

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.



TESIS

**“EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE DEL
CENTRO POBLADO SAN JUAN, DISTRITO DE CHADÍN – CHOTA,
2023”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bach. EDWIN CABRERA RODRÍGUEZ

ASESOR:

Dr. Ing. GASPAR VIRILO MÉNDEZ CRUZ

CAJAMARCA – PERÙ

2024

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- FACULTAD DE INGENIERÍA -

- Investigador:** Edwin Cabrera Rodríguez
DNI: 71123632
Escuela Profesional: Ingeniería Civil
- Asesor:** Gaspar Virilo Méndez Cruz
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:**
EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE DEL CENTRO POBLADO SAN JUAN, DISTRITO DE CHADÍN - CHOTA, 2023.
- Fecha de evaluación:** 22/11/2024
- Software antiplagio:** TURNITIN URKUND (OURIGINAL) (*)
- Porcentaje de Informe de Similitud:** 22%
- Código Documento: Oide:** 3117:408579357
- Resultado de la Evaluación de Similitud:**
 APROBADO PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: Cajamarca, 22 de noviembre de 2024



FIRMA DEL ASESOR

Nombres y Apellidos: Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz

DNI: 26631950

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN



Dra. Ing. Laura Sojta Bazán Díaz
DIRECTORA

UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios, por darme la vida, la salud y haber permitido llegar hasta este importante logro.

A mi mamá, gracias por tu dedicación, tus sacrificios y por estar a mi lado en cada paso.

A mi familia, por su constante apoyo, comprensión y ánimo en cada etapa de este proceso.

A mi asesor de tesis, Dr. Ing. Gaspar Méndez Cruz, quien me guió con su conocimiento, paciencia y dedicación. Gracias por su valioso tiempo y por brindarme las herramientas necesarias para desarrollar mi trabajo de investigación.

A los jurados de tesis, Dr. Ing. José Francisco Huamán Vidaurre, al Dr. Ing. Luis Vásquez Ramírez y al Mg. Ing. Héctor Hugo Miranda Tejada. Gracias por sus aportes y profesionalismo que contribuyeron a mejorar y enriquecer este proyecto.

Finalmente, a la JASS del sistema de agua potable, por su disposición, colaboración y apoyo que me permitieron llevar a cabo la investigación.

DEDICATORIA

A Dios, por darme la vida, por ser mi guía y fortaleza en cada paso de este camino para superar cada obstáculo y alcanzar mis sueños.

A mi mamá, por tu apoyo incondicional, por ser mi mayor ejemplo de lucha, esfuerzo, por haberme transmitido sus consejos y valores que me han permitido ser mejor persona. Cada sacrificio que has hecho, cada palabra de aliento, me ha dado la fuerza para alcanzar esta meta y siempre estaré agradecido por todo lo que has hecho por mí.

A mi familia, por ser un pilar fundamental, por sus palabras de ánimo y por su fe en mí, incluso en los momentos más difíciles. Cada uno de ustedes ha sido una pieza fundamental en esta formación.

A mis amigos y compañeros de la Universidad, por su compañerismo, sus palabras, su compañía y su confianza en mí me han impulsado a seguir adelante.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTO	II
DEDICATORIA	III
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
INDICE DE GRÁFICOS	X
RESÚMEN	XI
ABSTRACT.....	XII
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.1.1. Contextualización	1
1.1.2. Descripción del problema	1
1.2. Formulación del problema	2
1.3. Justificación del problema.....	2
1.4. Alcances o delimitación de la investigación	2
1.5. Limitaciones	2
1.6. Objetivos	3
1.6.1. General.....	3
1.6.2. Específicos	3
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	4
2.1. Antecedentes Teóricos	4
2.1.1. Antecedentes Internacionales.....	4
2.1.2. Antecedentes Nacionales	5
2.1.3. Antecedentes Locales.....	5
2.2. Bases Teóricas.....	6
2.2.1. Parámetros de diseño	6
2.2.2. Sistema de agua potable.....	10
2.2.3. Tipos de fuente de abastecimiento de agua.....	10
2.2.4. Sistema de agua potable por gravedad.....	10
2.2.5. Componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable.....	11
2.2.6. Perdida de carga	20
2.2.7. Rugosidad de las tuberías por efecto del tiempo	22

2.2.8.	Caudal de operación real.....	25
2.2.9.	Evaluación de los sistemas de agua potable rural.....	25
2.2.10.	Evaluación de la operación y mantenimiento del sistema.....	25
2.2.11.	Evaluación de la administración de los servicios.....	26
2.2.12.	Simulación hidráulica Utilizando el Software WaterCAD	27
2.2.13.	Definición de términos básicos	28
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS		29
3.1.	Ubicación y características de la zona de estudio	29
3.1.1.	Ubicación geográfica	29
3.1.2.	Accesibilidad.....	31
3.1.3.	Población.....	31
3.1.4.	Configuración de Viviendas	32
3.1.5.	Clima.....	32
3.1.6.	Topografía.....	32
3.1.7.	Actividad Económica.....	32
3.1.8.	Servicios Públicos.....	32
3.2.	Metodología de la investigación	33
3.2.1.	Tipo de Investigación.....	33
3.2.2.	Nivel de investigación.....	33
3.2.3.	Diseño de Investigación.....	33
3.2.4.	Población de estudio	33
3.2.5.	Muestra	33
3.2.6.	Técnicas y materiales para la recolección de datos	33
3.3.	Procedimiento para el desarrollo de la investigación.....	34
3.3.1.	Describir los componentes de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.....	35
3.3.2.	Determinar in situ el caudal de operación real de agua potable por la población del Centro Poblado San Juan.....	35
3.3.3.	Evaluar hidráulicamente cada componente de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.....	36
3.3.4.	Evaluar la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.....	38
3.3.5.	Evaluar la administración de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.....	38

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	40
4.1. Análisis.....	40
4.1.1. Descripción de los componentes de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.....	40
4.1.2. Determinación in situ el caudal de operación real de agua potable por la población del Centro Poblado San Juan.	56
4.1.3. Evaluación hidráulica de cada componente de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.....	65
4.1.4. Evaluar la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.....	101
4.1.5. Evaluar la administración de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan	102
4.2. Discusión de Resultados.....	102
4.2.1. SISTEMA N.º 1	102
4.2.2. SISTEMA N.º 2	105
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	109
5.1. Conclusiones	109
5.2. Recomendaciones.....	110
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	111
ANEXOS	113

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Periodos de diseño de los componentes de un sistema de agua potable.....	6
Tabla 2: Dotación de agua potable según ubicación geográfica.....	6
Tabla 3: Dotación de agua potable para instituciones educativas	7
Tabla 4: Valores de la viscosidad cinemática para el agua en función de la temperatura.....	22
Tabla 5: Valores típicos de coeficientes de rugosidad para diferentes tipos de material	23
Tabla 6: Coeficiente α de la fórmula de Genijew (I).....	24
Tabla 7: Coeficiente α de la fórmula de Genijew (II)	24
Tabla 8: Vías de acceso a la zona de estudio	31
Tabla 9: Cuestionario para la evaluación la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable	38
Tabla 10: Cuestionario para la evaluación la administración del sistema de agua potable	39
Tabla 11: Lecturas realizadas en cada hora y cálculo de caudal promedio en cada hora en un día para el Sistema N.º 1	57
Tabla 12: Cálculo de caudales de diseño (Q_m , Q_{md} y Q_{mh}) para el Sistema N.º 1.....	58
Tabla 13: Coeficientes de variación de consumo para el Sistema N.º 1	59
Tabla 14: Lecturas realizadas en cada hora y cálculo de caudal promedio en cada hora en un día para el Sistema N.º 2.....	61
Tabla 15: Cálculo de caudales de diseño (Q_m , Q_{md} y Q_{mh}) para el Sistema N.º 1.....	63
Tabla 16: Coeficientes de variación de consumo para el Sistema N.º 1	63
Tabla 17: Aforo de caudal en la captación N.º 1 en época de lluvia 14/01/2024.....	65
Tabla 18: Aforo de caudal en la captación N.º 1 en época de lluvia 27/02/2024.....	65
Tabla 19: Aforo de caudal en la captación N.º 1 en época de estiaje 01/07/2023.....	65
Tabla 20: Aforo de caudal en la captación N.º 1 en época de estiaje 26/08/2023.....	66
Tabla 21: Aforo de caudal en la captación N.º 2 en época de lluvia 14/01/2024.....	72
Tabla 22: Aforo de caudal en la captación N.º 2 en época de lluvia 27/02/2024.....	72
Tabla 23: Aforo de caudal en la captación N.º 2 en época de estiaje 01/07/2023.....	72
Tabla 24: Aforo de caudal en la captación N.º 2 en época de estiaje 26/08/2023.....	72
Tabla 25: Diagrama de masas para 12 horas en el Sistema N.º 1	79
Tabla 26: Presiones dinámicas en conexiones domiciliarias del Sistema N.º 1 en horario de máximo consumo.....	83
Tabla 27: Presiones en las conexiones según la modelación para el Sistema N.º 1	84
Tabla 28: Presiones en los nodos según la modelación para el Sistema N.º 1	85

Tabla 29: Reporte de caudales, velocidades y pérdidas de carga de todas las redes según la modelación para el Sistema N.º 1	86
Tabla 30: Aforo de caudal en la captación en época de lluvia 15/01/2024	87
Tabla 31: Aforo de caudal en la captación en época de lluvia 28/02/2024	87
Tabla 32: Aforo de caudal en la captación en época de estiaje 02/07/2023	87
Tabla 33: Aforo de caudal en la captación en época de estiaje 25/08/2023	88
Tabla 34: Diagrama de masas para 12 horas en el Sistema N.º 2	93
Tabla 35: Presiones dinámicas en conexiones domiciliarias del Sistema N.º 2 en horario de máximo consumo	97
Tabla 36: Presiones en las conexiones según la modelación para el Sistema N.º 2	98
Tabla 37: Presiones en los nodos según la modelación para el Sistema N.º 2	100
Tabla 38: Reporte de caudales, velocidades y pérdidas de carga de todas las redes según la modelación para el sistema N.º 2	101
Tabla 39: Componentes críticos del Sistema N.º 1	107
Tabla 40: Componentes críticos del Sistema N.º 2	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Coeficiente de variación diaria.....	7
Figura 2: Coeficiente de variación horaria	8
Figura 3: Variaciones diarias de consumo	9
Figura 4: Variaciones horarias de consumo.....	10
Figura 5: Componentes de un sistema de agua potable.....	11
Figura 6: Manantial de ladera	12
Figura 7: Altura de la altura de la cámara húmeda.....	14
Figura 8: Dimensionamiento de canastilla	15
Figura 9: Cámara de reunión de caudales.....	16
Figura 10: Esquema de una línea de conducción por gravedad	17
Figura 11: Diagrama de flujo para el procesamiento de WaterCAD	27
Figura 12: Mapa del Perú - Región de Cajamarca-Provincia Chota.	29
Figura 13: Ubicación en el mapa Centro Poblado San Juan – Chadín - Chota.....	30
Figura 14: Vista panorámica del Centro Poblado San Juan-Chadín	30
Figura 15: Ubicación de la zona de estudio – Centro Poblado San Juan	31
Figura 16: Vista panorámica de la captación N.º 1	41
Figura 17: Vista de la cámara húmeda de la captación N.º 1	41
Figura 18: Vista panorámica de la captación N.º 2	42
Figura 19: Vista de la zona de afloramiento de la captación N.º 2.....	42
Figura 20: Vista de la cámara húmeda de la captación N.º 2	43
Figura 21: Vista de la cámara seca de la captación N.º 2.....	43
Figura 22: Vista panorámica de la cámara de reunión de caudales.....	44
Figura 23: Vista de la cámara húmeda de la cámara de reunión de caudales.....	45
Figura 24: Vista del Reservorio de forma circular del sistema de agua potable N.º 1	47
Figura 25: Vista de la cámara rompe presión N.º 2 tipo 7 del sistema N.º 1.....	49
Figura 26: Vista panorámica de la captación, Sistema N.º 2.....	50
Figura 27: Vista de la cámara húmeda de la captación, Sistema N.º 2.....	50
Figura 28: Vista de la cámara seca de la captación, Sistema N.º 2	51
Figura 29: Vista del Reservorio del sistema de agua potable del Sistema N.º 2	53
Figura 30: Caja de válvulas en el reservorio del Sistema N.º 2.....	53
Figura 31: y Figura 32: Vista de la cámara rompe presión N.º 1 y N.º 2 tipo 7 del Sistema N.º 2, respectivamente.	55

Figura 33: Vista en Perfil del reservorio circular	57
Figura 34: Vista en Perfil del reservorio Rectangular	61
Figura 35: Vistas de la cámara húmeda de la captación N.º 1	67
Figura 36: Vista de la canastilla de la cámara húmeda de la captación N.º 1	71
Figura 37: Vistas de la cámara húmeda de la captación N.º 2.....	73
Figura 38: Vista de la canastilla de la cámara húmeda de la captación N.º 2	76
Figura 39: Vistas de la cámara húmeda de la captación en el sistema N.º 2	88
Figura 40: y Figura 41: Visita a campo y reconocimiento de las captaciones y cámara de reunión de caudales en el Sistema N.º 1	124
Figura 42: Dimensionamiento de estructuras, captación N.º 2 en el Sistema N.º 1	124
Figura 43: y Figura 44: Tubería expuesta al aire libre en la red de distribución del Sistema N.º 1	125
Figura 45: Vista de la captación en el Sistema N.º 1	125
Figura 46: Caja de válvulas del reservorio del Sistema N.º 1	125
Figura 47: y Figura 48: Aforo de caudal en temporada de lluvia y estiaje en la captación del Sistema N.º 2.....	126
Figura 49: Medición de desniveles de agua consumidos en el reservorio del Sistema N.º 1	126
Figura 50: Medición de desniveles de agua consumidos en el reservorio del Sistema N.º 2	127
Figura 51: Válvula expuesta al aire libre y sin protección en el Sistema N.º 1	127
Figura 52: Tubería perforada en la red de distribución del Sistema N.º 2.....	127
Figura 53: Medición de presión en conexiones domiciliarias	128
Figura 54: Desperdicio de agua en conexión domiciliaria del Sistema N.º 2.....	128
Figura 55: Vista exterior de CRP-T7 en el Sistema N.º 2	128

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Consumo diario de la Semana 1 - Sistema N.º 1	59
Gráfico 2: Consumo diario de la Semana 2 - Sistema N.º 1	60
Gráfico 3: Consumo diario de la Semana 1 - Sistema N.º 2	64
Gráfico 4: Consumo diario de la Semana 2 - Sistema N.º 2	64
Gráfico 5: Curva de consumo continuo de 12 horas de funcionamiento.....	79
Gráfico 6: Curva de consumo continuo de 12 horas de funcionamiento.....	94

RESÚMEN

En el centro poblado San Juan, perteneciente al distrito de Chadín, provincia de Chota, región Cajamarca; se desarrolló la presente investigación de tipo aplicada y un diseño no experimental, la cual tuvo como objetivo evaluar los sistemas de agua potable, para tal fin, la investigación se ha enfocado en tres importantes aspectos, los cuales son: la infraestructura, la Operación y Mantenimiento y la administrativa de los dos sistemas de agua potable por gravedad. Para la evaluación se hizo visitas a campo a los dos sistemas para describir el estado actual de cada componente, realizar encuestas y la evaluación hidráulica; los resultados es que existe deficiencias en el suministro de agua potable por problemas de presión en las redes, falta de accesorios en los componentes y estructuras que ya cumplieron su vida útil. Se determinó los caudales para el Sistema N.º 1: $Q_m = 0.16$ l/s, $Q_{md} = 0.18$ l/s, $Q_{mh} = 0.30$ l/s; los coeficientes de variación diario (K1) y horario (K2) son 1.10 y 1.88 respectivamente; la dotación de agua promedio en este sector de la población es de 94.74 l/p/d; las presiones dinámicas encontradas en campo varían desde 5.10 m.c.a. hasta 45.89 m m.c.a., en el modelamiento de la red de distribución con el software WaterCAD para las 37 conexiones se determinó que solo el 83.78 % cumplen con el rango establecido por la normativa del MVCS (2018). En el Sistema N.º 2 los componentes tienen un tiempo de funcionamiento de 26 años y se encuentran en mal estado; los caudales: $Q_m = 0.28$ l/s, $Q_{md} = 0.29$ l/s, $Q_{mh} = 0.51$ l/s; los coeficientes de variación diario (K1) y horario (K2) son 1.04 y 1.86 respectivamente, la dotación de agua promedio en este sector de la población es de 115.20 l/p/d; en la red de distribución las presiones dinámicas encontradas en campo varían desde 5.10 m.c.a. hasta 49.97 m.c.a.; en el modelamiento de la red de distribución con el software WaterCAD para las 54 conexiones se determinó que solo el 77.88 % cumplen con el rango establecido por la normativa del MVCS (2018). En ambos sistemas el caudal ofertante por los manantiales es inferior al caudal máximo diario. La operación y mantenimiento está a cargo de la junta administrativa, no existe un plan de mantenimiento y las actividades limpieza y desinfección se hace una vez al año. La administración de los sistemas de agua potable se encuentra bajo una JASS, la cual ha sido reconocida como una organización formal, pero presenta una débil organización.

Palabras clave: evaluación, sistemas, agua potable, coeficientes de variación consumo, presión dinámica.

ABSTRACT

In the San Juan population center, belonging to the Chadín district, Chota province, Cajamarca region; the present applied research was developed and a non-experimental design, which had as its objective to evaluate the drinking water systems, for this purpose, the research has focused on three important aspects, which are: the infrastructure, the Operation and Maintenance and the administration of the two gravity drinking water systems. For the evaluation, field visits were made to the two systems to describe the current state of each component, conduct surveys and the hydraulic evaluation; the results are that there are deficiencies in the supply of drinking water due to pressure problems in the networks, lack of accessories in the components and structures that have already fulfilled their useful life. The flow rates for System No. 1 were determined: $Q_m = 0.16$ l/s, $Q_{md} = 0.18$ l/s, $Q_{mh} = 0.30$ l/s; the daily (K1) and hourly (K2) coefficients of variation are 1.10 and 1.88 respectively; the average water supply in this sector of the population is 94.74 l/p/d; the dynamic pressures found in the field vary from 5.10 m.c.a. to 45.89 m m.c.a., in the modeling of the distribution network with the WaterCAD software for the 37 connections it was determined that only 83.78% comply with the range established by the MVCS regulations (2018). In System No. 2 the components have an operating time of 26 years and are in poor condition; the flow rates: $Q_m = 0.28$ l/s, $Q_{md} = 0.29$ l/s, $Q_{mh} = 0.51$ l/s; The daily (K1) and hourly (K2) coefficients of variation are 1.04 and 1.86 respectively, the average water supply in this sector of the population is 115.20 l/p/d; in the distribution network the dynamic pressures found in the field vary from 5.10 m.c.a. to 49.97 m.c.a.; in the modeling of the distribution network with the WaterCAD software for the 54 connections it was determined that only 77.88% comply with the range established by the MVCS regulations (2018). In both systems the flow offered by the springs is lower than the maximum daily flow. Operation and maintenance is carried out by the administrative board, there is no maintenance plan and cleaning and disinfection activities are done once a year. The administration of the drinking water systems is under a JASS, which has been recognized as a formal organization, but has a weak organization. **Keywords:** evaluation, systems, drinking water, coefficients of variation consumption, dynamic pressure.

Keywords: evaluation, systems, potable water, consumption variation coefficients, dynamic pressur

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

1.1.1. Contextualización

La Organización Mundial de la Salud (OMS) destaca que el acceso al agua potable es fundamental para garantizar la salud, el bienestar y el desarrollo de las comunidades. Sin embargo, en muchas zonas rurales el acceso a servicios básicos es mayor, los sistemas de agua potable enfrentan desafíos significativos para satisfacer las necesidades de la población.

Según el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), en su informe Acceso a los servicios básicos en el Perú, 2023, en la región de Cajamarca, solo el 80.9 % de la población rural dispone de acceso a agua potable. Además, la continuidad del servicio para la sierra peruana la población tiene un promedio de 127 horas del servicio por semana.

En zonas rurales de Cajamarca, el crecimiento poblacional no planificado, el cambio climático y la escasez de recursos económicos para la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable han llevado a una situación crítica. Muchos de los sistemas hidráulicos construidos no solo han superado su vida útil, sino que también existe la falta de mantenimiento adecuado lo que genera pérdidas de agua, baja eficiencia y riesgos de contaminación.

1.1.2. Descripción del problema

Actualmente el centro poblado San Juan, cuenta con dos sistemas de agua potable por gravedad Sistema N.º 1 y Sistema N.º 2, cuyos manantiales se encuentran en los sectores denominados como “La Quinoa” y “La Pampa Verde”, respectivamente. La administración de los sistemas está a cargo de la Junta Administradora de Servicios de Saneamiento (JASS).

Estos sistemas fueron construidos 1997 por el Fondo de Cooperación para el Desarrollo Social (FONCODES) y a la actualidad solo se ha hecho mejoras en las captaciones, línea de conducción y reservorio en el Sistema N.º 1 en el 2019 por parte de la municipalidad distrital.

Ambos sistemas no cuentan con micromedición (medidores), por lo que, debido a la falta de un control preciso del consumo por parte de cada usuario, no es posible determinar con exactitud quiénes están haciendo un uso excesivo del agua.

El desarrollo de una evaluación nos proporciona una visión completa sobre la prestación del servicio en el centro poblado San Juan y, a su vez, nos ayuda a identificar la situación actual y los posibles problemas de la infraestructura existente en estos sistemas.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el estado de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan, Distrito de Chadín?

1.3. Justificación del problema

El agua es esencial y crucial para la vida, pero no todo el mundo tiene acceso a ella. Además, a medida que crece la población, aumenta la demanda de agua. La disponibilidad del agua se ven afectadas por una serie de factores, el crecimiento demográfico, el cambio climático, una infraestructura deficiente, entre otros.

La realización de la investigación es de necesidad para la población del centro poblado San Juan para determinar posibles problemas tanto en la infraestructura, organización y funcionamiento hidráulico de los sistemas. Para ello, se tendrá en cuenta las normas vigentes.

1.4. Alcances o delimitación de la investigación

En la investigación se realizó la evaluación técnica, desde el punto de vista hidráulico, del estado actual de los dos sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan, los cuales cuentan con un total de 37 conexiones en el Sistema N.º 1 y 54 conexiones en el Sistema N.º 2.

La investigación de campo y la recolección de información se realizó durante el periodo comprendido por los meses de Mayo del 2023 a Febrero del 2024. En dicha investigación, para ambos sistemas además de la evaluación de las estructuras, se llevó a cabo la evaluación la administración.

1.5. Limitaciones

Una de las principales limitaciones de esta investigación es la dificultad para obtener planos existentes y detallados de las redes de agua potable, que indiquen con precisión la ubicación de las tuberías y los diámetros específicos de cada tramo. Por otro lado, la investigación se ha retrasado ligeramente debido a la limitación en el tiempo disponible por los miembros de la JASS para hacer el recorrido a los componentes de los sistemas de agua potable.

Además, la población mostraba cierta desconfianza y desconocimiento de los procedimientos, lo que también impidió evaluar el concreto y visitar a ciertas conexiones.

1.6. Objetivos

1.6.1. General

- Evaluar los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan, Distrito de Chadín – Chota, 2023.

1.6.2. Específicos

- Caracterizar el Centro Poblado San Juan.
- Describir los componentes de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.
- Determinar in situ el consumo real de agua potable por la población del Centro Poblado San Juan.
- Evaluar hidráulicamente los componentes de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.
- Evaluar la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.
- Evaluar la administración de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes Teóricos

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Topón (2022), en su tesis, “Desarrollo de una propuesta de mejoras al sistema de abastecimiento de agua potable de Runahurco del Pasochoa: Evaluación Hidráulica”, realizó una evaluación hidráulica para determinar las condiciones hidráulicas del sistema con el fin de mejorar el sistema de abastecimiento de agua. Esta evaluación se realizó desde la captación hasta las viviendas. Realizó visitas técnicas sobre el terreno para evaluar el estado de las estructuras, realizó aforos de caudal, en los que utilizó diferentes técnicas de medición del caudal dependiendo a cada caso. Para conocer mejor la red de distribución y la eficacia, realizó encuestas a la población. Con ayuda de estos datos pudo evaluar el estado de las infraestructuras, así como las poblaciones y caudales de diseño. Con los puntos topográficos georreferenciados obtuvo la planimetría y el perfil de la red de conducción y red de distribución. Luego, realizó simulaciones del sistema hidráulico. Concluyó que se debe modificar el diámetro de las tuberías en algunos puntos desde la captación. Recomienda un adecuado mantenimiento a los tanques de almacenamiento, así como en las redes de tubería debido a las importantes cantidades de sólidos en el agua que se acumulan.

Vividea (2018), en su tesis, “Propuesta de mejora del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad indígena de Amubri del Cantón de Talamanca- Costa Rica”, realizó un estudio mediante una evaluación e identificación del estado en el que se encuentran las estructuras que componen dicho sistema, así como un análisis de oferta y demanda del recurso hídrico. busca proponer mejoras a los componentes: captación, línea de conducción, almacenamiento, desinfección y potabilización a la comunidad indígena de Amubri del distrito Telire en el Cantón de Talamanca. Para esta investigación utiliza la metodología SERSA adaptada por el MINSA costarricense; por otro lado, utilizó la información demográfica del INEC y la proyección de poblaciones de la zona en estudio mediante los métodos aritmético, geométricos y exponencial y para el procesamiento de datos utilizó software de Sistemas de información geográfica QGIS y AutoCAD para posteriormente plantear recomendaciones en el mejoramiento del acueducto.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Sosa (2017), en su tesis, “Mejoramiento del sistema de agua potable caserío San José de Matalacas, distrito de Pacaipampa, provincia de Ayabaca, Región Piura”, analiza una solución alternativa a la necesidad de mejorar la disponibilidad de agua potable en el caserío de San José de Matalacas, con el objetivo de mejorar la calidad de vida de la población en estudio. Por ello; hizo una evaluación de la situación en la que se encuentra el proyecto. Realizó cálculos hidráulicos para el sistema de suministro con el fin de garantizar el correcto funcionamiento. Teniendo en cuenta las presiones, velocidades y tipos de diámetro de tubería que se emplearán.

Lazaro (2019), en su trabajo de investigación, “Evaluación del sistema de abastecimiento de agua potable del centro poblado de Marankiari, Satipo-2019”, está plasmado en determinar cuál es el estado del sistema de abastecimiento de agua potable del centro poblado de Marankiari, Satipo. La metodología utilizada en la investigación fue de nivel descriptivo, tipo aplicada, con diseño no experimental, el cual se hizo una recolección de datos. Por otra parte, hizo un muestreo de tipo no probabilístico; llegando a la conclusión que las deficiencias se deben a su antigüedad y el crecimiento de la población, además de aumentar el consumo de agua potable, ocasionan un mal funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable.

2.1.3. Antecedentes Locales

Julca (2022), en su tesis, “Evaluación del sistema de agua potable de la localidad de Tongod, San Miguel – Cajamarca”, desarrolló una metodología descriptiva, evaluó el estado de las estructuras, calculó el consumo diario y horario en el reservorio, midió presiones en viviendas cercanas a los nodos de la red de distribución, obteniendo como resultado, que el sistema desde el punto de vista hidráulico, se encuentra en funcionamiento. Determinó que los coeficientes de variación de consumo son aceptables pero la red de distribución presenta presiones y velocidades que están fuera de las recomendadas por el MVCS.

Chumacero (2022), en su tesis, “Evaluación del Sistema de Agua Potable de la Localidad de Pimpingos, Cutervo-Cajamarca, 2022”, tiene un enfoque cuantitativo y cualitativo; además, el diseño de investigación es descriptivo. Realizó una evaluación hidráulica de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable que consistió en registrar y cuantificar el agua consumida en los reservorios con el propósito de determinar las

variaciones de consumo $Q_p=0.6921$ L/s, $Q_{md}=1.0311$ L/s y el $Q_{mh}=2.0377$ L/s; estos valores se ajusten a los criterios establecidos por el MVCS (2018), por lo tanto, son aceptables para diseñar y evaluar hidráulicamente los componentes del sistema. Determinó que el sistema cuenta con un funcionamiento aceptable en las captaciones, los reservorios y la línea de aducción. Sin embargo, se identificaron problemas en el funcionamiento hidráulico por el sobredimensionamiento del diámetro en las líneas de conducción, altas presiones de servicio y velocidades en la red de distribución inferiores a 0.6 m/s.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Parámetros de diseño

2.2.1.1. Período de diseño

De acuerdo al MVCS (2018), los períodos de diseño máximos para los sistemas de agua potable deben ser los siguientes:

Tabla 1: Periodos de diseño de los componentes de un sistema de agua potable

ESTRUCTURA	PERIODO DE DISEÑO
Obra de captación	20 años
Reservorio	20 años
Líneas de conducción, aducción y distribución	20 años

Fuente: Tomado de MVCS (2018).

2.2.1.2. Dotación

La dotación se refiere a la cantidad de agua necesaria para cubrir las necesidades diarias de consumo de cada miembro de un hogar.

Tabla 2: Dotación de agua potable según ubicación geográfica

REGIÓN	DOTACIÓN SEGÚN TIPO DE OPCION TECNOLÓGICA (l/hab.d)	
	SIN ARRASTRE HIDRÁULICO (COMPOSTERA Y HOYO SECO VENTILADO)	CON ARRASTRE HIDRÁULICO (TANQUE SÉPTICO MEJORADO)
COSTA	60	90
SIERRA	50	80
SELVA	70	100

Fuente: Tomado de MVCS (2018).

En el caso de las instituciones educativas en áreas rurales, se recomienda utilizar la dotación de la tabla 3.

Tabla 3: Dotación de agua potable para instituciones educativas

DESCRIPCIÓN	DOTACIÓN (l/alumno.d)
Educación primaria e inferior (sin residencia)	20
Educación secundaria y superior (sin residencia)	25
Educación en general (con residencia)	50

Fuente: Tomado de MVCS (2018).

2.2.1.3. Variaciones de consumo

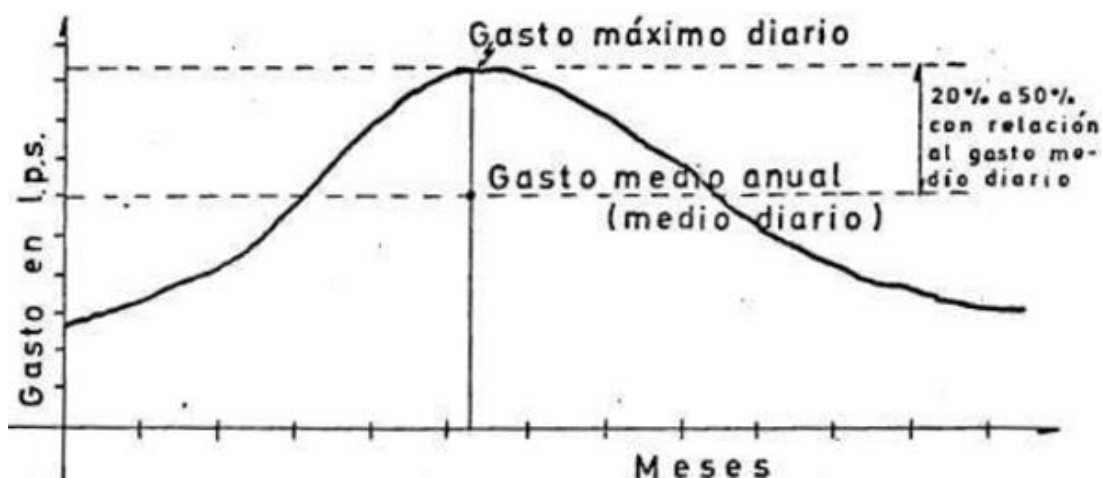
El uso de agua potable varía a lo largo del año, siendo menor durante la temporada de lluvias en comparación con la época seca. Además, el consumo también presenta variaciones a lo largo del día, lo que requiere calcular los caudales de diseño (Q_{md} y Q_{mh}). Sin embargo, para determinar estos caudales, es fundamental conocer los coeficientes de variación diaria (K_1) y horaria (K_2), respectivamente.

En la variación del consumo afectan diversos factores tales como: hábitos de la población, tipo de actividad, condiciones de clima, etc.

a. Coeficiente de Variación Diaria (K_1).

Para Rodríguez (2001), La variación diaria se representa como un coeficiente del promedio anual de consumo y está influenciada por la temperatura y la distribución de lluvias en la zona. Este factor se conoce como coeficiente de variación diaria.

Figura 1: Coeficiente de variación diaria

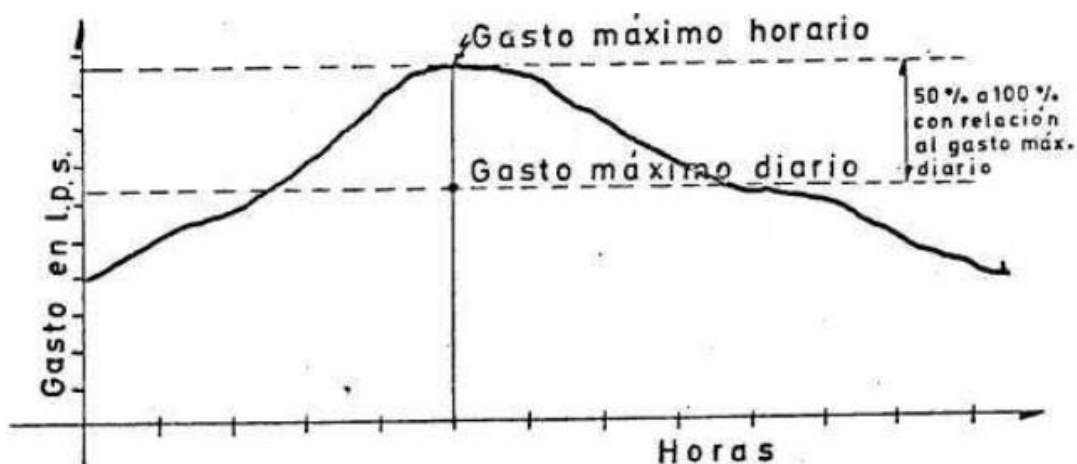


Fuente: Tomado de Rodríguez (2001).

b. Coeficiente de Variación Horaria (K2).

Para (Rodríguez, 2001), existen variaciones horarias en relación con el máximo de consumo diario. Durante ciertos períodos, el consumo será mayor o menor que el máximo diario.

Figura 2: Coeficiente de variación horaria



Fuente: Tomado de Rodríguez (2001).

Es importante identificar las máximas normales de estas variaciones para tenerlas en cuenta en el suministro de agua y prevenir la escasez en los días de alta demanda.

c. Coeficiente de variación diaria (K1) y coeficientes de variación horaria (K2), según normativa

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones RNE OS.100, (2006), considera los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de variación diaria(K1): 1.3
- Coeficiente de variación horaria (K2): 1.8-2.5.

d. Caudal promedio diario (Qm)

Según Agüero (1997), es el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en (l/s).

$$Q_m = \frac{Dot \times P_d}{86400} \dots \text{(Ecuación 1)}$$

Donde:

Q_m : Caudal promedio diario anual en l/s., Dot : Dotación en l/hab.d. y P_d : Población de diseño en habitantes (hab).

e. Caudal máximo diario (Q_{md})

Según Agüero (1997), define al consumo máximo diario como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año.

$$Q_{md} = Q_m \times K_1 \quad \dots \text{(Ecuación 2)}$$

Donde:

Q_{md} : Caudal máximo diario en l/s,

Q_m : Caudal promedio diario en l/s.

K_1 : Coeficiente de variación diaria.

f. Caudal máximo horario (Q_{mh})

Según Agüero (1997), define al consumo máximo horario como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo.

$$Q_{mh}(l/s) = Q_m(l/s) \times K_2 \quad \dots \text{(Ecuación 3)}$$

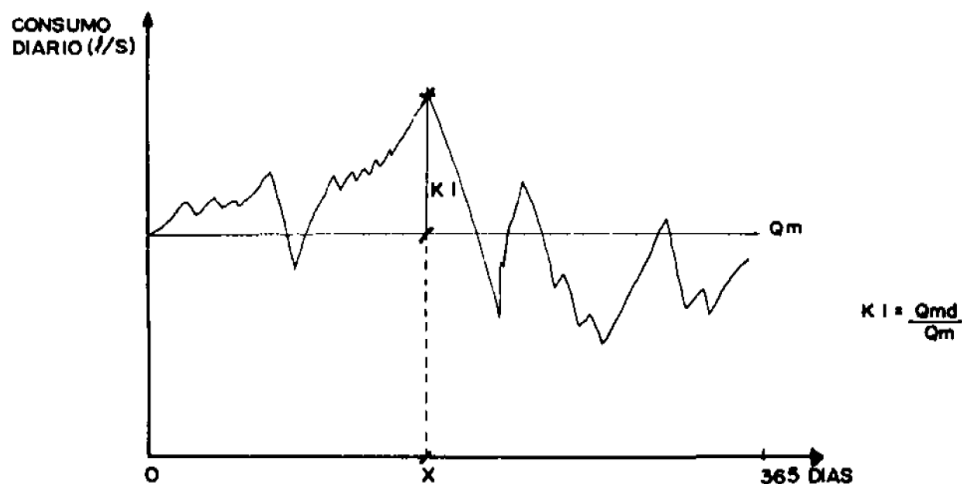
Donde:

Q_{mh} : Caudal máximo horario (l/s).

Q_m : Caudal promedio diario en l/s.

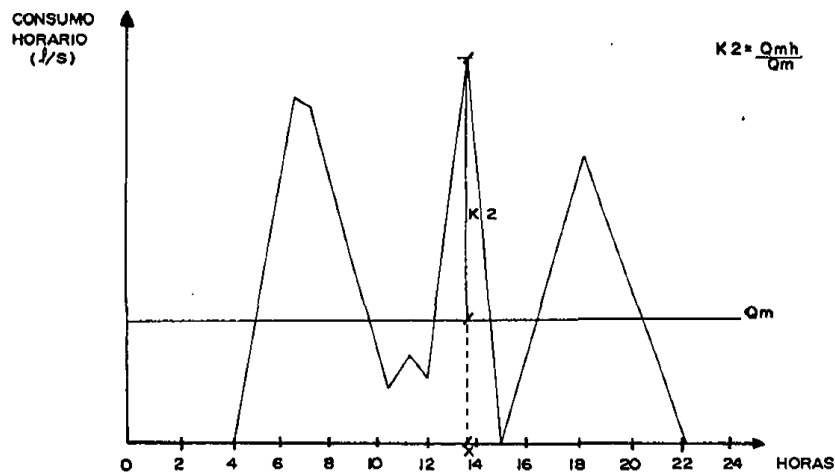
K_2 : Coeficiente de variación de consumo horario.

Figura 3: Variaciones diarias de consumo



Fuente: Tomado de Agüero (1997).

Figura 4: Variaciones horarias de consumo.



Fuente: Fuente: Tomado de Agüero (1997).

2.2.2. Sistema de agua potable

En un sistema de agua potable, el objetivo principal es proveer a los habitantes de una localidad con agua en cantidad y calidad para satisfacer sus necesidades básicas (Jiménes, 2013).

2.2.3. Tipos de fuente de abastecimiento de agua

Según Agüero (1997), los principales tipos fuentes de abastecimiento son el agua superficial, agua subterránea y agua de lluvia. Para el consumo humano deben cumplir las condiciones de calidad y cantidad.

- **Manantiales:** Un manantial es un lugar donde el agua brota de manera natural. Es la fuente más común para suministrar agua potable en pequeños poblados. Tienen la ventaja de la facilidad de captación. La desventaja ocurre muchas veces, por las variaciones del caudal, inclusive pueden desaparecer con en el tiempo (García, 2009).

