0.07	0.18	0.09
P-43	J-32	J-31	2.00	PVC	53.97	0.06	0.03	0.08	0.04
P-44	J-32	J-33	0.50	PVC	46.9	0.00	0.03	0.01	0.05

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	02:00 p.m.		03:00 p.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-45	J-31	J-34	1.00	PVC	143.23	0.19	0.38	0.26	0.52
P-46	J-25	J-35	0.50	PVC	51.22	0.01	0.07	0.01	0.09
P-47	J-34	J-36	1.00	PVC	83.18	0.17	0.34	0.23	0.46
P-48	J-36	J-37	0.75	PVC	126.09	0.01	0.05	0.02	0.06
P-49	J-36	J-38	0.50	PVC	114.11	0.07	0.55	0.10	0.75
P-50	J-2	J-39	0.50	PVC	100.21	0.14	1.11	0.19	1.50

Tabla 34

Reporte hidráulico 02:00 p.m. y 03:00 p.m.

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	04:00 p.m.		05:00 p.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-3	Res.	J-2	2.00	PVC	123.26	1.98	0.98	2.77	1.37
P-4	J-2	J-3	2.00	PVC	111.53	1.74	0.86	2.43	1.20
P-5	J-3	J-4	0.50	PVC	87.78	0.00	0.00	0.00	0.00
P-6	J-3	J-5	2.00	PVC	66.83	0.72	0.36	1.01	0.50
P-7	J-3	J-6	2.00	PVC	85.17	0.96	0.47	1.34	0.66
P-8	J-6	J-7	0.75	PVC	75.16	0.03	0.11	0.04	0.15
P-9	J-6	J-8	1.00	PVC	70.78	0.04	0.07	0.05	0.10
P-10	J-8	J-5	2.00	PVC	82.37	-0.71	0.35	-1.00	0.49
P-11	J-6	J-9	2.00	PVC	70.3	0.79	0.39	1.10	0.54
P-12	J-9	J-10	0.75	PVC	74.32	0.05	0.18	0.07	0.25
P-13	J-9	J-11	1.00	PVC	71.94	-0.02	0.03	-0.02	0.05
P-14	J-11	J-8	2.00	PVC	71.29	-0.72	0.35	-1.01	0.50
P-15	J-11	J-12	0.75	PVC	53.37	0.05	0.16	0.06	0.20
P-16	J-9	J-13	2.00	PVC	73.2	0.65	0.32	0.91	0.45
P-17	J-13	J-14	1.00	PVC	71.9	-0.03	0.07	-0.05	0.10
P-18	J-13	J-15	0.75	PVC	73.39	0.03	0.09	0.04	0.12
P-19	J-12	J-16	0.75	PVC	73.44	0.03	0.12	0.04	0.14
P-20	J-16	J-14	1.00	PVC	57.78	-0.01	0.02	-0.01	0.03
P-21	J-11	J-14	2.00	PVC	71.72	0.63	0.31	0.89	0.44
P-22	J-16	J-17	0.75	PVC	16.47	0.04	0.15	0.06	0.19
P-23	J-17	J-18	0.75	PVC	70.44	0.04	0.15	0.06	0.19

Tabla de Tuberías:		Red Jorge Chávez			Hora:	04:00 p.m.		05:00 p.m.	
Etiqueta	Nodo de Inicio	Nodo Final	Diámetros (pulg)	Material	Long. (m)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
P-24	J-18	J-19	1.00	PVC	74.74	-0.04	0.07	-0.06	0.11
P-25	J-19	J-14	2.00	PVC	71.33	-0.57	0.28	-0.80	0.40
P-26	J-19	J-20	1.00	PVC	71.64	0.02	0.04	0.03	0.06
P-27	J-20	J-13	2.00	PVC	71.6	-0.55	0.27	-0.77	0.38
P-28	J-20	J-21	0.75	PVC	68.82	0.02	0.07	0.03	0.09
P-29	J-20	J-22	2.00	PVC	72.34	0.43	0.21	0.60	0.30
P-30	J-22	J-23	0.50	PVC	70.26	0.00	0.00	0.00	0.00
P-31	J-22	J-24	1.00	PVC	72.62	-0.03	0.05	-0.04	0.08
P-32	J-24	J-19	2.00	PVC	74.92	-0.41	0.20	-0.57	0.28
P-33	J-24	J-25	1.00	PVC	72.72	0.02	0.04	0.03	0.06
P-34	J-25	J-18	0.75	PVC	77.35	-0.03	0.11	-0.04	0.14
P-35	J-18	J-26	0.50	PVC	29.54	0.00	0.00	0.00	0.00
P-36	J-24	J-27	2.00	PVC	71.76	0.31	0.16	0.44	0.21
P-37	J-27	J-28	1.00	PVC	80.35	0.05	0.09	0.06	0.12
P-38	J-28	J-22	2.00	PVC	70.69	-0.38	0.19	-0.54	0.26
P-39	J-28	J-29	0.75	PVC	56.54	0.03	0.11	0.04	0.15
P-41	J-27	J-31	2.00	PVC	154.91	0.22	0.11	0.31	0.15
P-42	J-28	J-32	2.00	PVC	77.48	0.19	0.09	0.27	0.13
P-43	J-32	J-31	2.00	PVC	53.97	0.08	0.04	0.12	0.06
P-44	J-32	J-33	0.50	PVC	46.9	0.01	0.05	0.01	0.07
P-45	J-31	J-34	1.00	PVC	143.23	0.28	0.54	0.39	0.76
P-46	J-25	J-35	0.50	PVC	51.22	0.01	0.10	0.02	0.14
P-47	J-34	J-36	1.00	PVC	83.18	0.24	0.48	0.34	0.67
P-48	J-36	J-37	0.75	PVC	126.09	0.02	0.07	0.03	0.09
P-49	J-36	J-38	0.50	PVC	114.11	0.10	0.79	0.14	1.11
P-50	J-2	J-39	0.50	PVC	100.21	0.20	1.58	0.28	2.21

Tabla 35

Reporte de factores de fricción (f), pérdidas de carga, respecto a distintas rugosidades absolutas

Diam. (pulg)	Q (L/s)	V (m/s)	Rugos. Absl. ϵ (mm)	f (Swamee-Jain)	Pérdidas (m)	Diam. (pulg)	Q (L/s)	V (m/s)	Rugos. Absl. ϵ (mm)	f (Swamee-Jain)	Pérdidas (m)
2.00	2.77	1.37	0.003	0.019600	4.54901	0.75	0.044	0.15	0.003	0.045417	0.205490
2.00	2.77	1.37	0.004	0.019690	4.57082	0.75	0.044	0.15	0.004	0.045470	0.205730
2.00	2.77	1.37	0.006	0.019880	4.61365	0.75	0.044	0.15	0.006	0.045575	0.206207
2.00	2.77	1.37	0.007	0.019970	4.63468	0.75	0.044	0.15	0.007	0.045628	0.206446
2.00	2.77	1.37	0.009	0.020150	4.67603	0.75	0.044	0.15	0.009	0.045733	0.206921
2.00	2.77	1.37	0.010	0.020230	4.69636	0.75	0.044	0.15	0.01	0.045786	0.207159
2.00	2.27	1.12	0.003	0.020440	3.17108	0.75	0.036	0.13	0.003	0.047642	0.161907
2.00	2.27	1.12	0.004	0.020530	3.18418	0.75	0.036	0.13	0.004	0.047692	0.162077
2.00	2.27	1.12	0.006	0.020690	3.20997	0.75	0.036	0.13	0.006	0.047791	0.162416
2.00	2.27	1.12	0.007	0.020770	3.22267	0.75	0.036	0.13	0.007	0.047841	0.162586
2.00	2.27	1.12	0.009	0.020940	3.24771	0.75	0.036	0.13	0.009	0.047941	0.162924
2.00	2.27	1.12	0.010	0.021010	3.26005	0.75	0.036	0.13	0.01	0.047991	0.163093
2.00	2.18	1.07	0.003	0.020640	2.92257	0.75	0.035	0.12	0.003	0.048959	0.141772
2.00	2.18	1.07	0.004	0.020720	2.93423	0.75	0.035	0.12	0.004	0.049008	0.141912
2.00	2.18	1.07	0.006	0.020890	2.95722	0.75	0.035	0.12	0.006	0.049105	0.142193
2.00	2.18	1.07	0.007	0.020970	2.96855	0.75	0.035	0.12	0.007	0.049153	0.142333
2.00	2.18	1.07	0.009	0.021120	2.99090	0.75	0.035	0.12	0.009	0.049250	0.142612
2.00	2.18	1.07	0.010	0.021200	3.00192	0.75	0.035	0.12	0.01	0.049298	0.142752
2.00	0.99	0.49	0.003	0.024640	0.73149	0.75	0.016	0.06	0.003	0.056161	0.040656
2.00	0.99	0.49	0.004	0.024690	0.73311	0.75	0.016	0.06	0.004	0.056161	0.040656
2.00	0.99	0.49	0.006	0.024800	0.73633	0.75	0.016	0.06	0.006	0.056161	0.040656
2.00	0.99	0.49	0.007	0.024850	0.73793	0.75	0.016	0.06	0.007	0.056161	0.040656
2.00	0.99	0.49	0.009	0.024960	0.74111	0.75	0.016	0.06	0.009	0.056161	0.040656
2.00	0.99	0.49	0.010	0.025010	0.74269	0.75	0.016	0.06	0.01	0.056161	0.040656
2.00	1.48	0.73	0.003	0.022450	1.47968	0.75	0.024	0.08	0.003	0.042121	0.054209
2.00	1.48	0.73	0.004	0.022520	1.48412	0.75	0.024	0.08	0.004	0.042121	0.054209
2.00	1.48	0.73	0.006	0.022650	1.49290	0.75	0.024	0.08	0.006	0.042121	0.054209
2.00	1.48	0.73	0.007	0.022720	1.49724	0.75	0.024	0.08	0.007	0.042121	0.054209
2.00	1.48	0.73	0.009	0.022850	1.50584	0.75	0.024	0.08	0.009	0.042121	0.054209
2.00	1.48	0.73	0.010	0.022910	1.51010	0.75	0.024	0.08	0.01	0.042121	0.054209
2.00	1.29	0.63	0.003	0.023220	1.13980	0.75	0.020	0.07	0.003	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.004	0.023280	1.14286	0.75	0.020	0.07	0.004	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.006	0.023410	1.14892	0.75	0.020	0.07	0.006	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.007	0.023470	1.15192	0.75	0.020	0.07	0.007	0.048138	0.047433

