

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD
DE PIMPINGOS, CUTERVO - CAJAMARCA, 2022”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

Bach. JORDIN JESÚS SANTOS CHUMACERO

Asesorado por:

DR. ING. GASPAR VIRILO MÉNDEZ CRUZ

CAJAMARCA – PERÚ

2022

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento infinito a Dios, por la vida, la salud, la compañía de mi familia y las nuevas oportunidades que me permiten desarrollarme personalmente en la vida.

A mis abuelos, tíos y madre Ana María Chumacero Torres por ser mi inspiración y fortaleza demostrando mucho sacrificio para verme cumplir mis metas.

A mis amigos, compañeros y docentes por el acompañamiento académico durante nuestra formación de Pregrado.

A mi novia y a nuestras mascotas por darme la motivación y amor incondicional.

Al Dr. Ing. Luis Andrés León Chávez, al Dr. Ing. Luis Vásquez Ramírez y al M. Cs. Ing. Marco Antonio Silva Silva, por ser parte de mis jurados y brindarme sugerencias y propuestas de mejora para la culminación de mi investigación.

A mi asesor el Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz, por sus enseñanzas, su destacada labor como docente y por instruirme ampliamente en el desarrollo de mi tesis.

Jordin Jesús Santos Chumacero.

DEDICATORIA

A mi abuelo Rubén Chumacero Ramírez, a toda mi familia, novia y amigos que siempre estuvieron conmigo y son la inspiración y el motivo para conseguir mis objetivos.

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS	VIII
ÍNDICE DE IMAGENES.....	IX
ÍNDICE DE FOTOS.....	IX
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	X
ÍNDICE DE GRAFICOS	XI
ÍNDICE DE ANEXOS.....	XI
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XIV
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Justificación de la investigación.....	3
1.3. Delimitación de la investigación	4
1.4. Limitaciones de la investigación.....	4
1.5. Objetivos.....	4
1.5.1. Objetivo general.....	4
1.5.2. Objetivos específicos	4
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	5
2.1. Antecedentes.....	5
2.1.1. A nivel internacional	5
2.1.2. A nivel nacional.....	6
2.1.3. A nivel local	7
2.2. BASES TEÓRICAS	7
2.2.1. Prestación de servicios de saneamiento rural.....	7
2.2.2. Sistema de abastecimiento de agua potable.....	8
2.2.3. Tipos de sistema de abastecimiento	9
2.2.4. Tipos de fuentes de agua	9
2.2.5. Parámetros de diseño de un sistema de agua potable	10
2.2.6. Manantiales	14
2.2.7. Quebradas o pequeños cursos de agua.....	15
2.2.8. Captaciones de manantiales de ladera.....	15

2.2.9.	Líneas de conducción por gravedad	19
2.2.10.	Planta de tratamiento de agua potable.....	20
2.2.11.	Reservorios de concreto apoyado.....	21
2.2.12.	Línea de aducción.....	21
2.2.13.	Redes de distribución.....	23
2.2.14.	Tipos de redes de distribución de agua potable	24
2.2.15.	Método de Hardy Croos con corrección de caudales	26
2.2.16.	Conexiones de agua potable en el ámbito rural	26
2.2.17.	Producción de agua potable a nivel nacional	27
2.2.18.	Calidad del agua para consumo humano.....	27
2.2.19.	Control de calidad del agua potable.....	28
2.2.20.	Diámetros de tuberías PVC	28
2.2.21.	Población, cobertura y calidad	28
2.2.22.	Evaluación de la resistencia de estructuras existentes	29
2.2.23.	Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia.....	29
2.3.	Definición de términos básicos.....	29
2.3.1.	Red de distribución.....	29
2.3.2.	Cobertura del servicio público de agua potable	30
2.3.3.	Conexión domiciliaria de agua.....	30
2.3.4.	Dotación del agua potable.....	30
2.3.5.	Estiaje	30
2.3.6.	Captación.....	30
2.3.7.	Línea de conducción.....	30
2.3.8.	Reservorio	31
2.3.9.	Línea de aducción	31
2.3.10.	Elemento de maniobra, control y regulación	31
2.3.11.	Eficiencia del sistema de agua potable	31
2.3.12.	Cámara de reunión de caudales	31
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS		32
3.1.	Descripción del área de estudio.....	32
3.1.1.	Ubicación geográfica y política.....	32
3.1.2.	Accesibilidad.....	33