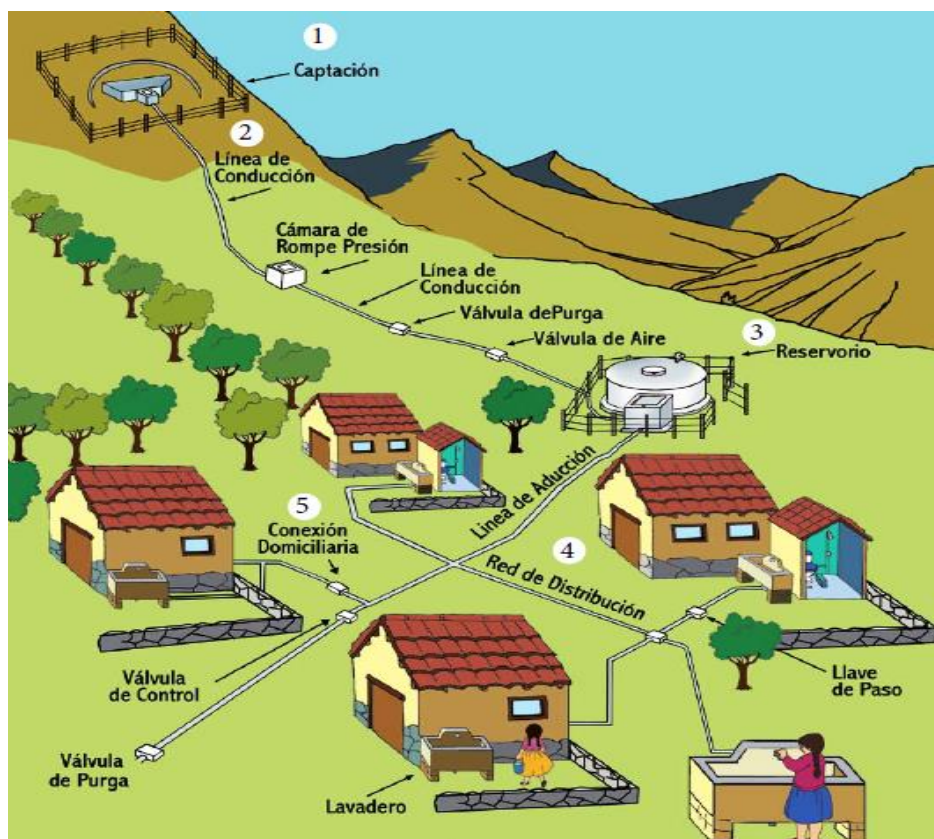
2.2.4. Sistema de agua potable por gravedad

Según Conza & Páucar (2013), Es aquel sistema que conduce agua por efectos de la gravedad, desde una captación de manantial o humedal natural ubicado en la parte alta de la localidad hacia las viviendas, a través de los diferentes componentes.

2.2.5. Componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable

Un sistema de agua potable por gravedad debe tener los siguientes componentes: Captación, Línea de conducción, Reservorio, Red de distribución, Conexiones domiciliarias, entre otros.

Figura 5: Componentes de un sistema de agua potable.



Fuente: Tomado de Conza & Páucar (2013).

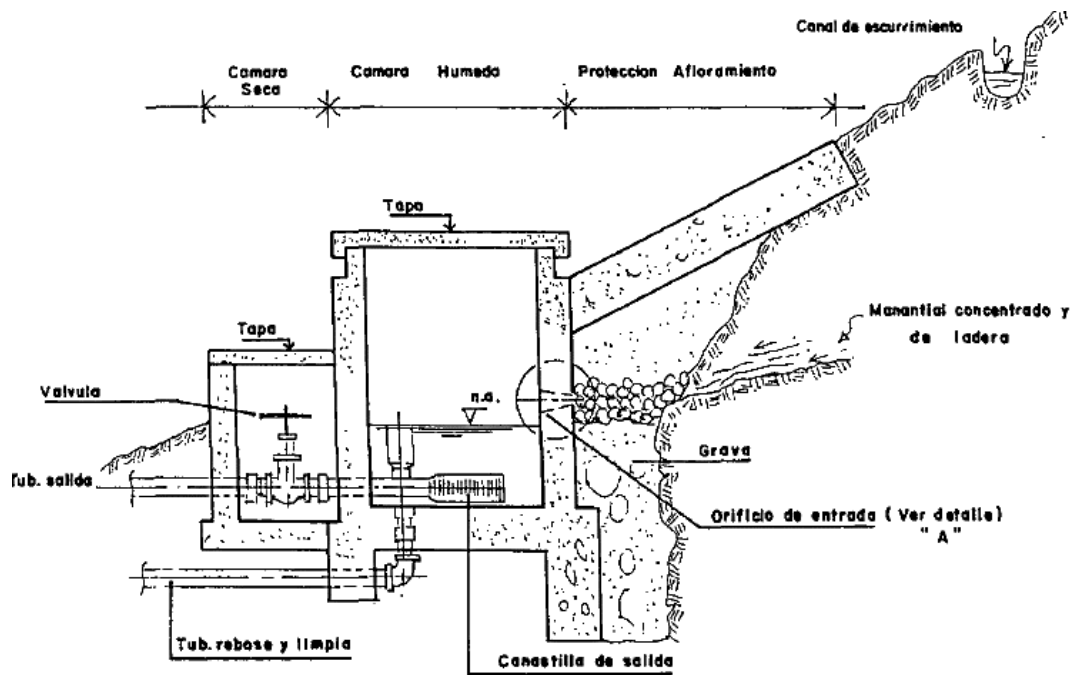
2.2.5.1. Captación de manantial de ladera

De acuerdo a Jiménez (2013), la captación es la parte inicial del sistema hidráulico para el suministro a la población. Puede haber una o más fuentes de captación, con el objetivo de obtener la cantidad necesaria para la comunidad. Para determinar la fuente de captación, se debe conocer la disponibilidad de agua en el área, basada en el ciclo hidrológico.

Existen dos tipos de captaciones y dependen del tipo de fuente: Captación de un manantial de ladera y Captación de un manantial de fondo.

La captación de un manantial de ladera consta en cuatro partes: protección del afloramiento, cámara húmeda y cámara seca y protección perimetral.

Figura 6: Manantial de ladera



Fuente: Tomado de Agüero (1997).

➤ Criterios de Diseño

Es fundamental conocer el caudal máximo de la fuente para poder calcular el tamaño adecuado de la captación. De esta forma, se podrá determinar el diámetro apropiado de los orificios de entrada a la cámara húmeda para captar el caudal. Una vez se tenga conocimiento del gasto, es posible establecer la distancia entre el afloramiento y la cámara, el ancho de la pantalla, el área del orificio y la altura de la cámara húmeda. Estos parámetros se deben diseñar considerando una velocidad de entrada que no sea muy elevada (se sugiere no mayor a 0,6 m/s) y el coeficiente de contracción de los orificios, MVCS (2018).

➤ Determinación del ancho de la pantalla

$$V = Q * t \dots (\text{Ecuación 4})$$

Donde:

Vol. = volumen que debe de tener la cámara húmeda.

Q = caudal de diseño (lts)

t = tiempo de verificación (segundos)

Es necesario conocer el diámetro y la cantidad de orificios que permitirán que el agua fluya desde la zona de afloramiento hacia la cámara húmeda.

$$Q_{\max} = V_2 \times C_d \times A \dots (\text{Ecuación 5})$$

$$A = \frac{Q_{\max}}{V_2 \times C_d} \dots (\text{Ecuación 6})$$

Donde:

Q_{max}: gasto máximo de la fuente (l/s)

C_d: coeficiente de descarga (valores entre 0.6 a 0.8)

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

H: carga sobre el centro del orificio (valor entre 0.40m a 0.50m)

➤ **Cálculo de la velocidad de paso teórica (m/s):**

$$V_{2t} = C_d \times \sqrt{2gH} \dots (\text{Ecuación 7})$$

Velocidad de paso asumida: v₂ = 0.60 m/s (el valor máximo es 0.60m/s, en la entrada a la tubería).

También:

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \dots (\text{Ecuación 8})$$

Donde:

D: diámetro de la tubería de ingreso (m)

➤ **Cálculo del número de orificios**

$$N_{\text{ORIF}} = \frac{\text{Àrea del diámetro teòrico}}{\text{Àrea del diámetro asumido}} + 1 \dots (\text{Ecuación 9})$$

$$N_{\text{ORIF}} = \left(\frac{D_t}{D_a}\right)^2 + 1 \dots (\text{Ecuación 10})$$

El ancho de la pantalla (b) se determina mediante el cálculo del número de orificios y el diámetro de la tubería de entrada.

$$b = 2 \times (6D) + N_{\text{ORIF}} \times D + 3D \times (N_{\text{ORIF}} - 1) \dots (\text{Ecuación 11})$$

➤ **Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda**

$$H_f = H - h_o \dots (\text{Ecuación 12})$$

Donde:

H: carga sobre el centro del orificio (m)

h_o: pérdida de carga en el orificio (m)

Hf: pérdida de carga afloramiento en la captación (m)

Determinamos la distancia entre el afloramiento y la captación:

$$L = \frac{H_f}{0.30} \dots \text{(Ecuación 13)}$$

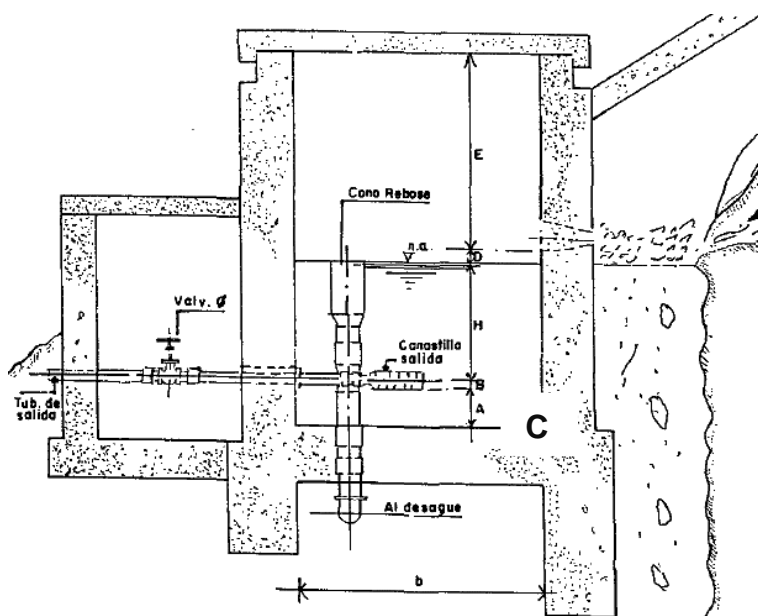
Donde:

L: distancia afloramiento – captación (m).

➤ Cálculo de la altura de la cámara

Para determinar la altura total de la cámara húmeda (Ht), se considera los elementos identificados que se muestran en la siguiente figura:

Figura 7: Altura de la altura de la cámara húmeda



Fuente: Tomado de Agüero (1997).

$$H_t = A + B + C + D + E \dots \text{(Ecuación 14)}$$

Donde:

A: altura mínima para la sedimentación de arenas, mínima de 10 cm.

B: mitad del diámetro de la canastilla de salida.

D: desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínimo de 5 cm).

E: borde libre (mínimo 30 cm).

C: altura de agua (se recomienda una altura mínima de 30 cm).

$$C = 1.56 \frac{V^2}{2g} = \frac{Qmd^2}{2gx A^2} \dots (\text{Ecuación 15})$$

Donde:

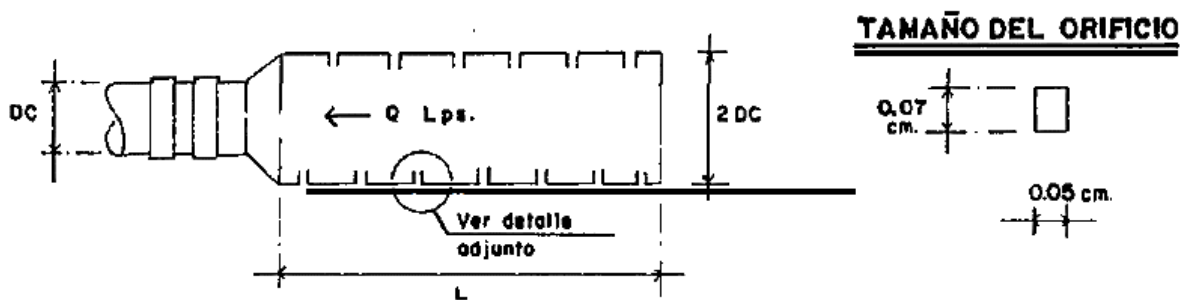
Qmd: caudal máximo diario (m³/s).

A: área de la tubería de salida (m²).

➤ Dimensionamiento de la canastilla

Se considera que el diámetro de la canastilla debe ser el doble del diámetro de la tubería de salida a la línea de conducción (DC). Además, el área total de las ranuras (At) debe ser dos veces mayor que el área de la tubería de la línea de conducción (Ac), y la longitud de la canastilla (L) debe ser mayor que 3DC, pero menor que 6DC.

Figura 8: Dimensionamiento de canastilla



Fuente: Tomado de Agüero (1997).

$$A_{\text{Total}} = 2A_c \dots (\text{Ecuación 16})$$

Donde:

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} \dots (\text{Ecuación 17})$$

$$3DC < L < 6DC \dots (\text{Ecuación 18})$$

Después de calcular los valores correspondientes al área total de todas las ranuras y el área de cada una de ellas, se procede a establecer la cantidad de ranuras.

$$N^{\circ}_{\text{ranuras}} = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{Área de ranura}} \dots (\text{Ecuación 19})$$

➤ Dimensionamiento de la tubería de rebose y limpia

En la tubería de rebose y de limpia se recomienda pendientes de 1 a 1,5%.

$$D_r = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{h_f^{0.21}} \dots \text{(Ecuación 20)}$$

Donde:

Q: gasto máximo de la fuente (l/s).

hf: pérdida de carga unitaria en (m/m) - (valor recomendado: 0.015 m/m).

Dr: diámetro de la tubería de rebose (pulg).

2.2.5.2. Cámara de reunión de caudales

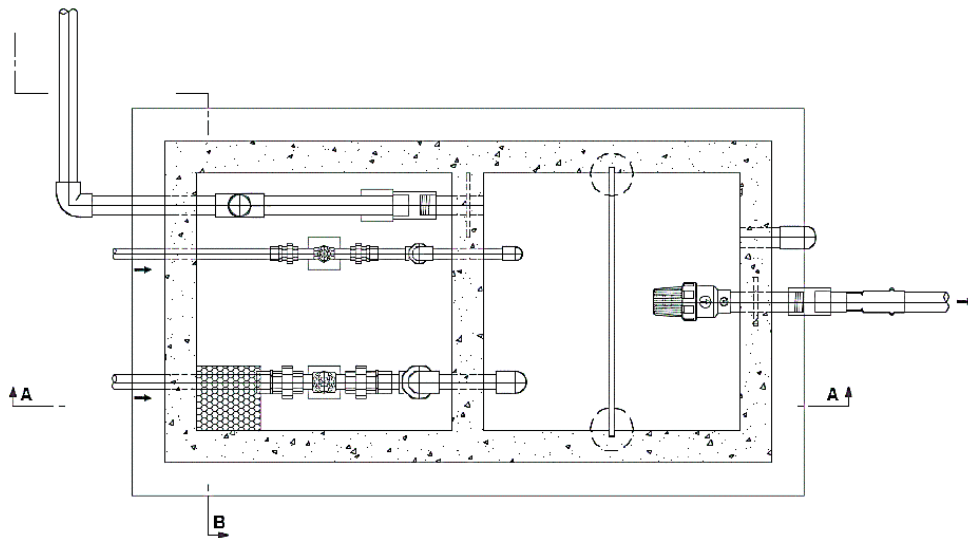
Se colocan cámaras de reunión de caudales con el fin de juntar el flujo de agua proveniente de dos captaciones diferentes.

Las dimensiones internas de la estructura serán:

- cámara húmeda de 0,80 m x 0,80 m x 0,90 m, con tapa sanitaria metálica de sección 0,8 m x 0,8 m.
- cámara seca de 0,80 m x 0,80 m x 0,80 m, con tapa sanitaria metálica de sección 0.6 m x 0,6 m.

En el extremo final de la tubería del sistema de rebose y purga se incluirá un dado móvil de concreto simple de 0,30 x 0,20 x 0,20.

Figura 9: Cámara de reunión de caudales



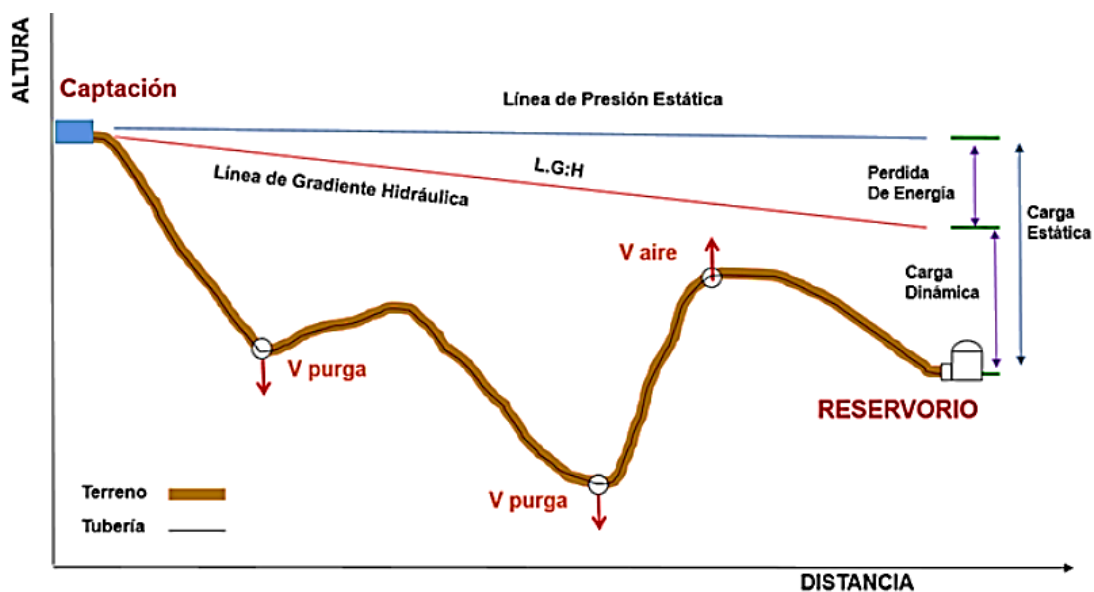
Fuente: Tomado de MVCS (2018).

2.2.5.3. Línea de conducción

Para Narváes (2020), la línea de conducción es un sistema de tuberías que transporta el agua desde su fuente hasta un depósito o reservorio.

Según (Conza & Páucar, 2013), cuando existe un desnivel mayor a 50 metros entre la captación y el reservorio, se deben instalar CRP-6 o tubos rompe carga para evitar fallas en la tubería. Por otro lado, se recomienda la instalación de válvulas de aire o válvulas de purga en puntos altos y bajos respectivamente.

Figura 10: Esquema de una línea de conducción por gravedad



Fuente: Tomado de MVCS (2018).

La línea de conducción debe mantener una velocidad no menor de 0.6 m/s, la velocidad máxima admisible debe ser de 3 m/s, aunque en ciertas situaciones excepcionales justificadas, puede aumentarse la velocidad hasta un máximo de 5 m/s.

Para los diámetros mínimos y máximos de la tubería, se utiliza la fórmula de la continuidad:

$$Q = V \times A \dots (\text{Ecuación 21})$$

Pero:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \dots (\text{Ecuación 22})$$

Pero:

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}} \dots \text{(Ecuación 23)}$$

Donde:

D= Diámetro de la tubería (m)

Q= Caudal de diseño (m³/s)

V= velocidad (m/s)

La LC debe transportar el caudal máximo diario (Qmd) en condiciones de suministro continuo y si es discontinuo se utiliza caudal máximo horario (Qmh).

2.2.5.4. Reservorio

El depósito recibe el agua de la línea de conducción y tiene la función de almacenar y distribuir el agua, garantizando un servicio eficiente para la población. Además, se utiliza para tratar el agua con hipoclorito de calcio. Estos depósitos pueden ser superficiales o elevados. En las zonas rurales, se recomienda que los reservorios superficiales estén equipados con tuberías de entrada y salida, tubería de rebose, tubería de limpieza, cerco perimétrico, escalera exterior, dispositivo de ventilación, tapa metálica o de concreto, estructura con pintura esmalte, dado de concreto, y tapón cribado, caseta de válvulas, sistema de cloración, etc. (Agüero, 1997).

➤ Criterios de diseño

La determinación del volumen se realiza considerando la variación entre la demanda y la oferta a lo largo de un día. Su cálculo puede efectuarse tanto de manera analítica como gráfica, mediante el uso de un diagrama de masa.

El cálculo se realiza mediante una tabla, donde la ley de demanda o salida (consumo) se conoce en función de porcentajes horarios del caudal medio diario (Qm), y la ley de entrada (suministro) se expresa de la misma manera.

2.2.5.5. Línea de aducción

Según el MVCS (2018), es el conjunto tuberías y elementos complementarios que se extienden desde el lugar de almacenamiento hasta la primera conexión domiciliaria, con la capacidad de transportar al menos el Qmh.

Se permitirá una carga estática máxima de hasta 50 m y se requerirá una carga dinámica mínima de 1 m.

El diámetro se diseñará para velocidades mín. y máx. de 0,6 m/s y 3,0 m/s, respectivamente. Para sistemas rurales, el diámetro mínimo de 25 mm (1").

2.2.5.6. Red de distribución

De acuerdo a Conza & Páucar (2013), llevan agua desde la línea de aducción hasta las conexiones domésticas. En zonas con fuerte pendiente, se utilizan cámaras CRP-7 para disipar la energía del agua.

Para controlar y regular el flujo de agua a todos los sectores de la red de distribución, se instalan válvulas de control con sus respectivas cajas de protección.

Se instalan válvulas de purga en las zonas bajas y/o puntos extremos de la red de distribución para eliminar la acumulación de sedimentos dentro de las tuberías y para drenar agua durante el proceso de desinfección de la red.

Las redes de distribución se clasifican en: Redes Abiertas y Redes Cerradas.

➤ Aspectos Generales

Según el MVCS (2018), se debe cumplir lo siguiente:

- ✓ Las redes de distribución se deben diseñar para el caudal máximo horario (Q_{mh}).
- ✓ Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser de 25 mm (1"), y en redes abiertas, se admite un diámetro de 20 mm (¾") para ramales.
- ✓ Las velocidades admisibles mínimas y máximas de 0,6 m/s y 3,0 m/s, respectivamente. En ningún caso puede ser inferior a 0,30 m/s.
- ✓ La presión mínima de servicio en cualquier punto de la red o línea de alimentación de agua no debe ser menor de 5 m.c.a. y a presión estática no debe ser mayor de 60 m.c.a.
- ✓ En caso que el abastecimiento de agua sea por piletas, la presión mínima en la salida de la pileta será de 3.50 m RNE OS.050 (2006).

➤ Tipos de redes de distribución de agua potable

Las redes de distribución se clasifican en: Redes Abiertas y Redes Cerradas (Agüero, 1997).

2.2.5.7. Conexiones domiciliarias

Son tuberías y accesorios interconectados que llevan el agua desde la red de distribución hasta las viviendas. Se divide en dos partes: una pública que va desde la matriz hasta la llave de paso y una privada que incluye las instalaciones dentro de la vivienda (Conza & Páucar, 2013).

2.2.6. Perdida de carga

La pérdida de carga es el gasto de energía necesario para vencer las resistencias que se oponen al movimiento del fluido de un punto a otro en una sección de la tubería.

Las pérdidas de carga pueden ser lineales o de ficción y singulares o locales. Las primeras, son ocasionadas por la fuerza de rozamiento en la superficie de contacto entre el fluido y la tubería; y las segundas son producidas por las deformaciones de flujo, cambio en sus movimientos y velocidad (estrechamientos o ensanchamientos bruscos de la sección, torneado de las válvulas, grifos, compuertas, codos, etc.).

2.2.6.1. Perdida de carga, ecuación de Darcy-Weisbach

La ecuación de Darcy-Weisbach permite calcular las pérdidas de carga causadas por la fricción a lo largo de un conducto cerrado y se puede aplicar a cualquier tipo de fluido, siempre que sea newtoniano. (White, 2004)

$$hf = f * \frac{V^2 * L}{2 * g * D} \dots \text{(Ecuación 24)}$$

La misma ecuación de Darcy-Weisbach expresada en función del caudal considerando que el caudal es velocidad por área:

$$hf = \frac{8 * f * L}{\pi^2 * g * D^5} * Q^2 = \frac{0.08263 * f * L}{D^5} * Q^2 \dots \text{(Ecuación 25)}$$

Donde:

hf: Perdida de carga debida a la fricción (m).

f: Factor de fricción de Darcy-Weisbach.

- L: Longitud de la tubería (m).
 D: Diámetro interno de la tubería (m).
 V: Velocidad promedio del fluido (m/s).
 g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

2.2.6.2. Numero de Reynolds

Es un parámetro sin unidades que representa la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas viscosas dentro de un flujo. Este parámetro suele emplearse para caracterizar el tipo de flujo en el sistema, que puede ser laminar o turbulento. Cuando el número de Reynolds es inferior a 2000, el flujo se clasifica como laminar; si supera los 4000, se considera turbulento. (Saldarriaga, 2007).

$$Re = \frac{V * D * \rho}{\eta} = \frac{V * D}{\nu} \dots \text{(Ecuación 26)}$$

Donde:

- Re: Número de Reynolds
 V: Velocidad del fluido (m/s).
 D: Diámetro de la tubería (m)
 ρ : Densidad del fluido (kg/m³).
 η : Viscosidad dinámica del fluido (Pa-s o Kg/(m*s)).
 ν : Viscosidad cinemática del fluido (m²/seg).

Cuando el flujo es laminar:

$$f = \frac{64}{Re} \dots \text{(Ecuación 27)}$$

Donde:

- f: Factor de fricción de Darcy-Weisbach.
 Re: Numero de Reynolds.

Colebrook y White desarrollaron una fórmula empírica destinada a flujos con números de Reynolds superiores a 4,000, abarcando la zona de transición y turbulencia completamente desarrollada en tuberías comerciales.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \dots \text{(Ecuación 28)}$$

Donde: ϵ = Rugosidad absoluta de la pared interior del tubo (mm).

A partir de los resultados obtenidos, Moody desarrolló un diagrama universal que permite determinar el coeficiente de fricción f para tuberías con rugosidad comercial utilizadas en el transporte de cualquier tipo de líquido.

De igual manera, el coeficiente de pérdidas puede calcularse de manera directa utilizando la ecuación propuesta por Swamee y Jain Válida para $5000 < Re < 10^6$ y $10^{-6} < \frac{\varepsilon}{D} < 10^{-2}$.

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3.7(D)} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \dots \text{(Ecuación 29)}$$

Donde:

f : Factor de fricción de Darcy-Weisbach.

ε : Rugosidad absoluta (m).

D : Diámetro interno (m).

Re : Numero de Reynolds.

Tabla 4: Valores de la viscosidad cinemática para el agua en función de la temperatura

Temperatura t (°C)	ν (m ² /s)
0°	1.789×10^{-6}
5°	1.516×10^{-6}
10°	1.307×10^{-6}
15°	1.142×10^{-6}
20°	1.006×10^{-6}
23°	0.950×10^{-6}
25°	0.897×10^{-6}
30°	0.805×10^{-6}
35°	0.721×10^{-6}
40°	0.661×10^{-6}
45°	0.602×10^{-6}
50°	0.556×10^{-6}
55°	0.515×10^{-6}
60°	0.477×10^{-6}

Fuente: Tomado de Hernández (1995)

2.2.7. Rugosidad de las tuberías por efecto del tiempo

Según Sotelo (2002), el envejecimiento de las tuberías de agua es un proceso natural que ocurre con el paso del tiempo. A medida que estas tuberías se desgastan, distintos factores contribuyen a su deterioro, lo cual puede impactar tanto su funcionamiento como su vida útil.

Tabla 5: Valores típicos de coeficientes de rugosidad para diferentes tipos de material

Material	Coficiente de Manning n	Coef. Hazen-Williams C _H	Coef. Rugosidad Absoluta e (mm)
Asbesto cemento	0.011	140	0.0015
Latón	0.011	135	0.0015
Tabique	0.015	100	0.6
Fierro fundido (nuevo)	0.012	130	0.26
Concreto (cimbra metálica)	0.011	140	0.18
Concreto (cimbra madera)	0.015	120	0.6
Concreto simple	0.013	135	0.36
Cobre	0.011	135	0.0015
Acero corrugado	0.022	--	45
Acero galvanizado	0.016	120	0.15
Acero (esmaltado)	0.010	148	0.0048
Acero (nuevo, sin recubrim.)	0.011	145	0.045
Acero (remachado)	0.019	110	0.9
Plomo	0.011	135	0.0015
Plástico (PVC)	0.009	150	0.0015
Madera (duelas)	0.012	120	0.18
Vidrio (laboratorio)	0.011	140	0.0015

Fuente: Tomado de White (2004)

Uno de los factores más importantes en el envejecimiento de las tuberías es la falta de mantenimiento regular adecuado, como la limpieza, ya que la acumulación de sedimentos con el tiempo puede reducir el flujo de agua y aumentar la rugosidad de las paredes internas (Sotelo, 2002).

2.2.7.1. Rugosidad absoluta en el tiempo

Sotelo (2002) plantea que, a lo largo del tiempo, las tuberías pueden experimentar cambios significativos en su sección transversal interna y un aumento en la rugosidad, dependiendo del material y la calidad del agua que transportan, lo que afecta el caudal del sistema. Es relevante señalar que, en materiales como el PVC, los cambios en la rugosidad son mínimos.

2.2.7.2. Determinación del incremento de la rugosidad

Para determinar el incremento de la rugosidad a cierta cantidad de años se tendrá en cuenta la formula empírica de Colebrook – White también atribuida a Genijew, adujeron que la rugosidad absoluta aumenta linealmente con el tiempo (Sotelo, 2002).

$$k_t = k_0 + at \dots (\text{Ecuación 30})$$

Donde:

kt = Rugosidad absoluta del conducto después t años de servicio(mm).

k_0 = Rugosidad absoluta inicial del tubo nuevo(mm).

t = Número de años de servicio de la tubería.

α = Coeficiente de incremento anual de la rugosidad(mm/año).

El valor de α es un coeficiente que está influenciado por las propiedades específicas del agua, como su alcalinidad, dureza, pH, entre otras. Una clasificación simplificada de estos valores puede consultarse en la tabla 6.

Tabla 6: Coeficiente α de la fórmula de Genijew (I)

INTENSIDAD	α (mm/año)
Pequeña	0.012
Moderada	0.038
Apreciable	0.12
Severa	0.38

Fuente: Tomado de Sotelo (2002)

Tabla 7: Coeficiente α de la fórmula de Genijew (II)

Grupo I
<i>Agua con poco contenido mineral que no origina corrosión. Agua con un pequeño contenido de materia orgánica y de solución de hierro.</i>
<i>α varía de 0.005 a 0.055; valor medio: 0.025.</i>
Grupo II
<i>Agua con poco contenido mineral que origina corrosión. Agua que contiene menos de 3 mg/l de materia orgánica y hierro en solución.</i>
<i>α varía de 0.055 a 0.18; valor medio: 0.07.</i>
Grupo III
<i>Agua que origina fuerte corrosión y con escaso contenido de cloruros y sulfatos (menos de 100 a 150 mg/l). Agua con un contenido de hierro de más de 3 mg/l.</i>
<i>α varía de 0.18 a 0.40; valor medio: 0.20.</i>
Grupo IV
<i>Agua que origina corrosión, con un gran contenido de cloruros (de 500 a 700 mg/l). Agua impura con una gran cantidad de materia orgánica.</i>
<i>α varía de 0.40 a 0.60; valor medio: 0.51.</i>
Grupo V
<i>Agua con cantidades importantes de carbonatos, pero de dureza pequeña permanente, con residuo denso de 2000 mg/l.</i>
<i>α varía de 0.60 a más de 1.</i>

Fuente: Tomado de Sotelo (2002)

$$\epsilon t = \epsilon_0 + \alpha t \dots \text{(Ecuación 30)}$$

Donde:

ϵt = Rugosidad absoluta del conducto después t años de servicio(mm).

ϵ_0 = Rugosidad absoluta inicial del tubo nuevo(mm).

t = Número de años de servicio de la tubería.

α = Coeficiente que depende del grupo en que se clasifique el agua que va a escurrir, de acuerdo con la Tabla 7.

2.2.8. Caudal de operación real

Según el Banco Mundial (2018), El caudal de operación real en un sistema de agua potable es el volumen de agua que realmente es distribuido y suministrado a una comunidad en un periodo determinado, considerando las condiciones reales de funcionamiento del sistema. El caudal de operación refleja las condiciones prácticas y las limitaciones del sistema, incluyendo variaciones en el consumo de los usuarios en distintos momentos del día.

2.2.9. Evaluación de los sistemas de agua potable rural

De acuerdo al MVCS (2018), la evaluación se entiende como un proceso sistemático que se realiza regularmente para analizar el desempeño. Proporciona información sobre lo que funciona y lo que no, ayudando a decidir qué mantener o modificar. Es una herramienta esencial para la toma de decisiones y la gestión efectiva de servicios, asegurando la continuidad, cobertura, cantidad y calidad del servicio. Esto implica una evaluación continua de la administración, operación, mantenimiento y reposición de los sistemas de agua potable para garantizar su sostenibilidad a largo plazo.

2.2.9.1. Evaluación de la Infraestructura hidráulica

Evalúa los componentes: la Captación, Línea de conducción, Reservorio, Línea de aducción, red de distribución, Válvulas, Cámara rompe presión –CRP 7, conexiones domiciliarias, etc.

2.2.10. Evaluación de la operación y mantenimiento del sistema

Según CARE Perú (2010), la operación y mantenimiento son esenciales para garantizar el correcto funcionamiento y la durabilidad de los sistemas de suministro de agua potable. Para asegurar la sostenibilidad tanto de la organización como de la infraestructura, es crucial tener participación activa y unida de la comunidad.

El funcionamiento y cuidado del sistema está basado en los siguientes factores: un plan de mantenimiento, la participación de los usuarios, la frecuencia de cloración, la frecuencia de limpieza, las medidas de protección de la fuente, la responsabilidad del encargado de servicios de gasfitería, el pago del operario gasfitero, y la disponibilidad de herramientas adecuadas.

Según Conza & Páucar (2013), podemos definir:

- **Operación:** Consiste en realizar las acciones apropiadas y oportunas para mantener en funcionamiento de manera continua y efectiva el sistema de agua potable.
- **Mantenimiento:** Es la serie de acciones continuas que se llevan a cabo para evitar o corregir los daños que ocurren o pueden ocurrir en los componentes del sistema.

Hay dos tipos de mantenimiento:

- a. Mantenimiento preventivo:* Son tareas regulares que se llevan a cabo con una frecuencia específica en las instalaciones y estructuras de agua potable para prevenir y evitar futuras fallas y daños en el sistema.
- b. Mantenimiento correctivo:* Acciones de reparación que se realizan para corregir daños causados por el deterioro o mal funcionamiento del sistema que no pudieron ser prevenidos con mantenimiento preventivo.

Los encargados de la operación y mantenimiento son:

- a. El consejo directivo de la junta administradora de servicios de saneamiento (JASS):* Es el ente responsable para realizar actividades de administración, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable y saneamiento.
- b. Asociados:* Contribuyen en los trabajos de acuerdo con lo planificado en el plan operativo anual y cuando lo solicite el consejo directivo. Además, aportan económicamente e informan al operador acerca de cualquier daño que hayan observado en el sistema.
- c. Operador:* El operador es responsable de llevar a cabo y asegurar que se cumplan las tareas relacionadas con la operación y mantenimiento del sistema de agua potable y saneamiento.

2.2.11. Evaluación de la administración de los servicios

Para CARE Perú (2010), la gestión incluye la administración del sistema en cuanto a aspectos organizacionales, económicos e interinstitucionales.

2.2.11.1. Gestión comunal

Busca el cumplimiento de obligaciones y exigencia de sus derechos, apropiación del sistema. La participación de los usuarios incluye su participación la operación y

mantenimiento, la participación en asambleas, el pago de cuotas y un uso adecuado de la conexión domiciliaria, etc.

2.2.11.2. *Gestión dirigenical.*

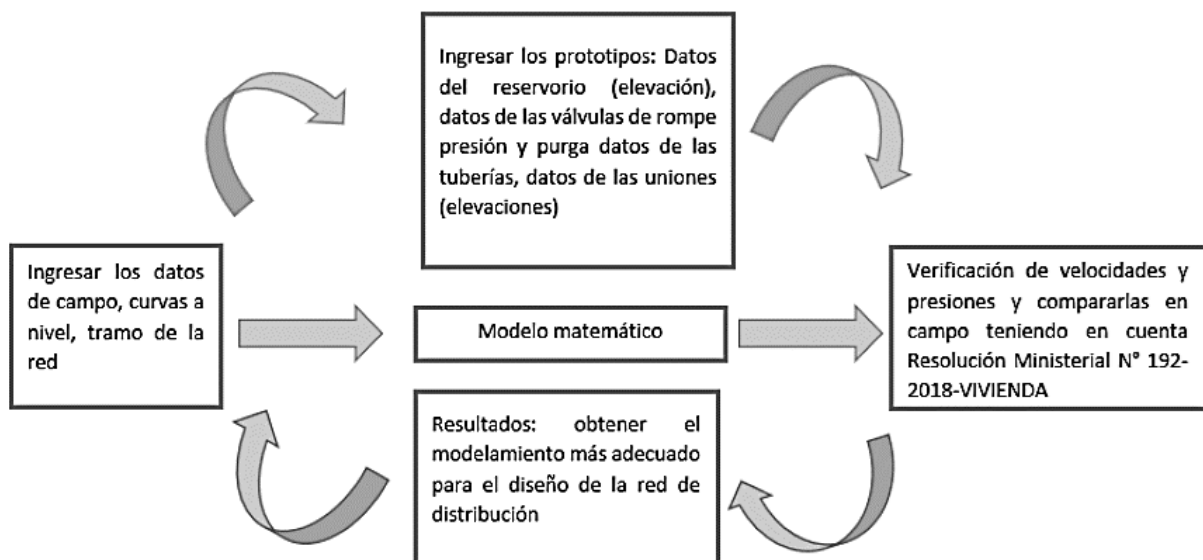
La gestión dirigenical incluye la administración del servicio, manejo financiero, legalización de documentos y control de calidad.

2.2.12. **Simulación hidráulica Utilizando el Software WaterCAD**

WaterCAD se enfoca en el análisis del comportamiento hidráulico a través de la simulación de sistemas hidráulicos en redes de conducción o distribución a presión durante periodos prolongados. Este programa analiza cualquier tipo de red ya sea para sistemas abiertos o sistemas cerrados.

Por otro lado, el Software WaterCAD calcula el caudal que fluye por cada tubería, la velocidad de flujo, la pérdida de carga, la gradiente hidráulica, la presión en cada nudo, diámetros optimizados y el nivel de agua en cada tanque a lo largo de la red durante un periodo de simulación, analizando diferentes intervalos de tiempo.