Diam. (pulg)	Q (L/s)	V (m/s)	Rugos. Absl. ϵ (mm)	f (Swamee-Jain)	Pérdidas (m)	Diam. (pulg)	Q (L/s)	V (m/s)	Rugos. Absl. ϵ (mm)	f (Swamee-Jain)	Pérdidas (m)
2.00	1.29	0.63	0.009	0.023590	1.15787	0.75	0.020	0.07	0.009	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.010	0.023650	1.16082	0.75	0.020	0.07	0.01	0.048138	0.047433
2.00	1.19	0.59	0.003	0.023580	1.01499	0.75	0.019	0.07	0.003	0.048138	0.047433
2.00	1.19	0.59	0.004	0.023640	1.01758	0.75	0.019	0.07	0.004	0.048138	0.047433
2.00	1.19	0.59	0.006	0.023760	1.02272	0.75	0.019	0.07	0.006	0.048138	0.047433
2.00	1.19	0.59	0.007	0.023820	1.02527	0.75	0.019	0.07	0.007	0.048138	0.047433
2.00	1.19	0.59	0.009	0.023930	1.03032	0.75	0.019	0.07	0.009	0.048138	0.047433
2.00	1.19	0.59	0.010	0.023990	1.03283	0.75	0.019	0.07	0.01	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.003	0.023220	1.13980	0.75	0.020	0.07	0.003	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.004	0.023280	1.14286	0.75	0.020	0.07	0.004	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.006	0.023410	1.14892	0.75	0.020	0.07	0.006	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.007	0.023470	1.15192	0.75	0.020	0.07	0.007	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.009	0.023590	1.15787	0.75	0.020	0.07	0.009	0.048138	0.047433
2.00	1.29	0.63	0.010	0.023650	1.16082	0.75	0.020	0.07	0.01	0.048138	0.047433
2.00	1.38	0.68	0.003	0.022820	1.30480	0.75	0.022	0.08	0.003	0.042121	0.054209
2.00	1.38	0.68	0.004	0.022880	1.30851	0.75	0.022	0.08	0.004	0.042121	0.054209
2.00	1.38	0.68	0.006	0.023010	1.31585	0.75	0.022	0.08	0.006	0.042121	0.054209
2.00	1.38	0.68	0.007	0.023070	1.31949	0.75	0.022	0.08	0.007	0.042121	0.054209
2.00	1.38	0.68	0.009	0.023200	1.32670	0.75	0.022	0.08	0.009	0.042121	0.054209
2.00	1.38	0.68	0.010	0.023260	1.33027	0.75	0.022	0.08	0.01	0.042121	0.054209
2.00	1.88	0.93	0.003	0.021280	2.27573	0.75	0.030	0.1	0.003	0.033697	0.067761
2.00	1.88	0.93	0.004	0.021350	2.28391	0.75	0.030	0.1	0.004	0.033697	0.067761
2.00	1.88	0.93	0.006	0.021500	2.30006	0.75	0.030	0.1	0.006	0.033697	0.067761
2.00	1.88	0.93	0.007	0.021580	2.30803	0.75	0.030	0.1	0.007	0.033697	0.067761
2.00	1.88	0.93	0.009	0.021730	2.32378	0.75	0.030	0.1	0.009	0.033697	0.067761
2.00	1.88	0.93	0.010	0.021800	2.33156	0.75	0.030	0.1	0.01	0.033697	0.067761
2.00	1.98	0.98	0.003	0.021040	2.49839	0.75	0.031	0.11	0.003	0.050455	0.122768
2.00	1.98	0.98	0.004	0.021110	2.50773	0.75	0.031	0.11	0.004	0.050502	0.122882
2.00	1.98	0.98	0.006	0.021270	2.52616	0.75	0.031	0.11	0.006	0.050596	0.123111
2.00	1.98	0.98	0.007	0.021350	2.53525	0.75	0.031	0.11	0.007	0.050643	0.123225
2.00	1.98	0.98	0.009	0.021500	2.55320	0.75	0.031	0.11	0.009	0.050737	0.123452
2.00	1.98	0.98	0.010	0.021570	2.56206	0.75	0.031	0.11	0.01	0.050783	0.123566

ANEXO 8: ESQUEMA DE PRESIONES HORARIAS EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Figura 40

Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 6:00 a.m.

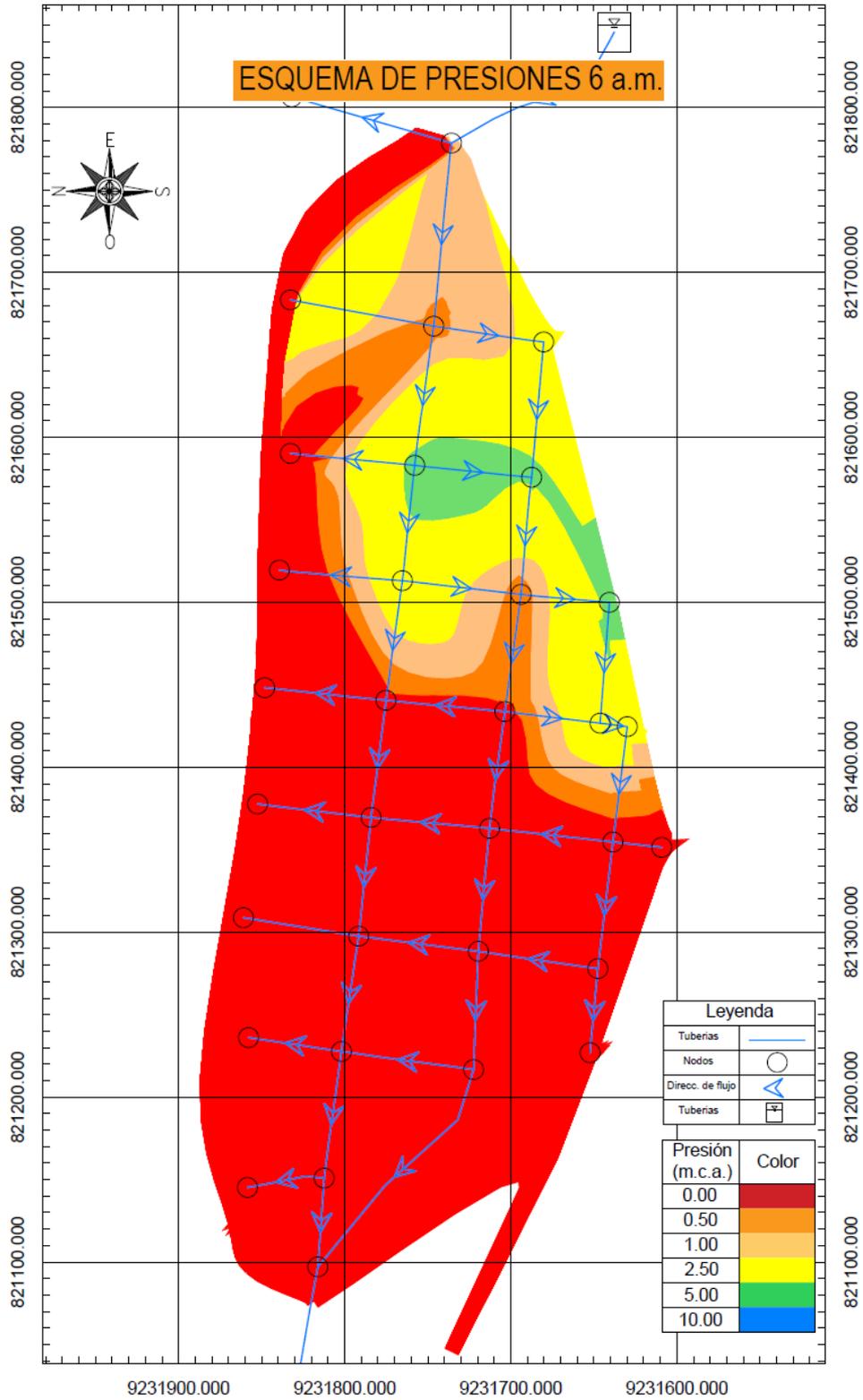


Figura 41

Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 7:00 a.m.