3.1.3.	Población.....	34
3.1.4.	Tiempo y época de estudio	35
3.1.5.	Topografía y tipo de suelo.....	36
3.1.6.	Clima.....	36
3.2.	Metodología de trabajo	36
3.3.	Procedimiento del trabajo	37
3.3.1.	Reconocimiento y evaluación del estado actual de la infraestructura del sistema	37
3.3.2.	Evaluación hidráulica del sistema de agua potable	37
3.3.3.	Evaluación de la resistencia de los núcleos de concreto extraídos.....	41
3.4.	Recolección y procesamiento de datos	41
3.4.1.	Trabajo de campo	41
3.4.2.	Gabinete.....	42
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		43
4.1.	Reconocimiento y evaluación descriptiva de la infraestructura.....	43
4.1.1.	Captaciones.....	43
4.1.2.	Línea de conducción.....	48
4.1.3.	Desarenador	49
4.1.4.	Cámara Rompe Presión.....	50
4.1.5.	Válvulas de purga	50
4.1.6.	Planta de tratamiento de agua potable.....	52
4.1.7.	Reservorio	55
4.1.8.	Línea de aducción y distribución.....	58
4.2.	Evaluación hidráulica	59
4.2.1.	Dotación.....	59
4.2.2.	Calculo de las variaciones periódicas.....	65
4.2.3.	Evaluación hidráulica de las captaciones	68
4.2.4.	Evaluación hidráulica de la línea de conducción	72
4.2.5.	Evaluación de la planta de tratamiento	75
4.2.6.	Evaluación hidráulica de los reservorios.....	76
4.2.7.	Evaluación hidráulica de la línea de aducción.....	76
4.2.8.	Evaluación hidráulica de la línea de distribución	77

4.3. Evaluación de la resistencia de núcleos de concreto	94
4.3.1. Trabajo de campo	94
4.3.2. Trabajo de laboratorio	94
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	96
5.1. Conclusiones.....	96
5.2. Recomendaciones.....	96
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	98
Bibliografía	98
Linkografía.....	99
ANEXOS.....	102
PANEL FOTOGRÁFICO	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Periodo de diseño de infraestructura sanitaria.....	10
Tabla 2: Dotación de agua según opción tecnológica y región (l/hab.día.)	11
Tabla 3: Dotación de agua para centros educativos.....	12
Tabla 4: Coeficientes de Fricción "C", en la ec. de Hazen y Williams.	23
Tabla 5: PERÚ: Producción Nacional de Agua Potable (Miles de m ³).	27
Tabla 6: Especificaciones de Tubos PVC-U Presión, según NTP 399.002.....	28
Tabla 7: Vías de acceso más favorables a la localidad de Pimpingos.	34
Tabla 8: Población de la localidad de Pimpingos.....	35
Tabla 9: Población de la localidad de Pimpingos.....	35
Tabla 10: Caudal de las captaciones en periodos de estiaje y lluvias.....	48
Tabla 11: Características de la de la tubería de la línea de conducción.	49
Tabla 12: Ubicación de las CRP-6 en el sistema de agua potable.....	50
Tabla 13: Ubicación de las válvulas de purga.....	51
Tabla 14: Características de la tubería de la línea de aducción y distribución.	58
Tabla 15: Consumo del día de máximo consumo en la primera semana.....	61
Tabla 16: Consumo en el día de máximo consumo de la segunda semana.	62
Tabla 17: Consumo en el día de máximo consumo de la tercera semana.	63
Tabla 18: Consumo en el día de máximo consumo de la cuarta semana.	64
Tabla 19: Registro de mediciones de consumos diarios (m ³), en un mes.....	65
Tabla 20: Cálculo del consumo máximo diario (m ³), en un mes.	66
Tabla 21: Cálculo del consumo máximo horario por día (m ³), en un mes.	67
Tabla 22: Resultados de caudales reales medidos.	67
Tabla 23: Resultados de dotación y coeficientes de variaciones reales.....	68
Tabla 24: Aforo de los caudales de ingreso a la PTAP: 20/02/2021.	69
Tabla 25: Aforo de los caudales de ingreso a la PTAP: 28/03/2022.	69
Tabla 26: Resultados de los Q _{md} para cada fuente.....	70
Tabla 27: Resultados de los parámetros evaluados de la calidad del agua.	75
Tabla 28: Presiones dinámicas medidas en las conexiones domiciliarias.....	80
Tabla 29: Caudales asignados a las tuberías de la red cerrada.	83
Tabla 30: Primera iteración del análisis por el método de Hardy Cross	84
Tabla 31: Caudales corregidos para las tuberías de la red cerrada.....	87
Tabla 32: Caudales para las tuberías de la red abierta.	88
Tabla 33: Cálculo de las velocidades y presiones dinámicas en la red cerrada.....	89
Tabla 34: Cálculo de las velocidades y presiones dinámicas en la red abierta.....	91
Tabla 35: Comparación de presiones dinámicas.	92
Tabla 36: Características de los núcleos de concreto extraídos.	94