Figura 11: Diagrama de flujo para el procesamiento de WaterCAD



2.2.13. Definición de términos básicos

De acuerdo al MVCS (2018), podemos definir:

- **Cantidad de agua:** Referida al caudal ofertado por la fuente de agua y que se destina para consumo humano.
- **Cámaras rompe presión:** Estructura que dispersa la energía y reduce la presión a cero para prevenir daños en la tubería.
- **Captación:** Estructuras e instalaciones destinadas a la reunión de aguas, derivación y obtención del máximo caudal posible superficiales o subterráneas.
- **Cobertura de sistema de agua:** Hace referencia a la cantidad de personas que tienen acceso a servicios básicos de agua potable en su hogar.
- **Dotación del agua potable:** Se refiere a la cantidad promedio de agua apta para el consumo humano asignada a cada persona durante un día medio anual.
- **Estado de infraestructura:** Se refiere a la evaluación del sistema de agua a través de la inspección de sus componentes y accesorios en campo, con el objetivo de realizar mantenimiento preventivo o correctivo según sea necesario
- **Estiaje:** El caudal mínimo o nivel más bajo que las aguas durante ciertas épocas del año debido a la sequía.
- **Fuente de abastecimiento:** Es una fuente de agua natural o artificial que se utiliza para proveer a una o más comunidades.
- **Línea de conducción:** Estructuras y componentes que unen las captaciones de agua con los depósitos, con o sin pasar por plantas de tratamiento.
- **Limpieza y desinfección:** Desinfección es la acción de eliminar sustancias contaminantes mediante el uso de materiales y técnicas apropiadas.
- **Modelación hidráulica:** Es una herramienta de cálculo que emplea métodos técnicos y económicos para diseñar infraestructuras de suministro de agua potable.
- **Red de aducción:** Conectan el reservorio con la red de distribución.
- **Reservorio:** Infraestructura para almacenamiento de agua para consumo humano, comercial, gubernamental y social.
- **Red de distribución:** Conjunto de tuberías principales y ramales que suministran agua potable a las viviendas.
- **Sistema de agua potable:** Se refiere al grupo de estructuras encargadas de trasladar el agua desde su origen hasta el consumidor.

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ubicación y características de la zona de estudio

3.1.1. Ubicación geográfica

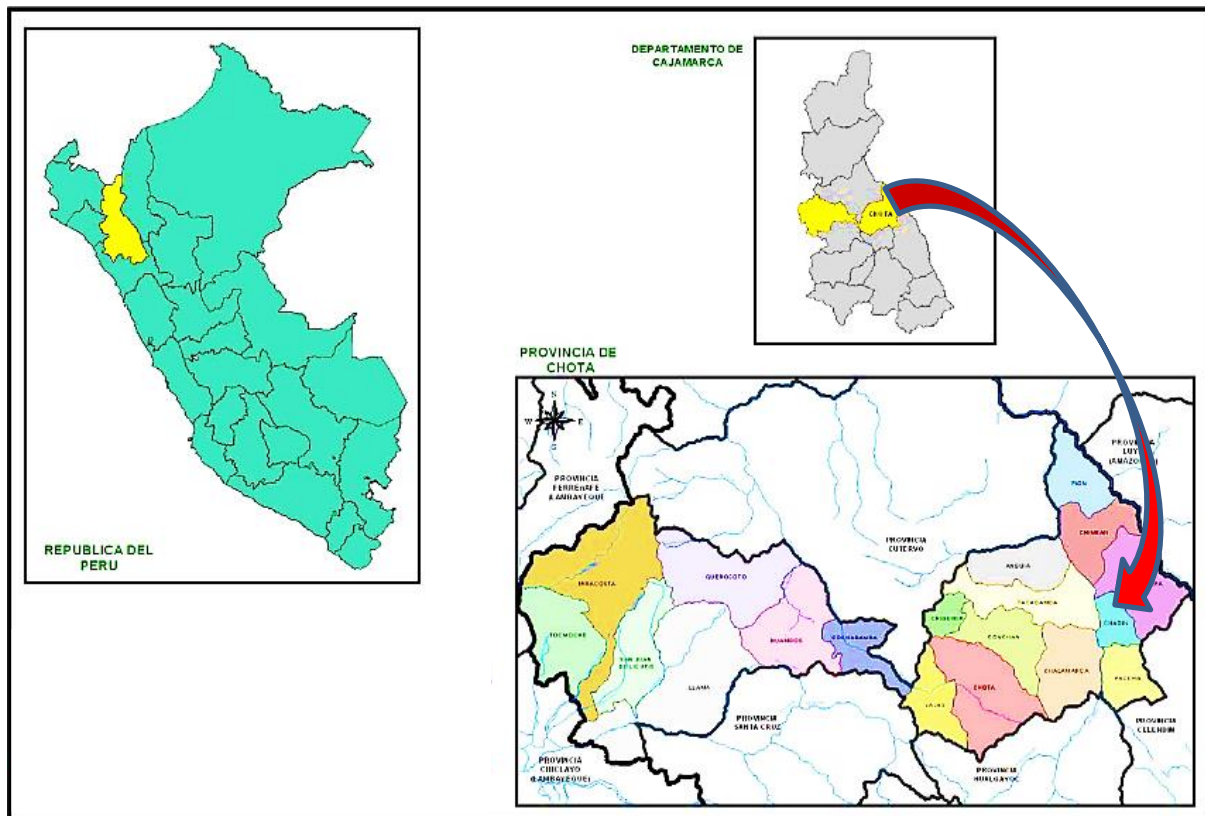
El Centro Poblado San Juan se ubica en el distrito de Chadín, provincia de Chota y departamento de Cajamarca. Se encuentra a 2915.20 m.s.n.m. (Altitud a la que se encuentra la I.E. N.º 101083). Se encuentra ubicado en la región geográfica de la Sierra y en la región natural Quecha del Perú.

COORDENADAS UTM WGS84 - 17S:

E: 787782.148 m.

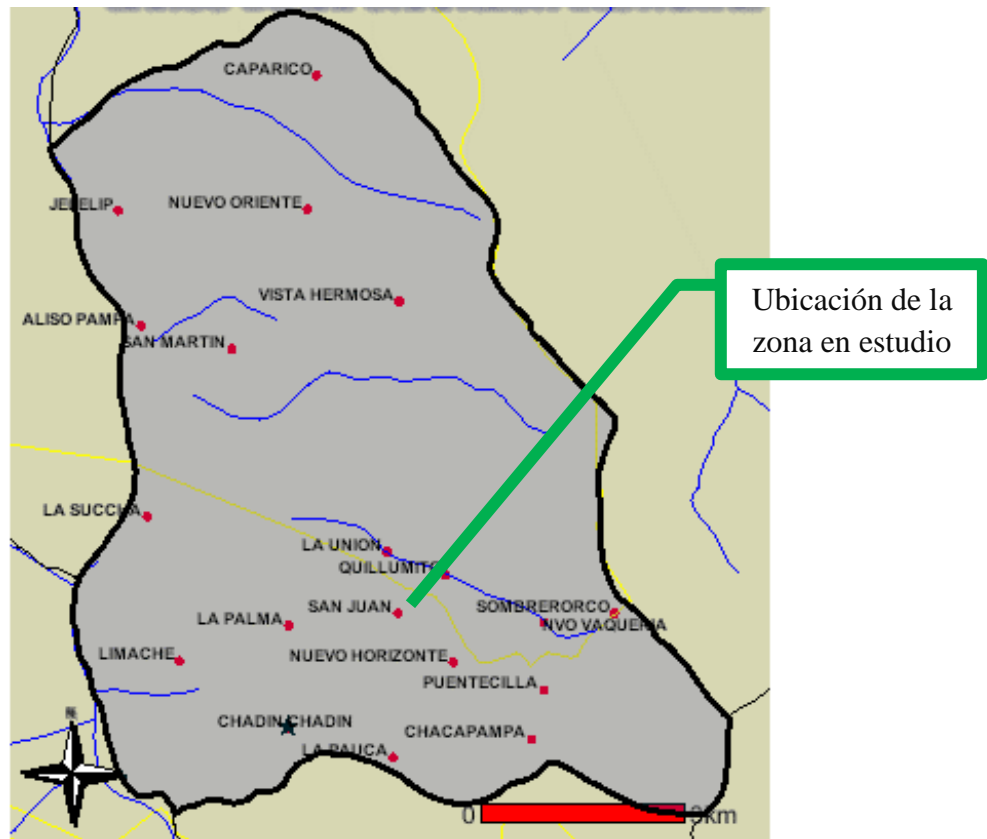
N: 9285385.475 m.

Figura 12: Mapa del Perú - Región de Cajamarca-Provincia Chota.



Fuente: Municipalidad Provincial Chota.

Figura 13: Ubicación en el mapa Centro Poblado San Juan – Chadín - Chota.

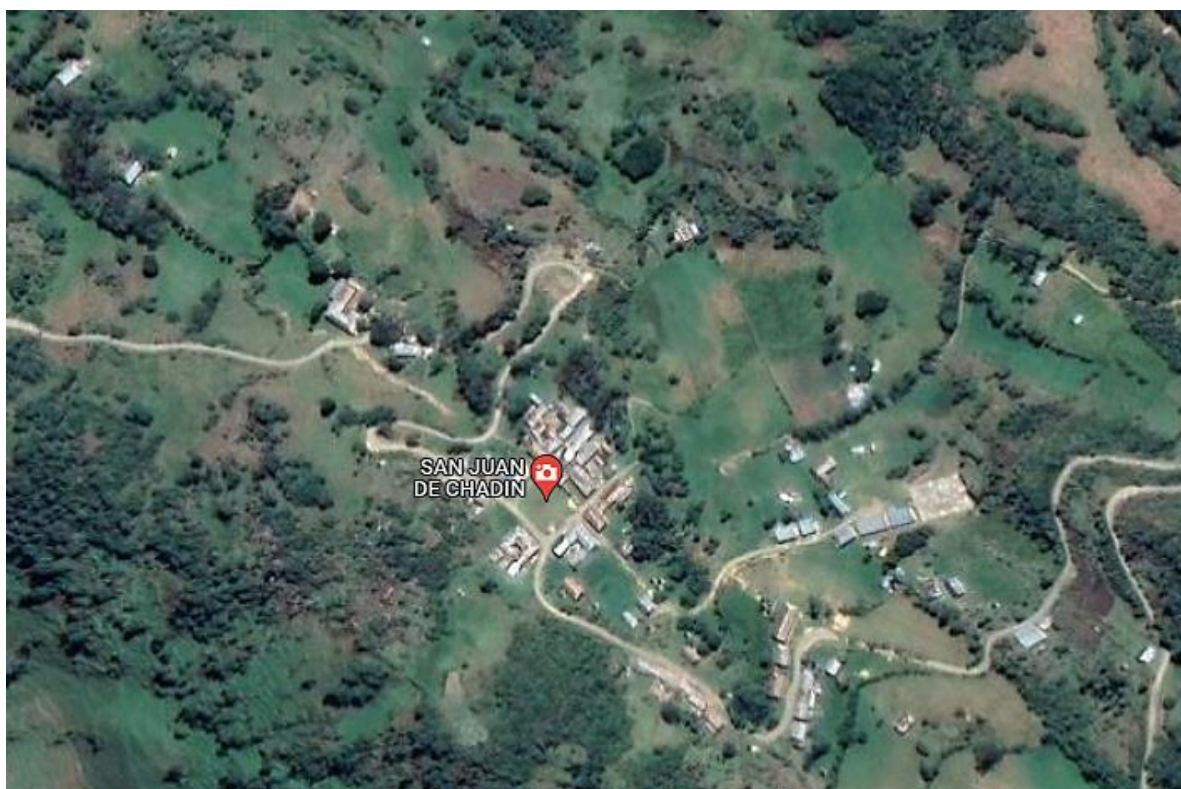


Fuente: Municipalidad Provincial Chota.

Figura 14: Vista panorámica del Centro Poblado San Juan-Chadín



Figura 15: Ubicación de la zona de estudio – Centro Poblado San Juan



Fuente: Google Earth, 2020

3.1.2. Accesibilidad

Para llegar a la zona de estudio, partiendo de la Plaza de Armas de Cajamarca, se realiza el siguiente recorrido:

Tabla 8: Vías de acceso a la zona de estudio

Tramo		Medio	Distancia	Tiempo
Desde	Hasta			
Cajamarca	Bambamarca	Terrestre	113.3 Km.	2h 40 min
Bambamarca	Paccha	Terrestre	32 Km.	1h 40 min
Paccha	Chadín	Terrestre	4.45 Km.	20 min
Chadín	CC.PP. San Juan	Terrestre	6.11 Km.	30 min

3.1.3. Población

Según el censo de Población y Vivienda del año 2017 realizado por el INEI existe una cantidad de 350 de habitantes.

Según el padrón de asociados de la JASS del centro poblado, se cuenta con 87 usuarios de agua potable. Además, están incluidas la Institución Educativa Inicial, la Institución

Educativa Primaria, el Puesto de Salud y la Iglesia Adventista, sumando un total de 91 conexiones.

3.1.4. Configuración de Viviendas

La mayoría de las viviendas están construidas con material rústico, como el tapial, y tanto las viviendas como las instituciones se encuentran agrupadas en torno a la Plaza Central del centro poblado.

3.1.5. Clima

El clima de la zona donde se ubica la comunidad es variado, con precipitaciones pluviales moderadas que son más intensas entre Enero y Abril. La temperatura máxima es en los meses de Julio y Agosto.

3.1.6. Topografía

La zona en estudio exhibe un paisaje diverso, que incluye cadenas montañosas y colinas. Su topografía es de alto relieve, con pendientes que varían desde leves hasta muy pronunciadas.

3.1.7. Actividad Económica

La población se enfoca principalmente en actividades ganadería y la crianza de animales menores a pequeña escala y agricultura, con especial atención al cultivo de papa. Para comerciar sus productos, los pobladores se trasladan, principalmente los días domingos, a los mercados cercanos.

3.1.8. Servicios Públicos

Los servicios públicos de la zona incluyen:

- **Suministro de agua potable:** Administrado por la Junta Administradora de Servicios de Saneamiento (JASS).
- **Servicios de salud:** Representados por un Puesto de Salud que ofrece atención primaria y emergencias menores.
- **Educación:** una institución educativa de nivel inicial y una de nivel primaria.
- **Energía eléctrica:** Suministrada por la red nacional.

- **Vías de comunicación:** Caminos vecinales y trocha carrozable que conectan el centro poblado con otros lugares.
- **Comunicación y conectividad:** La telefonía móvil y el internet es limitado.

3.2. Metodología de la investigación

3.2.1. Tipo de Investigación

Dependiendo del objetivo de la investigación que se va a realizar, podemos determinar que el tipo de investigación al que corresponde es de tipo aplicada.

3.2.2. Nivel de investigación

Se realizó una evaluación a la infraestructura, gestión administrativa, operación y mantenimiento para determinar la situación actual de los sistemas de agua potable. De esto podremos decir que el Nivel de investigación es: Descriptivo

3.2.3. Diseño de Investigación

Diseño de investigación: Descriptivo/No Experimental, porque se llevó a cabo una observación y descripción del sistema en su estado actual. Esta información se recopiló en la libreta de campo con el fin de obtener datos cuantificables que se utilizarán en la evaluación.

3.2.4. Población de estudio

La población está representada por los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan, Distrito de Chadín, Provincia de Chota-Cajamarca.

3.2.5. Muestra

La muestra está representada por los componentes de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan, Distrito de Chadín, Provincia de Chota-Cajamarca.

3.2.6. Técnicas y materiales para la recolección de datos

3.2.6.1. Técnicas

Se emplearon las siguientes técnicas:

- **Técnica de observación:** Nos ayudó a realizar una evaluación visual del estado de los componentes como: captación, cámara de reunión, tubería de conducción,

reservorio, tubería de distribución, cámara rompe presión y conexiones domiciliarias que tiene los sistemas.

- **Técnica de documentación:** Mediante este método se recopiló y examinó la información necesaria para el desarrollo de la investigación. Esta información está relacionada netamente con temas de la problemática del proyecto.
- **Entrevista:** Se obtuvo la opinión de los usuarios miembros de la JASS. Esta técnica se empleó para recolectar los datos generales de la zona donde se realizó la presente investigación.
- **Cuestionario:** Nos ayuda a conocer la información necesaria de los usuarios y miembros de la JASS. Esta técnica se empleó para recolectar información sobre la gestión administrativa, la operación y mantenimiento de los sistemas de agua Potable.

3.2.6.2. Materiales para la recolección de datos:

- Libreta de apuntes
- GPS
- Cronómetro
- Cinta métrica
- Cámara fotográfica
- Manómetro
- Laptop

3.2.6.3. Softwares utilizados

- Microsoft Office 2016
- AutoCAD Civil 3D 2022
- WaterCAD V.10

3.3. Procedimiento para el desarrollo de la investigación.

Debido a que el Centro Poblado San Juan cuenta con dos sistemas de agua potable para abastecer a la población, el desarrollo de la investigación se realizó por separado para cada sistema.

3.3.1. Describir los componentes de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.

Se realizó una visita de campo, comenzando el recorrido por las captaciones, cámara de reunión, línea de conducción, reservorios, red de distribución, cámaras rompe presión y conexiones domiciliarias, entre otros componentes de cada sistema, con el fin de reconocer y dimensionar las estructuras, identificar posibles componentes deteriorados, verificar los diámetros de tuberías y describir el estado de cada uno de los elementos que conforman los sistemas de suministro de agua potable.

3.3.2. Determinar in situ el caudal de operación real de agua potable por la población del Centro Poblado San Juan.

El centro poblado San Juan cuenta con dos reservorios para el almacenamiento de agua, cada uno de los cuales abastece a un sector de la población. Por lo que, fue necesario evaluar el funcionamiento de cada uno.

Según la información proporcionada por los representantes de la JASS y corroborada por los aforos realizados en los manantiales, se determinó que el caudal ofertante de los manantiales es bajo en ambos sistemas. Además, existen usuarios que utilizan el agua para actividades no domésticas, afectando así a muchos usuarios, especialmente en las zonas altas y más alejadas de las redes de ambos sistemas. Por esta razón, se acordó en asamblea general cerrar las válvulas de salida hacia la red que abastece a la población a las 5:00 pm y volver a abrirlas a las 5:00 am, con el fin de almacenar agua durante la noche. La válvula que permite el ingreso del caudal desde la captación hacia el reservorio permanecerá siempre abierta, las 24 horas del día.

Este acuerdo ha facilitado en parte la realización de la investigación, ya que, con el apoyo de la JASS, solo se abrieron las válvulas de salida hacia la red que abastece a la población, en cumplimiento del acuerdo de la asamblea. Esto permitió evaluar la manera en que la población consume el agua

Para poder determinar los caudales de diseño (Q_m , Q_{md} y Q_{mh}), así como los coeficientes de variación diaria (K_1) y horaria (K_2) propios de la localidad, se llevaron a cabo mediciones de los desniveles de agua en cada uno de los reservorios en intervalos de una hora durante el servicio diario para poder calcular el caudal en cada hora.

A continuación, se describe el procedimiento a seguir:

- Para esta investigación las válvulas de salida a la red de aducción se abrieron a las 5:00 am. para el Sistema N.º 1 y a las 5:30 am. para el Sistema N.º 2 y desde ese momento se registró las alturas de nivel de agua consumido en intervalos de 1 hora, los cuales fueron debidamente anotados en la libreta de apuntes para luego ser procesados en Excel.
- Conociendo los niveles de agua consumidos en cada intervalo y el área de los reservorios, se obtuvo los volúmenes de agua consumidos en cada hora y en cada día.
- Las mediciones de desniveles se llevaron a cabo durante un período de dos semanas para cada reservorio.

3.3.3. Evaluar hidráulicamente cada componente de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.

3.3.3.1. Captaciones

Se realizó el aforo del caudal por el método volumétrico de cada fuente de las captaciones de los dos sistemas en épocas de lluvia y estiaje. Estos aforos se hicieron dos veces por época a cada fuente en meses diferentes; lo cual, darán como resultado el caudal ofertante de cada una de las fuentes en ambas épocas.

El caudal máximo aforado durante la temporada de lluvias nos servirá para evaluar si las medidas de captaciones cumplen con las medidas establecidas y el caudal mínimo aforado durante la época de estiaje para determinar si la fuente puede satisfacer las necesidades de la población.

Posteriormente se tomó medidas de la cámara húmeda y se calculó su volumen el mismo que fue utilizado para determinar su capacidad de retención de la cámara húmeda, el cual, según las condiciones que establece el MVCS (2018) debe oscilar entre 3 y 5 minutos.

Se utilizó el caudal aforado durante la época de lluvia para determinar el área utilizando la Ecuación 6 y el diámetro de la tubería utilizando la Ecuación 8. Luego, se calculó la altura total teórica mediante la Ecuación 14 y se comparará con la altura real encontrada en campo. Por último, se analizó las dimensiones de la canastilla y la tubería de rebose.

3.3.3.2. Línea de conducción

Conociendo el caudal de diseño (Q_{md}), además de las velocidades máximas (3.00 m/s) y mínimas (0.60 m/s) establecidas por el MVCS (2018), se procede a calcular los diámetros mínimos y máximos utilizando la **Ecuación 23**. El diámetro determinado será comparado con el diámetro existente en campo.

También se constató la presión a la que se encuentra operando, el MVCS (2018) sugiere que la presión de trabajo no supere el 75% de la especificada por el fabricante.

3.3.3.3. Reservorio

Es necesario evaluar el funcionamiento, el estado de conservación y la desinfección del agua. Para el cálculo de volumen de almacenamiento requerida puede efectuarse tanto de manera analítica como gráfica, mediante el uso de un diagrama de masa.

El cálculo se realiza mediante una tabla, donde la ley de demanda o salida (consumo) se conoce en función de porcentajes horarios del caudal medio diario (Q_m), y la ley de entrada (suministro) se expresa de la misma manera.

3.3.3.4. Línea de aducción

Conociendo el caudal máximo horario (Q_{mh}), se calculó los diámetros máximo y mínimo de la tubería de la línea de aducción, tomando en cuenta las velocidades mínima y máxima 0,6 m/s y 3,0 m/s respectivamente, establecidas por el MVCS (2018). Luego, se comprobó si el diámetro actual de la tubería se encuentra dentro del rango de los diámetros calculados.

3.3.3.5. Red de distribución

Conociendo todos los diámetros de las tuberías en la red de distribución para cada sistema, la evaluación consistió en determinar la pérdida de carga utilizando la ecuación de Darcy Weisbach, luego modelar utilizando el software Watercad V10 para identificar viviendas representativas; en las mismas que será medido las presiones dinámicas del agua con el manómetro en el horario de máximo consumo; de esta manera se verificará si la presión de servicio en cualquier punto esté de acuerdo a lo establecido por el MVCS (2018). Además, el software Watercad V10 verificará si las velocidades cumplen con los parámetros establecidos por la normativa vigente.

3.3.4. Evaluar la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.

Se llevó a cabo la investigación haciendo uso del cuestionario de la tabla 9 al presidente de la JASS, para determinar si cuentan o no con un plan de mantenimiento, quiénes realizan la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable del Centro poblado San Juan, quienes están autorizados para operar y manipular las captaciones, cámaras rompe presión, cámara de reunión, red de conducción, red de distribución y los reservorios y si los encargados son remunerados. Además, se investigó los períodos en los que se realizan las actividades de mantenimiento para cada estructura que forma parte de los sistemas de agua potable, así como quiénes son responsables de llevar a cabo estas actividades y bajo qué condiciones se realizan.

También se investigó sobre las prácticas de conservación de la fuente y cada que tiempo cloran el agua.

Tabla 9: Cuestionario para la evaluación la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable

¿Existe un plan de mantenimiento?
¿Los usuarios participan en la ejecución del plan de mantenimiento?
¿Cada que tiempo realizan la limpieza y desinfección del sistema?
¿Cada qué tiempo cloran el agua?
¿Qué prácticas de conservación de la fuente de agua, en el área de influencia del manantial existen?
¿Quién se encarga de los servicios de gasfitería?
¿Es remunerado el encargado de los servicios de gasfitería?
¿Cuenta el sistema con herramientas necesarias para la operación y mantenimiento?

Fuente: Tomado de Gobierno Regional de Cajamarca (2010).

3.3.5. Evaluar la administración de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.

Se realizó la investigación haciendo uso del cuestionario de la tabla 10 sobre el proceso de elección de los miembros de la junta directiva, así como la duración de su mandato, y si ocupar estos cargos conlleva algún tipo de retribución, ya sea económica o en forma de otros beneficios.

También se llevó a cabo un análisis sobre el número de usuarios y cuanto es la cuota familiar por el servicio de agua.

Con el fin de llevar a cabo esta evaluación, se utilizó un cuestionario para tener información sobre la gestión y desempeño de la junta directiva actual, con preguntas clave que permitan obtener la información necesaria para alcanzar el objetivo deseado.

Tabla 10: Cuestionario para la evaluación la administración del sistema de agua potable

¿Quién es responsable de la administración del servicio de agua?
¿Qué instrumentos de gestión usan?
¿Cuántos usuarios existen en el padrón de asociados del sistema?
¿Existe una cuota familiar establecida para el servicio de agua potable?
¿Cuánto es la cuota por el servicio de agua?
¿Cuántos no pagan la cuota familiar?
¿Cuántas veces se reúne la directiva con los usuarios del sistema?
¿Cada qué tiempo cambian la Junta Directiva?
¿Han recibido cursos de capacitación?
¿Qué tipo de cursos han recibido?
¿Se han realizado nuevas inversiones, después de haber entregado el sistema de agua potable a la comunidad?
¿En qué se ha invertido?

Fuente: Tomado de Gobierno Regional de Cajamarca (2010).

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis

4.1.1. Descripción de los componentes de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.

4.1.1.1. *SISTEMA N.º 1*

a. Captaciones

Este sistema abastece a un total de 37 conexiones (incluida la Iglesia Adventista) que representa el 40.66 % de usuarios, mediante dos captaciones (Captación 1 y Captación 2) hechas de concreto armado, las cuales tienen como propósito recolectar el agua de dos manantiales ubicados en el lugar denominado “La Quinoa”.

- **Captación N.º 1**

Es una captación de ladera situada en las coordenadas UTM WGS84 - 17S:

E: 788625.166 m.

N: 9285056.592 m.

Altitud: 3094.318 m.s.n.m.

Esta estructura tiene un aproximado de 4 años de antigüedad. La captación consta de dos partes: la primera, afloramiento y la segunda, cámara húmeda.

La zona de afloramiento está hecha de concreto y rocas, que estas a su vez cumplen la función de cernidor.

La cámara húmeda cuenta con: tapa sanitaria de 60 Cm. x 60 Cm., tubería de limpia y rebose de 2” de diámetro, cono de rebose de 4” de diámetro, un orificio de salida de 1” de diámetro, que facilita la salida del agua desde el lecho filtrante hacia la cámara húmeda, canastilla de 2” de diámetro, una tubería de salida a la red que conduce a la cámara de reunión de 1” de diámetro; estos accesorios internos mencionados son de PVC.

La captación no cuenta con caja de válvulas.

Figura 16: Vista panorámica de la captación N.º 1



Figura 17: Vista de la cámara húmeda de la captación N.º 1



- **Captación N.º 2**

Es una captación de ladera situada en las coordenadas UTM WGS84 - 17S:

E: 788622.330 m.

N: 9285071.817 m.

Altitud: 3089.571 m.s.n.m.

La estructura está construida a una longitud de 12 m. aproximadamente de la captación N.º 1 y tiene un aproximado de 4 años de antigüedad.

La captación consta de tres partes: afloramiento, cámara húmeda y cámara seca.

La zona de afloramiento está hecha con aleros de reunión de concreto y rocas, que estas a su vez cumplen la función de cernidor.

La cámara húmeda cuenta con: tapa sanitaria de 60 Cm. x 60 Cm., tubería de limpia y rebose de 2" de diámetro, cono de rebose de 4" de diámetro, dos orificios de salida de 1" de diámetro que facilita la salida del agua desde el lecho filtrante hacia la cámara húmeda, canastilla de 2" de diámetro, una tubería de salida a la cámara seca de 1" de diámetro; estos accesorios internos son de PVC.

La cámara seca cuenta con: tapa sanitaria de 40 Cm. x 40 Cm, tubería de PVC de entrada y salida de 1" de diámetro y una válvula compuerta de bronce de 1" de diámetro.

Figura 18: Vista panorámica de la captación N.º 2



Figura 19: Vista de la zona de afloramiento de la captación N.º 2



Figura 20: Vista de la cámara húmeda de la captación N.º 2



Figura 21: Vista de la cámara seca de la captación N.º 2



Tanto la captación N.º 1 como la captación N.º 2, están construidas en una quebrada y dentro de una inverna, no cuentan con ninguna medida de protección.

Las dos captaciones no cuentan con zanja de coronación, ni cerco perimétrico y debido a su colindancia con propiedades privadas, se encuentra susceptible a la presencia de animales y personas ajenas que podrían ingresar. Por otro lado, se pudo identificar que la tubería de limpia y rebose de las dos captaciones, no cuenta con dado de protección.

La pintura de las captaciones se encuentra en mal estado, esto producto de la humedad característico de la zona y por la falta de mantenimiento. No existe una limpieza adecuada en el interior de las estructuras.

b. Cámara de reunión de caudales

La cámara de reunión de caudales está situada en las coordenadas UTM WGS84 - 17S:

E: 788614.885 m.

N: 9285091.629 m.

Altitud: 3086.676 m.s.n.m.

La estructura está construida de concreto armado y tiene un aproximado de 4 años de antigüedad, consta solo con cámara húmeda.

La cámara húmeda cuenta con: tapa metálica de 60 Cm x 60 Cm, tubería de limpia y rebose de 2" de diámetro, dos tuberías de entrada de 1" de diámetro, canastilla de 1" de diámetro, una tubería de 1" de diámetro que facilita la salida del agua desde la cámara de reunión a la red de conducción; estos accesorios internos mencionados son de PVC.

No cuenta con cono de rebose, ni cerco perimétrico y debido a su colindancia con propiedades privadas, se encuentra susceptible a la presencia de animales y personas ajenas que podrían ingresar. Por otro lado, se pudo identificar que la tubería de limpia y rebose no cuenta con dado de protección.

La pintura de la cámara de reunión de caudales se encuentra en regular estado.

Figura 22: Vista panorámica de la cámara de reunión de caudales



Figura 23: Vista de la cámara húmeda de la cámara de reunión de caudales



c. Línea de conducción

La línea de conducción tiene como cotas:

Punto de inicio (Cámara de reunión de caudales): 3086.676 m.s.n.m.

Punto final (Reservorio): 3030.170 m.s.n.m.

Tiene un aproximado de 583.05 ml. de tubería PCV-C10 de 1" de diámetro, en todo su recorrido se encuentra enterrada.

Según manifestó el presidente de la JASS, esta línea de conducción tiene una antigüedad de 4 años y se encuentra en buen estado.

Se pudo notar que, en la línea de conducción, en todo el recorrido no existe cámara rompe presión, tubo rompe carga, válvulas de aire, ni de purga.

d. Reservorio

El reservorio del sistema N.º 1 se encuentra ubicado en las coordenadas UTM WGS84 - 17S:

E: 788147.793 m.

N: 9285259.463m.

Altitud: 3030.170 m.s.n.m.

Según manifestó el presidente de la JASS, la estructura tiene una antigüedad de 4 años y se encuentra en buen estado.

El reservorio está construido a base de concreto armado, tiene la forma circular con una capacidad de 19.75 m³ y abastece de agua al 40.66 % de los usuarios.

Se pudo identificar que el reservorio cuenta con: tubería de ventilación PVC de 2" de diámetro, escalera metálica tipo gato, tapa sanitaria de 60 Cm.x60 Cm, caseta de válvulas y caseta de cloración de forma rectangular hecha de malla y tubo galvanizado; la cual contiene un tanque de polietileno de almacenamiento de 750 Lts. (no se encuentra en funcionamiento) y otros componentes para la regulación y entrega.

En el interior del reservorio se pudo notar que cuenta con tubería PCV de limpia y rebose de 2" de diámetro, tubería de ingreso de 1" de diámetro, no cuenta con cono de rebose.

Tiene una tubería de salida de 1" diámetro y tiene una canastilla de 2" de diámetro.

La caseta de válvulas tiene una tapa sanitaria de 60 Cm. x 60 Cm. En el interior se encuentra: válvula que permite la entrada del caudal de 1" de diámetro, válvula de paso (BY PASS) de 1" de diámetro, válvula de limpia de 2" de diámetro, una válvula de salida de agua a la población de 1" de diámetro. Estos accesorios internos mencionados se encuentran en buen estado y son de bronce y de tipo globo.

Por otro lado, se pudo observar que esta estructura no cuenta con cerco perimétrico; se puede notar además que existe fisuras leves en la parte exterior, la pintura existente en la estructura, así como en las tapas sanitarias se encuentra en estado de deterioro producto del poco mantenimiento y la humedad presente en la zona la que al mismo tiempo ocasiona oxidación en las tapas sanitarias.

Por otro lado, se pudo identificar que la tubería de limpia y rebose no cuenta con dado de protección.

Figura 24: Vista del Reservorio de forma circular del sistema de agua potable N.º 1



e. Red de aducción

La red de aducción está compuesta por un pequeño tramo de 14.87 ml de tubería PVC-C10 de diámetro 1”.

f. Red de distribución

La red de distribución es de tipo abierta operando por gravedad y está compuesta por 3165.08 ml de tubería PVC-C10 de 1”, 3/4” y 1/2” de diámetro. Se pudo notar que en tres tramos la tubería se encuentra expuesta al aire libre.

Según manifiesta la administración, la red de distribución tendría una antigüedad de 26 años aproximadamente; la cual debido a la antigüedad y al poco mantenimiento, en algunos lugares se han producido rupturas.

Previa autorización de los usuarios, para este sistema se efectuó la inspección y análisis de las 37 conexiones.

Se logró verificar que las válvulas de paso en 6 conexiones se encuentran en buen estado, 7 conexiones en regular estado, 16 conexiones en mal estado y 8 conexiones no cuentan con válvulas de paso.

En grifos se pudo identificar que en 4 conexiones se encuentran en buen estado, 4 conexiones se encuentran en regular estado, 18 conexiones en mal estado y 11 conexiones no cuentan grifos; estas, funcionan solo con llave de paso.

Por otro lado, se pudo identificar que, en este sistema, existen 8 conexiones no domésticas las mismas que se encuentran en invernadas de pobladores que son utilizadas para consumo de ganadería.

Se observó que, a lo largo de toda la red de distribución, no hay válvulas de aire, de purga, ni válvulas de control.

En todo el recorrido de la red de distribución se encuentra dos cámaras rompe presión tipo 7.

➤ **Cámara rompe presión Tipo 7.**

En el sistema N.º 1 se encuentran dos cámaras rompe presión tipo 7; ubicadas en las siguientes coordenadas UTM WGS84 - 17S:

1. E: 787862.129 m.
N: 9285183.214 m.
Altitud: 2983.125 m.s.n.m.

2. E: 787543.946 m.
N: 9285325.756 m.
Altitud: 2927.808 m.s.n.m.

En la primera cámara se identificó, que tiene una tubería PVC de entrada y salida de 1" de diámetro, tubería de limpia y rebose de 2" de diámetro, canastilla de 1" de diámetro y tapa sanitaria de 60 Cm. x 60 Cm.

No cuenta con: válvula flotadora, boya, cono de rebose, tubo de ventilación, dado de protección en la tubería de limpia y rebose, cerco perimétrico; además, no cuenta con cámara seca donde debería ir instalada la válvula de control.

En la segunda cámara se identificó, que tiene una tubería PVC de entrada y salida de 3/4" de diámetro, válvula flotadora, cono de rebose, tubería de limpia y rebose de 2" de diámetro, canastilla de 1" de diámetro y tapa sanitaria de 60 x 60 Cm.

No cuenta con: boya, tubo de ventilación, dado de protección en la tubería de limpia y rebose, cerco perimétrico, no cuenta con cámara seca donde debería ir instalada la válvula de control.

Figura 25: Vista de la cámara rompe presión N.º 2 tipo 7 del sistema N.º 1



4.1.1.2. *SISTEMA N.º 2*

a. **Captación**

Este sistema abastece a un total de 54 conexiones (incluida la I.E. Inicial, la I.E. Primaria y el Puesto de Salud) que representa el 59.34 % de los usuarios.

La captación es de tipo ladera hecha de concreto armado, la cual tiene como propósito recolectar el agua del manantial ubicado en el lugar denominado "La Pampa Verde".

La captación está situada en las coordenadas UTM WGS84 - 17S:

E: 788689.144 m.

N: 9285704.572 m.

Altitud: 2960.932 m.s.n.m.

La estructura, construida con concreto armado, tiene aproximadamente 26 años de antigüedad, según la administración. La captación se compone de tres secciones: el afloramiento, la cámara húmeda y la cámara seca

La zona de afloramiento está hecha de concreto y rocas, que estas a su vez cumplen la función de cernidor. Tiene aleros de reunión de concreto y rocas, que estas a su vez cumplen la función de cernidor.

La cámara húmeda cuenta con: tapa sanitaria de 60 Cm. x 60 Cm (completamente oxidada)., tubería de limpia y rebose de 2" de diámetro, cono de rebose de 4" de diámetro, dos orificios de entrada de 1" de diámetro que facilita la salida del agua desde el lecho filtrante hacia la cámara húmeda, una canastilla de 1" de diámetro, una tubería de salida de 1" de diámetro para luego dirigir el caudal a la red de conducción; estos accesorios internos mencionados son de PVC.

La cámara seca cuenta con: dos tapas sanitarias de 40 Cm. x 60 Cm (completamente oxidadas), tubería de PVC de entrada y salida de 1" y una válvula compuerta de bronce de 1".

Figura 26: Vista panorámica de la captación, Sistema N.º 2



Figura 27: Vista de la cámara húmeda de la captación, Sistema N.º 2



Figura 28: Vista de la cámara seca de la captación, Sistema N.º 2



La captación está construida en un lugar próximo a vegetación; por lo que, existe el peligro de contaminación de la fuente de agua.

Por otro lado, la captación no cuenta con zanja de coronación, ni cerco perimétrico y debido a su colindancia con propiedades privadas, se encuentra susceptible a la presencia de animales y personas ajenas que podrían ingresar. Por otro lado, se pudo identificar que la tubería de limpia y rebose no cuenta con dado de protección ni tubería de ventilación.

La captación se encuentra en mal estado debido a la antigüedad y al escaso mantenimiento. Se pudo observar la presencia de fisuras, grietas y desprendimiento de concreto tanto en la cámara seca como en la cámara húmeda. La tapa sanitaria en la cámara húmeda no se encuentra empotrada en el concreto y carece de llave de seguridad. La pintura de las captaciones se encuentra en mal estado, esto producto de la humedad característico de la zona y por la falta de mantenimiento. No existe una limpieza adecuada en la estructura.

b. Línea de conducción

La línea de conducción tiene como cotas:

Punto de inicio (Captación): 2960.932 m.s.n.m.

Punto final (Reservorio): 2935.321 m.s.n.m.

Tiene un aproximado de 948.8 ml de tubería PCV-C10 de 1" de diámetro, en todo su recorrido se encuentra enterrada.

Según manifestó el presidente de la JASS, esta línea de conducción tiene una antigüedad de 26 años y es funcional, en un estado de deterioro.

c. Reservorio

El reservorio del Sistema N.º 2 es apoyado y se encuentra ubicado en las coordenadas UTM WGS84 - 17S:

E: 788111.980 m.

N: 9285517.906 m.

Altitud: 2935.321 m.s.n.m.

Según manifestó el presidente de la JASS, la estructura tiene una antigüedad de 26 años y es funcional, en un estado de deterioro.

El reservorio está construido a base de concreto armado, tiene la forma rectangular con una capacidad de 10.37 m³ y abastece de agua al 59.34 % de los usuarios.

El reservorio cuenta tapa sanitaria de 60 Cm. x 60 Cm. y caseta de válvulas. No cuenta con tubería de ventilación.