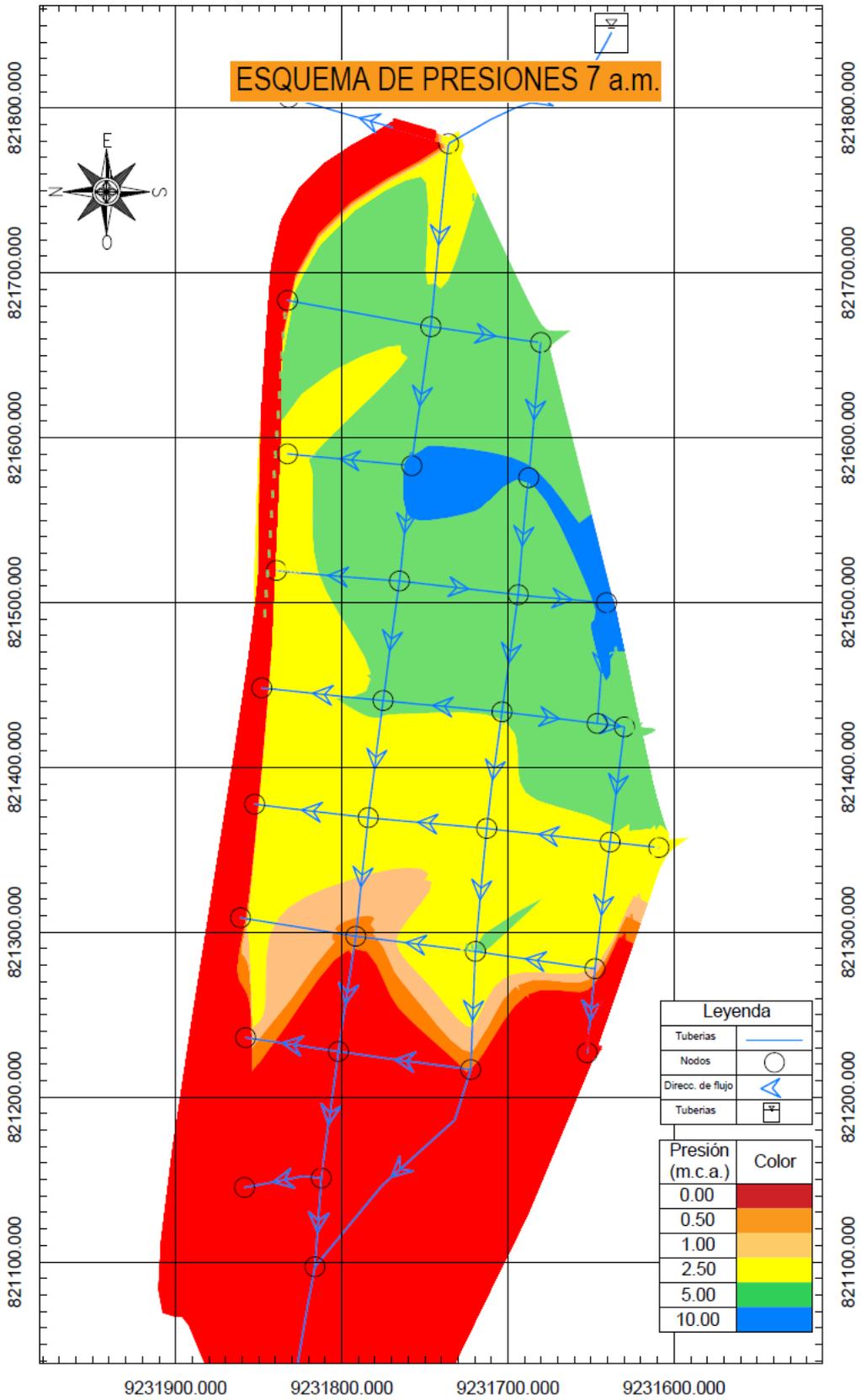


Figura 42

Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 8:00 a.m.

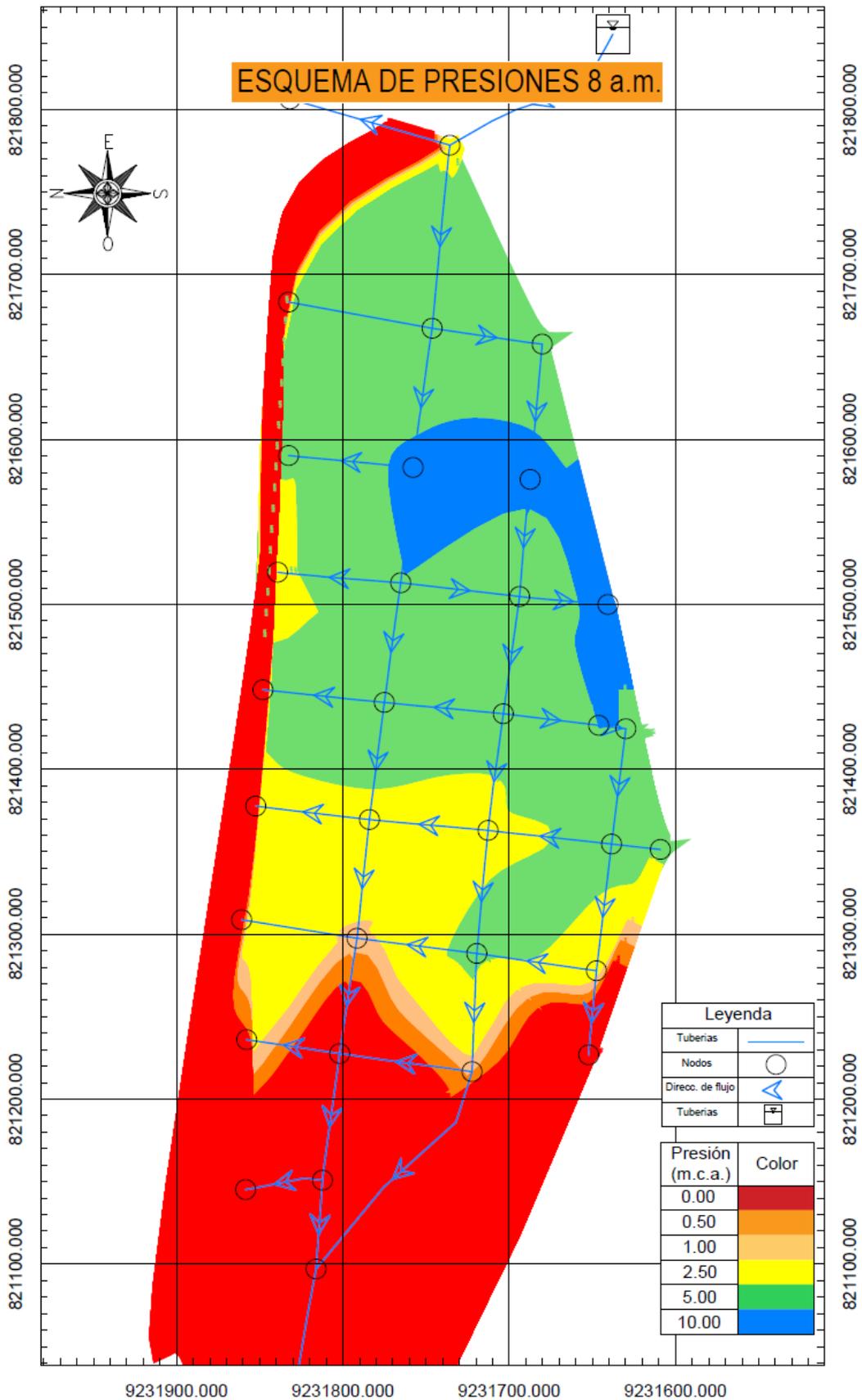


Figura 43

Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 9:00 a.m.