Tabla 37: Detalles del ensayo de compresión uniaxial.	95
---	----

ÍNDICE DE IMAGENES

Figura 1: Sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento. . .	8
Figura 2: Variaciones diarias de consumo.	13
Figura 3: Variaciones horarias de consumo.	14
Figura 4: Ciclo del agua, infiltración del agua subterránea.	14
Figura 5: Quebrada o pequeño curso de agua.	15
Figura 6: Captación de manantial de ladera.	16
Figura 7: Ancho de pantalla de la cámara húmeda.	18
Figura 8: Cálculo de la cámara húmeda.	18
Figura 9: Línea de conducción.	19
Figura 10: Proceso convencional de una planta de tratamiento.	20
Figura 11: Reservorio apoyado.	21
Figura 12: Línea de aducción a presión.	22
Figura 13: Redes de distribución.	24
Figura 14: Tipos de redes de distribución.	24
Figura 15: PERÚ: Producción Nacional de Agua Potable. (Miles de m ³)	27
Figura 16: Ubicación provincial del proyecto de investigación.	32
Figura 17: Ubicación distrital del proyecto de investigación.	33
Figura 18: Vía de acceso al Distrito de Pimpingos.	34
Figura 19: Esquema de la infraestructura del sistema de agua potable existente.	43
Figura 20: Dimensiones del reservorio N° 1.	59
Figura 21: Dimensiones del reservorio N° 2.	60
Figura 22: Dimensiones de la cámara húmeda de la captación de los manantiales. . .	71
Figura 23: Red de distribución de la localidad de Pimpingos.	78
Figura 24: Distribución de circuitos de la red cerrada.	82

ÍNDICE DE FOTOS

Foto 1: Captación Santa Rosa del sistema de agua potable.	45
Foto 2: Captación N° 1 del cerro Llahuago.	46
Foto 3: Captación N° 2 del cerro Llahuago.	46
Foto 4: Captación N° 3 del cerro Llahuago.	47
Foto 5: Tapa metálica de la cámara de válvulas en mal estado.	47
Foto 6: Rotura con taladro de 1/8" en la parte superior de la tubería.	48
Foto 7: Desarenador del sistema de agua potable.	49
Foto 8: Válvulas de purga.	51

Foto 9: Cámara de las válvulas de purga.	52
Foto 10: Floculador de la planta de tratamiento.	53
Foto 11: Pre filtro de la planta de tratamiento.	54
Foto 12: Filtro lento y cámara de reunión de la planta de tratamiento.	55
Foto 13: Reservorio circular del sistema de agua potable.	56
Foto 14: Reservorio rectangular del sistema de agua potable.	57
Foto 15: Rotura y fisuras del concreto en el Reservorio rectangular.	57
Foto 16: Medición de niveles de agua consumida en los reservorios.	138
Foto 17: Aforo de caudales de llegada de las dos fuentes al PTAP.	138
Foto 18: Medición de presiones en conexiones domiciliarias.	139
Foto 19: Visita técnica a la captación de quebrada.	139
Foto 20: Recorrido de la línea de conducción con personal del ATM.	140
Foto 21: Rotura de la tubería de conducción por la ausencia de válvulas de aire. ...	140
Foto 22: Visita técnica a las captaciones de manantial.	141
Foto 23: Dimensionamiento de la captacion de manantial.	141
Foto 24: Inspeccion del desarenador.	142
Foto 25: Floculador de la PTAP.	142
Foto 26: Pre filtro y filtro lento de la PTAP.	143
Foto 27: Filtro lento de la PTAP y camara de reunion de caudales de la PTAP.	143
Foto 28: Reservorio circular del sistema.	144
Foto 29: Caseta de válvulas del reservorio circular.	144
Foto 30: Reservorio rectangular del sistema.	145
Foto 31: Medicion de consumo de agua en el reservorio rectangular.	145
Foto 32: Obtencion de la muestra N° 01 de agua antes del ingreso a la PTAP.	146
Foto 33: Obtencion de la muestra N° 02 de agua al ingreso a los reservorios.	146
Foto 34: Analisis en laboratorio de las muestras de agua obtenidas en campo.	147
Foto 35: Ensayos estandar de compresion uniaxial del testigo N° 01.	147
Foto 36: Ensayos estandar de compresion uniaxial del testigo N° 02.	148

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Método Aritmético (MVCS,2018).	10
Ecuación 2: Tasa de crecimiento anual (MVCS,2018).	11
Ecuación 3: Caudal Promedio Diario Anual (MVCS,2018).	12
Ecuación 4: Consumo máximo diario (MVCS,2018).	12
Ecuación 5: Consumo máximo horario (MVCS,2018).	13
Ecuación 6 : Ecuación de Hazen y Williams (MVCS, 2018).	22
Ecuación 7: Ecuación de Fair Whipple (MVCS, 2018).	23

Ecuación 8: Corrección de caudales de Hardy Croos (Moya, 1997).....	26
Ecuación 9: Tamaño de muestra probabilística.	40
Ecuación 10: Altura de la cámara húmeda	71
Ecuación 11: Caudal en tuberías con flujos volumétricos.	73
Ecuación 12: Área de una sección circular.	73
Ecuación 13: Volumen de almacenamiento en reservorios.....	76
Ecuación 14: Caudal unitario poblacional (MVCS,2018).....	81
Ecuación 15: formula generalizada de la fórmula de Hardy Cross.....	86

ÍNDICE DE GRAFICOS

Gráfico 1: Consumo del día de máximo de consumo de la primera semana.....	61
Gráfico 2: Consumo del día de máximo de consumo de la segunda semana.	62
Gráfico 3: Consumo del día de máximo de consumo de la tercera semana.....	63
Gráfico 4: Consumo del día de máximo de consumo de la cuarta semana.	64