En el interior del reservorio se pudo notar que cuenta con tubería PCV de limpia y rebose de 2" de diámetro, tubería de ingreso de caudal de 1" de diámetro, cono de rebose de 4" de diámetro, una tubería de salida de caudal de 1 1/2" de diámetro y escalera de metal interior para acceder a realizar labores de mantenimiento y limpieza. No cuenta con canastilla.

La caseta de válvulas tiene una tapa sanitaria de 60 Cm. x 60 Cm. En el interior se encuentra: válvula que permite la entrada del caudal de 1" de diámetro, válvula de limpia de 2" de diámetro, una válvula de salida de caudal a la población de 1 1/2" de diámetro. Estos accesorios internos mencionados se encuentran en mal estado y son de bronce, de tipo globo para la tubería de limpia y de tipo compuerta para la tubería de entrada y salida.

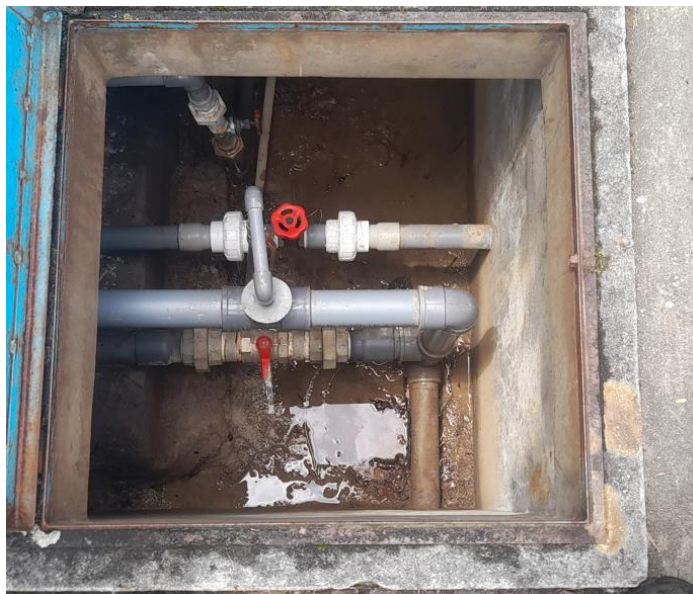
Por otro lado, esta estructura no cuenta con cerco perimétrico; se puede notar además que existe fisuras y grietas en la parte exterior, la pintura se encuentra deteriorada, las tapas sanitarias se encuentran oxidadas producto del poco mantenimiento y la humedad presente en la zona.

También, se pudo identificar que la tubería de limpia y rebose no cuenta con dado de protección.

Figura 29: Vista del Reservorio del sistema de agua potable del Sistema N.º 2



Figura 30: Caja de válvulas en el reservorio del Sistema N.º 2



d. Red de aducción

Está compuesta por 10.97 ml de tubería PVC-C10 de diámetro 1 1/2”.

e. Red de distribución

la red de distribución está conformada por 4536.35 ml de tubería PVC-C10 de 1”, 3/4” y 1/2” de diámetro. Esta red tendría una antigüedad de 26 años aproximadamente; hidráulicamente es funcional, en un estado de deterioro.

Se pudo notar que en un tramo la tubería se encuentra expuesta al aire libre.

Según manifiesta la administración, la red de distribución tendría una antigüedad de 26 años aproximadamente; la cual debido a la antigüedad y al poco mantenimiento, en algunos lugares se han producido rupturas.

Previa autorización de los usuarios, para este sistema se efectuó la inspección y análisis de las 54 conexiones.

Se logró verificar que las válvulas de paso en 5 conexiones se encuentran en buen estado, 10 conexiones en regular estado, 25 conexiones en mal estado y 14 conexiones no cuentan con válvulas de paso.

Los grifos de las conexiones se pudieron identificar que en 4 conexiones se encuentran en buen estado, 8 conexiones se encuentran en regular estado, 22 conexiones en mal estado y 20 conexiones no cuentan grifos; estas, funcionan solo con llave de paso.

En este sistema, existen un total de 13 conexiones no domesticas las mismas que se encuentran en invernadas que son utilizadas para consumo de ganadería.

Se observó que, a lo largo de toda la red de distribución, no hay válvulas de aire, ni de purga, existe pocas válvulas de control las cuales se encuentran en mal estado.

En todo el recorrido de la red de distribución se encuentra dos cámaras rompe presión tipo 7.

➤ **Cámara rompe presión Tipo 7.**

En el Sistema N.º 2 se encuentran dos cámaras rompe presión tipo 7; ubicadas en las siguientes coordenadas UTM WGS84 - 17S:

1. E: 787494.325 m.
N: 9285473.329 m.
Altitud: 2888.450 m.s.n.m.
2. E: 787240.573 m.
N: 9285639.245 m.
Altitud: 2803.652 m.s.n.m.

En la primera cámara se identificó, que tiene una tubería PVC de entrada y salida de 3/4" de diámetro, válvula flotadora, boya, tubería de limpia y rebose de 2" de diámetro, cono de rebose de 4" de diámetro, canastilla de 1" de diámetro y tapa sanitaria de 60 Cm. x 60 Cm completamente oxidada.

No cuenta con: tubería de ventilación, dado de protección en la tubería de limpia y rebose, cerco perimétrico; además, no cuenta con cámara seca donde debería ir instalada la válvula de control.

En la segunda cámara se identificó, que tiene una tubería PVC de entrada y salida de 3/4" de diámetro, válvula flotadora, boya, tubería de limpia y rebose de 2" de diámetro, canastilla de 1" de diámetro y tapa sanitaria de 60 Cm. x 60 Cm completamente oxidada.

No cuenta con: cono de rebose, tubo de ventilación, dado de protección en la tubería de limpia y rebose, cerco perimétrico, además, no cuenta con cámara seca donde debería ir instalada la válvula de control.

Figura 31: y Figura 32: Vista de la cámara rompe presión N.º 1 y N.º 2 tipo 7 del Sistema N.º 2, respectivamente.



En ambos sistemas se pudo identificar que las redes no cuentan con válvulas de aire, ni de purga. Con el fin de evitar la acumulación de aire en la tubería de la línea de

conducción y distribución se ha realizado perforaciones de 1/4" de diámetro en las partes más altas a lo largo de las redes. Esto conlleva una cierta pérdida de agua.

La construcción de cámaras rompe presión en los dos sistemas están hechas a base de concreto armado y según manifiesta la administración, dichas estructuras tienen una antigüedad de 26 años. Las estructuras se encuentran en estado de deterioro; se podría decir que las labores de operación y mantenimiento son casi nulas ya que dichas estructuras presentan escasa limpieza y no cuentan con pintura. Esto sumado a que no cuentan con todos sus accesorios completos lo que impide su correcto funcionamiento.

4.1.2. Determinación in situ el caudal de operación real de agua potable por la población del Centro Poblado San Juan.

4.1.2.1. SISTEMA N.º 1

a. Dimensiones del reservorio en el Sistema N.º 1

El Reservorio es de forma Circular y apoyado. Las dimensiones son:

- Altura total del reservorio: 2.10 m.
- Altura de rebose: 1.76 m.
- Diámetro Interno: 3.78 m.
- Borde libre: 14 cm.
- Altura de salida: 8.00 cm.
- Área del reservorio: $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 11.22 \text{ m}^2$
- Volumen del reservorio: 19.75 m³.
- Q Entrada: 0.08 l/s

b. Análisis del reservorio

Para determinar los caudales de consumo reales, se hizo las mediciones de los desniveles de agua en el reservorio en intervalos de una hora durante el servicio diario en un período de dos semanas con el propósito de tener una muestra representativa y de verificar las diferencias en el consumo entre una semana y otra.

El registro y cálculo del volumen se efectuaron de la siguiente manera y tomaremos como ejemplo el día lunes y para calcular el Qm, Qmd, Qmh as como los coeficientes de variación, tomaremos como ejemplo la semana 1:

Figura 33: Vista en Perfil del reservorio circular

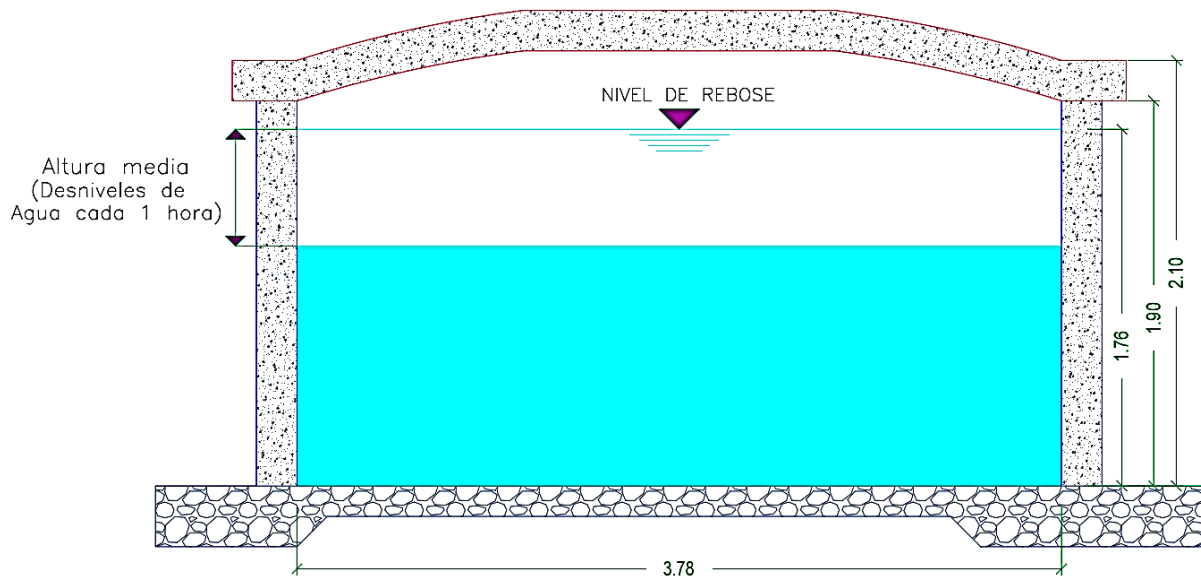


Tabla 11: Lecturas realizadas en cada hora y cálculo de caudal promedio en cada hora en un día para el Sistema N.º 1

DIA 1: Lunes 21/10/24	HORA	5:00	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00
			6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00
	Área de Reservorio (m ²)	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22
	Lectura(m)	1.38	1.42	1.47	1.50	1.53	1.55	1.59	1.64	1.67	1.68	1.68	1.68	1.68
	Δ(m)	1.38	0.04	0.05	0.03	0.03	0.02	0.04	0.05	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00
	Volumen Consumido (m ³)	0.00	0.45	0.56	0.34	0.34	0.22	0.45	0.56	0.34	0.11	0.00	0.00	0.00
	Qh (L/s)	0.000	0.205	0.236	0.174	0.174	0.141	0.205	0.236	0.174	0.111	0.080	0.080	0.080

Para calcular el volumen, se multiplicó la altura (m) consumida en una hora por el área interna del reservorio. Luego, se organizó la información recopilada por cada hora para determinar los demás caudales de consumo por hora y para este sistema de consumo se encuentran en el ANEXO N.º 03.

Lectura 1, tomada a las 7:00 am = 1.47 m

Lectura 2, tomada a las 8:00 am = 1.50 m

Volumen consumo. en 1 hora = (Lect. 2 – Lect. 1) x Área Reservorio.

$$= (1.50 - 1.47) * 11.22 \text{ m}^2 = \mathbf{0.34 \text{ m}^3}$$

* Convertimos el caudal promedio de consumo excluyendo el caudal de ingreso desde la captación a l/s = $0.34 * \frac{1000}{3600} = \mathbf{0.094 \frac{l}{s}}$

* Caudal promedio incluyendo el caudal de ingreso desde la captación al reservorio: $0.094 \text{ l/s} + 0.08 \text{ l/s} = \mathbf{0.174 \text{ l/s}}$.

El resumen de los caudales promedio por hora se presenta en el ANEXO N.º 05, organizado por día, semana y para cada sistema.

Utilizando los valores de consumo calculados en el ANEXO N.º 03, es posible determinar el caudal medio (Q_m), el caudal máximo horario (Q_{mh}) y el caudal máximo diario (Q_{md}).

c. Cálculo del caudal medio (Q_m)

$$Q_m = \frac{\sum Q_i}{nQ}$$

Donde: $\sum Q_i$: Sumatoria de caudales diarios registrados

nQ : Total de número de días de registro

$$Q_m = \frac{1.12}{7} = \mathbf{0.16 \text{ l/s}}$$

d. Cálculo del caudal máximo horario (Q_{mh})

Los valores de consumo obtenidos en el ANEXO N.º 03 permiten determinar el caudal máximo horario (Q_{mh}), definido como el consumo máximo registrado en una hora a lo largo del día de la semana correspondiente.

$$Q_{mh} = \mathbf{0.30 \left(\frac{l}{s}\right)}$$

e. Cálculo del caudal Máximo diario (Q_{md})

Para calcular el consumo máximo diario en l/s, tomamos el mayor de los consumos diarios para el periodo de la semana correspondiente.

$$Q_{md} = \mathbf{0.18 \left(\frac{l}{s}\right)}$$

Tabla 12: Cálculo de caudales de diseño (Q_m , Q_{md} y Q_{mh}) para el Sistema N.º 1

VALORES	SEMANAS		Prom.
	S1	S2	
Caudal medio (L/s)	0.16	0.16	0.16
Caudal máximo diario (L/s)	0.18	0.17	0.18
Caudal máximo horario (L/s)	0.30	0.30	0.30

f. Coeficiente de variación diaria (K_1)

Teniendo definido el Q_m y el Q_{md} despejamos el coeficiente de variación diaria (K_1) haciendo uso de la ecuación 2.

$$K1 = \frac{\text{Caudal máximo diario}(Q_{md})}{\text{Caudal medio diario}(Q_m)} = \frac{0.18}{0.16} = \mathbf{1.13}$$

g. Coeficiente de variación Horaria (K2)

$$K2 = \frac{\text{Caudal máximo horario}(Q_{mh})}{\text{Caudal medio diario}(Q_m)} = \frac{0.30}{0.16} = \mathbf{1.88}$$

Tabla 13: Coeficientes de variación de consumo para el Sistema N.º 1

Sem. Val.	SEMANAS		Prom.
	S1	S2	
K1=	1.11	1.09	1.10
K2=	1.88	1.88	1.88

h. Dotación de consumo promedio

De acuerdo al padrón de usuarios, para este sistema existe un total de 37 conexiones y 140 habitantes.

Para el cálculo, se utiliza los datos de caudales de diseño obtenidos en la tabla N.º 12 y la despejando la ecuación N.º 1.

$$\text{Dot.} = \frac{86400 \times Q_m}{\text{Pobl.}} = \frac{86400 * 0.16}{140} = \mathbf{98.74 \text{ l/p/día}}$$

Gráfico 1: Consumo diario de la Semana 1 - Sistema N.º 1

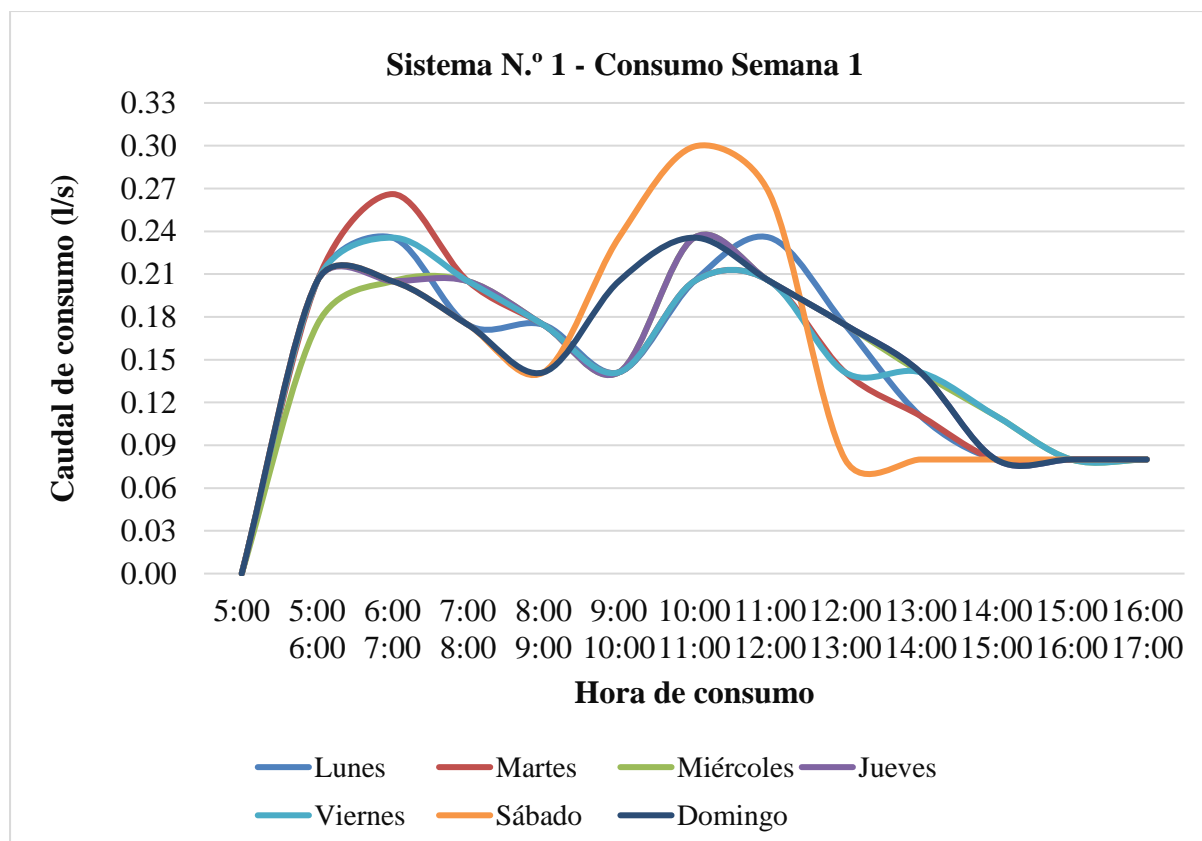
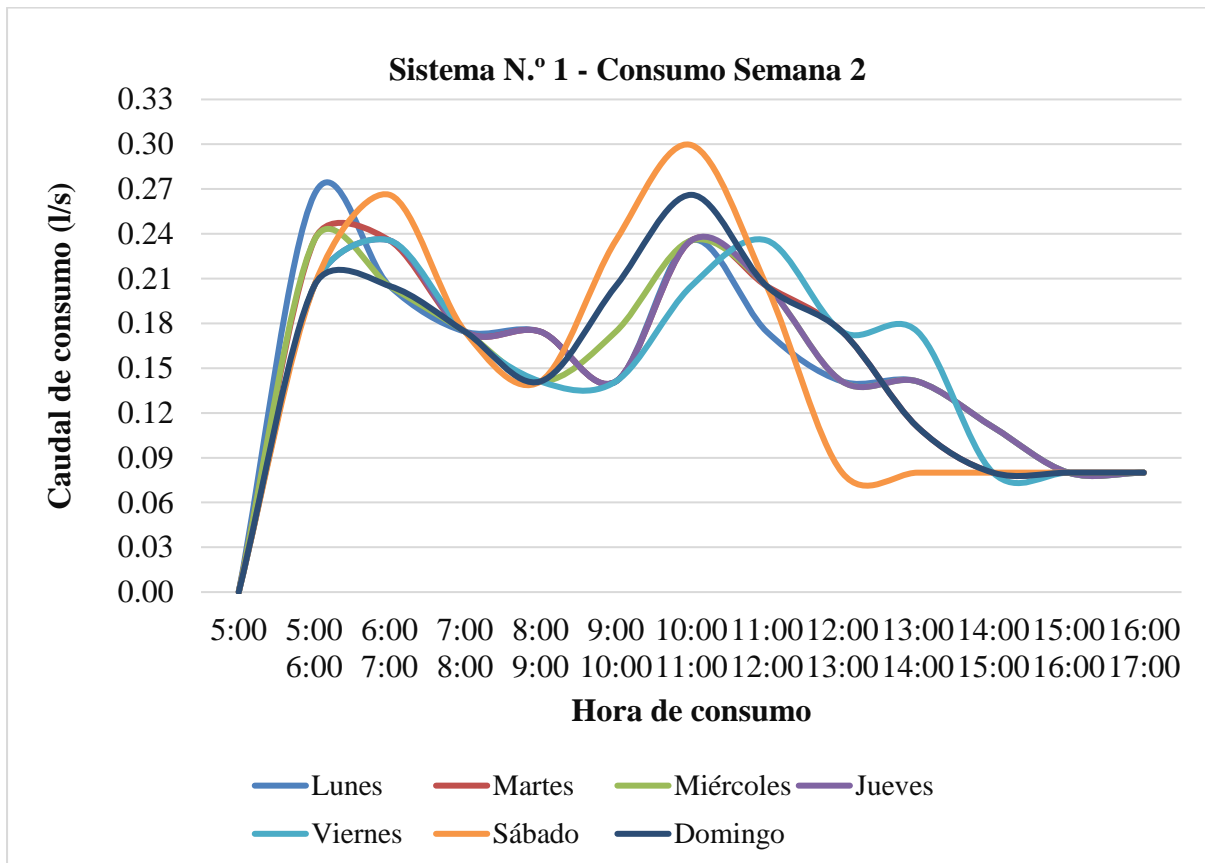


Gráfico 2: Consumo diario de la Semana 2 - Sistema N.º 1



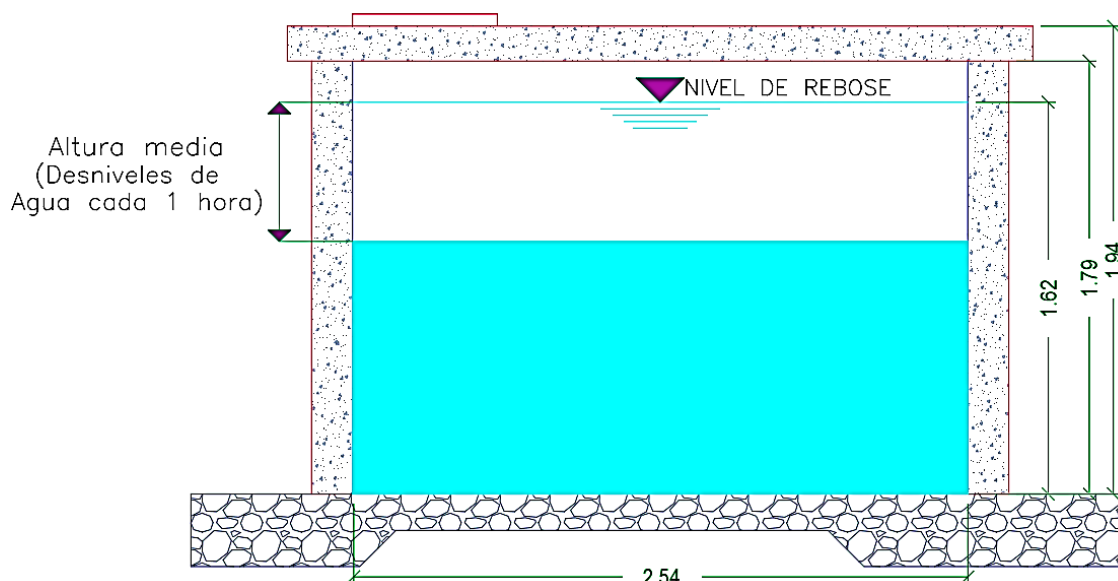
4.1.2.2. SISTEMA N.º 2

a. Dimensiones del reservorio en el Sistema N.º 2:

El Reservorio es de forma Rectangular y apoyado. Las dimensiones son:

- Altura total del reservorio: 1.79 m.
- Altura de rebose: 1.62 m.
- Borde libre: 17 cm.
- Altura de salida: 10 cm.
- Largo: 2.54 m.
- Ancho: 2.52 m.
- Área del reservorio: $A = 6.40 \text{ m}^2$
- Volumen del reservorio: 10.37 m^3 .
- Q Entrada: 0.14 l/s

Figura 34: Vista en Perfil del reservorio Rectangular



Para el análisis del reservorio y la determinación de los caudales de consumo, así como para el cálculo de los coeficientes de variación diaria y horaria, el caudal medio (Q_m), la dotación de consumo promedio, el caudal máximo diario (Q_{md}) y el caudal máximo horario (Q_{mh}), se siguió el mismo procedimiento que en el sistema N.º 1.

Los resultados, se muestran a continuación:

b. Análisis del reservorio

Tomaremos como ejemplo el día lunes y para calcular el Q_m , Q_{md} , Q_{mh} as como los coeficientes de variación, tomaremos como ejemplo la semana 1:

Tabla 14: Lecturas realizadas en cada hora y cálculo de caudal promedio en cada hora en un día para el Sistema N.º 2.

DIA 1: Lunes 21/10/24	HORA	5:30	5:30 6:30	6:30 7:30	7:30 8:30	8:30 9:30	9:30 10:30	10:30 11:30	11:30 12:30	12:30 13:30	13:30 14:30	14:30 15:30	15:30 16:30	16:30 17:30
	Área de Reservorio (m ²)	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40
Lectura(m)	0.57	0.72	0.89	1.00	1.06	1.15	1.27	1.39	1.44	1.47	1.52	1.52	1.52	1.52
Δ (m)	0.57	0.15	0.17	0.11	0.06	0.09	0.12	0.12	0.05	0.03	0.05	0.00	0.00	0.00
Volumen Consumido (m ³)	0.00	0.96	1.09	0.70	0.38	0.58	0.77	0.77	0.32	0.19	0.32	0.00	0.00	0.00
Qh (L/s)	0.000	0.407	0.443	0.334	0.246	0.301	0.354	0.354	0.229	0.193	0.229	0.140	0.140	0.140

La información recopilada y los caudales de consumo por hora en el sistema N.º 2 se detalla en el ANEXOS: N.º 4.

De la tabla de lecturas realizadas se determina:

Lectura 1, tomada a las 7:30 am = 0.89 m

Lectura 2, tomada a las 8:30 am = 1.00 m

Volumen consumo. en 1 hora = (Lect. 2 – Lect. 1) x Área Reservoirio.

$$= (1.00 - 0.89) * 6.40 \text{ m}^2 = \mathbf{0.70 \text{ m}^3}$$

** Convertimos el caudal promedio de consumo excluyendo el caudal de ingreso desde la captación a l/s = $0.70 * \frac{1000}{3600} = \mathbf{0.194 \frac{l}{s}}$.*

** Caudal promedio incluyendo el caudal de ingreso desde la captación al reservorio: $0.194 \text{ l/s} + 0.14 \text{ l/s} = \mathbf{0.334 \text{ l/s}}$.*

El resumen de los caudales promedio por hora se presenta en el ANEXO N.º 06, organizado por día, semana y para este sistema.

Utilizando los valores de consumo calculados en el ANEXO N.º 04, es posible determinar el caudal medio (Qm), el caudal máximo horario (Qmh) y el caudal máximo diario (Qmd).

c. Cálculo del caudal medio (Qm)

$$Q_m = \frac{\sum Q_i}{nQ}$$

Donde: $\sum Q_i$: Sumatoria de caudales diarios registrados

nQ: Total de número de días de registro

$$Q_m = \frac{1.97}{7} = \mathbf{0.28 \text{ l/s}}$$

d. Cálculo del caudal máximo horario (Qmh)

Los valores de consumo obtenidos en el ANEXO N.º 04 permiten determinar el caudal máximo horario (Qmh).

$$Q_{mh} = \mathbf{0.51 \left(\frac{l}{s} \right)}$$

e. Cálculo del caudal Máximo diario (Qmd)

Para calcular el consumo máximo diario en l/s, tomamos el mayor de los consumos diarios para el periodo de la semana correspondiente.

$$Q_{md} = \mathbf{0.29 \left(\frac{l}{s} \right)}$$

Tabla 15: Cálculo de caudales de diseño (Qm, Qmd y Qmh) para el Sistema N.º 1

VALORES	SEMANAS		Prom.
	S1	S2	
Caudal medio (L/s)	0.28	0.28	0.28
Caudal máximo diario (L/s)	0.29	0.29	0.29
Caudal máximo horario (L/s)	0.51	0.52	0.52

f. Coeficiente de variación diaria (K1)

Teniendo definido el Qm y el Qmd despejamos el coeficiente de variación diaria (K1) haciendo uso de la ecuación 2.

$$K1 = \frac{\text{Caudal máximo diario}(Qmd)}{\text{Caudal medio diario}(Qm)} = \frac{0.29}{0.28} = \mathbf{1.04}$$

g. Coeficiente de variación Horaria (K2)

$$K2 = \frac{\text{Caudal máximo horario}(Qmh)}{\text{Caudal medio diario}(Qm)} = \frac{0.51}{0.28} = \mathbf{1.82}$$

Tabla 16: Coeficientes de variación de consumo para el Sistema N.º 1

Sem. Val.	SEMANAS		Prom.
	S1	S2	
K1=	1.04	1.04	1.04
K2=	1.82	1.89	1.86

En la tabla N.º 16 se observa que los valores K1 están por debajo del valor recomendado por el RNE, lo que indica que la variación de consumo de un día a otro en el sistema N.º 1 es poco variable. En cuanto al coeficiente K2 se observa que los valores se encuentran dentro del rango recomendados por el RNE.

h. Dotación de consumo promedio

De acuerdo al padrón de usuarios, para este sistema existe un total de 54 conexiones y 210 habitantes.

Para el cálculo se utiliza los datos de caudales de diseño obtenidos en la tabla N.º 15 y la despejando la ecuación N.º 1.

$$\text{Dot.} = \frac{86400 \times Qm}{\text{Pobl.}} = \frac{86400 * 0.28}{210} = \mathbf{115.20 \text{ l/p/dia.}}$$

Gráfico 3: Consumo diario de la Semana 1 - Sistema N.º 2

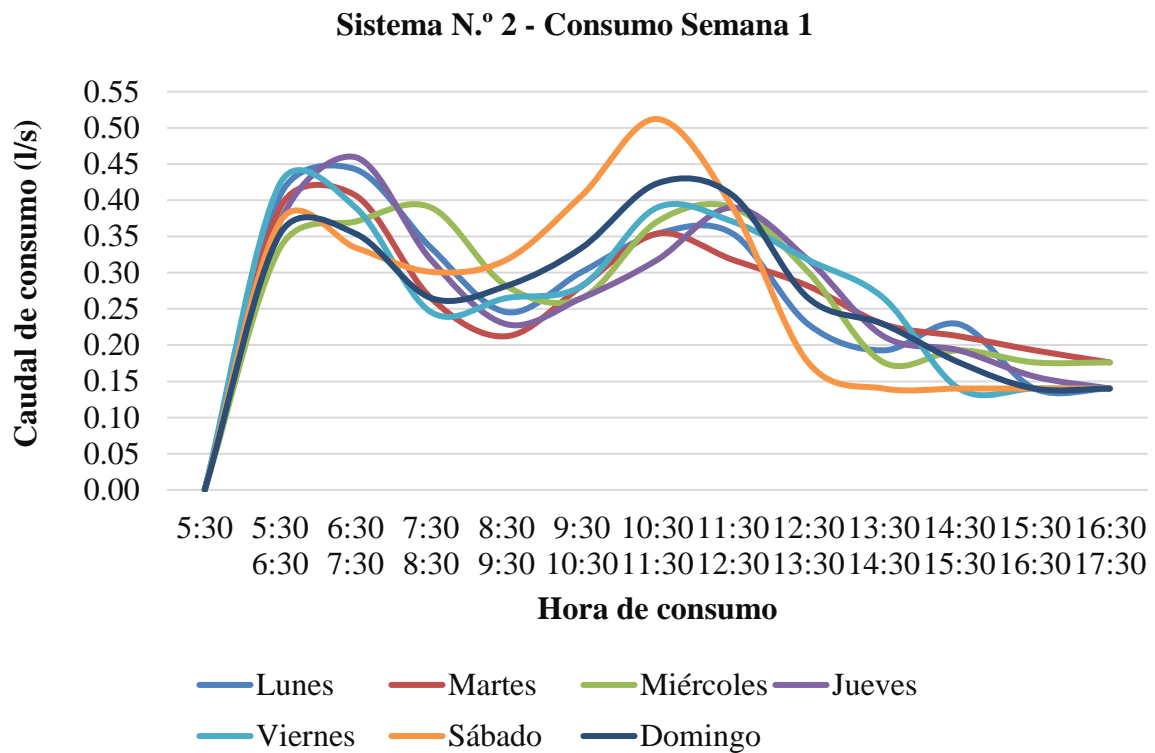
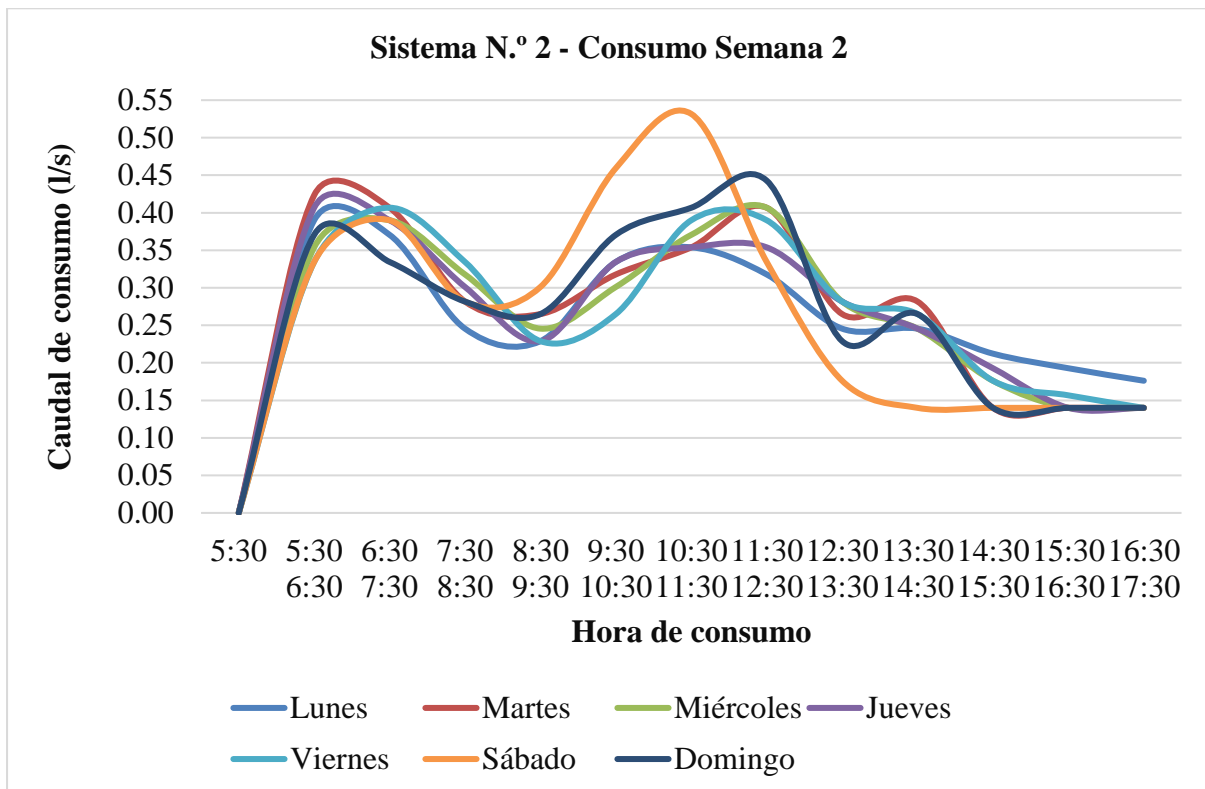


Gráfico 4: Consumo diario de la Semana 2 - Sistema N.º 2



4.1.3. Evaluación hidráulica de cada componente de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.

4.1.3.1. SISTEMA N.º 1

a. Evaluación hidráulica de las captaciones

➤ Caudal en las captaciones

Para determinar la cantidad de agua de las fuentes, se utilizó la ecuación N.º 4. La medición se realizó durante la temporada de lluvias (Enero y Febrero del 2024) y en la temporada de sequía (Julio y Agosto del 2023).

- Captación N.º 1

Tabla 17: Aforo de caudal en la captación N.º 1 en época de lluvia 14/01/2024

N.º Veces	Volumen (L)	Tiempo (seg)
1	4.00	34.10
2	4.00	34.34
3	4.00	33.48
4	4.00	34.19
5	4.00	34.53
Tiempo promedio:		34.13
Q(l/s) =		0.117

Tabla 18: Aforo de caudal en la captación N.º 1 en época de lluvia 27/02/2024

N.º Veces	Volumen (L)	Tiempo (seg)
1	4.00	36.12
2	4.00	36.20
3	4.00	36.42
4	4.00	36.34
5	4.00	36.08
Tiempo promedio:		36.23
Q(l/s) =		0.110

Tabla 19: Aforo de caudal en la captación N.º 1 en época de estiaje 01/07/2023

N.º Veces	Volumen (L)	Tiempo (seg)
1	2.00	43.15
2	2.00	43.28
3	2.00	43.45
4	2.00	43.35
5	2.00	43.10
Tiempo promedio:		43.27
Q(l/s) =		0.046

Tabla 20: Aforo de caudal en la captación N.º 1 en época de estiaje 26/08/2023

N.º Veces	Volumen (L)	Tiempo (seg)
1	2.00	46.34
2	2.00	46.47
3	2.00	46.28
4	2.00	46.61
5	2.00	46.57
Tiempo promedio:		46.45
Q(l/s) =		0.043

➤ **Cámara húmeda de la captación**

Se calculó el volumen en la cámara húmeda utilizando la ecuación N.º 4, considerando un tiempo de retención de entre 3 y 5 minutos para el caudal de diseño.

$$t = 3 \text{ min} = 180 \text{ Seg.}$$

$$V = Q \left(\frac{l}{s} \right) * t(s) = 0.117 \left(\frac{l}{s} \right) * 180(s) = 21.06 l$$

Dimensiones tomadas en campo:

Las medidas de la cámara húmeda de la captación N.º 1 fueron:

La altura desde canastilla hasta el nivel del tubo de rebose es de 16.46 Cm. Además, tiene un ancho y largo de 59 Cm.

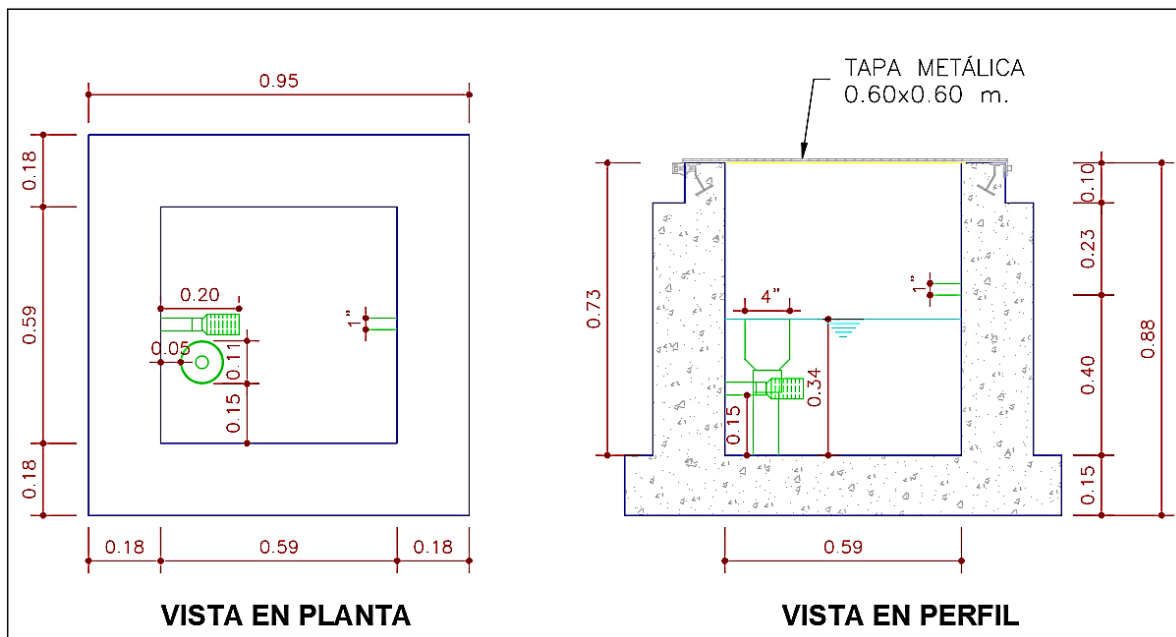
El volumen de la cámara húmeda a partir de las medidas encontradas en campo es de:

$$V = .59m \times .59m \times .1646m = 0.057 \text{ m}^3 = 57.29 l.$$

$$\mathbf{21.6 l < 57.29 l.}$$

El volumen de la cámara húmeda, basado en las dimensiones medidas en campo, excede lo recomendado. Por lo tanto, se confirma que la estructura de la cámara húmeda está correctamente dimensionada desde el punto de vista hidráulico.