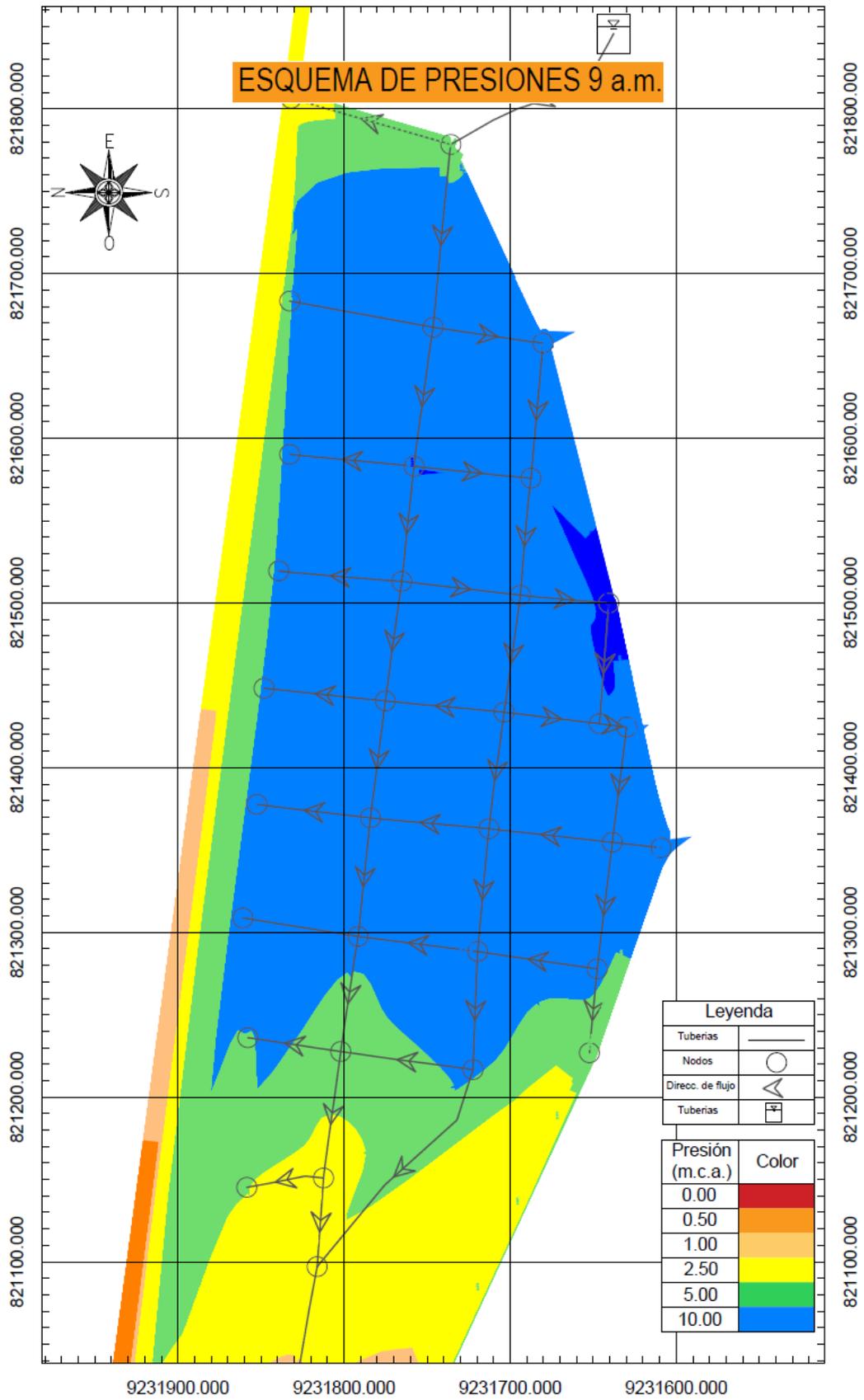


Figura 44

Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 10:00 a.m.

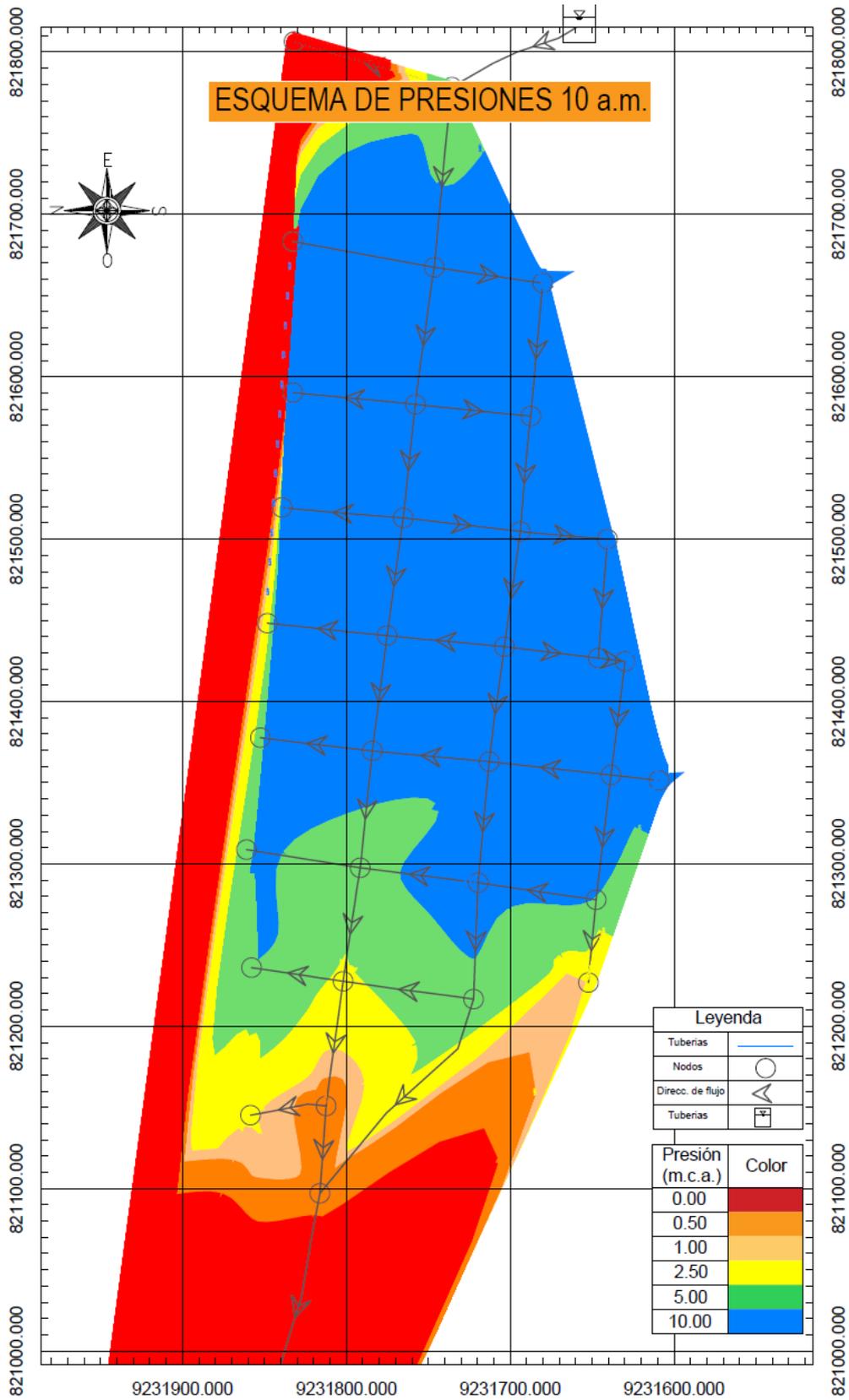


Figura 45

Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 11:00 a.m.

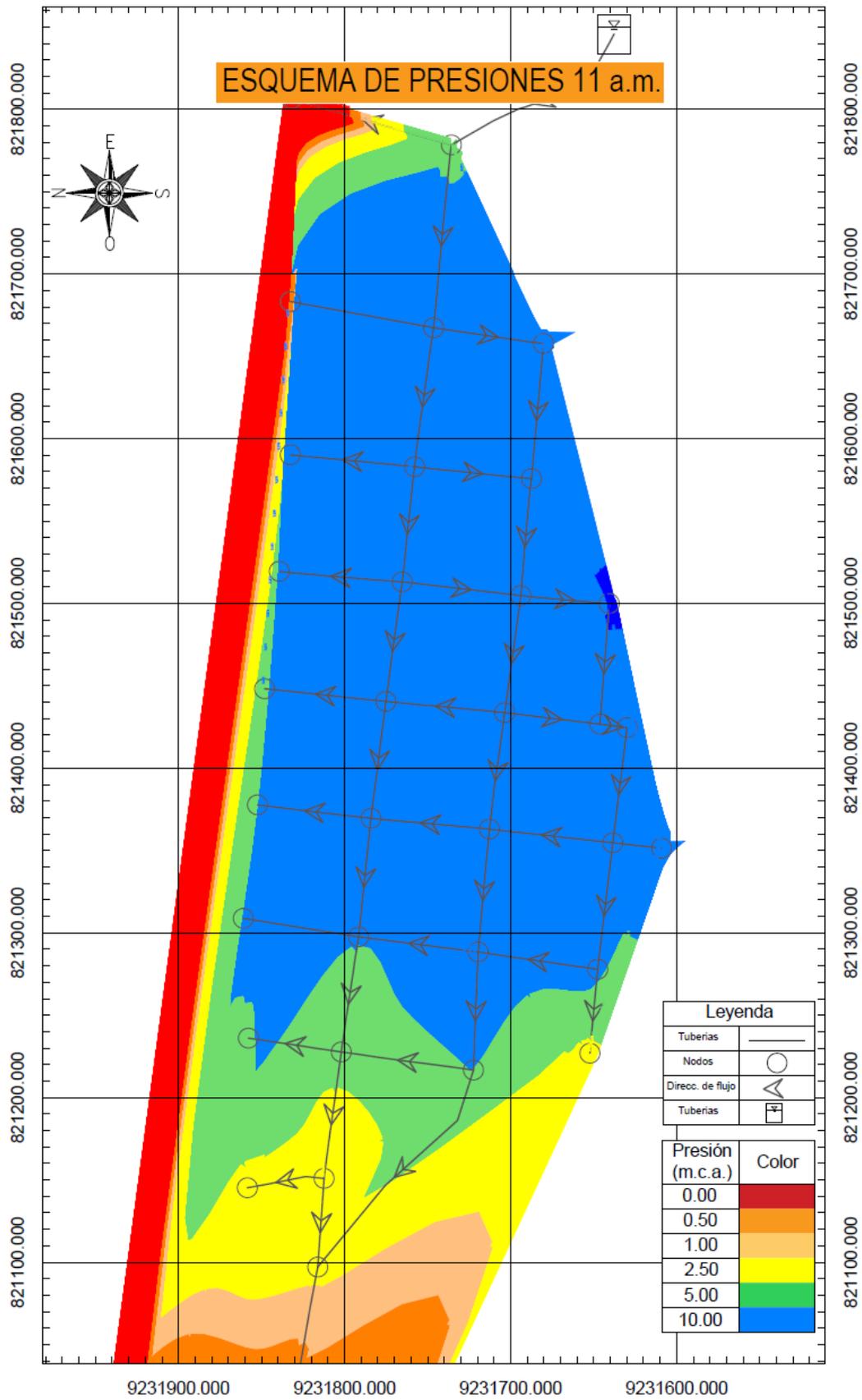


Figura 46

Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 12:00 p.m.