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Conexiones no domésticas en la localidad de Pimpingos.	102
Anexo 2: Aforo del caudal total de ingreso a la PTAP: 20/02/2022.	102
Anexo 3: Aforo del caudal de manantiales de ingreso a la PTAP: 20/02/2022	103
Anexo 4: Aforo del caudal total de ingreso a la PTAP: 28/03/2022.	103
Anexo 5: Aforo del caudal de manantiales de ingreso a la PTAP: 28/03/2022.	103
Anexo 6: Cálculo del volumen en m ³ / h en la primera semana.....	104
Anexo 7: Cálculo del volumen en m ³ / h en la segunda semana.	105
Anexo 8: Cálculo del volumen en m ³ / h en la tercera semana.....	106
Anexo 9: Cálculo del volumen en m ³ / h en la cuarta semana.....	107
Anexo 10: Resumen del consumo general en m ³ por hora de la primera semana. ..	108
Anexo 11: Resumen del consumo general en m ³ por hora de la segunda semana..	109
Anexo 12: Resumen del consumo general en m ³ por hora de la tercera semana. ...	110
Anexo 13: Resumen del consumo general en m ³ por hora de la cuarta semana.....	111
Anexo 14: Segunda iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	112
Anexo 15: Tercera iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	114
Anexo 16: Cuarta iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	116
Anexo 17: Quinta iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	118

Anexo 18: Sexta iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	120
Anexo 19: Séptima iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	122
Anexo 20: Octava iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	124
Anexo 21: Novena iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	126
Anexo 22: Décima iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	128
Anexo 23: Undécima iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.....	130
Anexo 24: Constancia del control de calidad de las dos muestras de agua.	132
Anexo 25: Método del ensayo estándar para resistencia de compresión de especímenes de concreto.....	134

RESUMEN

El presente estudio se realizó con el objetivo principal de evaluar el sistema de abastecimiento de agua potable de la localidad de Pimpingos, provincia de Cutervo, región Cajamarca; por lo tanto, desarrollando un enfoque de investigación cuantitativo y cualitativo y diseño de investigación descriptivo se realizó un reconocimiento y una evaluación actual de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad compuesto por cuatro captaciones, dos líneas de conducción, planta de tratamiento, dos reservorios, línea de aducción y línea de distribución mixta; conociendo que este sistema viene operando en un tiempo de 5 años y estructuralmente se encuentra en regular estado y, además, se realizó la evaluación hidráulica que consistió en medir y registrar niveles de agua consumidos en los reservorios con el fin de calcular las variaciones de consumo $Q_p=0.6921$ L/s, $Q_{md}=1.0311$ L/s y el $Q_{mh}=2.0377$ L/s; siendo valores aceptables para diseñar y evaluar hidráulicamente los componentes del sistema conforme lo establece el MVCS. Determinando que el sistema cuenta con un funcionamiento aceptable en las captaciones, los reservorios y la línea de aducción; por otro lado, el funcionamiento hidráulico del sistema es desfavorable por el sobredimensionamiento del diámetro en las líneas de conducción, resultados inapropiados del control de calidad del agua en la planta de tratamiento, presiones de servicio muy altas y velocidades menores a 0.6 m/s en la red de distribución, según como lo establece el MVCS.

La resistencia a la compresión del concreto presenta un promedio del 83% de la resistencia a la compresión especificada.

Palabras Clave: Sistemas de abastecimiento, Agua potable, Variaciones de consumo, Turbidez, Microbiológico, resistencia a la compresión.

ABSTRACT

The present study was carried out with the main objective of evaluating the drinking water supply system of the town of Pimpingos, province of Cutervo, Cajamarca region; therefore, developing a quantitative and qualitative research approach and descriptive research design, a recognition and current evaluation of the components of the gravity-fed drinking water supply system, consisting of four catchments, two conduction lines, a treatment plant, two reservoirs, adduction line and mixed distribution line; knowing that this system has been operating for a period of 5 years and structurally it is in fair condition and, in addition, the hydraulic evaluation was carried out, which consisted of measuring and recording levels of water consumed in the reservoirs in order to calculate consumption variations $Q_p=0.6921$ L/s, $Q_{md}=1.0311$ L/s and $Q_{mh}=2.0377$ L/s; being acceptable values to design and hydraulically evaluate the components of the system as established by the MVCS. Determining that the system has an acceptable operation in the catchments, the reservoirs and the adduction line; on the other hand, the hydraulic operation of the system is unfavorable due to the oversizing of the diameter in the conduction lines, inappropriate results of the water quality control in the treatment plant, very high service pressures and speeds less than 0.6 m/s in the distribution network, as established by the MVCS.

The compressive strength of concrete presents an average of 83% of the specified compressive strength.

Keywords: Supply systems, Drinking water, Consumption variations, Turbidity, Microbiological, compressive strength.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

Contar con agua potable es indispensable para la vida y el desarrollo de muchas actividades, por lo que es necesario y obligatorio que todos los sistemas de agua potable en las comunidades se encuentren en constante observación y análisis para determinar el estado y buscar mejoras mediante orientaciones de la Política Nacional de Saneamiento y poder garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible para la población.