Figura 35: Vistas de la cámara húmeda de la captación N.º 1



➤ **Diámetro de la tubería de entrada**

Utilizando las ecuaciones N.º 6, N.º 8 y el dato de caudal máximo aforado en la fuente, se calculó el área y el diámetro de la tubería de entrada.

Datos:

Gasto máximo de la fuente (Q_{max}) = 0.117 l/s. = 0.000117 m³/s

Cd: 0.6 (valores entre 0.6 a 0.8).

Velocidad de paso asumida (v_2): 0.50m/s

El área requerida para descargar:

$$A = \frac{Q_{max}}{V_2 \times C_d} = \frac{0.000117 \text{ m}^3/\text{s}}{0.50 \text{ m/s} \times 0.6} = 0.00039 \text{ m}^2$$

Diámetro de tubería de Ingreso (orificios):

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.00039}{\pi}} = 0.0223 \text{ m} \cong 0.8773 \text{ Pulg.} \cong 1 \text{ Pulg.}$$

➤ **Número de orificios en la Pantalla**

Se calculó utilizando la ecuación N.º 10

$$N_{ORIF} = \left(\frac{D_t}{D_a}\right)^2 + 1 = \left(\frac{0.8773}{1}\right)^2 + 1 \cong 2 \text{ Orificios}$$

Dimensiones tomadas en campo:

En campo la pantalla tiene una tubería de 1" de diámetro para transportar el caudal desde el manantial hasta la cámara húmeda. Según el diseño, esta debería tener 2 orificios de salida de 1", lo que puede ocasionar una pérdida de caudal y eficiencia en el sistema de captación.

➤ **Ancho de pantalla**

Utilizando la ecuación N.º 11 y conociendo el número de orificios, además del diámetro de la tubería de entrada, se calculó el ancho de la pantalla (b).

$$b = 2x(6D) + N_{ORIF}xD + 3Dx(N_{ORIF} - 1)$$
$$b = 2x(6x0.0294) + 2x0.0294 + 3x0.0294x(2 - 1)$$
$$b = 0.50 \text{ m}$$

Dimensiones tomadas en campo:

El ancho medido en campo, es de 0.59 m, mayor que el ancho diseñado. Por lo tanto, las dimensiones de la pantalla de la captación son adecuadas.

➤ **Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:**

Se calculó utilizando la ecuación N.º 12 y N.º 13.

Sabemos que:

$$H_f = H - h_o \dots (\text{Ecuación 12})$$

$$h_o = 1.56 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$L = \frac{H_f}{0.30} \dots (\text{Ecuación 13})$$

Donde:

H = Carga sobre el centro del orificio (Valor entre 0.40m a 0.50m) = 0.40m.

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s².

v₂ = Velocidad de paso asumida = 0.50m/s (el valor máximo es 0.60m/s, en la entrada a la tubería).

H_f: Pérdida de carga afloramiento en la captación (m).

Entonces:

$$h_o = 1.56 \frac{(0.50 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.0199 \text{ m.}$$

Hallamos: Pérdida de carga afloramiento – captación utilizando la Ec. 12:

$$H_f = 0.40 - 0.0199 = 0.38 \text{ m.}$$

Determinamos la distancia entre el afloramiento y la captación utilizando la Ec. 13:

$$L = \frac{0.38 \text{ m}}{0.30} = 1.267 \text{ m.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

La distancia afloramiento – Captación medido en campo, es de 0.50 m, lo cual es menor que la distancia diseñada. Por lo tanto, la distancia afloramiento – Captación es demasiado pequeña según las dimensiones recomendadas para el diseño.

➤ **Cálculo de la altura de la cámara húmeda:**

Para dimensionar la altura de la cámara húmeda, se debe considerar la ecuación N.º 14 y N.º 15 y los datos recomendados de la Figura 7.

$$H_t = A + B + C + D + E \dots \text{(Ecuación 14)}$$

$$C = 1.56 \frac{V^2}{2g} = \frac{Q_{md}^2}{2gxA^2} \dots \text{(Ecuación 15)}$$

Donde:

Q_{md}: caudal máximo diario = 0.00018 (m³/s)

A: área de la tubería de salida = 0.001 (m²)

Entonces, calculamos la altura de agua y la altura total reemplazando datos en la Ec. N.º 15 y N.º 14, respectivamente:

$$C = 1.56 * \frac{(0.00018 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2 * (9.81\text{m}/\text{s}^2) * (0.001 \text{ m}^2)^2} = 0.006 \text{ m.}$$

Se observa que la altura "C" calculada es menor que la recomendada. Por lo tanto, se optará por utilizar la altura recomendada por esta norma.

$$H_t = 10 \text{ Cm.} + 2.54 \text{ Cm.} + 30 \text{ Cm.} + 5 \text{ Cm.} + 30 \text{ Cm.} = 78 \text{ Cm.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

Las distancias encontradas en campo son:

A = 15 Cm. B = 2.54 Cm. C = 16.5 Cm. D = 6 Cm. E = 33 Cm.

$$H_t = 15 \text{ Cm.} + 2.54 \text{ Cm.} + 16.5 \text{ Cm.} + 6 \text{ Cm.} + 33 \text{ Cm.} = 73.04 \text{ Cm.}$$

La estructura medida en campo tiene una altura de 73.04 cm, que es menor que la medida mínima recomendada de 78 cm. La cámara húmeda NO posee una altura

adecuada para su funcionamiento hidráulico (particularmente la altura de agua "C"), según lo indicado por el MVCS (2018).

➤ **Dimensionamiento de la Canastilla**

El diámetro de la canastilla debe ser el doble del diámetro de la línea de conducción (1"), es decir 2" y la longitud de la canastilla mayor a 3Dc y menor que 6D:

$$3DC < L < 6DC \dots \text{(Ecuación 18)}$$

$$3 * 1 < L < 6 * 1 = 3 * (2.94 \text{ Cm.}) < L < 6 * (2.94 \text{ Cm.})$$

$$8.961 \text{ Cm.} < L < 17.92 \text{ Cm.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

La longitud de la canastilla encontrada en campo es de 10 Cm, la cual está dentro de la longitud recomendada.

➤ **Área total y número ranuras**

Para dimensionar el Área total y número ranuras, se debe considerar la ecuación N.º 16, N.º 17 y N.º 18.

$$A_{\text{Total}} = 2A_c \dots \text{(Ecuación 16)}$$

Donde:

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} \dots \text{(Ecuación 17)}$$

$$A_c = \frac{\pi * (1 * 2.94 \text{ Cm})^2}{4} = 0.0009389 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$A_{\text{Total}} = 2(0.0005231 \text{ m}^2) = 0.001877 \text{ m}^2$$

Las medidas de las ranuras se recomienda un ancho y largo de 5mm y 7mm respectivamente.

$$A_r = 35 \text{ m}^2 = 0.0000350 \text{ m}^2$$

El número de ranuras:

$$N^{\circ}_{\text{ranuras}} = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{Área de ranura}} \dots \text{(Ecuación 19)}$$

$$N^{\circ}_{\text{ranuras}} = \frac{0.0014015 \text{ m}^2}{0.0000350 \text{ m}^2} = 53 \text{ Ranuras}$$

Dimensiones tomadas en campo:

El número de ranuras encontrada en campo es inferior comparado con el cálculo.

Figura 36: Vista de la canastilla de la cámara húmeda de la captación N.º 1



➤ **Tubería de rebose y limpieza**

Mediante la ecuación N.º 20, se calculó el diámetro de la tubería de rebose, utilizando el caudal máximo de la fuente y la pérdida de carga unitaria (0.015 m/m. recomendado).

La tubería de rebose y de limpieza tienen el mismo diámetro.

$$D_r = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{h_f^{0.21}} \dots \text{(Ecuación 20)}$$
$$D_r = \frac{0.71 \times (0.117 \text{ l/s})^{0.38}}{(0.015 \frac{\text{m}}{\text{m}})^{0.21}} = 0.7589 \text{ Pulg.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

Se confirma que el diámetro de las tuberías de limpia y de rebose es de 2”.

• **Captación N.º 2**

Para el aforo se utilizó el método volumétrico (ecuación N.º 4). La medición se realizó durante la temporada de lluvias (Enero y Febrero del 2024) y en la temporada de sequía (Julio y Agosto del 2023).

Para esta captación, se tendrán en cuenta las mismas recomendaciones que para la captación N.º 1.

Tabla 21: Aforo de caudal en la captación N.º 2 en época de lluvia 14/01/2024

N.º Veces	Volumen (L)	Tiempo (seg)
1	2.50	41.54
2	2.50	41.19
3	2.50	41.30
4	2.50	41.51
5	2.50	41.67
Tiempo promedio:		41.44
Q(l/s) =		0.060

Tabla 22: Aforo de caudal en la captación N.º 2 en época de lluvia 27/02/2024

N.º Veces	Volumen (L)	Tiempo (seg)
1	2.50	47.83
2	2.50	47.38
3	2.50	47.61
4	2.50	47.48
5	2.50	47.75
Tiempo promedio:		47.61
Q(l/s) =		0.053

Tabla 23: Aforo de caudal en la captación N.º 2 en época de estiaje 01/07/2023

N.º Veces	Volumen (L)	Tiempo (seg)
1	1.00	49.35
2	1.00	49.47
3	1.00	49.60
4	1.00	49.16
5	1.00	49.30
Tiempo promedio:		49.38
Q(l/s) =		0.020

Tabla 24: Aforo de caudal en la captación N.º 2 en época de estiaje 26/08/2023

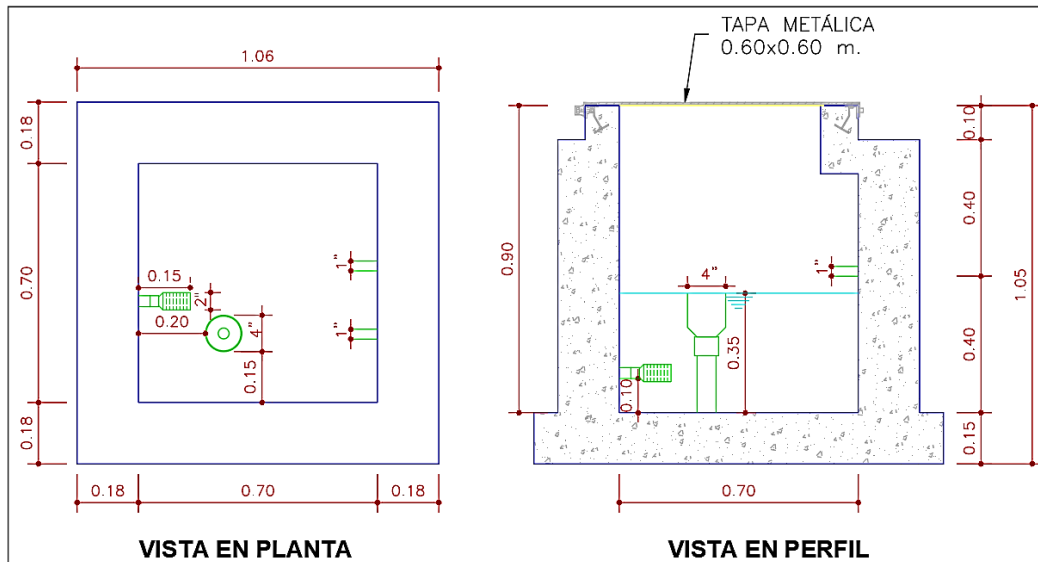
N.º Veces	Volumen (L)	Tiempo (seg)
1	1.00	57.63
2	1.00	57.77
3	1.00	57.41
4	1.00	57.92
5	1.00	57.55
Tiempo promedio:		57.66
Q(l/s) =		0.017

➤ **Cámara húmeda de la captación**

$$t = 3 \text{ min} = 180 \text{ Seg.}$$

$$V = Q \left(\frac{l}{s} \right) * t(s) = 0.06 \left(\frac{l}{s} \right) * 180(s) = 10.8 \text{ l.}$$

Figura 37: Vistas de la cámara húmeda de la captación N.º 2



Dimensiones tomadas en campo:

Las medidas de la cámara húmeda de la captación N.º 2 fueron:

La altura de agua sobre la canastilla hasta el nivel del tubo de rebose es de 22.46 Cm. Además, tiene un ancho y largo de 70 Cm.

El volumen de la cámara húmeda en campo es:

$$V = .70 \text{ m} \times .70 \text{ m} \times .2246 \text{ m} = 0.1100 \text{ m}^3 = 110.54 \text{ l.}$$

$$10.8 \text{ l} < 110.54 \text{ l.}$$

Por lo tanto, se confirma que la estructura de la cámara húmeda está correctamente dimensionada desde el punto de vista hidráulico.

➤ **Diámetro de la tubería de entrada**

Utilizando las ecuaciones N.º 6, N.º 8 y el dato de caudal máximo aforado en la fuente, se calculó el área y el diámetro de la tubería de entrada.

$$Q_{\text{max}} \text{ de la fuente} = 0.06 \text{ l/s.} = 0.00006 \text{ m}^3/\text{s}$$

El área requerida para descargar:

$$A = \frac{Q_{\text{max}}}{V_2 \times C_d} = \frac{0.00006 \text{ m}^3/\text{s}}{0.50 \text{ m/s} \times 0.6} = 0.00020 \text{ m}^2$$

Diámetro de tubería de Ingreso (orificios):

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.00020}{\pi}} = 0.016 \text{ m} \cong 0.5428 \text{ Pulg.} \cong 1 \text{ Pulg.}$$

➤ **Número de orificios en la Pantalla**

Se calculó utilizando la ecuación N.º 10

$$N_{\text{ORIF}} = \left(\frac{D_t}{D_a}\right)^2 + 1 = \left(\frac{0.6283}{1}\right)^2 + 1 \cong 2 \text{ Orificios}$$

Dimensiones tomadas en campo:

En campo la pantalla dispone de dos tuberías de 1". Por lo tanto, se confirma que el número de orificios en la pantalla es adecuado para captar la totalidad del caudal del manantial.

➤ **Ancho de pantalla**

Utilizando la ecuación N.º 11:

$$b = 2x(6D) + N_{\text{ORIF}}xD + 3Dx(N_{\text{ORIF}} - 1)$$

$$b = 2 * (6 * 0.0294\text{m}) + 2 * 0.0294\text{m} + 3 * 0.0294\text{m} * (2 - 1)$$

$$b = 0.50 \text{ m}$$

Dimensiones tomadas en campo:

El ancho de la pantalla de la captación, medido en campo, es de 0.70 m, lo cual es mayor que el ancho diseñado. Por lo tanto, las dimensiones de la pantalla de la captación son adecuadas para captar la totalidad del caudal del manantial.

➤ **Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:**

Se calculó utilizando la ecuación N.º 12 y N.º 13.

Entonces:

$$h_o = 1.56 \frac{(0.50 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.0199 \text{ m}$$

$$H_f = 0.40 - 0.0199 = 0.38 \text{ m}$$

Determinamos la distancia entre el afloramiento y la captación utilizando la Ec. 13:

$$L = \frac{0.38\text{m}}{0.30} = 1.267 \text{ m}$$

Dimensiones tomadas en campo:

La distancia afloramiento – Captación medido en campo, es de 1.35 m, lo cual es mayor que la distancia diseñada. Por lo tanto, la distancia afloramiento – Captación es la adecuada según las dimensiones recomendadas para el diseño.

➤ **Cálculo de la altura de la cámara húmeda:**

Para dimensionar la altura de la cámara húmeda, se debe considerar la ecuación N.º 14 y N.º 15 y los datos recomendados de la Figura 7.

$$C = 1.56 * \frac{(0.000180 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2 * (9.81 \text{ m/s}^2) * (0.001 \text{ m}^2)^2} = 0.0056 \text{ m.}$$

Se observa que la altura "C" calculada es menor que la recomendada por el MVCS (2018). Por lo tanto, se optará por utilizar la altura recomendada por esta norma.

$$H_t = 10 \text{ Cm.} + 2.54 \text{ Cm.} + 30 \text{ Cm.} + 5 \text{ Cm.} + 30 \text{ Cm.} = 78 \text{ Cm.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

Las distancias encontradas en campo son:

$$A = 10 \text{ Cm.} \quad B = 2.54 \text{ Cm.} \quad C = 22.46 \text{ Cm.} \quad D = 5 \text{ Cm.} \quad E = 50 \text{ Cm.}$$

$$H_t(\text{en campo}) = 90 \text{ Cm.}$$

La estructura medida en campo tiene una altura de 90 cm, lo cual supera la medida mínima recomendada de 78 cm. Aparentemente, la cámara húmeda tiene una altura adecuada para su funcionamiento hidráulico. Sin embargo, la altura de agua "C" es inferior a lo especificado por el MVCS (2018).

➤ **Dimensionamiento de la Canastilla**

El diámetro de la canastilla debe ser el doble del diámetro de la línea de conducción (1”), es decir 2” y la longitud de la canastilla mayor a 3Dc y menor que 6D:

$$3 * 1 < L < 6 * 1 = 3 * (2.94 \text{ Cm.}) < L < 6 * (2.94 \text{ Cm.}) \\ 8.961 \text{ Cm.} < L < 17.92 \text{ Cm.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

La longitud de la canastilla encontrada en campo es de 10 Cm, la cual está dentro de la longitud recomendada.

➤ **Área total y número ranuras**

Para el cálculo se debe considerar la ecuación N.º 16, N.º 17 y N.º 18.

$$A_c = \frac{\pi * (1 * 2.94 \text{ Cm})^2}{4} = 0.0009389 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$A_{\text{Total}} = 2(0.0005231\text{m}^2) = 0.001877 \text{ m}^2$$

Las medidas de las ranuras se recomienda un ancho y largo de 5 mm y 7 mm respectivamente.

$$A_r = 35\text{m}^2 = 0.0000350\text{m}^2$$

El número de ranuras:

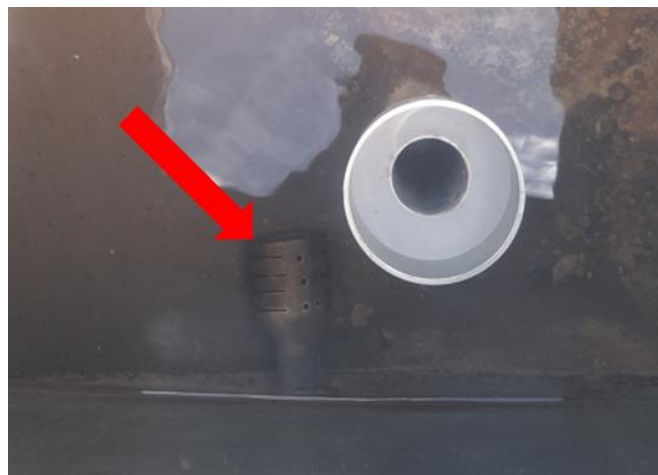
$$N^{\circ}_{\text{ranuras}} = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{Área de ranura}} \dots \text{(Ecuación 19)}$$

$$N^{\circ}_{\text{ranuras}} = \frac{0.0010461\text{m}^2}{0.0000350\text{m}^2} = 53 \text{ Ranuras}$$

Dimensiones tomadas en campo:

El número de ranuras encontrada en campo es inferior comparado con el cálculo.

Figura 38: Vista de la canastilla de la cámara húmeda de la captación N.º 2



➤ **Tubería de rebose y limpieza**

Mediante la ecuación N.º 20, se calculó el diámetro de la tubería de rebose, utilizando el caudal máximo de la fuente y la pérdida de carga unitaria (0.015 m/m. recomendado).

La tubería de rebose y de limpieza tienen el mismo diámetro.

$$D_r = \frac{0.71 \times (0.06 \text{ l/s})^{0.38}}{(0.015 \frac{\text{m}}{\text{m}})^{0.21}} = 0.5888 \text{ Pulg.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

Se verifica que el diámetro de las tuberías de limpieza y rebose es de 2", lo cual es mayor que el diámetro de diseño. Por lo tanto, su funcionamiento es eficiente.

b. Evaluación hidráulica la cámara de reunión de caudales

Según el MVCS (2018); Se recomienda una sección interior mínima de 0,60 m x 0,60 m,

Para determinar la altura de la cámara, se debe realizar la suma de tres conceptos:

- La salida: Altura mínima de 10 cm.
- Resguardo a borde libre: mínimo 40 cm.
- La carga de agua: (c = 30cm).
- El nivel de la tubería de entrada: Por encima del nivel del agua.

Dimensiones tomadas en campo:

Se verificó en campo que la altura "C" es inferior a 30 Cm, la sección interior mide 0,58 m x 0,58 m, altura total de 0,65 m. La tubería de salida de 1" se encuentra a 10 cm, pero la canastilla no tiene un diámetro doble que el de la tubería de salida.

Las medidas y la falta de componentes dificultan el correcto funcionamiento hidráulico.

c. Evaluación hidráulica de la línea de conducción

Se utilizó la ecuación N.º 23 y basándose en los datos del Qmd y las velocidades máxima y mínima se calculó el diámetro de la tubería para la línea de conducción.

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}} \dots \text{(Ecuación 23)}$$

Qmd: 0.18 l/s = 0.00018 m³/s, Vmax = 3 m/s, Vmin = 0.6 m/s

➤ **Cálculo del diámetro mínimo:** Se utilizó la Vmax = 3 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.00018}{\pi * 3}} = 0.009 \text{ m} \approx 1/2''$$

➤ **Cálculo del diámetro máximo:** Se utilizó la $V_{min} = 0.6$ m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.00018}{\pi * 0.6}} = 0.020 \text{ m} \approx 3/4''$$

Dimensiones tomadas en campo:

Se verificó en campo que el diámetro actual desde la captación hasta el reservorio, es de 1 pulgada, lo cual es mayor al diámetro calculado.

➤ **Cálculo de la velocidad en la tubería de la línea de conducción**

Para el cálculo se utilizó el caudal de diseño (caudal máximo diario), el diámetro real de la tubería encontrada en campo de la línea de conducción y se reemplazó valores en la ecuación N.º 21 y N.º 22.

$$Q = V \times A \dots (\text{Ecuación 21})$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \dots (\text{Ecuación 22})$$

$$Q_{md}: 0.18 \text{ l/s} = 0.00018 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Diámetro real: } 1'' = 0.0294 \text{ m. (Diámetro interno de tubería NTP 399.002)}$$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.00018}{\pi * (0.0294)^2} = 0.27 \text{ m/s}$$

Se verifica que la velocidad de 0.27 m/s no se encuentra dentro del rango de velocidades recomendadas, lo que podría causar sedimentación en el interior de la tubería.

d. Evaluación hidráulica del reservorio

➤ **Capacidad del Reservorio**

Se calculó el volumen del reservorio utilizando el diagrama de masas:

$$N.º \text{ Horas de funcionamiento: } 12$$

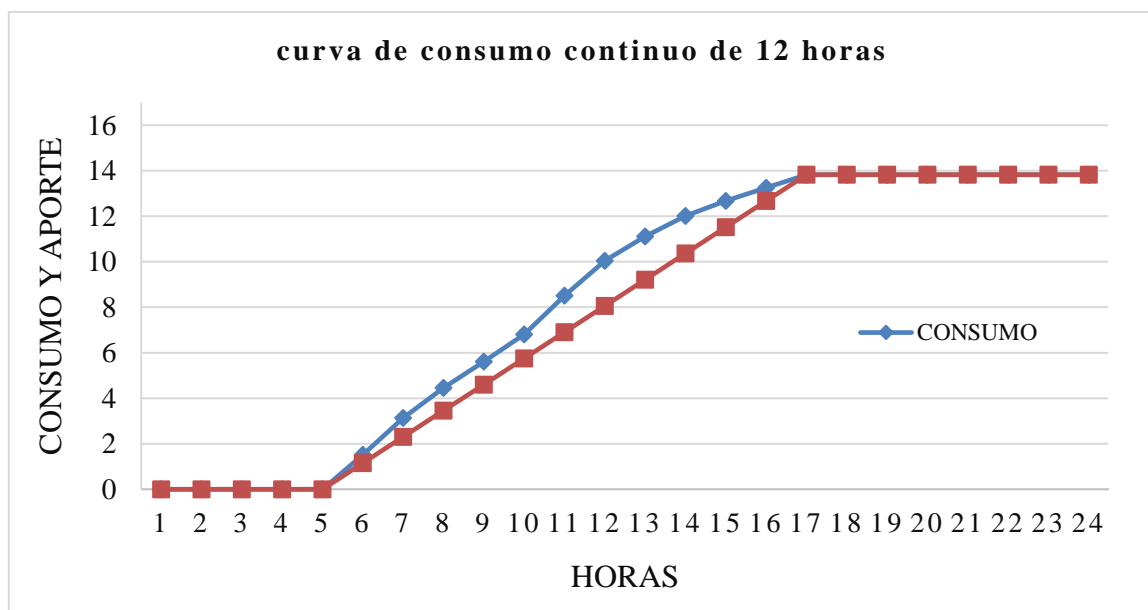
$$Q_m = 0.16 \text{ (l/s)} = 13.824 \text{ (m}^3/\text{d)}.$$

Tabla 25: Diagrama de masas para 12 horas en el Sistema N.º 1

HORAS	%	CONSUMO		APORTE		DIF	EXCESO	DEFECTO
DE	A	CONSUMO PARCIAL	ACUMULADO PARCIAL	APORTE PARCIAL	ACUMULAD APO-CON			
0	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
1	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
2	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
3	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
4	5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
5	6	11.01	1.52	1.52	1.15	1.15	-0.37	0.37
6	7	11.69	1.62	3.14	1.15	2.30	-0.83	0.83
7	8	9.53	1.32	4.46	1.15	3.46	-1.00	1.00
8	9	8.34	1.15	5.61	1.15	4.61	-1.00	1.00
9	10	8.65	1.20	6.80	1.15	5.76	-1.04	1.04
10	11	12.39	1.71	8.52	1.15	6.91	-1.61	1.61
11	12	11.01	1.52	10.04	1.15	8.06	-1.98	1.98
12	13	7.76	1.07	11.11	1.15	9.22	-1.90	1.90
13	14	6.56	0.91	12.02	1.15	10.37	-1.65	1.65
14	15	4.73	0.65	12.67	1.15	11.52	-1.15	1.15
15	16	4.16	0.58	13.25	1.15	12.67	-0.58	0.58
16	17	4.16	0.58	13.82	1.15	13.82	0.00	FALSO
17	18	0.00	0.00	13.82	0.00	13.82	0.00	FALSO
18	19	0.00	0.00	13.82	0.00	13.82	0.00	FALSO
19	20	0.00	0.00	13.82	0.00	13.82	0.00	FALSO
20	21	0.00	0.00	13.82	0.00	13.82	0.00	FALSO
21	22	0.00	0.00	13.82	0.00	13.82	0.00	FALSO
22	23	0.00	0.00	13.82	0.00	13.82	0.00	FALSO
23	24	0.00	0.00	13.82	0.00	13.82	0.00	FALSO
TOTAL	100.00	13.82				VALORES MAX=	0.00	1.98
						TOTAL (EX+DEF)=		1.98

% = 14.29

Gráfico 5: Curva de consumo continuo de 12 horas de funcionamiento



El valor obtenido para Ex. + Def. indica que el volumen de equilibrio del reservorio es de 1.98 m³; sin embargo, en campo se verificó que el volumen del reservorio para el Sistema N.º 1 es de 19.75 m³. el volumen encontrado en campo no considera el porcentaje de consumo real de la población. Por lo tanto, es necesario aplicar un criterio técnico adecuado al consumo horario de la población.

e. Evaluación hidráulica de la red de aducción

Para el diseño se utilizó el Caudal máximo horario (Qmh) de 0.30 l/s = 0.0003 m³/s.

Vmax = 3 m/s

Vmin = 0.6 m/s

➤ **Cálculo del diámetro mínimo:** Se utilizó la Vmax = 3 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.0003}{\pi * 3}} = 0.011 \text{ m} \approx 1/2''$$

➤ **Cálculo del diámetro máximo:** Se utilizó la Vmin = 0.6 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.0003}{\pi * 0.6}} = 0.025 \text{ m} \approx 1''$$

Dimensiones tomadas en campo:

Se verificó en campo que el diámetro actual en la red de aducción es de 1 pulgada, lo cual concuerda con el diámetro calculado.

➤ **Cálculo de la velocidad en la tubería de la red de aducción**

Qmh: 0.30 l/s = 0.0003 m³/s

Diámetro real: 1'' = 0.0294 m. (Diámetro interno de tubería NTP 399.002)

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.00030}{\pi * (0.0294)^2} = 0.44 \text{ m/s}$$

Se verifica que la velocidad de 0.44 m/s no se encuentra dentro del rango de velocidades recomendadas.

➤ **Cálculo de pérdidas por fricción, ecuación de Darcy-Weisbach**

Haciendo uso de la ecuación 24, calculamos la perdida de carga en la red de Aducción en el Tramo: Reservorio – N4

La pérdida de carga calculada se comprobará con la encontrada en el modelado con el programa Watercad V.10.

Datos: Caudal: 0.30 l/s. Diámetro: 29.4 mm L. Tubería: 14.86 m
Material: PVC Velocidad: 0.44 m/s

Calculamos el número de Reynolds, para determinar si el flujo es turbulento esto lo hacemos con la ecuación 26:

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

Donde: V = 0.44 m/s D = 0.0294 m $\nu = 1.004 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$$Re = \frac{0.44 * 0.0294}{1.004^{-6}} = 12943.028 \dots \text{Flujo Turbulento}$$

Calculamos el coeficiente de fricción con la ecuación 29:

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3.7(D)} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}$$

Donde: D = 0.0294 m

$\varepsilon = 0.0015 \text{ mm} = 0.0000015 \text{ m}$

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{0.0000015}{3.7(0.0294)} + \frac{5.74}{12943.028^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.028988$$

Calculamos las pérdidas por fricción utilizando la ecuación 24 y/o 25:

$$hf = f * \frac{V^2 * L}{2 * g * D} = hf = \frac{8 * f * L}{\pi^2 * g * D^5} * Q^2$$

Donde: L = 14.86 m V = 0.44 m/s Q = 0.18 l/s. = 0.0003 m³/s.
D = 0.0294 m g = 9.81 m²/s

$$hf = 0.028988 * \frac{0.27^2 * 14.86}{2 * 9.81 * 0.0294} = 0.146 \text{ m.}$$

$$hf = \frac{8 * 0.028988 * 14.86}{3.1416^2 * 9.81 * 0.0294^5} * 0.0003^2 = 0.146 \text{ m.}$$

hf encontrada en el modelado con el programa Watercad V.10 = 0.146 m (Tabla 29).

f. Evaluación hidráulica de la red de distribución

➤ Cálculo de pérdidas por fricción, ecuación de Darcy-Weisbach

Haciendo uso de la ecuación 24, calculamos la pérdida de carga en la red de distribución y como ejemplo tomaremos el Tramo: N 6 - CRP T7 – 1; para los demás tramos se seguirá el mismo procedimiento.

Las pérdidas de carga calculadas se comprobarán con las encontradas en el modelado con el programa Watercad V.10.

Datos: Caudal: 0.23 l/s. Diámetro: 29.4 mm L. Tubería: 182.04 m
Material: PVC Velocidad: 0.44 m/s

Calculamos el número de Reynolds, para determinar si el flujo es turbulento esto lo hacemos con la ecuación 26:

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

Donde: V = 0.34 m/s D = 0.0294 m $\nu = 1.004 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$$Re = \frac{0.34 * 0.0294}{1.004^{-6}} = 9926.892 \dots \text{Flujo Turbulento}$$

Calculamos el coeficiente de fricción con la ecuación 29:

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\epsilon}{3.7(D)} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}$$

Donde: D = 0.0294 m

$\epsilon = 0.0015 \text{ mm} = 0.0000015 \text{ m}$

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{0.0000015}{3.7(0.0294)} + \frac{5.74}{9926.892^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.031125$$

Calculamos las pérdidas por fricción utilizando la ecuación 24 y/o 25:

$$hf = f * \frac{V^2 * L}{2 * g * D} = hf = \frac{8 * f * L}{\pi^2 * g * D^5} * Q^2$$

Donde: L = 182.04 m V = 0.34 m/s Q = 0.23 l/s. = 0.00023 m³/s.

D = 0.0294 m g = 9.81 m²/s

$$hf = 0.031125 * \frac{0.27^2 * 182.04}{2 * 9.81 * 0.0294} = 1.129 \text{ m.}$$

$$hf = \frac{8 * 0.031125 * 182.04}{3.1416^2 * 9.81 * 0.0294^5} * 0.00023^2 = 1.128 \text{ m.}$$

hf encontrada en el modelado con el programa Watercad V.10 = 1.125 m (Tabla 29).

➤ Presiones

Previo modelamiento con el software Watercad V.10, se procedió con las mediciones de presión con el manómetro en el horario de máximo consumo en conexiones domiciliarias representativas y previa aceptación de los usuarios. Los resultados obtenidos en campo se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26: Presiones dinámicas en conexiones domiciliarias del Sistema N.º 1 en horario de máximo consumo

Punto	Cota del Terreno(m)	Coordenadas		Presión (medida con Manómetro)	
		Este	Norte	Presión (Bar.)	Presión (m.c.a)
C-04	3,023.52	787,939.21	9,285,011.08	0.5	5.10
C-07	3,005.55	788,023.13	9,285,220.72	2.2	22.43
C-09	2,935.92	787,739.06	9,285,251.81	4.2	42.83
C-15	2,971.37	787,848.20	9,285,218.85	0.8	8.16
C-28	2,930.64	787,724.67	9,285,307.64	4.5	45.89
C-10	2,934.64	787,673.58	9,285,259.17	4.3	43.85
C-30	2,917.76	787,551.43	9,285,356.29	0.5	5.10
C-33	2,914.08	787,531.09	9,285,397.99	0.8	8.16

Los datos registrados en las viviendas para el Sistema N.º 1 muestran una presión dinámica máxima de Pmax = 45.89 m.c.a. y una presión dinámica mínima de Pmin= 5.10 m.c.a.

En la simulación con el software WaterCad V.10 se pudo encontrar las presiones que se presentan en la Tabla 27 y Tabla 28.

Tabla 27: Presiones en las conexiones según la modelación para el Sistema N.º 1

Elemento	Cota del Terreno(m)	Grad. Hidr. Dinámica (m)	Presión Dinámica (m H2O)	Coordenadas	
				Este	Norte
C-01	3,018.17	3,030.25	12.07	788,016.59	9,285,125.67
C-02	2,965.52	3,030.25	64.64	787,993.88	9,285,432.55
C-03	3,011.12	3,030.21	19.08	787,905.08	9,285,119.56
C-04	3,023.52	3,030.19	6.65	787,939.21	9,285,011.08
C-05	3,021.18	3,030.17	8.97	787,881.05	9,284,990.18
C-06	2,953.62	3,030.14	76.37	787,892.11	9,285,317.21
C-07	3,005.55	3,029.64	24.05	788,023.13	9,285,220.72
C-08	2,980.55	3,029.60	48.95	787,948.73	9,285,291.32
C-09	2,935.92	2,981.57	45.59	787,739.06	9,285,251.81
C-10	2,934.64	2,981.45	46.73	787,673.58	9,285,259.17
C-11	2,933.05	2,981.42	48.29	787,669.37	9,285,271.53
C-12	2,930.18	2,981.38	51.11	787,650.23	9,285,282.88
C-13	2,920.99	2,981.37	60.29	787,663.85	9,285,306.17
C-14	2,929.65	2,981.35	51.61	787,637.79	9,285,290.68
C-15	2,971.37	2,981.33	9.95	787,848.20	9,285,218.85
C-16	2,915.00	2,981.08	65.96	787,600.44	9,285,335.04
C-17	2,912.82	2,981.08	68.13	787,601.49	9,285,359.72
C-18	2,957.07	2,980.33	23.21	787,803.48	9,285,263.42
C-19	2,926.37	2,980.33	53.89	787,788.71	9,285,342.49
C-20	2,933.92	2,980.33	46.32	787,810.94	9,285,348.96
C-21	2,936.02	2,980.32	44.21	787,828.79	9,285,342.10
C-22	2,947.26	2,979.98	32.65	787,770.79	9,285,286.54
C-23	2,939.00	2,979.97	40.90	787,749.22	9,285,284.94
C-24	2,938.06	2,979.97	41.83	787,745.75	9,285,267.95
C-25	2,935.53	2,979.96	44.34	787,761.22	9,285,316.56
C-26	2,936.38	2,979.95	43.49	787,753.98	9,285,317.79
C-27	2,930.48	2,979.93	49.35	787,716.92	9,285,277.33
C-28	2,930.64	2,979.92	49.18	787,724.67	9,285,307.64
C-29	2,931.41	2,979.92	48.41	787,732.11	9,285,329.04
C-30	2,917.76	2,923.96	6.19	787,551.43	9,285,356.29
C-31	2,910.00	2,923.91	13.90	787,618.08	9,285,429.58
C-32	2,915.24	2,923.90	8.64	787,540.41	9,285,392.10
C-33	2,914.08	2,923.88	9.78	787,531.09	9,285,397.99
C-34	2,914.28	2,923.75	9.44	787,474.62	9,285,420.71
C-35	2,886.72	2,923.53	36.74	787,378.53	9,285,458.44
C-36	2,873.00	2,923.26	50.14	787,159.37	9,285,511.16
C-37	2,857.54	2,923.21	65.54	787,099.13	9,285,531.13

Según los resultados obtenidos del modelado del Sistema N.º 1, la presión dinámica mínima es de 6.19 m.c.a. y la presión estática máxima es 76.39 m.c.a. De los nodos analizados solo el 83.78 % cumple y el 16.22 % no cumplen con el rango de presión dinámica mínima de 5 m.c.a. y presión estática máxima de 60 m.c.a. establecido por la normativa del MVCS (2018).