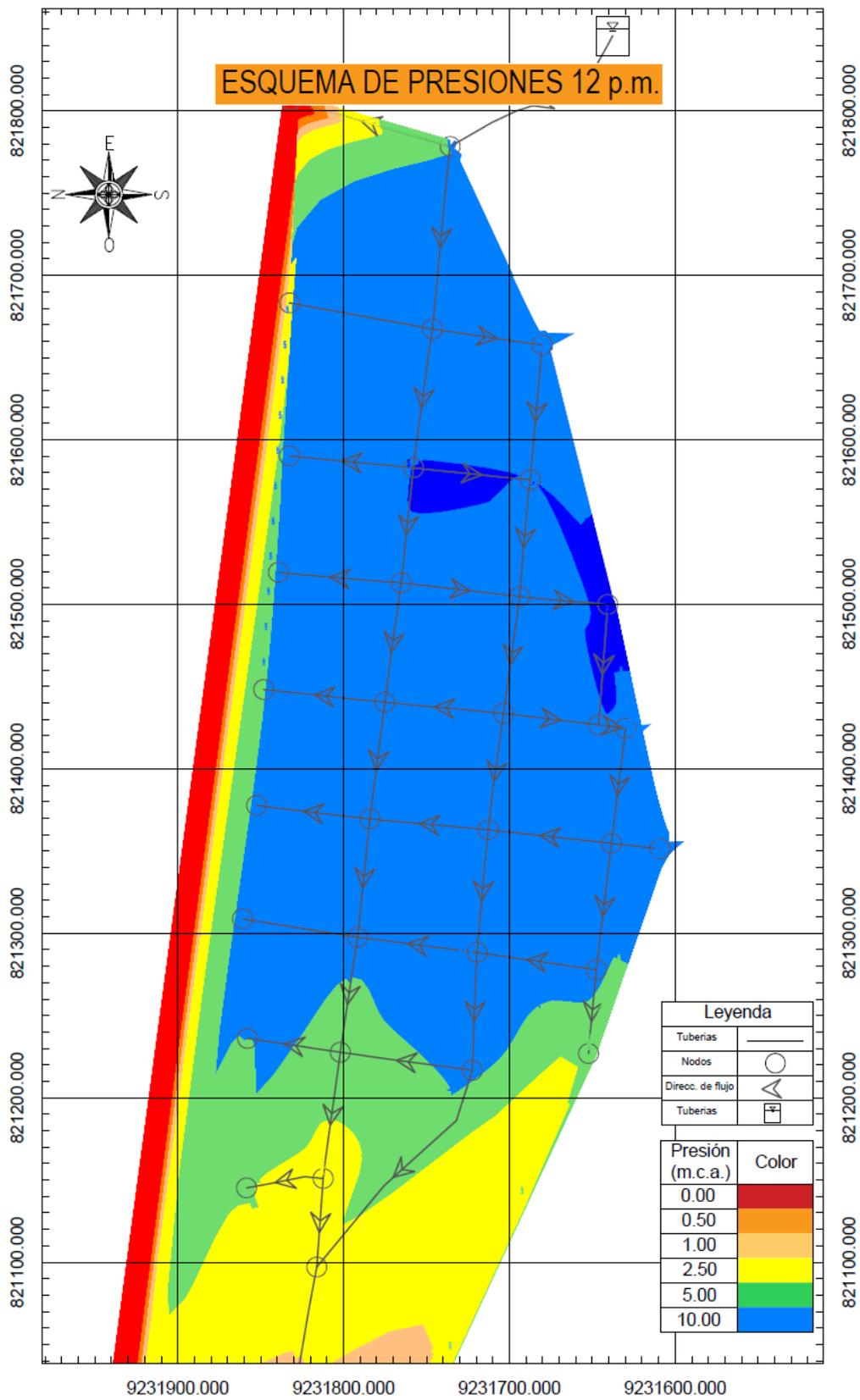


Figura 47

Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 2:00 p.m.

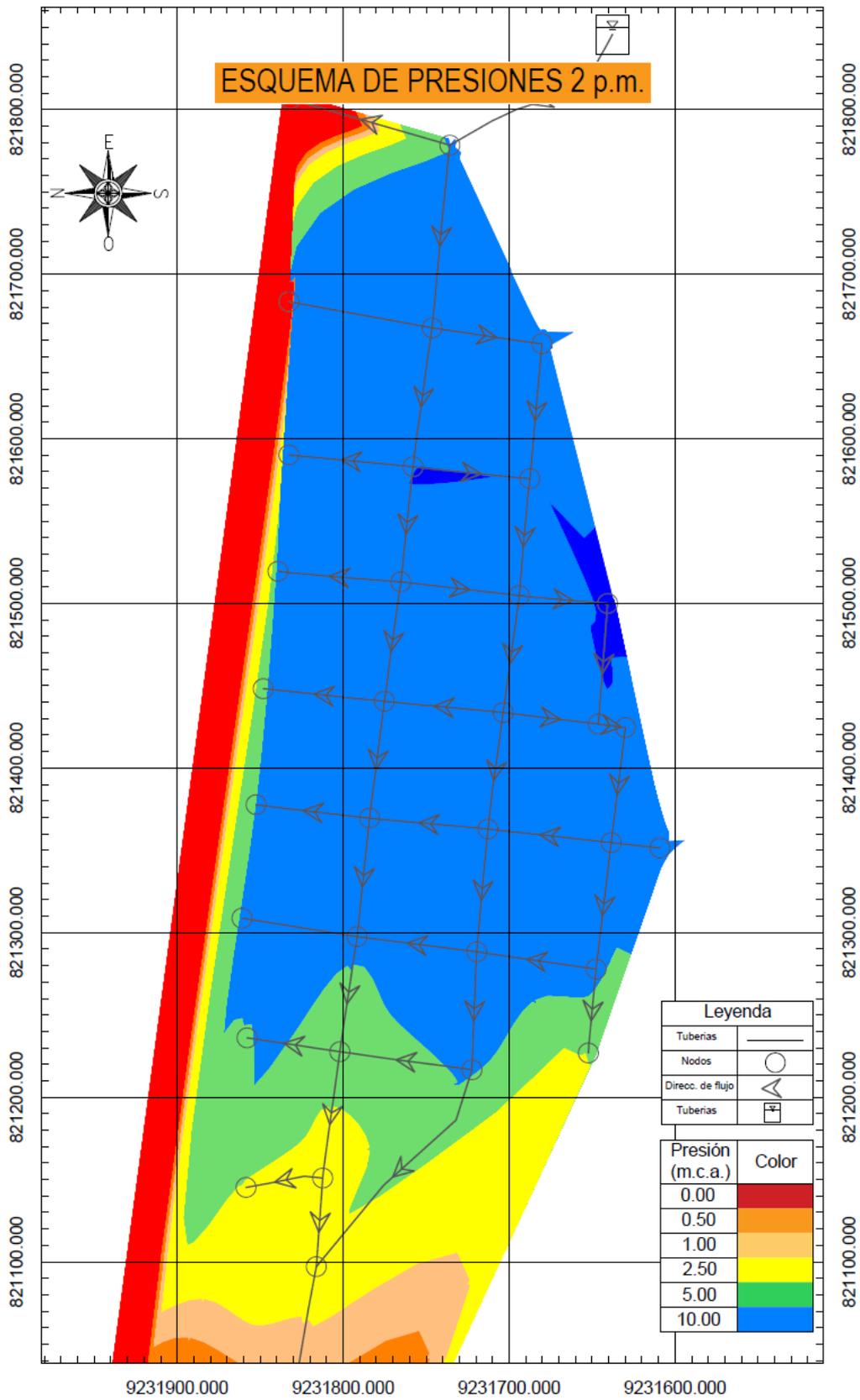


Figura 48

Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 3:00 p.m.