También podemos notar que contar con una red pública de agua potable en zonas rurales no garantiza tener un servicio de manera permanente ni eficiente, reflejando el excesivo consumo y en otros casos particulares se puede apreciar el limitado consumo que tienen los pobladores.

El presente estudio se cumple con evaluar el sistema de abastecimiento de agua potable de la localidad de Pimpingos, con la colaboración del Área Técnica Municipal y la población en general. Con fundamentos del consumo total de la población, presiones en las conexiones domiciliarias, horario de servicio de agua potable y el estado actual de la infraestructura del sistema. Para conocer las condiciones en las que se encuentra operando.

1.1. Planteamiento del problema

1.1.1. Contextualización

INEI (2022) explica en el documento titulado “Acceso a los servicios básicos en el Perú, 2021” que para el año 2021 el departamento de Cajamarca en el área rural tiene el 76.1 % de cobertura de abastecimiento de agua por red pública. Por otro lado, también indica que la continuidad del servicio de agua por red pública en los hogares rurales es de 137 horas a la semana.

Esto indica que aún existe una brecha por cerrar en el abastecimiento de agua potable ya que aún se presencia que el desabastecimiento de agua afecta a una numerosa cantidad de poblados a nivel rural la cual ha sido una de las causas principales en la propagación de múltiples enfermedades que afectan la salud pública.

También es evidente que en las zonas rurales se necesita capacitación al personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema de

abastecimiento de agua potable, que paulatinamente se deterioran fácilmente, ocasionando el desabastecimiento y la discontinuidad del servicio de agua potable a la población.

1.1.2. Descripción del problema

El servicio de abastecimiento de la localidad de Pimpingos se viene realizando con un sistema de agua potable por gravedad. Este sistema en mención fue ampliado y mejorado en el año 2017 debido al crecimiento urbano. Por el tiempo de funcionamiento; la infraestructura construida en el año 2017 se encuentra buenas condiciones, el único caso preocupante es la infraestructura de un segundo reservorio el cual viene operando desde el año 2005 y presenta daños estructurales (roturas y fisuras del concreto, accesorios inoperativos y tapa de concreto roto con el acero expuesto a la intemperie).

El sistema de agua potable de la localidad brinda el servicio de abastecimiento en un aproximado de 14 horas al día y no cuenta con micromedidores para determinar el consumo de la población. Además, el sistema cuenta con el almacenamiento de dos reservorios que trabajan continuamente; el primer reservorio está ubicado a una altitud de 1825.114 m s. n. m. y abastece a la localidad en las primeras horas del día hasta un cierto tiempo dependiendo del consumo de la población, continuamente el segundo reservorio que está ubicado a una altitud de 1808.137 m s. n. m. abastece a la población hasta que se cierre el sistema.

El caso que demuestra la preocupación y la molestia de los pobladores son las elevadas presiones de servicio en sus conexiones domiciliarias que frecuentemente ocasionando roturas de tuberías y accesorios. Además, se puede observar que en tiempos de lluvias el agua que abastece la localidad se torna con gran turbiedad afectando las actividades domésticas de la población.

Hay que saber, que el sistema de agua potable de la localidad de Pimpingos cuenta con cuatro captaciones, una de ellas es de fuente superficial para la cual se ha construido una planta de tratamiento de agua potable, la misma que presenta a simple vista condiciones deficientes en la operación y mantenimiento por el desinterés de la gestión administrativa

y la insuficiente capacitación del personal encargado de este componente hidráulico.

1.1.3. Formulación del problema

¿Cuáles son los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable que tienen un funcionamiento hidráulico eficiente y deficiente? y, además, ¿En qué condiciones se encuentra la infraestructura existente en dicho sistema?

1.2. Justificación de la investigación

- **Justificación científica:** en esta pandemia del COVID-19 se ha evidenciado lo fundamental que es el agua para la prevención de enfermedades e infecciones. Esta investigación es importante porque se enfoca a demostrar los componentes del sistema que tienen un funcionamiento hidráulico desfavorable con una evaluación hidráulica sujeta a la norma técnica de diseño de saneamiento en el ámbito nacional y parámetros de salud. Por otra parte, resulta influyente para la aplicación de otros estudios con la finalidad de comprender y recomendar a la administración competente para que pueda aplicar técnicas o métodos con el fin de mejorar el servicio de agua potable; favoreciendo en el desarrollo social, económico y cultural de la población.
- **Justificación técnica-práctica:** esta investigación es original basada en normativas vigentes y referencias bibliográficas con trascendencia a nivel nacional. Además, es conveniente realizar este estudio por que busca generar mejoras en el servicio de agua potable para el beneficio de la población. El motivo de realizar la evaluación del sistema de agua potable de la localidad surge por la necesidad de atender el malestar de todos los usuarios con el servicio que se le brinda; y con los resultados poder colaborar con el Área Técnica Municipal del distrito de Pimpingos.
- **Justificación institucional y personal:** la investigación surge por las experiencias vividas en el ámbito laboral y la necesidad de enfocarse en conocer más a fondo los problemas que afectan el servicio de agua potable en las comunidades rurales. Por su lado, la población involucrada junto con el Área Técnica Municipal mostró interés en el desarrollo de la investigación, pues consideran que evaluar el sistema de agua potable evidenciará las condiciones en las que se encuentra y ayudará a mejorar el servicio.