Tabla 28: Presiones en los nodos según la modelación para el Sistema N.º 1

Elemento	Cota del Terreno(m)	Grad. Hidr. Dinámica (m)	Presión Dinámica (m H ₂ O)	Coordenadas	
				Este	Norte
N-04	3,029.59	3,030.41	0.82	788,135.00	9,285,252.00
N-05	3,028.88	3,030.33	1.45	788,127.70	9,285,246.91
N-07	3,022.54	3,030.22	7.66	787,966.13	9,285,071.13
N-08	3,020.60	3,030.17	9.55	787,879.53	9,284,984.14
N-10	2,954.67	3,030.13	75.31	787,890.68	9,285,309.65
N-06	3,010.08	3,029.64	19.52	788,037.26	9,285,216.16
N-09	2,978.47	3,029.60	51.02	787,942.73	9,285,290.99
N-11	2,979.16	2,981.86	2.70	787,849.78	9,285,188.38
N-12	2,974.71	2,981.44	6.72	787,846.98	9,285,209.66
N-13	2,929.53	2,981.27	51.63	787,598.04	9,285,301.43
N-14	2,924.49	2,981.09	56.49	787,550.38	9,285,320.97
N-15	2,917.21	2,981.08	63.74	787,572.85	9,285,343.20
N-16	2,958.27	2,980.41	22.10	787,811.75	9,285,258.93
N-17	2,936.18	2,980.32	44.05	787,834.19	9,285,343.74
N-18	2,945.56	2,979.98	34.35	787,772.58	9,285,292.16
N-19	2,941.52	2,979.97	38.37	787,753.83	9,285,280.17
N-20	2,925.80	2,979.91	54.00	787,718.06	9,285,315.03
N-21	2,882.19	2,923.38	41.11	787,308.90	9,285,466.58
N-22	2,855.00	2,923.21	68.07	787,095.56	9,285,537.40

➤ **Caudales, velocidades y perdidas**

Se llevó a cabo la simulación utilizando el programa AutoCAD Civil 3D. Posteriormente, se exportaron los archivos al software WaterCAD V.10. Empleando el dato de $Q_{mh} = 0.30$ l/s, se analizó el comportamiento hidráulico en

un periodo dinámico, lo que permitió determinar los caudales y velocidades en la red de distribución. Los resultados se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29: Reporte de caudales, velocidades y perdidas de carga de todas las redes según la modelación para el Sistema N.º 1

Tub.	L (m)	Nodo Inicial	Nodo Final	Material	∅ (mm)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	hf (m)	hf (m/Km)
T-01	37.56	Capt. N.º 1	N-01	PVC	29.4	0.18	0.27	0.148	4.06
T-02	21.79	Capt. N.º 2	N-02	PVC	29.4	0.18	0.27	0.087	4.062
T-03	523.7	CRC	N-03	PVC	29.4	0.18	0.27	2.114	4.06
T-04	14.86	Reserv.	N-04	PVC	29.4	0.3	0.44	0.146	9.797
T-05	388.06	N-04	N-10	PVC	17.4	0.02	0.07	0.28	0.736
T-06	8.93	N-04	N-05	PVC	29.4	0.28	0.42	0.079	8.895
T-07	240.71	N-05	N-07	PVC	22.9	0.03	0.08	0.118	0.491
T-08	97.72	N-05	N-06	PVC	29.4	0.25	0.37	0.691	7.205
T-11	126.47	N-07	N-08	PVC	22.9	0.02	0.06	0.046	0.367
T-09	124.98	N-06	N-09	PVC	17.4	0.01	0.03	0.045	0.369
T-10	182.04	N-06	CRP T7 - 1	PVC	29.4	0.23	0.35	1.155	6.422
T-12	13.68	CRP T7 - 1	N-11	PVC	29.4	0.23	0.35	0.086	6.423
T-13	22.04	N-11	N-12	PVC	17.4	0.11	0.44	0.415	19.234
T-14	290.23	N-11	N-13	PVC	29.4	0.12	0.18	0.593	2.075
T-15	63.62	N-12	N-16	PVC	17.4	0.1	0.41	1.03	16.763
T-16	51.93	N-13	N-14	PVC	22.9	0.08	0.2	0.174	3.375
T-17	32.97	N-14	N-15	PVC	17.4	0.01	0.03	0.012	0.37
T-18	8.03	N-14	CRP T7 - 2	PVC	22.9	0.06	0.16	0.017	2.153
T-19	53.47	N-16	N-18	PVC	17.4	0.06	0.27	0.436	8.395
T-20	91.77	N-16	N-17	PVC	17.4	0.02	0.1	0.098	1.103
T-21	22.69	N-18	N-19	PVC	17.4	0.01	0.03	0.008	0.36
T-22	65.1	N-18	N-20	PVC	17.4	0.02	0.1	0.068	1.104
T-23	305.64	CRP T7 - 2	N-21	PVC	22.9	0.06	0.16	0.658	2.173
T-24	231.61	N-21	N-22	PVC	17.4	0.02	0.07	0.169	0.736

4.1.3.2. SISTEMA N.º 2

Para el sistema N.º 2, se seguirán los mismos pasos y se tendrán en cuenta las mismas recomendaciones del Sistema N.º 1

a. Evaluación hidráulica de las captaciones

➤ *Caudal en las captaciones*

El aforo se hizo por el método volumétrico durante la temporada de lluvias (Enero y Febrero del 2024) y en la temporada de sequía (Julio y Agosto del 2023).

Tabla 30: Aforo de caudal en la captación en época de lluvia 15/01/2024

N.º veces	Volumen (L)	Tiempo (Seg.)
1	5.00	11.22
2	5.00	11.42
3	5.00	11.36
4	5.00	11.15
5	5.00	11.28
Tiempo promedio:		11.29
Q(l/s) =		0.440

Tabla 31: Aforo de caudal en la captación en época de lluvia 28/02/2024

N.º veces	Volumen (L)	Tiempo (Seg.)
1	5.00	13.08
2	5.00	13.19
3	5.00	13.25
4	5.00	13.05
5	5.00	13.12
Tiempo promedio:		13.14
Q(l/s) =		0.380

Tabla 32: Aforo de caudal en la captación en época de estiaje 02/07/2023

N.º veces	Volumen (L)	Tiempo (Seg.)
1	3.00	21.19
2	3.00	21.28
3	3.00	21.08
4	3.00	21.31
5	3.00	21.07
Tiempo promedio:		21.19
Q(l/s) =		0.140

Tabla 33: Aforo de caudal en la captación en época de estiaje 25/08/2023

N.º veces	Volumen (L)	Tiempo (Seg.)
1	3.00	23.02
2	3.00	23.16
3	3.00	23.25
4	3.00	23.18
5	3.00	23.28
Tiempo promedio:		23.18
Q(l/s) =		0.13

➤ **Cámara húmeda de la captación**

t = 3 min = 180 Seg.

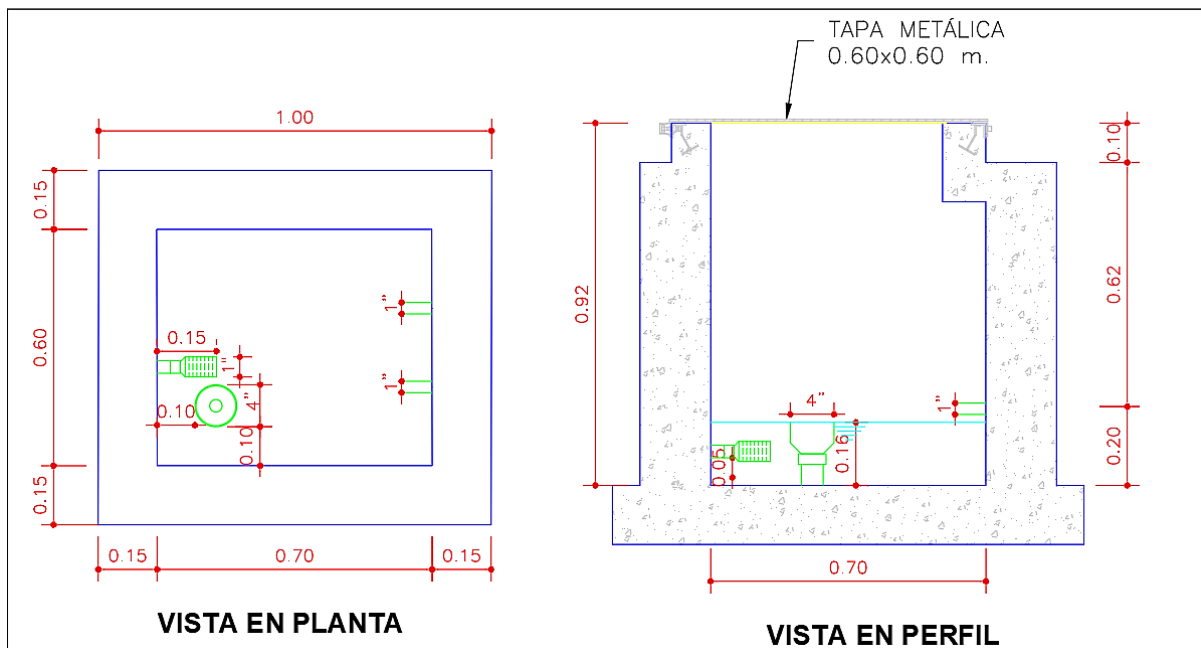
$$V = Q \left(\frac{l}{s} \right) * t(s) = 0.13 \left(\frac{l}{s} \right) * 180(s) = 23.4 l.$$

Dimensiones tomadas en campo:

Las medidas de la cámara húmeda de la captación fueron:

La altura de agua sobre la canastilla hasta el nivel del tubo de rebose es de 8.46 Cm. Además, tiene un ancho de 60 Cm y largo de 70 Cm.

Figura 39: Vistas de la cámara húmeda de la captación en el sistema N.º 2



El volumen de la cámara húmeda en campo es:

$$V = .60 \text{ m} \times .70 \text{ m} \times .0846 \text{ m} = 0.03553 \text{ m}^3 = 35.53 \text{ l.}$$

$$79.21 > 35.53 \text{ l.}$$

Por lo tanto, la estructura de la cámara húmeda no está correctamente dimensionada desde el punto de vista hidráulico.

➤ **Diámetro de la tubería de entrada**

Q_{\max} de la fuente = 0.44 l/s. = 0.00044 m³/s

El área requerida para descargar:

$$A = \frac{Q_{\max}}{V_2 \times C_d} = \frac{0.00044 \text{ m}^3/\text{s}}{0.50 \text{ m/s} \times 0.6} = 0.00147 \text{ m}^2$$

Diámetro de tubería de. Ingreso (orificios):

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.00147}{\pi}} = 0.0432 \text{ m} \cong 1.4699 \text{ Pulg.} \cong 1 \text{ Pulg.}$$

➤ **Número de orificios en la Pantalla**

Se calculó utilizando la ecuación N.º 10

$$N_{\text{ORIF}} = \left(\frac{D_t}{D_a}\right)^2 + 1 = \left(\frac{1.7013}{1}\right)^2 + 1 \cong 4 \text{ Orificios}$$

Dimensiones tomadas en campo:

En campo la pantalla dispone de dos tuberías de 1". Por lo tanto, se confirma que el número de orificios en la pantalla no es adecuado para captar la totalidad del caudal del manantial.

➤ **Ancho de pantalla**

Utilizando la ecuación N.º 11:

$$b = 2x(6D) + N_{\text{ORIF}} \times D + 3Dx(N_{\text{ORIF}} - 1)$$

$$b = 2 * (6 * 0.0254\text{m}) + 2 * 0.0254\text{m} + 3 * 0.0254\text{m} * (4 - 1)$$

$$b = 0.74 \text{ m}$$

Dimensiones tomadas en campo:

El ancho de la pantalla de la captación, medido en campo, es de 0.60 m, lo cual es menor que el ancho diseñado. Por lo tanto, las dimensiones de la pantalla de la captación no son adecuadas para captar la totalidad del caudal del manantial.

➤ **Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:**

Se calculó utilizando la ecuación N.º 12 y N.º 13.

Entonces:

$$h_o = 1.56 \frac{(0.50 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.0199 \text{ m}$$

$$H_f = 0.40 - 0.0199 = 0.38 \text{ m}$$

Determinamos la distancia entre el afloramiento y la captación utilizando la Ec. 13:

$$L = \frac{0.38 \text{ m}}{0.30} = 1.267 \text{ m}$$

Dimensiones tomadas en campo:

La distancia afloramiento – Captación medido en campo, es de 1.45 m, lo cual es mayor que la distancia diseñada. Por lo tanto, la distancia afloramiento – Captación es la adecuada según las dimensiones recomendadas para el diseño.

➤ **Cálculo de la altura de la cámara húmeda:**

Para dimensionar la altura de la cámara húmeda, se debe considerar la ecuación N.º 14 y N.º 15 y los datos recomendados de la Figura 7.

$$C = 1.56 * \frac{(0.000290 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2 * (9.81 \text{ m/s}^2) * (0.001 \text{ m}^2)^2} = 0.0145 \text{ m.}$$

Se observa que la altura "C" calculada es menor que la recomendada por el MVCS (2018). Por lo tanto, se optará por utilizar la altura recomendada por esta norma.

$$H_t = 10 \text{ Cm.} + 2.54 \text{ Cm.} + 30 \text{ Cm.} + 5 \text{ Cm.} + 30 \text{ Cm.} = 78 \text{ Cm.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

Las distancias encontradas en campo son:

$$A = 5 \text{ Cm.} \quad B = 2.54 \text{ Cm.} \quad C = 8.46 \text{ Cm.} \quad D = 4 \text{ Cm.} \quad E = 72 \text{ Cm.}$$

$$H_t(\text{en campo}) = 92 \text{ Cm.}$$

La estructura medida en campo tiene una altura de 92 cm, lo cual supera la medida mínima recomendada de 78 cm. Aparentemente, la cámara húmeda tiene una altura adecuada para su funcionamiento hidráulico. Sin embargo, la altura de agua "C" es inferior a lo especificado por el MVCS (2018).

➤ **Dimensionamiento de la Canastilla**

El diámetro de la canastilla debe ser el doble del diámetro de la línea de conducción (1”), es decir 2” y la longitud de la canastilla mayor a 3Dc y menor que 6D:

$$3 * 1 < L < 6 * 1 = 3 * (2.94 \text{ Cm.}) < L < 6 * (2.94 \text{ Cm.})$$

$$7.056 \text{ Cm.} < L < 17.92 \text{ Cm.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

La longitud de la canastilla encontrada en campo es de 10 Cm, la cual está dentro de la longitud recomendada, pero el diámetro de la canastilla no cumple con la normativa ya que es de 1".

➤ **Área total y número ranuras**

Para el cálculo se debe considerar la ecuación N.º 16, N.º 17 y N.º 18.

$$A_c = \frac{\pi * (1 * 2.94 \text{ Cm})^2}{4} = 0.0009389 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$A_{\text{Total}} = 2(0.0005231 \text{ m}^2) = 0.001877 \text{ m}^2$$

Las medidas de las ranuras se recomienda un ancho y largo de 5 mm y 7 mm respectivamente.

$$A_r = 35 \text{ m}^2 = 0.0000350 \text{ m}^2$$

El número de ranuras:

$$N^{\circ}_{\text{ranuras}} = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{Área de ranura}} \dots \text{(Ecuación 19)}$$

$$N^{\circ}_{\text{ranuras}} = \frac{0.001877 \text{ m}^2}{0.0000350 \text{ m}^2} = 53 \text{ Ranuras}$$

Dimensiones tomadas en campo:

El número de ranuras encontrada en campo es inferior comparado con el cálculo (Ver Figura 38).

➤ **Tubería de rebose y limpieza**

Mediante la ecuación N.º 20, se calculó el diámetro de la tubería de rebose, utilizando el caudal máximo de la fuente y la pérdida de carga unitaria (0.015 m/m. recomendado).

La tubería de rebose y de limpieza tienen el mismo diámetro.

$$D_r = \frac{0.71 \times (0.44 \text{ l/s})^{0.38}}{(0.015 \frac{\text{m}}{\text{m}})^{0.21}} = 1.2554 \text{ Pulg.}$$

Dimensiones tomadas en campo:

Se verifica que el diámetro de las tuberías de limpieza y rebose es de 2", lo cual es mayor que el diámetro de diseño. Por lo tanto, su funcionamiento es eficiente.

b. Evaluación hidráulica de la línea de conducción

$$Q_{md}: 0.29 \text{ l/s} = 0.000290 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{max} = 3 \text{ m/s y } V_{min} = 0.6 \text{ m/s}$$

➤ **Cálculo del diámetro mínimo:** Se utilizó la $V_{max} = 3 \text{ m/s}$.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.00029}{\pi * 3}} = 0.011 \text{ m} \approx 1/2''$$

➤ **Cálculo del diámetro máximo:** Se utilizó la $V_{min} = 0.6 \text{ m/s}$.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.00029}{\pi * 0.6}} = 0.025 \text{ m} \approx 1''$$

Dimensiones tomadas en campo:

Se verificó en campo que el diámetro actual desde la captación hasta el reservorio, es de 1 pulgada, lo cual concuerda con el diámetro calculado.

➤ **Cálculo de la velocidad en la tubería de la línea de conducción**

Para el cálculo se utilizó el caudal de diseño Q_{md} , el diámetro real de la tubería encontrada en campo de la línea de conducción y se reemplazó valores en la ecuación N.º 21 y N.º 22.

$$Q_{md}: 0.29 \text{ l/s} = 0.00029 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Diámetro real: } 1'' = 0.0254 \text{ m. (Diámetro interno de tubería)}$$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.00029}{\pi * (0.0254)^2} = 0.427 \text{ m/s}$$

Se verifica que la velocidad de 0.427 m/s no se encuentra dentro del rango de velocidades recomendadas, lo que podría causar sedimentación en el interior de la tubería.

c. Evaluación hidráulica del reservorio

➤ Capacidad del Reservorio

Se calculó el volumen del reservorio utilizando el diagrama de masas:

N.º Horas de funcionamiento: 12

$Q_m = 0.28 \text{ (l/s)} = 14.192 \text{ (m}^3\text{/d)}$.

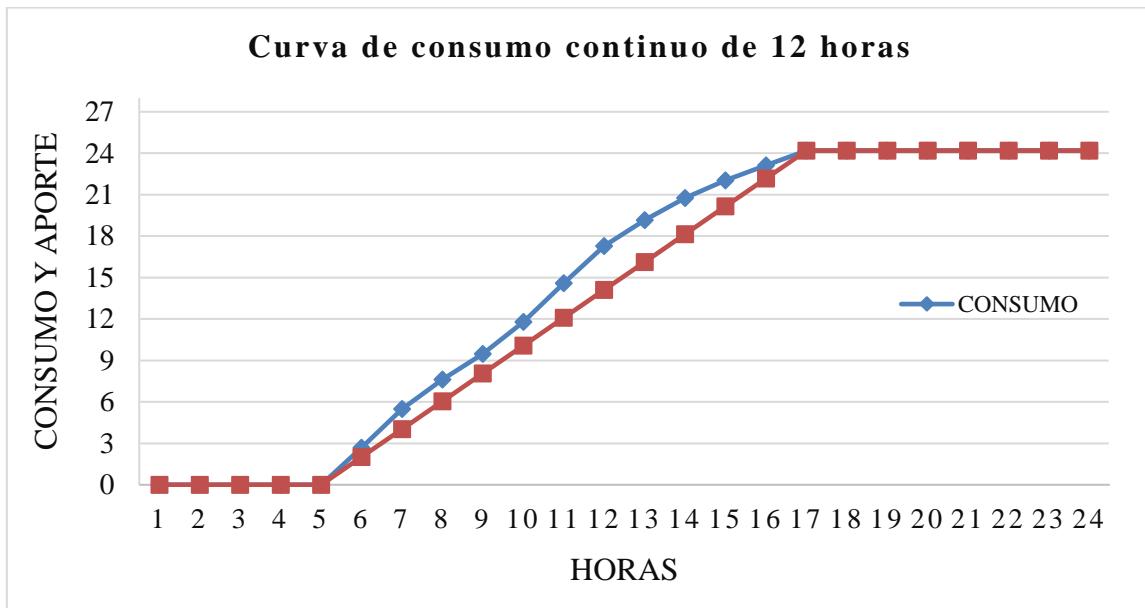
Tabla 34: Diagrama de masas para 12 horas en el Sistema N.º 2

HORAS	%	CONSUMO		APORTE		DIF	EXCESO	DEFECTO
DE	A	CONSUMO PARCIAL	ACUMULADO PARCIAL	APORTE PARCIAL	ACUMULADO	APO-CON		
0	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
1	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
2	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
3	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
4	5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	FALSO	FALSO
5	6	11.15	2.70	2.70	2.02	2.02	-0.68	0.68
6	7	11.54	2.79	5.49	2.02	4.03	-1.46	1.46
7	8	8.82	2.13	7.62	2.02	6.05	-1.58	1.58
8	9	7.62	1.84	9.47	2.02	8.06	-1.40	1.40
9	10	9.58	2.32	11.79	2.02	10.08	-1.71	1.71
10	11	11.62	2.81	14.60	2.02	12.10	-2.50	2.50
11	12	11.17	2.70	17.30	2.02	14.11	-3.19	3.19
12	13	7.73	1.87	19.17	2.02	16.13	-3.04	3.04
13	14	6.64	1.61	20.78	2.02	18.14	-2.63	2.63
14	15	5.21	1.26	22.04	2.02	20.16	-1.88	1.88
15	16	4.52	1.09	23.13	2.02	22.18	-0.96	0.96
16	17	4.38	1.06	24.19	2.02	24.19	0.00	FALSO
17	18	0.00	0.00	24.19	0.00	24.19	0.00	FALSO
18	19	0.00	0.00	24.19	0.00	24.19	0.00	FALSO
19	20	0.00	0.00	24.19	0.00	24.19	0.00	FALSO
20	21	0.00	0.00	24.19	0.00	24.19	0.00	FALSO
21	22	0.00	0.00	24.19	0.00	24.19	0.00	FALSO
22	23	0.00	0.00	24.19	0.00	24.19	0.00	FALSO
23	24	0.00	0.00	24.19	0.00	24.19	0.00	FALSO
TOTAL	100.00	24.19				VALORES MAX=	0.00	3.19
						TOTAL (EX+DEF)=		3.19

$$\% = 13.17$$

El valor obtenido para Ex. + Def. indica que el volumen de equilibrio del reservorio es de 3.19 m³; sin embargo, en campo se verificó que el volumen del reservorio para el Sistema N.º 2 es de 10.37 m³. el volumen encontrado en campo no considera el porcentaje de consumo real de la población. Por lo tanto, es necesario aplicar un criterio técnico adecuado al consumo horario de la población.

Gráfico 6: Curva de consumo continuo de 12 horas de funcionamiento



d. Evaluación hidráulica de la red de aducción

Para el diseño se utilizó el Caudal máximo horario (Qmh) de 0.51 l/s = 0.00051 m³/s.

Vmax = 3 m/s y Vmin = 0.6 m/s

➤ **Cálculo del diámetro mínimo:** Se utilizó la Vmax = 3 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.00052}{\pi * 3}} = 0.015 \text{ m} \approx 1/2''$$

➤ **Cálculo del diámetro máximo:** Se utilizó la Vmin = 0.6 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.00052}{\pi * 0.6}} = 0.033 \text{ m} \approx 1 1/2''$$

Dimensiones tomadas en campo:

Se verificó en campo que el diámetro actual en la red de aducción es de 1 ½”, lo cual concuerda con el diámetro calculado.

➤ **Cálculo de la velocidad en la tubería de la red de aducción**

Qmh: 0.52 l/s = 0.00052 m³/s

Diámetro real: 1 1/2” = 0.0441 m. (Diámetro interno de tubería NTP 399.002)

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.00052}{\pi * (0.0441)^2} = 0.34 \text{ m/s}$$

Se verifica que la velocidad de 0.34 m/s no se encuentra dentro del rango de velocidades recomendadas.

➤ **Cálculo de pérdidas por fricción, ecuación de Darcy-Weisbach**

Haciendo uso de la ecuación 24, calculamos la pérdida de carga en la red de distribución en el Tramo: Reservorio – N-01

Las pérdidas de carga calculadas se comprobarán con las encontradas en el modelado con el programa Watercad V.10.

Datos: Caudal: 0.51 l/s. Diámetro: 43.4 mm L. Tubería: 10.97 m
 Material: PVC Velocidad: 0.34 m/s

Calculamos el número de Reynolds, para determinar si el flujo es turbulento esto lo hacemos con la ecuación 26:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

Donde: V = 0.34 m/s, D = 0.0434 m, $\nu = 1.004 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$$R_e = \frac{0.34 * 0.0434}{1.004^{-6}} = 14913.347 \dots \text{Flujo Turbulento}$$

Calculamos el coeficiente de fricción con la ecuación 29:

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\epsilon}{3.7(D)} + \frac{5.74}{R_e^{0.9}} \right) \right]^2}$$

Donde: D = 0.0294 m

$\epsilon = 0.0015 \text{ mm} = 0.0000015 \text{ m}$

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{0.0000015}{3.7(0.0434)} + \frac{5.74}{14913.347^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.027902$$

Calculamos las pérdidas por fricción utilizando la ecuación 24 y/o 25:

$$hf = f * \frac{V^2 * L}{2 * g * D} = hf = \frac{8 * f * L}{\pi^2 * g * D^5} * Q^2$$

Donde: $L = 10.97 \text{ m}$ $V = 0.34 \text{ m/s}$ $Q = 0.51 \text{ l/s.} = 0.00051 \text{ m}^3/\text{s.}$
 $D = 0.0434 \text{ m}$ $g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$

$$hf = 0.027902 * \frac{0.34^2 * 10.97}{2 * 9.81 * 0.0434} = 0.043 \text{ m.}$$

$$hf = \frac{8 * 0.027902 * 10.97}{3.1416^2 * 9.81 * 0.0434^5} * 0.0005^2 = 0.043 \text{ m.}$$

hf encontrada en el modelado con el programa Watercad V.10 = 0.040 m (Tabla 36).

e. Evaluación hidráulica de la red de distribución

➤ Cálculo de pérdidas por fricción, ecuación de Darcy-Weisbach

Haciendo uso de la ecuación 24, calculamos la pérdida de carga en la red de distribución y como ejemplo tomaremos el Tramo: N 01 – N 02; para los demás tramos se seguirá el mismo procedimiento.

Las pérdidas de carga calculadas se comprobarán con las encontradas en el modelado con el programa Watercad V.10.

Datos: Caudal: 0.477 l/s. Diámetro: 43.4 mm L. Tubería: 421.65 m
 Material: PVC Velocidad: 0.32 m/s

Calculamos el número de Reynolds, para determinar si el flujo es turbulento esto lo hacemos con la ecuación 26:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

Donde: $V = 0.32 \text{ m/s}$, $D = 0.0434 \text{ m}$, $\nu = 1.004 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$$R_e = \frac{0.32 * 0.0434}{1.004^{-6}} = 13919.124 \dots \text{Flujo Turbulento}$$

Calculamos el coeficiente de fricción con la ecuación 29:

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3.7(D)} + \frac{5.74}{R_e^{0.9}} \right) \right]^2}$$

Donde: $D = 0.0343 \text{ m}$

$\varepsilon = 0.0015 \text{ mm} = 0.0000015 \text{ m}$

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{0.0000015}{3.7(0.0434)} + \frac{5.74}{13919.124^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.028407$$

Calculamos las pérdidas por fricción utilizando la ecuación 24 y/o 25:

$$hf = f * \frac{V^2 * L}{2 * g * D} = hf = \frac{8 * f * L}{\pi^2 * g * D^5} * Q^2$$

Donde: L = 421.65 m V = 0.32 m/s Q = 0.477 l/s. = 0.00048 m³/s
D = 0.0434 m g = 9.81 m²/s

$$hf = 0.028407 * \frac{0.27^2 * 421.65}{2 * 9.81 * 0.0434} = 1.458 \text{ m.}$$

$$hf = \frac{8 * 0.028407 * 421.65}{3.1416^2 * 9.81 * 0.0434^5} * 0.00048^2 = 1.463 \text{ m.}$$

hf encontrada en el modelado con el programa Watercad V.10 = 1.460 m (Tabla 38).

➤ Presiones

Previo modelamiento con el software Watercad V.10, se procedió con las mediciones de presión con el manómetro en el horario de máximo consumo en conexiones domiciliarias representativas y previa aceptación de los usuarios. Los resultados obtenidos en campo se presentan en la Tabla 35.

Tabla 35: Presiones dinámicas en conexiones domiciliarias del Sistema N.º 2 en horario de máximo consumo

Punto	Cota del Terreno(m)	Coordenadas		Presión (medida con Manómetro)	
		Este	Norte	Presión (Bar.)	Presión (m.c.a)
C-01	2,930.44	788,070.96	9,285,553.59	0.5	5.10
C-05	2,921.81	787,882.65	9,285,515.72	1.2	12.24
C-09	2,914.59	787,776.83	9,285,401.44	1.8	18.35
C-10	2,912.09	787,734.50	9,285,379.39	2	20.39
C-19	2,908.24	787,638.38	9,285,395.84	1.9	19.37
C-33	2,828.52	787,543.19	9,285,768.18	3.8	38.75
C-40	2,836.36	787,327.02	9,285,593.96	4.4	44.87
C-45	2,796.82	787,213.80	9,285,643.90	0.6	6.12
C-47	2,767.29	787,188.58	9,285,744.54	3.3	33.65
C-53	2,748.73	786,792.23	9,285,817.48	4.9	49.97

Los datos registrados en las viviendas para el Sistema N.º 1 muestran una presión dinámica máxima de $P_{max} = 49.97$ m m.c.a. y una presión dinámica mínima de $P_{min} = 5.10$ m.c.a.".

En la simulación con el software WaterCad V.10 se pudo encontrar las presiones que se presentan en la Tabla 36.

Tabla 36: Presiones en las conexiones según la modelación para el Sistema N.º 2

Elemento	Cota del Terreno(m)	Grad. Hidr. Dinámica (m)	Presión Dinámica (m H ₂ O)	Coordenadas	
				Este	Norte
C-01	2,930.44	2,936.29	5.80	788,070.96	9,285,553.59
C-02	2,873.71	2,936.17	62.32	788,013.13	9,285,675.11
C-03	2,801.02	2,936.03	134.74	787,973.85	9,285,834.71
C-04	2,928.17	2,935.56	7.37	787,912.51	9,285,502.02
C-05	2,921.81	2,935.54	13.71	787,882.65	9,285,515.72
C-06	2,905.22	2,934.95	29.71	787,767.72	9,285,420.89
C-07	2,919.47	2,934.87	15.37	787,786.92	9,285,366.89
C-08	2,916.61	2,934.86	18.22	787,771.34	9,285,372.65
C-09	2,914.59	2,934.85	20.22	787,776.83	9,285,401.44
C-10	2,912.09	2,934.73	22.61	787,734.50	9,285,379.39
C-11	2,912.47	2,934.73	22.22	787,748.05	9,285,381.18
C-12	2,901.52	2,934.70	33.12	787,726.04	9,285,428.19
C-13	2,915.51	2,932.93	17.39	787,643.52	9,285,329.29
C-14	2,910.22	2,932.39	22.14	787,632.01	9,285,364.70
C-15	2,912.23	2,932.10	19.84	787,606.60	9,285,364.72
C-17	2,910.55	2,931.81	21.22	787,626.38	9,285,385.74
C-16	2,911.03	2,931.76	20.70	787,599.40	9,285,402.20
C-19	2,908.24	2,931.74	23.45	787,638.38	9,285,395.84
C-20	2,910.22	2,931.74	21.47	787,623.32	9,285,408.62
C-25	2,906.18	2,931.70	25.47	787,642.60	9,285,404.00
C-18	2,910.00	2,931.66	21.62	787,598.78	9,285,416.07
C-21	2,910.00	2,931.61	21.56	787,579.86	9,285,426.50
C-22	2,910.00	2,931.60	21.56	787,584.83	9,285,427.57
C-23	2,910.00	2,931.59	21.55	787,594.17	9,285,435.28
C-24	2,910.00	2,931.58	21.54	787,610.35	9,285,448.52
C-26	2,911.84	2,931.52	19.64	787,553.63	9,285,407.28
C-27	2,908.34	2,931.49	23.10	787,577.48	9,285,446.92
C-28	2,887.81	2,931.30	43.41	787,648.16	9,285,502.96

C-29	2,882.70	2,931.09	48.29	787,666.80	9,285,547.29
C-30	2,884.31	2,930.47	46.08	787,506.42	9,285,487.95
C-36	2,885.54	2,888.45	2.91	787,488.53	9,285,482.45
C-37	2,878.92	2,888.16	9.23	787,472.07	9,285,496.97
C-38	2,877.20	2,887.87	10.65	787,452.76	9,285,509.51
C-39	2,843.17	2,886.51	43.26	787,359.44	9,285,555.75
C-40	2,836.36	2,885.89	49.43	787,327.02	9,285,593.96
C-41	2,814.93	2,885.45	70.38	787,319.60	9,285,659.92
C-42	2,779.54	2,885.39	105.67	787,264.24	9,285,791.61
C-44	2,818.49	2,885.37	66.75	787,263.54	9,285,600.05
C-43	2,791.43	2,885.37	93.75	787,316.25	9,285,783.59
C-31	2,839.00	2,870.01	30.99	787,486.20	9,285,688.78
C-32	2,850.92	2,869.97	19.01	787,612.91	9,285,689.76
C-33	2,828.52	2,869.88	41.27	787,543.19	9,285,768.18
C-34	2,765.39	2,869.83	104.24	787,676.20	9,285,846.46
C-35	2,747.26	2,869.78	122.27	787,659.77	9,285,903.62
C-45	2,796.82	2,803.51	6.68	787,213.80	9,285,643.90
C-46	2,785.96	2,803.34	17.34	787,173.45	9,285,687.29
C-47	2,767.29	2,803.30	35.95	787,188.58	9,285,744.54
C-48	2,755.42	2,803.26	47.76	787,154.78	9,285,780.75
C-49	2,735.49	2,803.22	67.59	787,111.09	9,285,798.08
C-51	2,763.29	2,803.18	39.81	786,970.40	9,285,791.07
C-50	2,741.69	2,803.18	61.36	787,170.52	9,285,879.42
C-52	2,757.44	2,803.04	45.51	786,846.10	9,285,783.63
C-53	2,748.73	2,803.01	54.16	786,792.23	9,285,817.48
C-54	2,730.00	2,802.97	72.83	786,706.27	9,285,835.60

Según los resultados obtenidos del modelado del Sistema N.º 2, la presión dinámica mínima es de 2.91 m.c.a. y la presión máxima es 134.49 m.c.a. De los nodos analizados solo el 77.48 % cumplen y el 22.22 % no cumplen con el rango de presión dinámica mínima de 5 m.c.a. y presión estática máxima de 60 m.c.a. establecido por la normativa del MVCS (2018).

Tabla 37: Presiones en los nodos según la modelación para el Sistema N.º 2

Elemento	Cota del Terreno(m)	Grad. Hidr. Dinámica (m)	Presión Dinámica (m H2O)	Coordenadas	
				Este	Norte
N-01	2,934.98	2,936.33	1.35	788,103.80	9,285,511.01
N-12	2,799.57	2,936.03	136.19	787,967.62	9,285,836.45
N-02	2,923.94	2,934.87	10.91	787,790.82	9,285,351.51
N-05	2,913.57	2,934.84	21.23	787,770.32	9,285,403.78
N-03	2,924.83	2,934.74	9.90	787,744.74	9,285,349.41
N-08	2,900.70	2,934.70	33.94	787,729.68	9,285,435.46
N-04	2,923.17	2,934.64	11.45	787,709.89	9,285,337.89
N-06	2,912.22	2,931.87	19.61	787,605.06	9,285,383.83
N-07	2,910.45	2,931.61	21.12	787,578.43	9,285,410.79
N-10	2,910.00	2,931.58	21.53	787,615.72	9,285,448.35
N-09	2,906.11	2,931.43	25.27	787,552.40	9,285,433.76
N-11	2,889.24	2,930.47	41.15	787,496.78	9,285,471.72
N-13	2,826.04	2,885.49	59.33	787,297.10	9,285,601.41
N-14	2,790.36	2,885.37	94.82	787,321.48	9,285,789.71
N-15	2,868.14	2,870.03	1.89	787,620.18	9,285,614.18
N-16	2,826.71	2,869.88	43.08	787,536.69	9,285,767.29
N-17	2,746.09	2,869.77	123.43	787,652.07	9,285,906.70
N-18	2,791.33	2,803.37	12.01	787,197.12	9,285,666.12
N-19	2,767.20	2,803.26	35.98	787,083.38	9,285,705.80
N-20	2,735.36	2,803.22	67.72	787,116.73	9,285,800.57
N-21	2,766.90	2,803.17	36.20	786,952.51	9,285,783.51
N-22	2,740.00	2,803.17	63.04	787,178.04	9,285,884.11
N-23	2,758.55	2,803.04	44.41	786,859.31	9,285,782.31
N-24	2,729.65	2,802.97	73.17	786,699.50	9,285,841.27

➤ **Caudales, velocidades y pérdidas de carga**

Se llevó a cabo la simulación utilizando el programa AutoCAD Civil 3D. Posteriormente, se exportaron los archivos al software WaterCAD V.10. Empleando el dato de $Q_{mh} = 0.51$ l/s, se analizó el comportamiento hidráulico en un periodo estático, lo que permitió determinar los caudales y velocidades en la red de distribución. Los resultados se presentan en la Tabla 36.

Tabla 38: Reporte de caudales, velocidades y pérdidas de carga de todas las redes según la modelación para el sistema N.º 2

Tub.	L (m)	Nodo Inicial	Nodo Final	Material	∅ (mm)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	hf (m)	hf (m/Km)
T-02	10.97	Reserv.	N-01	PVC	43.4	0.51	0.34	0.040	3.887
T-03	381.7	N-01	N-12	PVC	17.4	0.02	0.08	0.310	0.855
T-04	421.65	N-01	N-02	PVC	43.4	0.48	0.32	1.460	3.462
T-05	59.05	N-02	N-05	PVC	17.4	0.01	0.05	0.030	0.517
T-06	46.87	N-02	N-03	PVC	43.4	0.42	0.29	0.130	2.814
T-07	98.68	N-03	N-08	PVC	17.4	0.01	0.04	0.040	0.426
T-08	39.55	N-03	N-04	PVC	43.4	0.40	0.27	0.100	2.493
T-09	175.38	N-04	N-06	PVC	29.4	0.40	0.58	2.770	15.828
T-10	38.09	N-06	N-07	PVC	29.4	0.24	0.36	0.260	6.876
T-12	54.72	N-07	N-10	PVC	17.4	0.01	0.06	0.040	0.642
T-13	35.06	N-07	N-09	PVC	29.4	0.21	0.30	0.180	5.150
T-14	69.52	N-09	N-11	PVC	22.9	0.19	0.46	0.960	14.252
T-15	2.97	N-11	CRP 1-T7	PVC	22.9	0.18	0.43	0.040	13.057
T-16	244.96	CRP 1-T7	N-13	PVC	22.9	0.18	0.43	3.090	13.043
T-17	195.11	N-13	N-14	PVC	17.4	0.01	0.06	0.120	0.641
T-18	72.13	N-13	CRP 2-T7	PVC	22.9	0.09	0.23	0.300	4.342
T-20	186.92	N-15	N-16	PVC	17.4	0.02	0.08	0.160	0.856
T-21	327.14	N-15	N-17	PVC	17.4	0.02	0.08	0.260	0.855
T-22	52.69	CRP 2-T7	N-18	PVC	22.9	0.09	0.23	0.220	4.339
T-23	232.61	N-18	N-22	PVC	17.4	0.02	0.08	0.190	0.855
T-24	123.37	N-18	N-19	PVC	22.9	0.05	0.11	0.100	0.859
T-25	105.45	N-19	N-20	PVC	17.4	0.01	0.04	0.040	0.426
T-26	156.91	N-19	N-21	PVC	22.9	0.04	0.09	0.090	0.571
T-27	99.76	N-21	N-23	PVC	17.4	0.03	0.12	0.130	1.285
T-28	178.37	N-23	N-24	PVC	17.4	0.01	0.04	0.080	0.428

4.1.4. Evaluar la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable del Centro Poblado San Juan.

En el centro poblado San Juan no existe un plan de mantenimiento.

Hay dos personas responsables de llevar a cabo las actividades de operación, una para cada sistema de agua potable, quienes reciben un reconocimiento económico trimestral de parte de la Junta Administrativa. Estos encargados son seleccionados en reunión convocada por la directiva según el orden del padrón de asociados, por un período de 3 meses. Aquellos usuarios que no disponen de tiempo o carecen del conocimiento necesario para realizar las tareas de

operación y mantenimiento ceden su turno a la persona más adecuada para asumir estas responsabilidades.