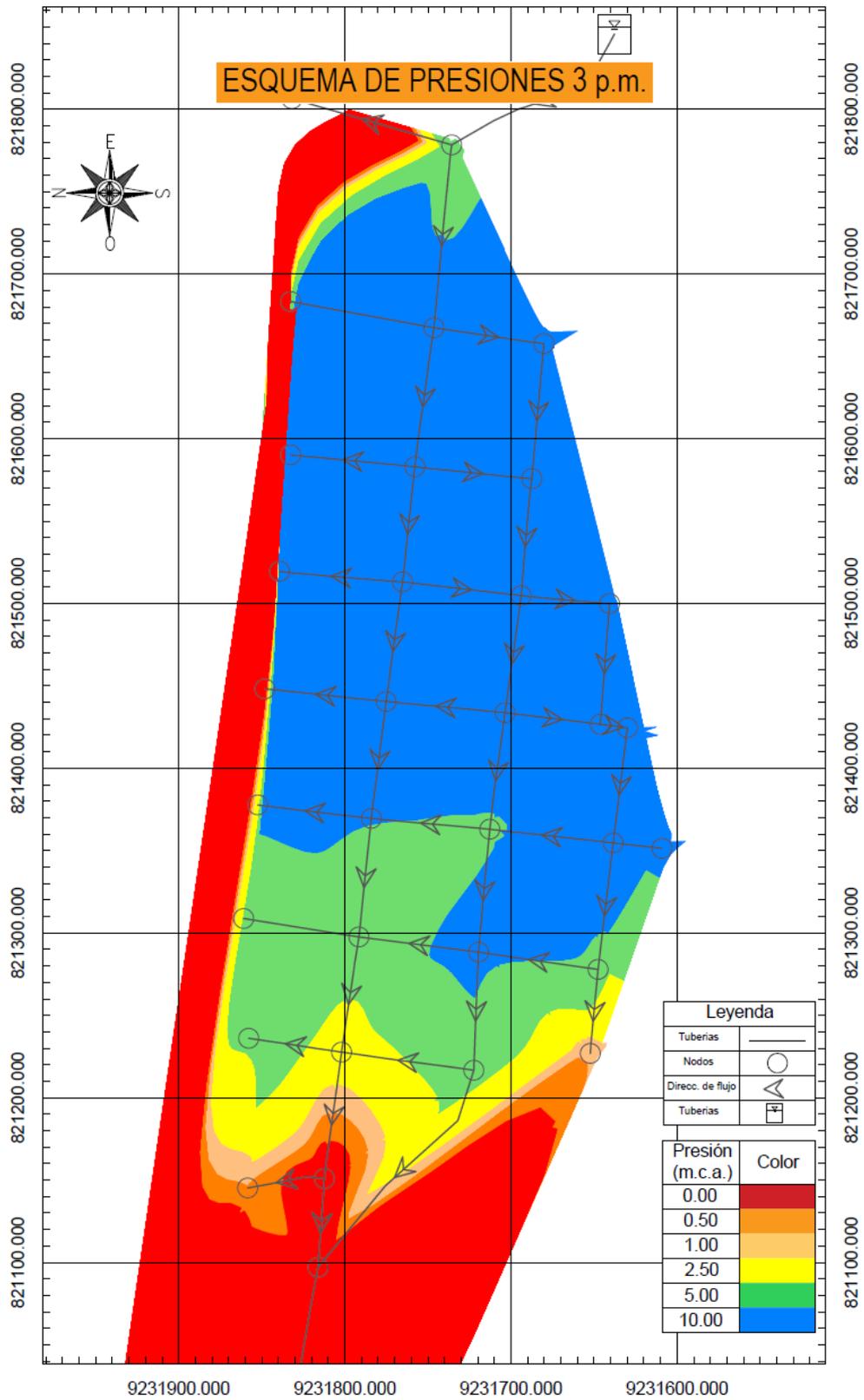
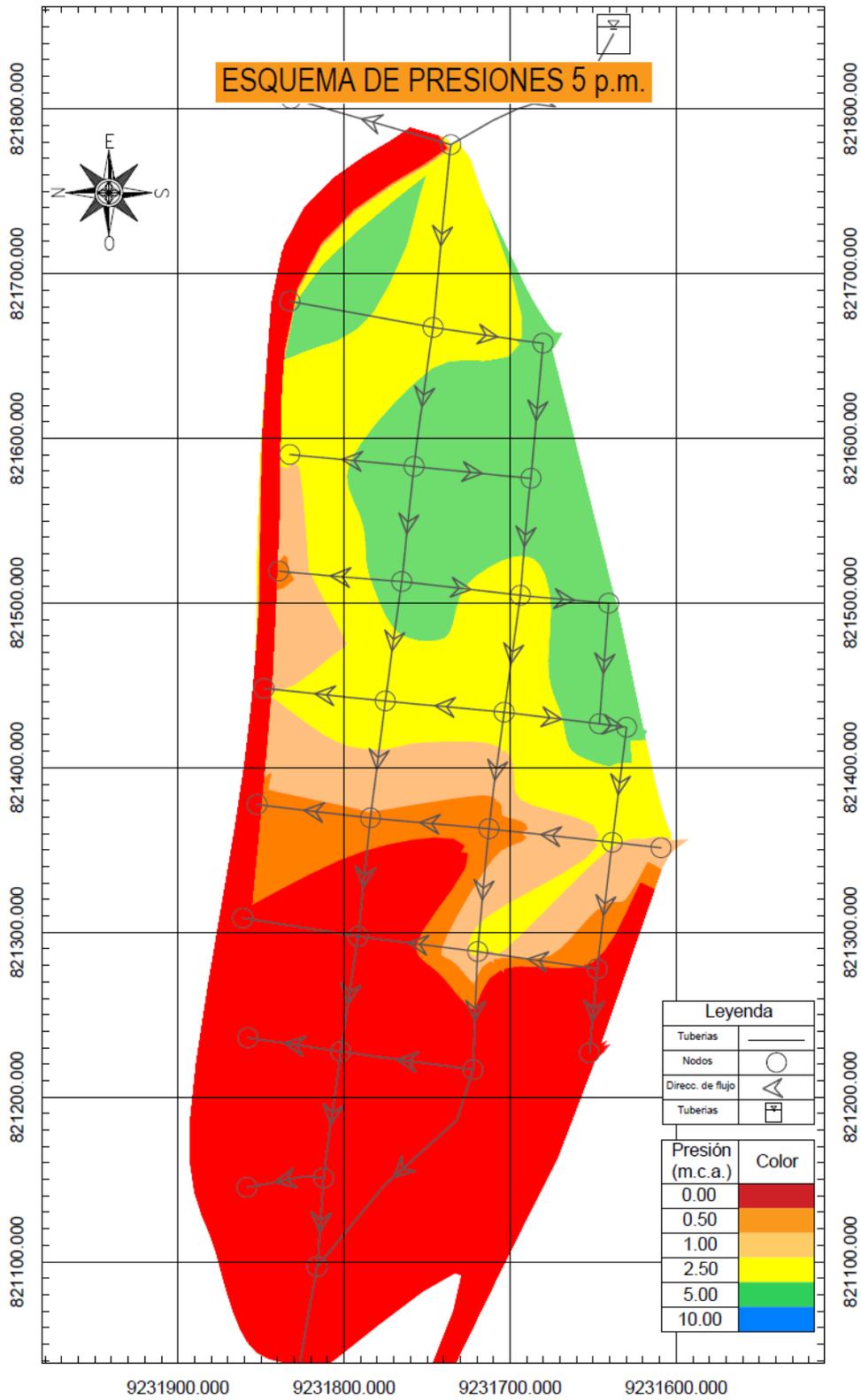


Figura 49

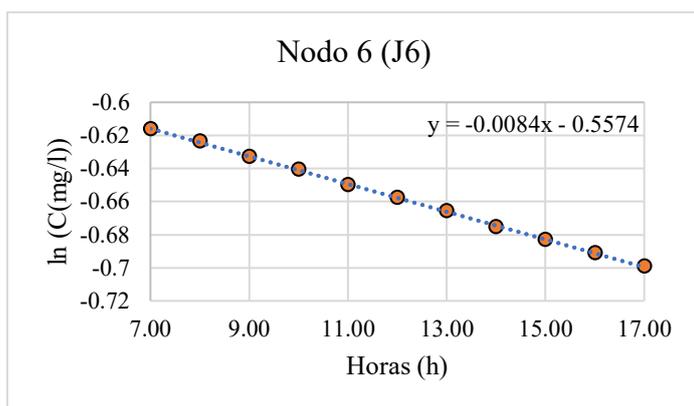
Presiones en red de distribución Jorge Chávez a las 5:00 p.m.