1.3. Delimitación de la investigación

La investigación está delimitada para su desarrollo en la localidad de Pimpingos, provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca. Se encuentra a altitud media de 1720 m s. n. m. Esta localidad cuenta con 247 conexiones abastecidas por un sistema de agua potable por gravedad. Los datos para este estudio se tomaron en campo en tiempos de estiaje durante un mes (entre abril y mayo).

1.4. Limitaciones de la investigación

Durante el proceso de la investigación, contar con permiso firmado por el jefe a cargo del Área Técnica Municipal del distrito de Pimpingos ha sido la principal limitación, lo que ha retrasado el desarrollo de la investigación. Por otro lado, la predisposición y obtención del permiso de los pobladores también limitó el proceso, ya que en algunos casos existía desconfianza por parte de los usuarios.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Evaluar el sistema de agua potable de la localidad de Pimpingos, Cutervo - Cajamarca, 2022.

1.5.2. Objetivos específicos

- Reconocer y evaluar el estado actual de la infraestructura del sistema de agua potable de la localidad de Pimpingos, Cutervo - Cajamarca, 2022.
- Evaluar hidráulicamente el funcionamiento del sistema de agua potable de la localidad de Pimpingos, Cutervo - Cajamarca, 2022.
- Analizar la resistencia de núcleos de concreto extraídos del reservorio del sistema de agua potable de la localidad de Pimpingos, mediante la prueba de compresión uniaxial.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

El desarrollo a nivel internacional y nacional ha ido en avance, los proyectos de abastecimiento de agua potable y alcantarillado han permitido cerrar brechas y dar una mejor calidad de vida a la población, significativamente es de mucha importancia realizar respectivas observaciones y evaluaciones a nivel nacional para mantener un buen sistema de agua potable con una infraestructura adecuada.

2.1.1. A nivel internacional

UNESCO (2021) en el Informe Mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos 2021 titulada: “EL VALOR DEL AGUA” afirma que el valor del agua para la sociedad depende de la infraestructura hidráulica la cual sirve para almacenar o mover el agua, proporcionando grandes beneficios sociales y económicos. Los países que tienen una insuficiente infraestructura para gestionar el agua, se encuentran limitados en su desarrollo. Pese a la necesidad de más infraestructura, por experiencias registradas con anterioridad nos demuestra que la valoración de la infraestructura hidráulica presenta graves errores.

También indica que, en África Subsahariana, para diversos investigadores y expertos en desarrollo resulta una tarea bastante difícil valorar el agua, puesto que, existen datos históricos que hacen referencia a la escasez de este recurso. Muchos de los investigadores que se enfocan al estudio del valor del agua se han basado primordialmente en usar el precio que normalmente se paga o el precio que el usuario está con disposición a pagar, adoptando el método de valoración contingente. Los estudios que valoran el agua en África Subsahariana se resalta en su gran mayoría en el uso doméstico de agua.

Así mismo, sostiene que, en la Región Paneuropea valorar numéricamente el agua es más complicado y difícil en el ámbito transfronterizo, por la inexistencia de los datos en los que se fundamentan los cálculos. Los países de la región en mención que comparten un recurso hídrico dan diferente importancia a las necesidades, valores, y demás prioridades relacionadas con los sectores hídricos. Pudiendo evaluar diversos aspectos y valorarlos a partir de aproximaciones y, por consiguiente, en

ocasiones, infravalorarlos, esto a causa de la falta de datos y la incapacidad de cuantificar los beneficios indirectos. Sin embargo, hay varios enfoques amplios que permiten identificar los beneficios intersectoriales de la cooperación hídrica transfronteriza caso por caso. Estos beneficios, reforzándolos, pueden ayudar a incrementar el valor de la gestión transfronteriza del agua reduciendo el coste económico y otros costes de la “inacción” o de la falta de cooperación en las cuencas compartidas.

2.1.2. A nivel nacional

Rivas (2021) Director Comercial de MAFUSA S.A. y especialista de abastecimiento y saneamiento en su blog titulado: Situación del agua potable y el alcantarillado en el Perú, sostiene que el Perú desaprovecha los recursos hídricos porque parte importante del agua se pierde, dejando sin abastecimiento de agua a una gran parte importante de la población. Últimamente con el problema de la pandemia por el COVID-19, es urgente y necesario llevar un suministro y servicio de agua potable a la mayor cantidad de habitantes en un tiempo menor en la que se puedan atender las emergencias.

Delgado y Falcón (2019) realizaron una evaluación del abastecimiento de agua potable para gestionar adecuadamente la demanda poblacional utilizando la metodología SIRAS 2010 en la ciudad de Chongoyape, Chiclayo, Lambayeque, Perú. En la cual afirman que el índice de sostenibilidad del sistema de agua potable de la localidad de Chongoyape es de 2.98 puntos, que basados con la metodología SIRAS, se califica como medianamente sostenible. Sin embargo, esta calificación no cumplió con su máxima dimensión de sostenibilidad (4 puntos), concluyendo que todavía falta implementar ciertos componentes del sistema. interviniendo en la gestión de servicios y en la operación y mantenimiento del sistema; planificando y realizando adecuadamente las labores correspondientes.