La limpieza y desinfección de los sistemas de agua potable se realiza una vez al año y la cloración no se realiza por temas sociales.

Los sistemas no cuentan con herramientas necesarias para realizar la operación y mantenimiento. Utilizan la vegetación natural como prácticas de conservación de la fuente de agua.

4.1.5. Evaluar la administración de los sistemas de agua potable del Centro Poblado

San Juan

La administración de los sistemas de agua potable del centro poblado San Juan se encuentra bajo una JASS, la cual ha sido reconocida como una organización formal.

Todos los asociados pagan una cuota establecida de 2 soles trimestrales por el servicio. No hay usuarios exonerados de esta cuota. Todos los registros de pagos y deudas se anotan en el libro de actas.

Los miembros de la junta que conforman la organización son seleccionados mediante votaciones democráticas, realizadas en Asamblea General cada dos años con presencia de la mayoría de los usuarios. Es importante destacar que los miembros de la junta directiva no reciben remuneración por su labor administrativa y no han recibido ningún curso de capacitación. Utilizan un libro de actas como instrumento de gestión que a su vez contiene el padrón de asociados, el pago de cuotas familiares, control de recaudos, acuerdos tomados en asambleas y el control de usuarios asistentes a faenas.

4.2. Discusión de Resultados

4.2.1. SISTEMA N.º 1

4.2.1.1. Captaciones

a. Captación N.º 1

En la evaluación hidráulica de la captación se determinó que el volumen de la cámara húmeda es de 57.29 l, el cual excede al volumen calculado para un tiempo de retención de 3 min recomendado por el MVCS (2018).

El número de orificios de entrada diseñado es de dos tuberías de 1", mayor al encontrado en campo. Se determina que no tiene un diseño adecuado.

El ancho de pantalla calculado es de 0.50 m. menor al ancho de 0.59 m. encontrado en campo.

La distancia afloramiento – Captación calculado es de 1.267 m. esta distancia no cumple con la distancia de 0.50 m. medida en campo. Se determina que no tiene un diseño adecuado.

La altura de la cámara húmeda calculada es de 78 Cm mayor a la altura de 73.04 Cm encontrada en campo. La cámara húmeda no tiene una altura adecuada para su funcionamiento hidráulico.

La canastilla así como la tubería de limpia y rebose encontradas en campo, están dentro del rango calculado.

b. Captación N.º 2

En la evaluación hidráulica de la captación se determinó que el volumen de la cámara húmeda es de 110.54 l, el cual excede al volumen calculado para un tiempo de retención de 3 min recomendado por el MVCS (2018).

El número de orificios de entrada diseñado es de dos tuberías de 1", los cuales cumplen con los encontrados en campo.

El ancho de pantalla calculado es de 0.50 m. menor al ancho de 0.70 m. encontrado en campo.

La distancia afloramiento – Captación calculado es de 1.267 m. esta distancia es menor a la distancia de 1.35 m. medida en campo.

La altura de la cámara húmeda calculada es de 78 Cm menor a la altura de 90 Cm encontrada en campo. Aparentemente, la cámara húmeda tiene una altura adecuada para su funcionamiento hidráulico. Sin embargo, la altura de agua "C" es inferior a lo especificado por el MVCS (2018).

La canastilla, la tubería de limpia y rebose encontradas en campo, están dentro del rango calculado.

(Chumacero, 2022) indica en su investigación que el volumen de las tres cámaras húmedas está adecuadamente dimensionado.

(Julca, 2022) en su investigación indica que el volumen de la cámara húmeda es menor a lo recomendado. Existe una correcta distribución de los orificios. La altura de la cámara húmeda encontrada en campo es mayor a la calculada. No existe canastilla y el diámetro de la tubería de limpia y rebose cumple con el calculado.

La suma de caudales ofertante de ambos manantiales es inferior al caudal máximo diario, lo que hace necesario buscar una fuente adicional para abastecer a este sector de la población.

4.2.1.2. Cámara de reunión de caudales

La sección interior mide 0,58 m x 0,58 m, inferior a la sección recomendada por el MVCS (2018). La carga de agua requerida es inferior a 30 Cm.

4.2.1.3. Línea de conducción

El diámetro de la tubería es de 1 pulgada, lo cual es mayor al diámetro calculado. La velocidad es de 0.27 m/s y no se encuentra dentro del rango de velocidades recomendadas por la normativa. (Chumacero, 2022) en su investigación señala que la línea de conducción, con un diámetro de 2", está correctamente dimensionada.

4.2.1.4. Reservorio

El estudio determinó que la dotación en este sector de la población es de 98.74 l/p/día, lo que excede el valor establecido por la norma del ministerio de vivienda para la región de la sierra. Los coeficientes de variación promedio diario y horario obtenidos son de 1.10 y 1.88 respectivamente, lo que indica que los valores de K1 es inferiores a los establecidos por el RNE OS.100 y el valor K2 está dentro del rango establecido. La capacidad calculada del reservorio con el diagrama masa es de 1.98 m³. Mientras que (Julca, 2022) en su investigación determina que los coeficientes de variación diaria y horaria promedio son 1.18 y 1.80, respectivamente, donde el valor de K1 es inferior a lo establecido. Por otro lado, (Chumacero, 2022) en su investigación determina que los coeficientes de variación diaria y horaria promedio son 1.49 y 3.04, respectivamente, donde ambos valores están por encima a lo establecido.

4.2.1.5. Red de aducción

El estudio determinó que el diámetro actual en campo en la red de aducción es de 1 pulgada, lo cual concuerda con el diámetro calculado. En cambio, la velocidad de 0.44 m/s calculada no se encuentra dentro del rango de velocidades recomendadas por el MVCS (2018). (Chumacero, 2022) en su investigación determina una tubería es de 3" la cual cuenta con un diseño hidráulico adecuado

4.2.1.6. Red de distribución

El estudio determinó que el diámetro de tuberías en la red distribución es de 1", ¾" y ½". En todos los tramos la velocidad de 0.60 m/s -3.00 m/s, no se ajusta a los rangos establecidos en la normativa del MVCS (2018). Según (Julca, 2022) en su investigación el 2.19%, 14.3% y 6.9% de las velocidades en las tuberías de los sectores en estudio (N°01, N°02 y N°03) cumplen con el rango establecido de 0.60 m/s a 3.00 m/s.

4.2.2. SISTEMA N.º 2

4.2.2.1. Captación

En la evaluación hidráulica de la captación se determinó que el volumen de la cámara húmeda es de 35.53 l, el cual es inferior al volumen calculado (79.2 l) para un tiempo de retención de 3 minutos recomendado por el MVCS (2018).

El número de orificios de entrada diseñado es de 4 tuberías de 1", mayor al encontrado en campo. Se determina que no tiene un diseño adecuado.

El ancho de pantalla calculado es de 0.74 m. mayor al ancho de 0.60 m. encontrado en campo. Se determina que no tiene un ancho adecuado.

La distancia afloramiento – Captación calculado es de 1.267 m. esta distancia es menor a la distancia de 1.45 m. medida en campo.

La altura de la cámara húmeda calculada es de 78 Cm menor a la altura de 92 Cm encontrada en campo. Aparentemente, la cámara húmeda tiene una altura adecuada para su funcionamiento hidráulico. Sin embargo, la altura de agua "C" es inferior a lo especificado por el MVCS (2018).

La canastilla no cumple con el diámetro calculado, la tubería de limpia y rebose encontradas en campo están dentro del rango calculado.

El caudal ofertante por el manantial durante la temporada de estiaje es inferior al caudal máximo diario, lo que hace necesario buscar una fuente adicional para abastecer a este sector de la población.

4.2.2.2. Línea de conducción

El diámetro de la tubería es de 1 pulgada, lo cual concuerda con el diámetro calculado. La velocidad es de 0.427 m/s y no se encuentra dentro del rango de velocidades recomendadas por la normativa.

4.2.2.3. Reservorio

El estudio determinó que la dotación en este sector de la población es de 115.20 l/p/d, lo que excede el valor establecido por la norma del ministerio de vivienda para la región de la sierra. Los coeficientes de variación promedio diario y horario obtenidos en este estudio son 1.04 y 1.86, respectivamente, lo que indica que los valores de K1 es inferiores a los establecidos por el RNE OS.100 y el valor K2 está dentro del rango establecido. La capacidad calculada del reservorio para este sistema es de 3.19 m³.

4.2.2.4. Red de aducción

El estudio determinó que el diámetro actual en campo en la red es de 1 ½“, lo cual concuerda con el diámetro calculado. La velocidad de 0.34 m/s calculada no se encuentra dentro del rango de velocidades recomendadas por el MVCS (2018).

4.2.2.5. Red de distribución

El estudio determinó que el diámetro de tuberías en la red distribución es de 1 1/2” 1”, ¾” y ½”. Las velocidades en tuberías de la red de distribución no se ajustan a los rangos establecidos en la normativa del MVCS (2018).

Tabla 39: Componentes críticos del Sistema N.º 1

Componentes críticos del Sistema N.º 1				
Componente	Estado actual	Problemas identificados	Impacto en el sistema	Acciones recomendadas
Captaciones	Buen estado estructural, pero sin accesorios completos	Ubicación en una quebrada sin medidas de protección y ausencia de cercos perimétricos	Riesgo de inundaciones durante crecidas o avenidas máximas	Construir cercos, implementar medidas de protección y mantenimiento periódico
Reservorio	Buen estado estructural, pero sin accesorios completos	Falta de mantenimiento, caseta de cloración inoperativa, falta de accesorios como cono de rebose	Pérdidas de agua	Instalar accesorios faltantes, reactivar caseta de cloración y mantenimiento periódico
Red de distribución	Tuberías funcionales pero deterioradas	Exposición al aire libre, fugas, conexiones improvisadas y en mal estado	Pérdidas de agua y presión inadecuada en algunas conexiones	Sustituir tramos dañados enterrar tuberías expuestas y realizar mantenimiento
Válvulas	Escasas y en mal estado	Ausencia de válvulas de aire y purga	Riesgo de acumulación de aire y sedimento en tuberías	Instalar válvulas en puntos estratégicos
CRP T7	Mal estado estructural, accesorios internos completos	El deterioro impide un control adecuado de la presión en la red y posibles fugas en puntos vulnerables	Riesgo de rotura en la red de distribución, Reducción en la vida útil de la infraestructura hidráulica	Instalar CRP T7 en puntos estratégicos e instalar accesorios faltantes
Administración	Débil organización a cargo de la JASS	Falta de personal capacitado y planificación para operación y mantenimiento	Gestión ineficiente	Capacitar al personal y fortalecer la gestión administrativa

Tabla 40: Componentes críticos del Sistema N.º 2

Componentes críticos del Sistema N.º 2				
Componente	Estado actual	Problemas identificados	Impacto en el sistema	Acciones recomendadas
Captación	Mal estado estructural y sin accesorios completos	Ubicación cerca de vegetación, sin medidas de protección	Riesgo de contaminación y daño a la fuente de agua	Construir cercos, implementar medidas de protección y mantenimiento periódico
Reservorio	Estructura con fisuras, válvulas en mal estado y sin accesorios completos	Falta de mantenimiento, fugas en las válvulas, sin caseta de cloración ni cono de rebose	Pérdidas de agua	Reparar fisuras, instalar accesorios faltantes
Red de distribución	Tuberías funcionales pero deterioradas	Exposición al aire libre, fugas, conexiones improvisadas y en mal estado	Pérdidas de agua y presión inadecuada en algunas conexiones	Sustituir tramos dañados enterrar tuberías expuestas y realizar mantenimiento
Válvulas	Escasas válvulas de control y en mal estado	Ausencia de válvulas de aire y purga	Riesgo de acumulación de aire y sedimento en tuberías	Instalar válvulas en puntos estratégicos
CRP T7	Mal estado estructural, accesorios internos completos	El deterioro impide un control adecuado de la presión en la red y posibles fugas en puntos vulnerables	Riesgo de rotura en la red de distribución, Reducción en la vida útil de la infraestructura hidráulica	Instalar CRP T7 en puntos estratégicos e instalar accesorios faltantes
Administración	Débil organización a cargo de la JASS	Falta de personal capacitado y planificación para operación y mantenimiento	Gestión ineficiente	Capacitar al personal y fortalecer la gestión administrativa

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- La situación actual de los componentes de los sistemas de agua potable fue analizada, revelando que los componentes de ambos sistemas se encuentran en mal estado, con excepción de las captaciones y el reservorio del Sistema N.º 1. Sin embargo, dichas captaciones están ubicadas en una quebrada y al no contar con medidas de protección, existe el riesgo de inundación durante eventos de crecidas o avenidas máximas. Las tuberías de las redes de agua son funcionales en un estado de deterioro, con pocas válvulas de control y sin válvulas de aire ni de purga. Además, la infraestructura hidráulica carece de cerco perimétrico, y la mayoría de las conexiones están en mal estado.
- Se realizó el análisis de los sistemas de agua potable a partir de un estudio de demanda de agua revelando que los coeficientes de variación promedio horario (K2) para ambos sistemas se encuentran dentro del rango establecido por el MVCS 2018, pero los coeficientes de variación promedio diario (K1) se encuentran por debajo del valor recomendado esto hace referencia a que la variación de consumo de un día a otro en el centro poblado San Juan es similar. Por otro lado, la dotación de agua promedio l/p/d en los dos sistemas es mayor al recomendado por el MVCS 2018 para la zona Sierra. Se identificó el uso de agua para actividades ajenas al consumo humano
- Se evaluaron los componentes de los sistemas de agua potable, determinándose que las captaciones de ambos sistemas y la cámara de reunión de caudales no están diseñadas de manera adecuada para un funcionamiento hidráulico óptimo. Además, En ambos sistemas el caudal ofertante por los manantiales es inferior al caudal máximo diario, es decir no son suficientes para abastecer a la población. Al evaluar las redes de distribución, se identificó que operan con velocidades inferiores a las recomendadas, y algunas de las presiones no están dentro de los rangos establecidos por el MVCS (2018).
- No existe un plan de operación y mantenimiento, ni cloración y las actividades de limpieza y desinfección son escasas sumado a la falta de capacidad para la operación y mantenimiento.
- La administración de los sistemas de agua potable se encuentra bajo una JASS, la cual ha sido reconocida como una organización formal, pero presenta una débil organización.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda la construcción inmediata de zanjas de coronación en las captaciones del Sistema N.º 1, la limpieza de vegetación en la captación del Sistema N.º 2, y la instalación de un cerco perimétrico en todas las estructuras.
- Se recomienda a la Junta Administrativa solicitar a las autoridades pertinentes buscar una fuente adicional de agua para abastecer a la población, así como realizar un proyecto de rehabilitación de la línea de aducción y de toda la red de distribución del Sistema N.º 1 y la rehabilitación de todo el Sistema N.º 2, ya que se encuentran en mal estado y han cumplido su vida útil proyectada.
- Se recomienda instalar válvulas de purga y de aire en la línea de conducción, así como en la red de distribución de ambos sistemas, ubicándolas en las partes bajas y altas, respectivamente, para optimizar el rendimiento y evitar daños en las tuberías
- Se recomienda la construcción de CRP-T7 en los ramales que brinda el servicio con presiones muy elevadas.
- Se recomienda la instalación de válvulas de control en la red de distribución de ambos sistemas para regular el flujo en los ramales.
- Se recomienda a la JASS desarrollar un programa en colaboración con la municipalidad para realizar campañas de concientización dirigidas a la población, con el objetivo de fomentar una conciencia de cuidado y uso eficiente del agua potable, así como destacar la importancia de la cloración del agua.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agüero, R. (1997). *Agua Potable Para Poblaciones Rurales*. Lima: Asociación Servicios Educativos Rurales.
- Banco Mundial. (2018). *Manual de Agua y Saneamiento en Zonas Rurales*.
- CARE Perú. (2010). *"Sistema de Información Regional en Agua y Saneamiento - SIRAS 2010"*. Cajamarca, Perú.
- Chumacero, J. (2022). *"Evaluación del Sistema de Agua Potable de la Localidad de Pimpingos, Cutervo-Cajamarca, 2022"*. Tesis de Grado, Cajamarca-Perú.
- Conza, A., & Páucar, J. (2013). *Manual de Operación y Mantenimiento de sistemas de agua potable por gravedad sin planta de tratamiento en zonas rurales*. Agualimpia & Fondo Multilateral de Inversiones, Lima. Perú.
- García, E. (2009). *Manual de Proyectos de Agua Potable en poblaciones Rurales*. Lima: Fondo Perú - Alemania. Obtenido de https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/GARCIA%202009.%20M anual%20de%20proyectos%20de%20agua%20potable%20en%20poblaciones%20rur ales.pdf
- Gobierno Regional de Cajamarca. (2010). *Sistema de Información Regional en Agua y Saneamiento SIRAS*. Cajamarca - Perú.
- Hernández, J. (1995). *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas* (1a ed. ed.). (U. N. Distancia, Ed.) Madrid, España.
- Jiménes, J. (2013). *Manual para el diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario*. Veracruz, México. Obtenido de <https://www.uv.mx/ingenieriacivil/files/2013/09/Manual-de-Diseno-para-Proyectos-de-Hidraulica.pdf>
- Julca, J. (2022). *Evaluación del sistema de agua Potable de la Localidad Tongod, San Miguel – Cajamarca*. Tesis de Grado, Cajamarca-Perú.
- Lazaro, Y. (2019). *"Evaluación del sistema de abastecimiento de agua potable del centro poblado de Marankiari, Satipo-2019"*. Trabajo de Investigación, Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote, Satipo-Perú. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.13032/21006>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural. MR 192-2018-VIVIENDA*. Lima, Perú.
- Narváes, R. (2020). *Sistema de Abastecimiento de Agua*. Trujillo, Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones RNE OS.100. (2006). *Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria*. Lima, Perú.

- Reglamento Nacional de Edificaciones RNE OS.50. (2006). *Redes de Distribución de agua para Consumo Humano*. Lima, Perú.
- Rodríguez, P. (2001). *Abastecimiento de Agua*. Instituto Tecnológico de Oaxaca–México.
- Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de tuberías : abastecimiento de agua, redes, riegos* (3ra ed.). Bogotá: Alfoamega.
- Sosa, P. (2017). *Mejoramiento del sistema de agua potable del caserío San Jose de Matalacas, distrito de Pacaipampa, provincia de Ayabaca, región Piura*. Tesis de Grado, Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo-Perú. Obtenido de <https://dspace.unitru.edu.pe/bitstream/handle/UNITRU/9697/SOSA%20SAONA%20PERCY%20ALEJANDRO%20MANUEL.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Sotelo, G. (2002). *Hidráulica General, Fundamentos* (Vol. 1). México, D.F: Editorial Limusa.
- Topón, K. (2022). *Desarrollo de una propuesta de mejoras al sistema de abastecimiento de agua potable de runahurco del paschoa: Evaluación Hidráulica*. Escuela Politécnica Nacional. Quito: EPN. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/23086>
- Vividea, E. (2018). *Propuesta de mejora del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad indígena de Amubri del Cantón de Talamanca-Costa Rica*. Tesis de Licenciatura, Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica. Obtenido de <https://hdl.handle.net/2238/9691>
- White, F. M. (2004). *Mecánica de Fluidos* (5ta ed.). Madrid: McGraw-Hill.

ANEXOS

ANEXO N.º 01: Carta de autorización para realización de tesis

CARTA DE AUTORIZACIÓN

San Juan, 06 de Marzo del 2023

Yo, JOSÉ EUFEMIO ALTAMIRANO CABRERA, identificado con DNI N.º 27382776, en calidad de presidente de la JASS del centro poblado San Juan y en atención a la solicitud de referencia, hago de vuestro conocimiento que la JASS **AUTORIZÓ** al Bachiller en Ingeniería Civil EDWIN CABRERA RODRÍGUEZ, identificado con DNI N.º 71123632, a utilizar la infraestructura de los sistemas de agua para fines hidráulicos en la elaboración de su tesis titulada: “EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE DEL CENTRO POBLADO SAN JUAN, DISTRITO DE CHADÍN – CHOTA, 2023”.

Se expide este documento para los fines que el interesado estime conveniente.

Atentamente;



JOSÉ EUFEMIO ALTAMIRANO CABRERA

Presidente de la JASS

DNI: 27382776

ANEXO N.º 02: Carta de NO autorización para realización de tesis

CARTA DE NO AUTORIZACIÓN

San Juan, 02 de Octubre del 2023

Yo, JOSÉ EUFEMIO ALTAMIRANO CABRERA, identificado con DNI N.º 27382776, en calidad de presidente de la JASS del centro poblado San Juan, y en respuesta a la solicitud de referencia, informo que la JASS y los usuarios **NO AUTORIZAN** al Bachiller en Ingeniería Civil EDWIN CABRERA RODRÍGUEZ, identificado con DNI N.º 71123632, a utilizar la infraestructura de los sistemas de agua para realizar análisis estructurales de concreto de los componentes, en la elaboración de su tesis titulada: “EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE DEL CENTRO POBLADO SAN JUAN, DISTRITO DE CHADÍN – CHOTA, 2023”.

Se expide este documento para los fines que el interesado estime conveniente.

Atentamente;



JOSÉ EUFEMIO ALTAMIRANO CABRERA
Presidente de la JASS

DNI: 27382776

ANEXO N.º 03: Cálculo de caudales promedio en cada hora en el Sistema N.º 1

SEMANA 1: Lunes 21/10/24 - Domingo 27/10/24														
DIA 1: Lunes 21/10/24	HORA	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	
		6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	
	Área de Reservoirio(m2)	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22
	Lectura(m)	1.42	1.47	1.50	1.53	1.55	1.59	1.64	1.67	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
	Δ(m)	0.04	0.05	0.03	0.03	0.02	0.04	0.05	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.56	0.34	0.34	0.22	0.45	0.56	0.34	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
Qh (L/s)	0.205	0.236	0.174	0.174	0.141	0.205	0.236	0.174	0.111	0.080	0.080	0.080	0.080	
DIA 2: Martes 22/10/24	Lectura(m)	1.42	1.48	1.52	1.55	1.57	1.61	1.65	1.67	1.68	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.04	0.06	0.04	0.03	0.02	0.04	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.67	0.45	0.34	0.22	0.45	0.45	0.22	0.11	0.00	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.205	0.266	0.205	0.174	0.141	0.205	0.205	0.141	0.111	0.080	0.080	0.080	
DIA 3: Miérc. 23/10/24	Lectura(m)	1.40	1.44	1.48	1.51	1.53	1.58	1.62	1.65	1.67	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.03	0.04	0.04	0.03	0.02	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.34	0.45	0.45	0.34	0.22	0.56	0.45	0.34	0.22	0.11	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.174	0.205	0.205	0.174	0.141	0.236	0.205	0.174	0.141	0.111	0.080	0.080	
DIA 4: Jueves 24/10/24	Lectura(m)	1.41	1.45	1.49	1.52	1.54	1.59	1.63	1.66	1.68	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.04	0.04	0.04	0.03	0.02	0.05	0.04	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.45	0.45	0.34	0.22	0.56	0.45	0.34	0.22	0.00	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.205	0.205	0.205	0.174	0.141	0.236	0.205	0.174	0.141	0.080	0.080	0.080	
DIA 5: Vier. 25/10/24	Lectura(m)	1.41	1.46	1.50	1.53	1.55	1.59	1.63	1.65	1.67	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.04	0.05	0.04	0.03	0.02	0.04	0.04	0.02	0.02	0.01	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.56	0.45	0.34	0.22	0.45	0.45	0.22	0.22	0.11	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.205	0.236	0.205	0.174	0.141	0.205	0.205	0.141	0.141	0.111	0.080	0.080	
DIA 6: Sábado 26/10/24	Lectura(m)	1.41	1.45	1.48	1.50	1.55	1.62	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.04	0.04	0.03	0.02	0.05	0.07	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.45	0.34	0.22	0.56	0.79	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.205	0.205	0.174	0.141	0.236	0.299	0.266	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	
DIA 7: Dom. 27/10/24	Lectura(m)	1.41	1.45	1.48	1.50	1.54	1.59	1.63	1.66	1.68	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.04	0.04	0.03	0.02	0.04	0.05	0.04	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.45	0.34	0.22	0.45	0.56	0.45	0.34	0.22	0.00	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.205	0.205	0.174	0.141	0.205	0.236	0.205	0.174	0.141	0.080	0.080	0.080	

SEMANA 2: Lunes 21/10/24 - Domingo 03/11/24														
DIA 8: Lunes 28/10/24	HORA	5:00 6:00	6:00 7:00	7:00 8:00	8:00 9:00	9:00 10:00	10:00 11:00	11:00 12:00	12:00 13:00	13:00 14:00	14:00 15:00	15:00 16:00	16:00 17:00	
	Área de Reservoirio(m2)	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22	11.22
	Lectura(m)	1.43	1.47	1.50	1.53	1.55	1.60	1.63	1.65	1.67	1.68	1.68	1.68	1.68
	Δ(m)	0.06	0.04	0.03	0.03	0.02	0.05	0.03	0.02	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00
	Vol. Consumido (m3)	0.67	0.45	0.34	0.34	0.22	0.56	0.34	0.22	0.22	0.11	0.00	0.00	0.00
	Qh (L/s)	0.266	0.205	0.174	0.174	0.141	0.236	0.174	0.141	0.141	0.111	0.080	0.080	0.080
DIA 9: Martes 29/10/24	Lectura(m)	1.42	1.47	1.50	1.53	1.55	1.60	1.64	1.67	1.68	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.05	0.05	0.03	0.03	0.02	0.05	0.04	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.56	0.56	0.34	0.34	0.22	0.56	0.45	0.34	0.11	0.00	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.236	0.236	0.174	0.174	0.141	0.236	0.205	0.174	0.111	0.080	0.080	0.080	
DIA 10: Miérc. 30/10/24	Lectura(m)	1.42	1.46	1.49	1.51	1.54	1.59	1.63	1.65	1.67	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.05	0.04	0.03	0.02	0.03	0.05	0.04	0.02	0.02	0.01	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.56	0.45	0.34	0.22	0.34	0.56	0.45	0.22	0.22	0.11	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.236	0.205	0.174	0.141	0.174	0.236	0.205	0.141	0.141	0.111	0.080	0.080	
DIA 11: Jueves 31/10/24	Lectura(m)	1.41	1.46	1.49	1.52	1.54	1.59	1.63	1.65	1.67	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.04	0.05	0.03	0.03	0.02	0.05	0.04	0.02	0.02	0.01	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.56	0.34	0.34	0.22	0.56	0.45	0.22	0.22	0.11	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.205	0.236	0.174	0.174	0.141	0.236	0.205	0.141	0.141	0.111	0.080	0.080	
DIA 12: Vier. 01/11/24	Lectura(m)	1.41	1.46	1.49	1.51	1.53	1.57	1.62	1.65	1.68	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.04	0.05	0.03	0.02	0.02	0.04	0.05	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.56	0.34	0.22	0.22	0.45	0.56	0.34	0.34	0.00	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.205	0.236	0.174	0.141	0.141	0.205	0.236	0.174	0.174	0.080	0.080	0.080	
DIA 13: Sab. 02/11/24	Lectura(m)	1.41	1.47	1.50	1.52	1.57	1.64	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.04	0.06	0.03	0.02	0.05	0.07	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.67	0.34	0.22	0.56	0.79	0.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.205	0.266	0.174	0.141	0.236	0.299	0.205	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	
DIA 14: Dom. 03/11/24	Lectura(m)	1.41	1.45	1.48	1.50	1.54	1.60	1.64	1.67	1.68	1.68	1.68	1.68	
	Δ(m)	0.04	0.04	0.03	0.02	0.04	0.06	0.04	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	
	Vol. Consumido (m3)	0.45	0.45	0.34	0.22	0.45	0.67	0.45	0.34	0.11	0.00	0.00	0.00	
	Qh (L/s)	0.205	0.205	0.174	0.141	0.205	0.266	0.205	0.174	0.111	0.080	0.080	0.080	

ANEXO N.º 04: Cálculo de caudales promedio en cada hora en el Sistema N.º 2

SEMANA 1: Lunes 21/10/24 - Domingo 27/10/24														
DIA 1: Lunes 21/10/24	HORA	5:30	6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	13:30	14:30	15:30	16:30	
		6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	13:30	14:30	15:30	16:30	17:30	
	Área de Reservoirio(m2)	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40
	Lectura(m)	0.72	0.89	1.00	1.06	1.15	1.27	1.39	1.44	1.47	1.52	1.52	1.52	1.52
	Δ(m)	0.15	0.17	0.11	0.06	0.09	0.12	0.12	0.05	0.03	0.05	0.00	0.00	0.00
	Vol. Consumido (m3)	0.96	1.09	0.70	0.38	0.58	0.77	0.77	0.32	0.19	0.32	0.00	0.00	0.00
Qh (L/s)	0.407	0.443	0.334	0.246	0.301	0.354	0.354	0.229	0.193	0.229	0.140	0.140	0.140	
DIA 2: Martes 22/10/24														
Lectura(m)	0.71	0.86	0.93	0.97	1.05	1.17	1.27	1.35	1.40	1.44	1.47	1.47	1.49	
Δ(m)	0.14	0.15	0.07	0.04	0.08	0.12	0.10	0.08	0.05	0.04	0.03	0.03	0.02	
Vol. Consumido (m3)	0.90	0.96	0.45	0.26	0.51	0.77	0.64	0.51	0.32	0.26	0.19	0.19	0.13	
Qh (L/s)	0.390	0.407	0.265	0.212	0.282	0.354	0.318	0.282	0.229	0.212	0.193	0.193	0.176	
DIA 3: Miérc. 23/10/24														
Lectura(m)	0.65	0.78	0.92	1.00	1.07	1.20	1.34	1.43	1.45	1.48	1.5	1.5	1.52	
Δ(m)	0.11	0.13	0.14	0.08	0.07	0.13	0.14	0.09	0.02	0.03	0.02	0.02	0.02	
Vol. Consumido (m3)	0.70	0.83	0.90	0.51	0.45	0.83	0.90	0.58	0.13	0.19	0.13	0.13	0.13	
Qh (L/s)	0.334	0.371	0.390	0.282	0.265	0.371	0.390	0.301	0.176	0.193	0.176	0.176	0.176	
DIA 4: Jueves 24/10/24														
Lectura(m)	0.70	0.88	0.98	1.03	1.10	1.20	1.34	1.44	1.48	1.51	1.52	1.52	1.52	
Δ(m)	0.13	0.18	0.10	0.05	0.07	0.10	0.14	0.10	0.04	0.03	0.01	0.01	0.00	
Vol. Consumido (m3)	0.83	1.15	0.64	0.32	0.45	0.64	0.90	0.64	0.26	0.19	0.06	0.06	0.00	
Qh (L/s)	0.371	0.459	0.318	0.229	0.265	0.318	0.390	0.318	0.212	0.193	0.157	0.157	0.140	
DIA 5: Vier. 25/10/24														
Lectura(m)	0.73	0.87	0.93	1.00	1.08	1.22	1.35	1.45	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	
Δ(m)	0.16	0.14	0.06	0.07	0.08	0.14	0.13	0.10	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vol. Consumido (m3)	1.02	0.90	0.38	0.45	0.51	0.90	0.83	0.64	0.45	0.00	0.00	0.00	0.00	
Qh (L/s)	0.423	0.390	0.246	0.265	0.282	0.390	0.371	0.318	0.265	0.140	0.140	0.140	0.140	
DIA 6: Sab. 26/10/24														
Lectura(m)	0.70	0.81	0.90	1.00	1.15	1.36	1.50	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	
Δ(m)	0.13	0.11	0.09	0.10	0.15	0.21	0.14	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vol. Consumido (m3)	0.83	0.70	0.58	0.64	0.96	1.34	0.90	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Qh (L/s)	0.371	0.334	0.301	0.318	0.407	0.512	0.390	0.176	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	
DIA 7: Dom. 27/10/24														
Lectura(m)	0.69	0.81	0.88	0.96	1.07	1.23	1.38	1.45	1.50	1.52	1.52	1.52	1.52	
Δ(m)	0.12	0.12	0.07	0.08	0.11	0.16	0.15	0.07	0.05	0.02	0.00	0.00	0.00	
Vol. Consumido (m3)	0.77	0.77	0.45	0.51	0.70	1.02	0.96	0.45	0.32	0.13	0.00	0.00	0.00	
Qh (L/s)	0.354	0.354	0.265	0.282	0.334	0.423	0.407	0.265	0.229	0.176	0.140	0.140	0.140	

SEMANA 2: Lunes 21/10/24 - Domingo 03/11/24													
DIA 8: Lunes 28/10/24	HORA	5:30	6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	13:30	14:30	15:30	16:30
		6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	13:30	14:30	15:30	16:30	17:30
	Área de Reservoirio(m2)	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40
	Lectura(m)	0.71	0.84	0.90	0.95	1.06	1.18	1.28	1.34	1.40	1.44	1.47	1.49
	Δ(m)	0.14	0.13	0.06	0.05	0.11	0.12	0.10	0.06	0.06	0.04	0.03	0.02
	Vol. Consumido (m3)	0.90	0.83	0.38	0.32	0.70	0.77	0.64	0.38	0.38	0.26	0.19	0.13
Qh (L/s)	0.390	0.371	0.246	0.229	0.334	0.354	0.318	0.246	0.246	0.212	0.193	0.176	
DIA 9: Mart. 29/10/24	Lectura(m)	0.70	0.85	0.93	1.00	1.10	1.22	1.37	1.44	1.52	1.52	1.52	1.52
	Δ(m)	0.16	0.15	0.08	0.07	0.10	0.12	0.15	0.07	0.08	0.00	0.00	0.00
	Vol. Consumido (m3)	1.02	0.96	0.51	0.45	0.64	0.77	0.96	0.45	0.51	0.00	0.00	0.00
	Qh (L/s)	0.423	0.407	0.282	0.265	0.318	0.354	0.407	0.265	0.282	0.140	0.140	0.140
DIA 10: Miérc. 30/10/24	Lectura(m)	0.69	0.83	0.93	0.99	1.08	1.21	1.36	1.44	1.50	1.52	1.52	1.52
	Δ(m)	0.12	0.14	0.10	0.06	0.09	0.13	0.15	0.08	0.06	0.02	0.00	0.00
	Vol. Consumido (m3)	0.77	0.90	0.64	0.38	0.58	0.83	0.96	0.51	0.38	0.13	0.00	0.00
	Qh (L/s)	0.354	0.390	0.318	0.246	0.301	0.371	0.407	0.282	0.246	0.176	0.140	0.140
DIA 11: Jueves 31/10/24	Lectura(m)	0.72	0.86	0.95	1.00	1.11	1.23	1.35	1.43	1.49	1.52	1.52	1.52
	Δ(m)	0.15	0.14	0.09	0.05	0.11	0.12	0.12	0.08	0.06	0.03	0.00	0.00
	Vol. Consumido (m3)	0.96	0.90	0.58	0.32	0.70	0.77	0.77	0.51	0.38	0.19	0.00	0.00
	Qh (L/s)	0.407	0.390	0.301	0.229	0.334	0.354	0.354	0.282	0.246	0.193	0.140	0.140
DIA 12: Vier. 01/11/24	Lectura(m)	0.68	0.83	0.94	0.99	1.06	1.20	1.34	1.42	1.49	1.51	1.52	1.52
	Δ(m)	0.11	0.15	0.11	0.05	0.07	0.14	0.14	0.08	0.07	0.02	0.01	0.00
	Vol. Consumido (m3)	0.70	0.96	0.70	0.32	0.45	0.90	0.90	0.51	0.45	0.13	0.06	0.00
	Qh (L/s)	0.334	0.407	0.334	0.229	0.265	0.390	0.390	0.282	0.265	0.176	0.157	0.140
DIA 13: Sábado 02/10/24	Lectura(m)	0.68	0.82	0.90	0.99	1.17	1.39	1.50	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52
	Δ(m)	0.11	0.14	0.08	0.09	0.18	0.22	0.11	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Vol. Consumido (m3)	0.70	0.90	0.51	0.58	1.15	1.41	0.70	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00
	Qh (L/s)	0.334	0.390	0.282	0.301	0.459	0.532	0.334	0.176	0.140	0.140	0.140	0.140
DIA 14: Dom. 03/11/24	Lectura(m)	0.69	0.80	0.88	0.95	1.08	1.23	1.40	1.45	1.52	1.52	1.52	1.52
	Δ(m)	0.13	0.11	0.08	0.07	0.13	0.15	0.17	0.05	0.07	0.00	0.00	0.00
	Vol. Consumido (m3)	0.83	0.70	0.51	0.45	0.83	0.96	1.09	0.32	0.45	0.00	0.00	0.00
	Qh (L/s)	0.371	0.334	0.282	0.265	0.371	0.407	0.443	0.229	0.265	0.140	0.140	0.140

ANEXO N.º 05: Resumen y cálculo de caudales horario en el reservorio del sistema N.º 1

SEMANA 1: Lunes 21/10/24 - Domingo 27/10/24														
HORA DIAS	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	Max.	Prom.
	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00		
Lun. 21/10/24	0.21	0.24	0.17	0.17	0.14	0.21	0.24	0.17	0.11	0.08	0.08	0.08	0.236	
Mar. 22/10/24	0.21	0.27	0.21	0.17	0.14	0.21	0.21	0.14	0.11	0.08	0.08	0.08	0.266	
Mie. 23/10/24	0.17	0.21	0.21	0.17	0.14	0.24	0.21	0.17	0.14	0.11	0.08	0.08	0.236	
Jue. 24/10/24	0.21	0.21	0.21	0.17	0.14	0.24	0.21	0.17	0.14	0.08	0.08	0.08	0.236	
Vie. 25/10/24	0.21	0.24	0.21	0.17	0.14	0.21	0.21	0.14	0.14	0.11	0.08	0.08	0.236	
Sáb. 26/10/24	0.21	0.21	0.17	0.14	0.24	0.30	0.27	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.299	
Dom. 27/10/24	0.21	0.21	0.17	0.14	0.21	0.24	0.21	0.17	0.14	0.08	0.08	0.08	0.236	
Promedio:	0.201	0.222	0.192	0.165	0.164	0.232	0.218	0.151	0.124	0.089	0.080	0.080		0.16
Màx. Valor													0.30	

SEMANA 2: Lunes 21/10/24 - Domingo 03/11/24														
HORA DIAS	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	Max.	Prom.
	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00		
Lun. 28/10/24	0.27	0.21	0.17	0.17	0.14	0.24	0.17	0.14	0.14	0.11	0.08	0.08	0.266	
Mar. 29/10/24	0.24	0.24	0.17	0.17	0.14	0.24	0.21	0.17	0.11	0.08	0.08	0.08	0.236	
Mie. 30/10/24	0.24	0.21	0.17	0.14	0.17	0.24	0.21	0.14	0.14	0.11	0.08	0.08	0.236	
Jue. 31/10/24	0.21	0.24	0.17	0.17	0.14	0.24	0.21	0.14	0.14	0.11	0.08	0.08	0.236	
Vie. 01/11/24	0.21	0.24	0.17	0.14	0.14	0.21	0.24	0.17	0.17	0.08	0.08	0.08	0.236	
Sáb. 02/11/24	0.21	0.27	0.17	0.14	0.24	0.30	0.21	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.299	
Dom. 03/11/24	0.21	0.21	0.17	0.14	0.21	0.27	0.21	0.17	0.11	0.08	0.08	0.08	0.266	
Promedio:	0.222	0.227	0.174	0.155	0.168	0.245	0.205	0.147	0.128	0.093	0.080	0.080		0.16
Màx. Valor													0.30	

ANEXO N.º 06: Resumen y cálculo de caudales horario en el reservorio del sistema N.º 2

SEMANA 1: Lunes 21/10/24 - Domingo 27/10/24															
DIAS	HORA	5:30	6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	13:30	14:30	15:30	16:30	Max.	Prom.
		6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	13:30	14:30	15:30	16:30	17:30		
Lun.	21/10/24	0.41	0.44	0.33	0.25	0.30	0.35	0.35	0.23	0.19	0.23	0.14	0.14	0.44	
Mar.	22/10/24	0.39	0.41	0.27	0.21	0.28	0.35	0.32	0.28	0.23	0.21	0.19	0.18	0.41	
Mie.	23/10/24	0.33	0.37	0.39	0.28	0.27	0.37	0.39	0.30	0.18	0.19	0.18	0.18	0.39	
Jue.	24/10/24	0.37	0.46	0.32	0.23	0.27	0.32	0.39	0.32	0.21	0.19	0.16	0.14	0.46	
Vie.	25/10/24	0.42	0.39	0.25	0.27	0.28	0.39	0.37	0.32	0.27	0.14	0.14	0.14	0.42	
Sáb.	26/10/24	0.37	0.33	0.30	0.32	0.41	0.51	0.39	0.18	0.14	0.14	0.14	0.14	0.51	
Dom.	27/10/24	0.35	0.35	0.27	0.28	0.33	0.42	0.41	0.27	0.23	0.18	0.14	0.14	0.42	
Promedio:		0.378	0.394	0.303	0.262	0.305	0.389	0.374	0.270	0.206	0.183	0.155	0.150		0.28
Màx. Valor														0.51	

SEMANA 2: Lunes 21/10/24 - Domingo 03/11/24															
DIAS	HORA	5:30	6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	13:30	14:30	15:30	16:30	Max.	Prom.
		6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	13:30	14:30	15:30	16:30	17:30		
Lun.	28/10/24	0.39	0.37	0.25	0.23	0.33	0.35	0.32	0.25	0.25	0.21	0.19	0.18	0.39	
Mar.	29/10/24	0.42	0.41	0.28	0.27	0.32	0.35	0.41	0.27	0.28	0.14	0.14	0.14	0.42	
Mie.	30/10/24	0.35	0.39	0.32	0.25	0.30	0.37	0.41	0.28	0.25	0.18	0.14	0.14	0.41	
Jue.	31/10/24	0.41	0.39	0.30	0.23	0.33	0.35	0.35	0.28	0.25	0.19	0.14	0.14	0.41	
Vie.	01/11/24	0.33	0.41	0.33	0.23	0.27	0.39	0.39	0.28	0.27	0.18	0.16	0.14	0.41	
Sáb.	02/11/24	0.33	0.39	0.28	0.30	0.46	0.53	0.33	0.18	0.14	0.14	0.14	0.14	0.53	
Dom.	03/11/24	0.37	0.33	0.28	0.27	0.37	0.41	0.44	0.23	0.27	0.14	0.14	0.14	0.44	
Promedio:		0.373	0.384	0.292	0.252	0.340	0.394	0.379	0.252	0.241	0.168	0.150	0.145		0.28
Màx. Valor														0.53	

ANEXO N.º 07: Propuesta de plan de operación y mantenimiento.