ANEXO 9 MÉTODO GRÁFICO PARA EL COEFICIENTE Kb

Figura 50

Gráfico de primer orden del nodo 6



Coordenadas de ubicación:

N: 9,231,757.85
E: 821,582.99

Punto de Muestreo:

Vivienda

Ecuación de primer orden:

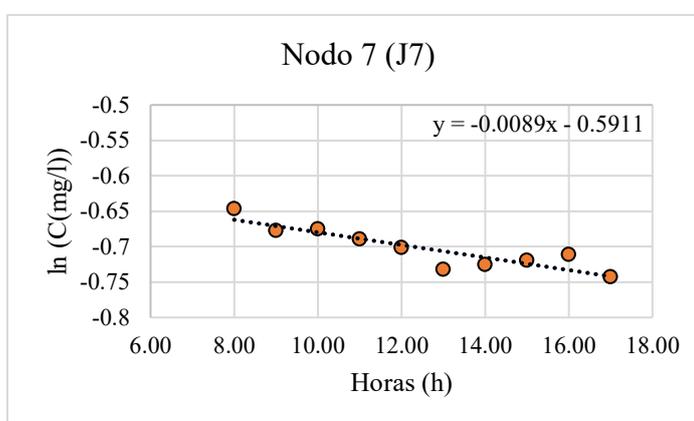
$$y = -0.0084x - 0.5574$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$K_b = -0.0084 \text{ h}^{-1}$$

Figura 51

Gráfico de primer orden del nodo 7



Coordenadas de ubicación:

N: 9,231,832.66
E: 821,590.24

Punto de Muestreo:

Vivienda

Ecuación de primer orden:

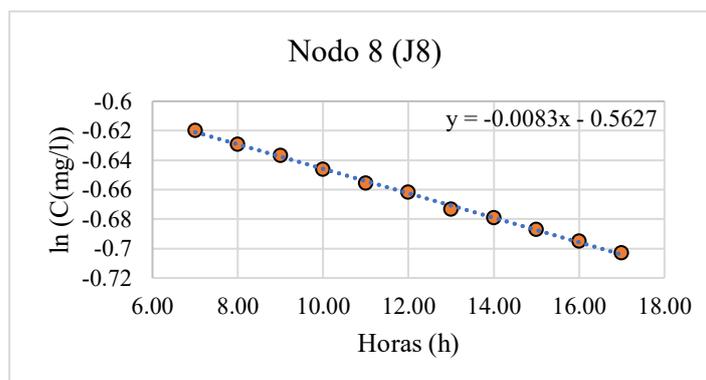
$$y = -0.0089x - 0.5911$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$K_b = -0.0089 \text{ h}^{-1}$$

Figura 52

Gráfico de primer orden del nodo 8



Coordenadas de ubicación:

N: 9,231,687.45
E: 821,575.74

Punto de Muestreo:

Vivienda

Ecuación de primer orden:

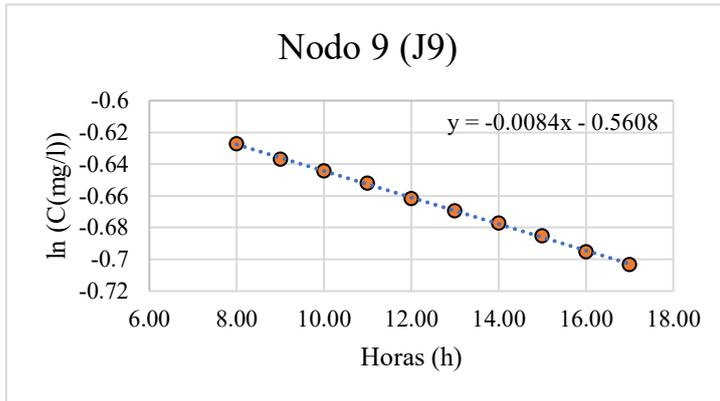
$$y = -0.0083x - 0.5627$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$K_b = -0.0083 \text{ h}^{-1}$$

Figura 53

Gráfico de primer orden del nodo 9



Coordenadas de ubicación:

N: 9,231,765.26
E: 821,513.08

Punto de Muestreo:

Vivienda

Ecuación de primer orden:

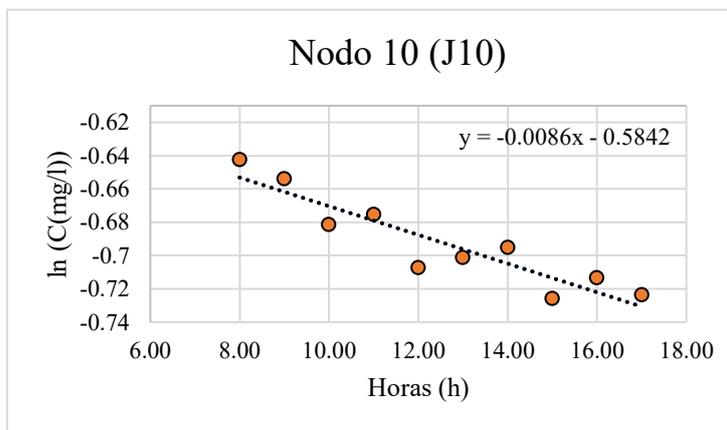
$$y = -0.0084x - 0.5608$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0084 \text{ h}^{-1}$$

Figura 54

Gráfico de primer orden del nodo 10



Coordenadas de ubicación:

N: 9,231,839.29 m
E: 821,519.50 m

Punto de Muestreo:

Vivienda

Ecuación de primer orden:

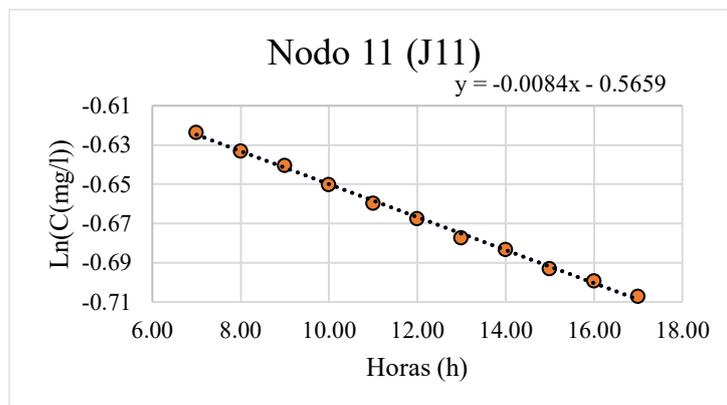
$$y = -0.0086x - 0.5842$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0086 \text{ h}^{-1}$$

Figura 55

Gráfico de primer orden del nodo 11



Coordenadas de ubicación:

N: 9,231,693.81
E: 821,504.75

Punto de Muestreo:

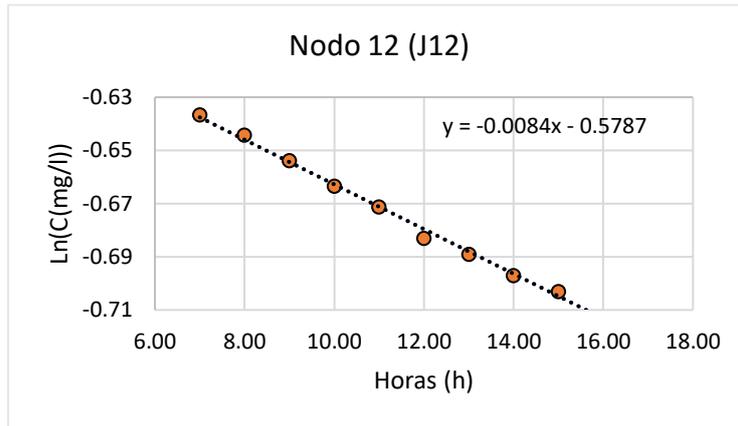
Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0084x - 0.5659$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0084 \text{ h}^{-1}$$

Figura 56*Gráfico de primer orden del nodo 12***Coordenadas de ubicación:**

N: 9,231,640.66

E: 821,499.92

Punto de Muestreo:

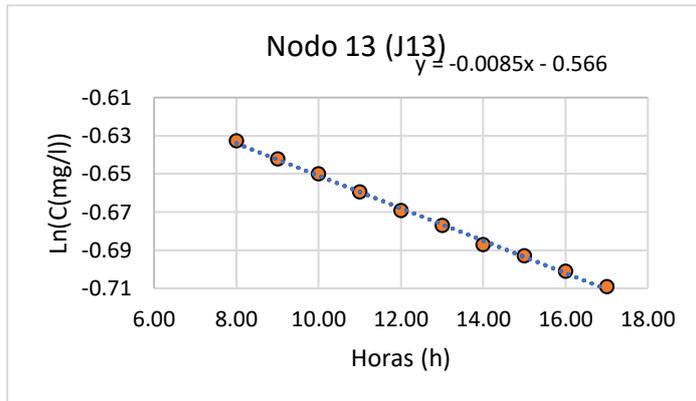
Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0084x - 0.5659$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0084 \text{ h}^{-1}$$

Figura 57*Gráfico de primer orden del nodo 13***Coordenadas de ubicación:**

N: 9,231,775.15

E: 821,440.56

Punto de Muestreo:

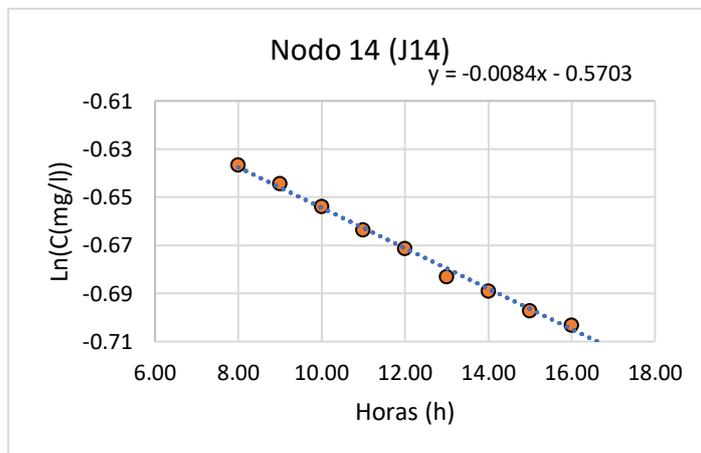
Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0085x - 0.566$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0085 \text{ h}^{-1}$$