Mendoza (2020) sostiene que, en el transcurso del año 2020, la producción total de agua potable fue 757,0 millones de m³, provenientes de agua superficial (79,9%) y aguas subterráneas (20,1%), estas cifras representan un incremento de 1,1% respecto a lo producido en el año

2019, siendo el menor incremento al promedio de producción de los últimos 5 años.

2.1.3. A nivel local

Tacilla (2022) evaluó el estado de los componentes de la infraestructura del sistema de agua potable del centro poblado de Casa Blanca, demostrando que las estructuras evaluadas como la captación, la estación de bombeo, la línea de succión, impulsión, aducción y la red de distribución se encuentran en mal estado, la tubería presenta corrosión en su diámetro interno, el reservorio cuenta con tarrajeo demacrado, la resistencia del concreto según los ensayos de compresión uniaxial son de 78.0 kg/cm² y 130.1 kg/cm², valores que no superan la resistencia especificada para este tipo de infraestructura de 210 kg/cm², demostrando estar en mal estado.

Soto (2014) realizó una investigación de la sostenibilidad de los sistemas de agua potable en el Centro Poblado Nuevo Perú, Distrito la Encañada-Cajamarca, 2014., y determinó la sostenibilidad de la infraestructura sanitaria en mal estado, en un grave proceso de deterioro, siendo motivo principal por el cual la infraestructura sanitaria de los sistemas de agua potable no son sostenibles ya que tienen una cuantificación de 2.39, la cual indica de que la infraestructura se encuentra en regulares condiciones, con poco caudal de agua, poca cobertura, irregular continuidad y una mala calidad del agua.

2.2. BASES TEÓRICAS

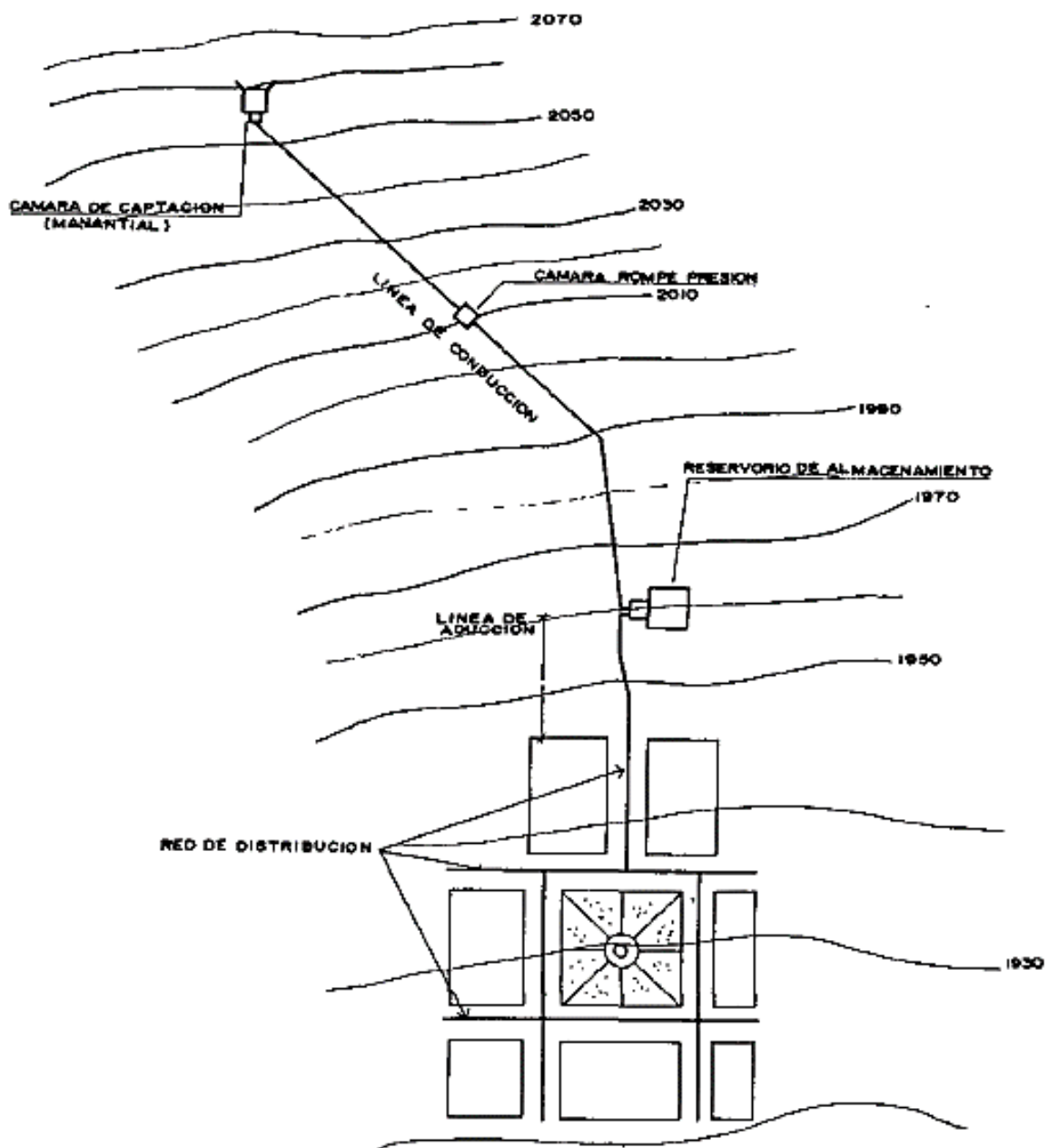
2.2.1. Prestación de servicios de saneamiento rural