PLAN DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

El plan de operación y mantenimiento de los sistemas es una herramienta para programar las actividades que deben realizarse para un buen funcionamiento del sistema.

OBJETIVO.

Realizar la limpieza y desinfección periódica el sistema de agua potable bajo la responsabilidad la Junta Administradora de Servicios de Saneamiento (JASS).

Responsable: Junta Administradora de Servicios de Saneamiento (JASS).

Participantes: Operador del SAP

Usuarios del servicio.

Turnos: Primer Grupo Primer jueves de enero de cada año
Segundo Grupo Primer jueves de abril de cada año
Tercer Grupo Primer jueves de julio de cada año
Cuarto Grupo Primer jueves de octubre de cada año

Las actividades que deben realizarse para la operación y mantenimiento son las siguientes:

1. CAPTACIÓN

OPERACIÓN

- Verificar el buen funcionamiento de las llaves
- Abrir y cerrar las llaves de paso de las tuberías de aducción y de limpieza.
- Utilizar Hipoclorito de calcio al 70% para desinfectar.

MANTENIMIENTO

- Revisar y limpiar el área adyacente a la captación y construir una zanja de coronación para el desvío de aguas de lluvia.
- Verificar que no haya fugas en la estructura.
- Pintar las tuberías y llaves de paso.
- Proteger con pintura elementos metálicos y pintura anticorrosiva la válvula de control.

2. TANQUE DE ALMACENAMIENTO

OPERACIÓN

- Limpiar la maleza y suciedad que se encuentra alrededor del reservorio.
- Limpiar la tapa de la cámara de la llave de paso.
- Para desinfectar preparar una solución de hipoclorito de calcio al 70% de acuerdo al volumen del reservorio.
- Cerrar y/o abrir las llaves de paso y de limpieza.
- Tapar la cámara de llaves.

MANTENIMIENTO

- Verificar si hay fugas en la estructura, accesorios y llaves de paso.
- Limpiar el interior del tanque de almacenamiento, realizar la desinfección con agua y cloro.
- Pintar las llaves de paso.

Limpieza y desinfección del tanque de almacenamiento:

- Cerrar válvula de entrada.
- Cerrar la llave de paso que conecta a la aducción.
- Con cepillos de acero o escoba limpiar el interior, paredes piso del tanque de almacenamiento.
- Lavar el interior con solución desinfectante utilizando trapo o rodillo y dejar que la solución actúe por más de dos horas. (Solución desinfectante: Diluir una bolsa de lavandina de 250 cc en 150 litros de agua para el tanque que es de 10 m³).
- Después de ese tiempo enjuagar bien el tanque vaciando el agua por la tubería de limpieza para luego cerrar esta llave y abrir la llave de salida a la conducción.
- Realizar esta actividad cada 6 meses o cuando se considere necesario.

MANTENIMIENTO CORRECTIVO

- Reparar daños en el tanque.
- Cambiar piezas dañadas.
- Reponer tapas sanitarias dañadas.

3. RED DE DISTRIBUCIÓN

OPERACIÓN

- Verificar funcionamiento de piletas y medidores.

MANTENIMIENTO PREVENTIVO

- Revisar la red de distribución para detectar fugas.
- Revisar el estado de las llaves de paso de las cámaras de válvulas.
- Controlar la presión del agua cada cierto tiempo y que se encuentre dentro de los parámetros.

MANTENIMIENTO CORRECTIVO

- Reparar tuberías, válvulas y accesorios dañados.

4. CÁMARAS ROMPE-PRESIÓN

OPERACIÓN

- Limpiar la maleza y suciedad que se encuentra alrededor.
- Limpiar interiores y exteriores de la estructura.
- Para desinfectar preparar una solución de hipoclorito de calcio al 30% en un balde con 10 litros de agua.

MANTENIMIENTO

- Verificar si hay fugas en la estructura, accesorios y llaves de paso.
- Pintar la estructura y las tapas sanitarias.
- Reparar daños en las cámaras.
- Cambiar piezas dañadas.
- Reponer tapas sanitarias dañadas.

5. OTRAS ACTIVIDADES

Se debe tener en cuenta que dentro de las actividades cotidianas de operación también se incluya la cloración. Además, considerar que deben realizarse análisis de agua para tener la certeza de que la población está consumiendo agua de buena calidad.

PANEL FOTOGRÁFICO

Figura 40: y **Figura 41:** Visita a campo y reconocimiento de las captaciones y cámara de reunión de caudales en el Sistema N.º 1



Figura 42: Dimensionamiento de estructuras, captación N.º 2 en el Sistema N.º 1



Figura 43: y **Figura 44:** Tubería expuesta al aire libre en la red de distribución del Sistema N.º 1



Figura 45: Vista de la captación en el Sistema N.º 1



Figura 46: Caja de válvulas del reservorio del Sistema N.º 1



Figura 47: y **Figura 48:** Aforo de caudal en temporada de lluvia y estiaje en la captación del Sistema N.º 2



Figura 49: Medición de desniveles de agua consumidos en el reservorio del Sistema N.º 1



Figura 50: Medición de desniveles de agua consumidos en el reservorio del Sistema N.º 2



Figura 51: Válvula expuesta al aire libre y sin protección en el Sistema N.º 1



Figura 52: Tubería perforada en la red de distribución del Sistema N.º 2



Figura 53: Medición de presión en conexiones domiciliarias

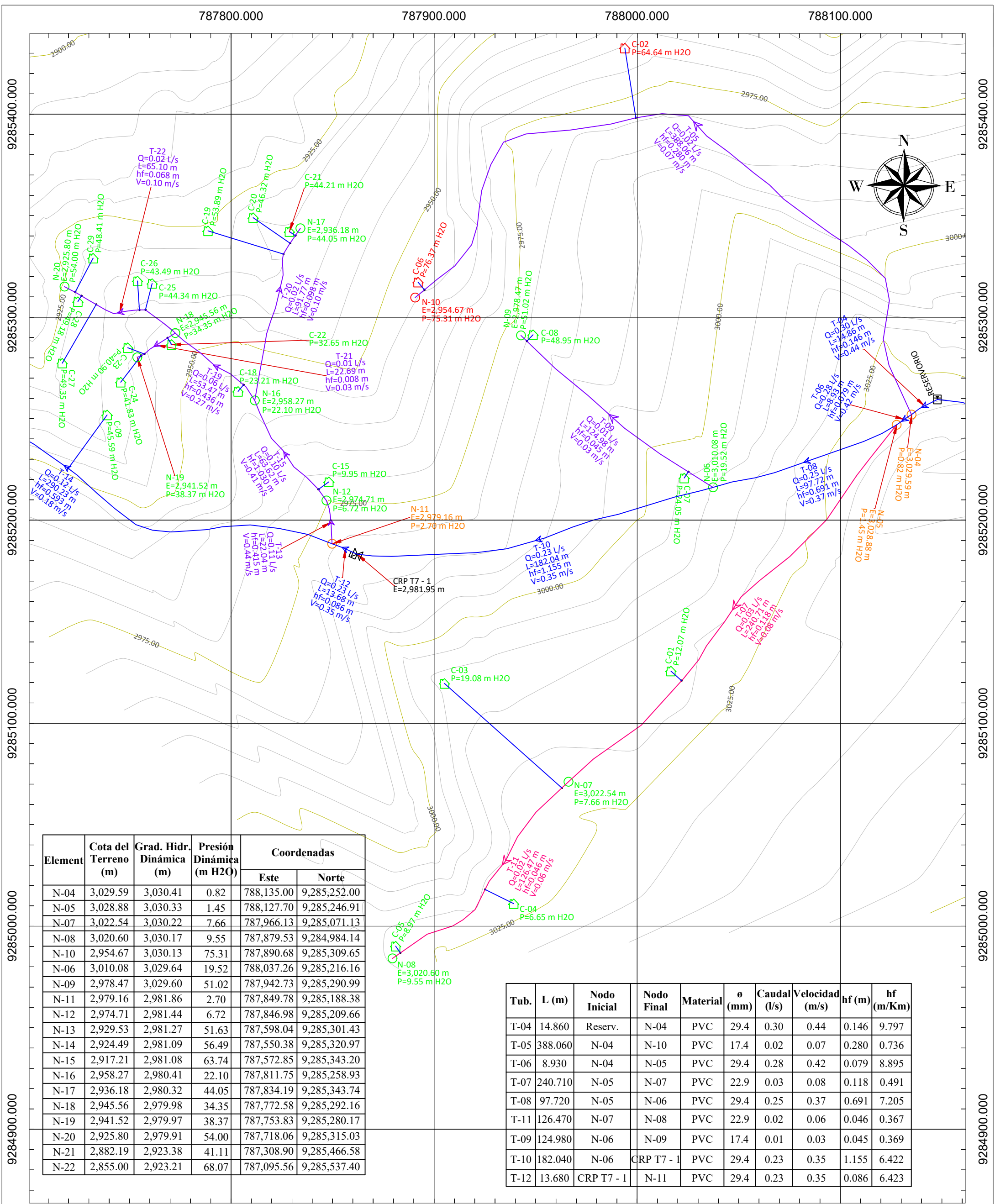


Figura 54: Desperdicio de agua en conexión domiciliaria del Sistema N.º 2



Figura 55: Vista exterior de CRP-T7 en el Sistema N.º 2





Element	Cota del Terreno (m)	Grad. Hidr. Dinámica (m)	Presión Dinámica (m H2O)	Coordenadas	
				Este	Norte
N-04	3,029.59	3,030.41	0.82	788,135.00	9,285,252.00
N-05	3,028.88	3,030.33	1.45	788,127.70	9,285,246.91
N-07	3,022.54	3,030.22	7.66	787,966.13	9,285,071.13
N-08	3,020.60	3,030.17	9.55	787,879.53	9,284,984.14
N-10	2,954.67	3,030.13	75.31	787,890.68	9,285,309.65
N-06	3,010.08	3,029.64	19.52	788,037.26	9,285,216.16
N-09	2,978.47	3,029.60	51.02	787,942.73	9,285,290.99
N-11	2,979.16	2,981.86	2.70	787,849.78	9,285,188.38
N-12	2,974.71	2,981.44	6.72	787,846.98	9,285,209.66
N-13	2,929.53	2,981.27	51.63	787,598.04	9,285,301.43
N-14	2,924.49	2,981.09	56.49	787,550.38	9,285,320.97
N-15	2,917.21	2,981.08	63.74	787,572.85	9,285,343.20
N-16	2,958.27	2,980.41	22.10	787,811.75	9,285,258.93
N-17	2,936.18	2,980.32	44.05	787,834.19	9,285,343.74
N-18	2,945.56	2,979.98	34.35	787,772.58	9,285,292.16
N-19	2,941.52	2,979.97	38.37	787,753.83	9,285,280.17
N-20	2,925.80	2,979.91	54.00	787,718.06	9,285,315.03
N-21	2,882.19	2,923.38	41.11	787,308.90	9,285,466.58
N-22	2,855.00	2,923.21	68.07	787,095.56	9,285,537.40

Tub.	L (m)	Nodo Inicial	Nodo Final	Material	ø (mm)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	hf (m)	hf (m/Km)
T-04	14.860	Reserv.	N-04	PVC	29.4	0.30	0.44	0.146	9.797
T-05	388.060	N-04	N-10	PVC	17.4	0.02	0.07	0.280	0.736
T-06	8.930	N-04	N-05	PVC	29.4	0.28	0.42	0.079	8.895
T-07	240.710	N-05	N-07	PVC	22.9	0.03	0.08	0.118	0.491
T-08	97.720	N-05	N-06	PVC	29.4	0.25	0.37	0.691	7.205
T-11	126.470	N-07	N-08	PVC	22.9	0.02	0.06	0.046	0.367
T-09	124.980	N-06	N-09	PVC	17.4	0.01	0.03	0.045	0.369
T-10	182.040	N-06	CRP T7 - 1	PVC	29.4	0.23	0.35	1.155	6.422
T-12	13.680	CRP T7 - 1	N-11	PVC	29.4	0.23	0.35	0.086	6.423

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curva Mayor
	Curva Menor
	Conexión
	CRP
	Reservorio

LEYENDA DE TUBERIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUB. PVC C-10-Ø 1"
	TUB. PVC C-10-Ø 3/4"
	TUB. PVC C-10-Ø 1/2"
	Ubic. de Nodos
	Sentido de Flujo

LEYENDA DE PRESIONES	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	< 5 m H2o
	5 m H2o - 60 m H2o
	> 60 m H2o

Nota: Las presiones se evaluó mediante la "Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ambito Rural"



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE DEL CENTRO POBLADO SAN JUAN, DISTRITO DE CHADÍN - CHOTA, 2023"

PLANO: Modelamiento Hidráulico de la Red de Distribución del Sistema N.º 1

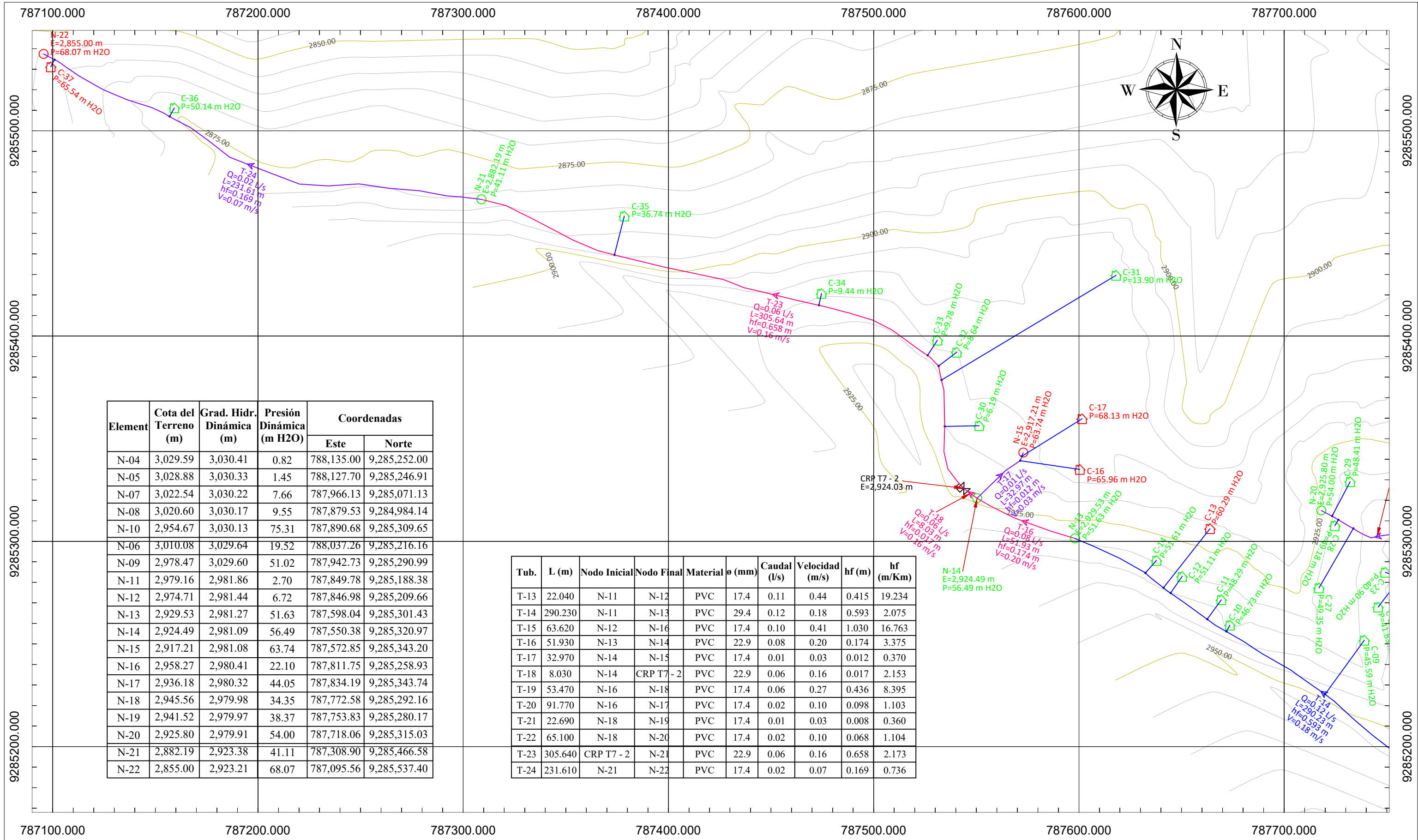
BACHILLER: Edwin Cabrera Rodríguez

ASESOR: Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz

ESCALA: 1/1700

Fecha: Cajamarca 2024

PLANO N.º
01



Element	Cota del Terreno (m)	Grad. Hidr. Dinámica (m)	Presión Dinámica (m H2O)	Coordenadas	
				Este	Norte
N-04	3,029.59	3,030.41	0.82	788,135.00	9,285,252.00
N-05	3,028.88	3,030.33	1.45	788,127.70	9,285,246.91
N-07	3,022.54	3,030.22	7.66	787,966.13	9,285,071.13
N-08	3,020.60	3,030.17	9.55	787,879.53	9,284,984.14
N-10	2,954.67	3,030.13	75.31	787,890.68	9,285,309.65
N-06	3,010.08	3,029.64	19.52	788,037.26	9,285,216.16
N-09	2,978.47	3,029.60	51.02	787,942.73	9,285,290.99
N-11	2,979.16	2,981.86	2.70	787,849.78	9,285,188.38
N-12	2,974.71	2,981.44	6.72	787,846.98	9,285,209.66
N-13	2,929.53	2,981.27	51.63	787,598.04	9,285,301.43
N-14	2,924.49	2,981.09	56.49	787,550.38	9,285,320.97
N-15	2,917.21	2,981.08	63.74	787,572.85	9,285,343.20
N-16	2,958.27	2,980.41	22.10	787,811.75	9,285,258.93
N-17	2,936.18	2,980.32	44.05	787,834.19	9,285,343.74
N-18	2,945.56	2,979.98	34.35	787,772.58	9,285,292.16
N-19	2,941.52	2,979.97	38.37	787,753.83	9,285,280.17
N-20	2,925.80	2,979.91	54.00	787,718.06	9,285,315.03
N-21	2,882.19	2,923.38	41.11	787,308.90	9,285,466.58
N-22	2,855.00	2,923.21	68.07	787,095.56	9,285,537.40

Tub.	L (m)	Nodo Inicial	Nodo Final	Material	Ø (mm)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	hf (m)	hf (m/Km)
T-13	22.040	N-11	N-12	PVC	17.4	0.11	0.44	0.415	19.234
T-14	290.230	N-11	N-13	PVC	29.4	0.12	0.18	0.593	2.075
T-15	63.620	N-12	N-16	PVC	17.4	0.10	0.41	1.030	16.763
T-16	51.930	N-13	N-14	PVC	22.9	0.08	0.20	0.174	3.375
T-17	32.970	N-14	N-15	PVC	17.4	0.01	0.03	0.012	0.370
T-18	8.030	N-14	CRP T7 - 2	PVC	22.9	0.06	0.16	0.017	2.153
T-19	53.470	N-16	N-18	PVC	17.4	0.06	0.27	0.436	8.395
T-20	91.770	N-16	N-17	PVC	17.4	0.02	0.10	0.098	1.103
T-21	22.690	N-18	N-19	PVC	17.4	0.01	0.03	0.008	0.360
T-22	65.100	N-18	N-20	PVC	17.4	0.02	0.10	0.068	1.104
T-23	305.640	CRP T7 - 2	N-21	PVC	22.9	0.06	0.16	0.658	2.173
T-24	231.610	N-21	N-22	PVC	17.4	0.02	0.07	0.169	0.736

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curva Mayor
	Curva Menor
	Conexión
	CRP
	Reservorio

LEYENDA DE TUBERIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUB. PVC C-10-Ø 1"
	TUB. PVC C-10-Ø 3/4"
	TUB. PVC C-10-Ø 1/2"
	Ubic. de Nodos
	Sentido de Flujo

LEYENDA DE PRESIONES	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	< 5 m H2o
	5 m H2o - 60 m H2o
	> 60 m H2o

Nota: Las presiones se evaluó mediante la "Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural"



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE DEL CENTRO POBLADO SAN JUAN, DISTRITO DE CHADÍN - CHOTA, 2023"

PLANO: Modelamiento Hidráulico de la Red de Distribución del Sistema N.º 1

BACHILLER: Edwin Cabrera Rodríguez

ASESOR: Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz

ESCALA: 1/1700

PLANO N.º
02

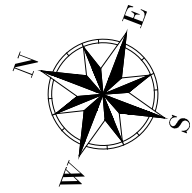
Fecha: Cajamarca 2024

788000.000

788100.000

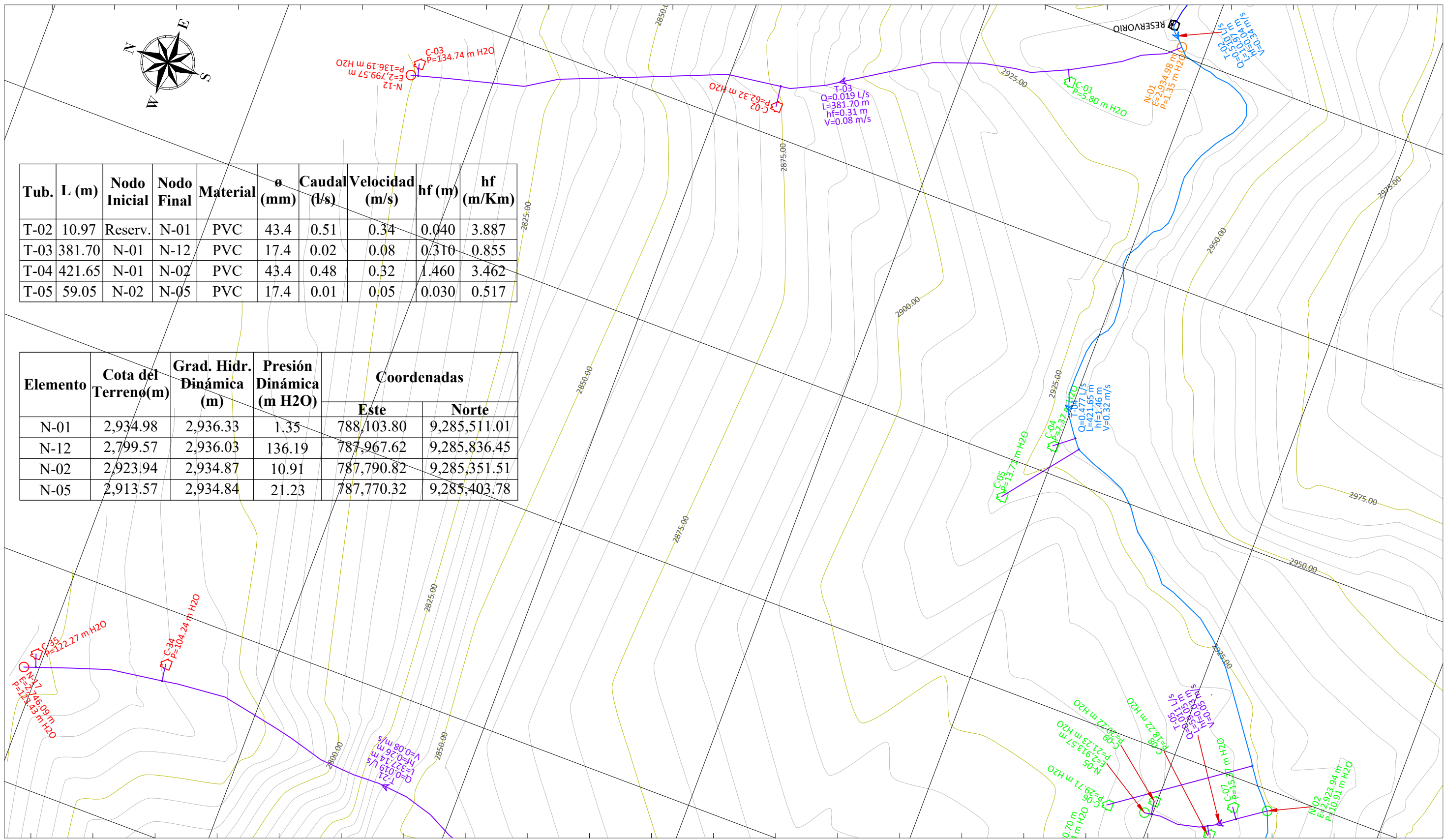
9286000.000

9285400.000



Tub.	L (m)	Nodo Inicial	Nodo Final	Material	φ (mm)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	hf (m)	hf (m/Km)
T-02	10.97	Reserv.	N-01	PVC	43.4	0.51	0.34	0.040	3.887
T-03	381.70	N-01	N-12	PVC	17.4	0.02	0.08	0.310	0.855
T-04	421.65	N-01	N-02	PVC	43.4	0.48	0.32	1.460	3.462
T-05	59.05	N-02	N-05	PVC	17.4	0.01	0.05	0.030	0.517

Elemento	Cota del Terreno (m)	Grad. Hidr. Dinámica (m)	Presión Dinámica (m H2O)	Coordenadas	
				Este	Norte
N-01	2,934.98	2,936.33	1.35	788,103.80	9,285,511.01
N-12	2,799.57	2,936.03	136.19	787,967.62	9,285,836.45
N-02	2,923.94	2,934.87	10.91	787,790.82	9,285,351.51
N-05	2,913.57	2,934.84	21.23	787,770.32	9,285,403.78



9285900.000

9285300.000

787600.000

787700.000

787800.000

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curva Mayor
	Curva Menor
	Conexión
	CRP
	Reservorio

LEYENDA DE TUBERIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUB. PVC C-10-Ø 1 1/2"
	TUB. PVC C-10-Ø 1"
	TUB. PVC C-10-Ø 3/4"
	TUB. PVC C-10-Ø 1/2"
	Ubic. de Nodos
	Sentido de Flujo

LEYENDA DE PRESIONES	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	< 5 m H2o
	5 m H2o - 60 m H2o
	> 60 m H2o

Nota: Las presiones se evaluó mediante la "Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ambito Rural"



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE DEL CENTRO POBLADO SAN JUAN, DISTRITO DE CHADÍN - CHOTA, 2023"

PLANO: Modelamiento Hidráulico de la Red de Distribución del Sistema N.º 2

BACHILLER: Edwin Cabrera Rodríguez

ASESOR: Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz

ESCALA: 1/1700

PLANO N.º
03

Fecha: Cajamarca 2024

787600.000

787700.000

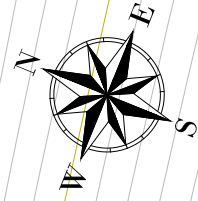
787800.000

9285900.000

9285300.000

9285800.000

9285200.000



Elemento	Cota del Terreno(m)	Grad. Hidr. Dinámica (m)	Presión Dinámica (m H2O)	Coordenadas	
				Este	Norte
N-08	2,900.70	2,934.70	33.94	787,729.68	9,285,435.46
N-04	2,923.17	2,934.64	11.45	787,709.89	9,285,337.89
N-06	2,912.22	2,931.87	19.61	787,605.06	9,285,383.83
N-07	2,910.45	2,931.61	21.12	787,578.43	9,285,410.79
N-10	2,910.00	2,931.58	21.53	787,615.72	9,285,448.35
N-09	2,906.11	2,931.43	25.27	787,552.40	9,285,433.76
N-11	2,889.24	2,930.47	41.15	787,496.78	9,285,471.72
N-13	2,826.04	2,885.49	59.33	787,297.10	9,285,601.41
N-14	2,790.36	2,885.37	94.82	787,321.48	9,285,789.71

Tub.	L (m)	Nodo Inicial	Nodo Final	Material	ø (mm)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	hf (m)	hf (m/Km)
T-06	46.87	N-02	N-03	PVC	43.4	0.42	0.29	0.130	2.814
T-07	98.68	N-03	N-08	PVC	17.4	0.01	0.04	0.040	0.426
T-08	39.55	N-03	N-04	PVC	43.4	0.40	0.27	0.100	2.493
T-09	175.38	N-04	N-06	PVC	29.4	0.40	0.58	2.770	15.828
T-10	38.09	N-06	N-07	PVC	29.4	0.24	0.36	0.260	6.876
T-12	54.72	N-07	N-10	PVC	17.4	0.01	0.06	0.040	0.642
T-13	35.06	N-07	N-09	PVC	29.4	0.21	0.30	0.180	5.150
T-14	69.52	N-09	N-11	PVC	22.9	0.19	0.46	0.960	14.252
T-15	2.97	N-11	CRP 1-T7	PVC	22.9	0.18	0.43	0.040	13.057
T-16	244.96	CRP 1-T7	N-13	PVC	22.9	0.18	0.43	3.090	13.043
T-17	195.11	N-13	N-14	PVC	17.4	0.01	0.06	0.120	0.641

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curva Mayor
	Curva Menor
	Conexión
	CRP
	Reservorio

LEYENDA DE TUBERIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUB. PVC C-10-Ø 1 1/2"
	TUB. PVC C-10-Ø 1"
	TUB. PVC C-10-Ø 3/4"
	TUB. PVC C-10-Ø 1/2"
	Ubic. de Nodos
	Sentido de Flujo

LEYENDA DE PRESIONES	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	< 5 m H2o
	5 m H2o - 60 m H2o
	> 60 m H2o

Nota: Las presiones se evaluó mediante la "Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural"



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE DEL CENTRO POBLADO SAN JUAN, DISTRITO DE CHADÍN - CHOTA, 2023"

PLANO: Modelamiento Hidráulico de la Red de Distribución del Sistema N.º 2

BACHILLER: Edwin Cabrera Rodríguez

ASESOR: Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz

ESCALA: 1/1700

PLANO N.º
04

Fecha: Cajamarca 2024

787000.000

787100.000

787200.000

787300.000

787400.000

9286100.000

9286000.000

9285900.000

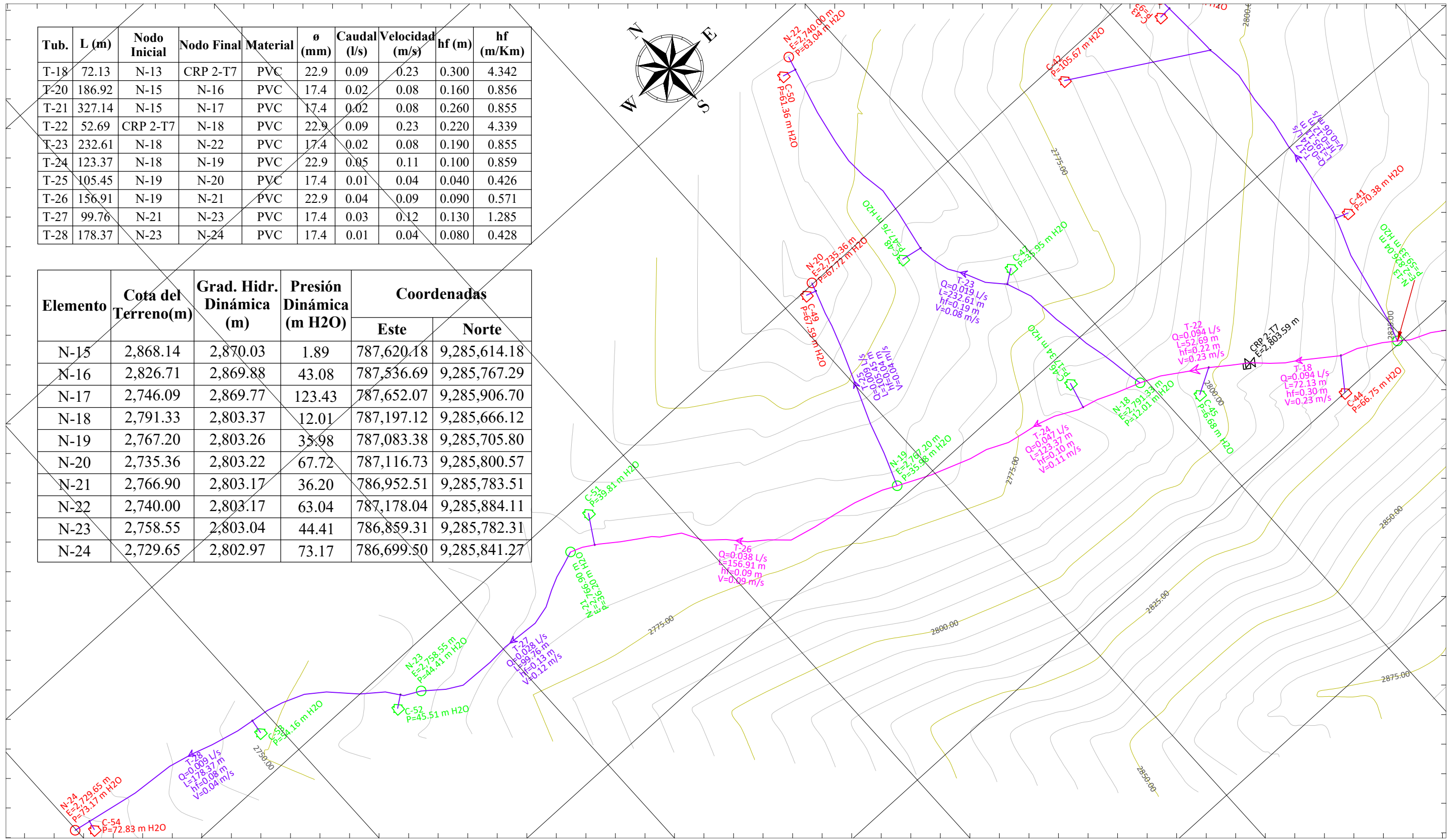
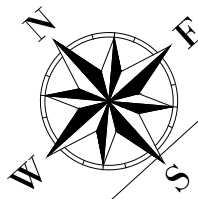
9285700.000

9285600.000

9285500.000

Tub.	L (m)	Nodo Inicial	Nodo Final	Material	Ø (mm)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	hf (m)	hf (m/Km)
T-18	72.13	N-13	CRP 2-T7	PVC	22.9	0.09	0.23	0.300	4.342
T-20	186.92	N-15	N-16	PVC	17.4	0.02	0.08	0.160	0.856
T-21	327.14	N-15	N-17	PVC	17.4	0.02	0.08	0.260	0.855
T-22	52.69	CRP 2-T7	N-18	PVC	22.9	0.09	0.23	0.220	4.339
T-23	232.61	N-18	N-22	PVC	17.4	0.02	0.08	0.190	0.855
T-24	123.37	N-18	N-19	PVC	22.9	0.05	0.11	0.100	0.859
T-25	105.45	N-19	N-20	PVC	17.4	0.01	0.04	0.040	0.426
T-26	156.91	N-19	N-21	PVC	22.9	0.04	0.09	0.090	0.571
T-27	99.76	N-21	N-23	PVC	17.4	0.03	0.12	0.130	1.285
T-28	178.37	N-23	N-24	PVC	17.4	0.01	0.04	0.080	0.428

Elemento	Cota del Terreno(m)	Grad. Hdr. Dinámica (m)	Presión Dinámica (m H2O)	Coordenadas	
				Este	Norte
N-15	2,868.14	2,870.03	1.89	787,620.18	9,285,614.18
N-16	2,826.71	2,869.88	43.08	787,536.69	9,285,767.29
N-17	2,746.09	2,869.77	123.43	787,652.07	9,285,906.70
N-18	2,791.33	2,803.37	12.01	787,197.12	9,285,666.12
N-19	2,767.20	2,803.26	35.98	787,083.38	9,285,705.80
N-20	2,735.36	2,803.22	67.72	787,116.73	9,285,800.57
N-21	2,766.90	2,803.17	36.20	786,952.51	9,285,783.51
N-22	2,740.00	2,803.17	63.04	787,178.04	9,285,884.11
N-23	2,758.55	2,803.04	44.41	786,859.31	9,285,782.31
N-24	2,729.65	2,802.97	73.17	786,699.50	9,285,841.27



786700.000

786800.000

786900.000

787000.000

787100.000

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curva Mayor
	Curva Menor
	Conexión
	CRP
	Reservorio

LEYENDA DE TUBERIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUB. PVC C-10-Ø 1 1/2"
	TUB. PVC C-10-Ø 1"
	TUB. PVC C-10-Ø 3/4"
	TUB. PVC C-10-Ø 1/2"
	Ubic. de Nodos
	Sentido de Flujo

LEYENDA DE PRESIONES	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	< 5 m H2o
	5 m H2o - 60 m H2o
	> 60 m H2o

Nota: Las presiones se evaluó mediante la "Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural"



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE DEL CENTRO POBLADO SAN JUAN, DISTRITO DE CHADÍN - CHOTA, 2023"

PLANO: Modelamiento Hidráulico de la Red de Distribución del Sistema N.º 2

BACHILLER: Edwin Cabrera Rodríguez

ASESOR: Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz

ESCALA: 1/1700

PLANO N°
05

Fecha: Cajamarca 2024