Figura 58*Gráfico de primer orden del nodo 14***Coordenadas de ubicación:**

N: 9,231,703.58

E: 821,433.70

Punto de Muestreo:

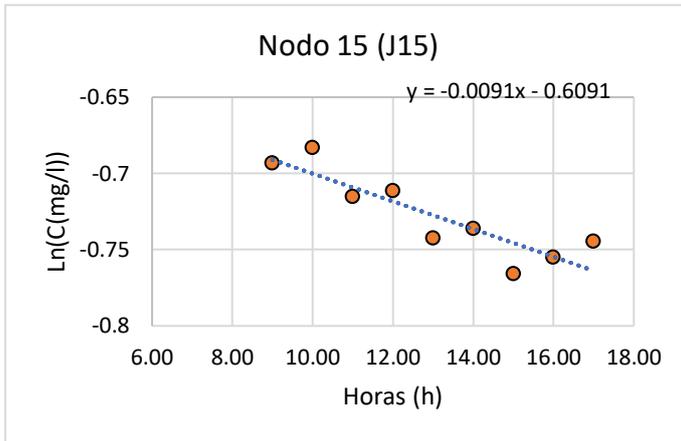
Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0084x - 0.5703$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0084 \text{ h}^{-1}$$

Figura 59*Gráfico de primer orden del nodo 15***Coordenadas de ubicación:**

N: 9,231,848.14

E: 821,448.19

Punto de Muestreo:

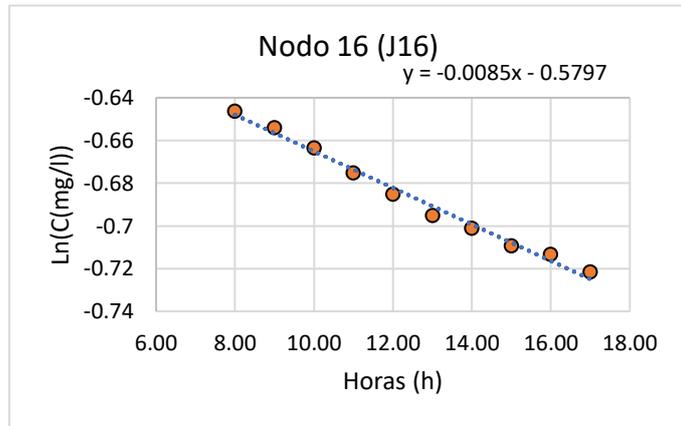
Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0091x - 0.6091$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0091 \text{ h}^{-1}$$

Figura 60*Gráfico de primer orden del nodo 16***Coordenadas de ubicación:**

N: 9,231,646.23

E: 821,426.69

Punto de Muestreo:

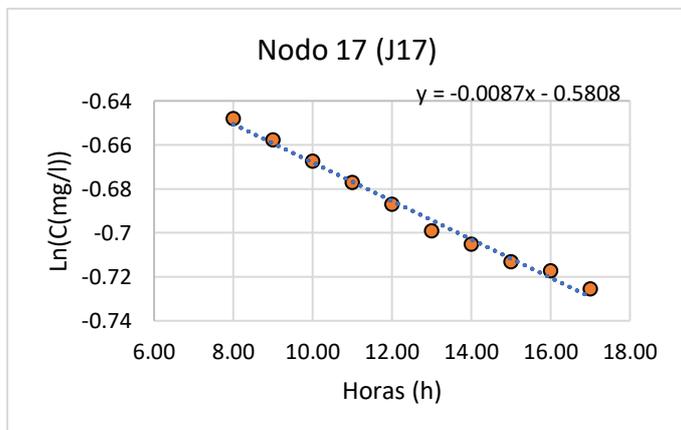
Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0085x - 0.5797$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0085 \text{ h}^{-1}$$

Figura 61*Gráfico de primer orden del nodo 17***Coordenadas de ubicación:**

N: 9,231,629.89

E: 821,424.60

Punto de Muestreo:

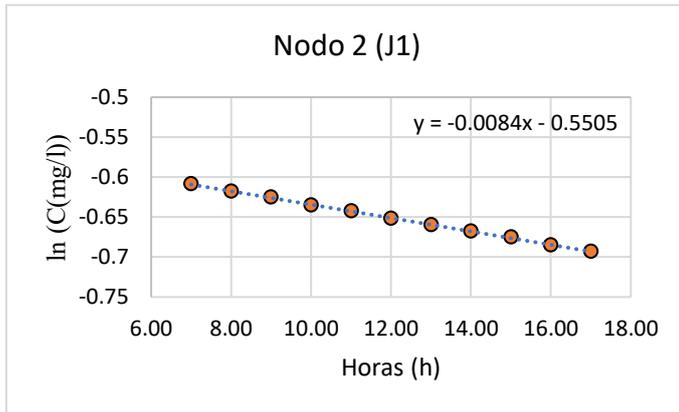
Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0087x - 0.5808$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0087 \text{ h}^{-1}$$

Figura 62*Gráfico de primer orden del nodo 2***Coordenadas de ubicación:**

N: 9 231 735.68 m

E: 821 778.39 m

Punto de Muestreo:

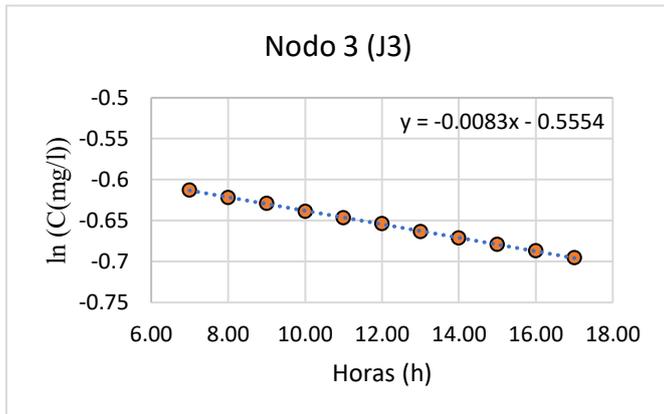
Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0084x - 0.5505$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0084 \text{ h}^{-1}$$

Figura 63*Gráfico de primer orden del nodo 3***Coordenadas de ubicación:**

N: 9 231 680.20

E: 821,657.80

Punto de Muestreo:

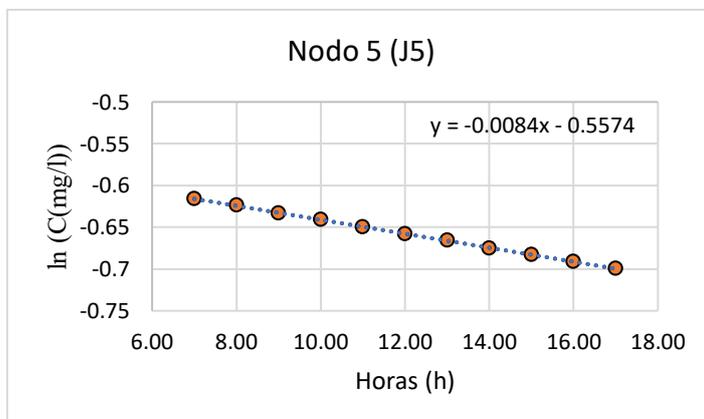
Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0083x - 0.5554$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0083 \text{ h}^{-1}$$

Figura 64*Gráfico de primer orden del nodo 5***Coordenadas de ubicación:**

N: 9 231 680.20 m

E: 821,657.80 m

Punto de Muestreo:

Vivienda

Ecuación de primer orden:

$$y = -0.0084x - 0.5574$$

Coefficiente de reacción con la masa del agua (Kb):

$$Kb = -0.0087 \text{ h}^{-1}$$

ANEXO 10 PANEL FOTOGRÁFICO

Figura 65

Levantamiento topográfico



Figura 66

Levantamiento topográfico de la vivienda N° 113



Figura 67

Reunión con autoridades de la JASS Lucmapampa



Figura 68

Monitoreo de presión en punto de control (vivienda 107)



Figura 69

Monitoreo de presión vivienda 47



Figura 70

Monitoreo de presión en Centro de Salud



Figura 71

Dimensionamiento de los 2 reservorios N° 5



Figura 72

Monitoreo de cloro en vivienda N° 39



Figura 73

Monitoreo de cloro en la tubería de ingreso de la PTAP la quesera



Figura 74

Monitoreo de cloro en bodega (V-38)



Figura 75

Préstamo de equipo multiparámetro para monitoreo de PH de laboratorio EAPISAC



Figura 76

Monitoreo de pH en la red de distribución



Figura 77

Acompañamiento a limpieza y aforamiento en reservorio 1 por parte de personal de ATM Jorge Chávez



Figura 78

Diagnóstico y aforamiento de la captación "La Cortadera"



Figura 79

Diagnóstico y evaluación de captación Cashmillap



Figura 80

Llenado de fichas de diagnóstico del sistema de agua potable