En el ámbito rural; es decir, con población comprendida hasta los dos mil (2,000) habitantes, la prestación de los servicios de saneamiento es ejercida directamente por la municipalidad competente, provincial o distrital, de las UGM, o indirectamente mediante las OC. Existen más de 27,000 entidades encargadas de la administración, operación y mantenimiento (AOM) de los servicios de agua potable y disposición sanitaria de excretas en el ámbito rural. De ese total, el 92.4% son OC; 2.7%, son municipalidades; 3.2%, personas naturales o autoridades; y 1.8% son otras entidades que realizan acciones como prestadores (MVCS, 2021).

2.2.2. Sistema de abastecimiento de agua potable

Son un grupo de instalaciones, infraestructura, maquinarias y equipos empleados para la captación, almacenamiento y conducción de agua sin tratar, como también para el tratamiento, almacenamiento y conducción de agua potable. Este sistema incluye las redes de distribución, las conexiones domiciliarias (el medidor de consumo) y las piletas públicas (SUNASS, 2004).

Figura 1: Sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento.



Fuente: (Agüero, 1997)

2.2.3. Tipos de sistema de abastecimiento

Las fuentes de agua representan el elemento esencial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de realizar cualquier procedimiento es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. Por la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, como también por la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas de abastecimiento: los sistemas de gravedad y los de bombeo (Agüero, 1997).

2.2.4. Tipos de fuentes de agua

a) Agua de lluvia

El agua de lluvia se emplea para casos en los que se puede obtener agua superficial de buena calidad y cuando el régimen de lluvia sea importante. Para la captación del agua se utilizan los techos de las casas o algunas superficies impermeables, para posteriormente, conducirla a sistemas cuya capacidad depende del gasto requerido y del régimen pluviométrico (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

b) Aguas superficiales

Las aguas superficiales básicamente lo conforman los arroyos, ríos, lagos, etc. que discurren naturalmente en la superficie terrestre. Estas fuentes no son tan deseables y recomendables, especialmente si existen zonas habitadas o de pastoreo animal en las zonas altas de la captación. Sin embargo, al no existir otra fuente alternativa en la comunidad, es necesario para su utilización, contar con la información detallada y completa que permita visualizar su estado sanitario, caudales disponibles y calidad de agua (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

c) Aguas subterráneas

Se forman porque parte de las precipitaciones en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación. La explotación de las aguas subterráneas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica del acuífero. La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares) (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

2.2.5. Parámetros de diseño de un sistema de agua potable

a) Periodo de diseño

Para determinar un periodo de diseño debe considerarse factores como la vida útil de las estructuras y equipos, la vulnerabilidad de la infraestructura, el crecimiento poblacional y la economía de escala (MVCS, 2018).

Tabla 1: Periodo de diseño de infraestructura sanitaria.

Estructura	Periodo de diseño (años)
Fuente de abastecimiento	20
Obra de captación (PTAP)	20
Reservorio	20
Línea de conducción, aducción, impulsión y distribución	20
Estación de bombeo	20
Equipos de bombeo	10
UBS (arrastre hidráulico, compostera y zona inundable)	10
Unidad Básica de Saneamiento (hoyo seco ventilado)	5

Fuente: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

b) Población de diseño

Para realizar el cálculo de la población de diseño o población futura se aplicará el método aritmético (MVCS, 2018).

$$P_d = P_i * \left(1 + \frac{r * t}{100}\right)$$

Ecuación 1: Método Aritmético (MVCS,2018).

Donde:

- P_i : Población inicial o actual (habitantes)
- P_d : Población futura o de diseño (habitantes)
- r : Tasa de crecimiento anual (%)
- t : Periodo de diseño (años)

Según el método aritmético la tasa de crecimiento se calcula con la siguiente fórmula:

$$r \% = \frac{P_a - P_f}{P_a(t_f - t_a)} * 100$$

Ecuación 2: Tasa de crecimiento anual (MVCS,2018).

Donde:

- r : Tasa de crecimiento anual (%)
- P_a : Población del último censo (hab)
- P_f : Población del penúltimo censo (hab)
- t_a : Año del último censo (hab)
- t_f : Año del penúltimo censo (hab)

c) Demanda de agua o dotación.

Es la cantidad de agua expresada en litros/habitante/día, que requiere cada persona de la población, (Agüero, 1997).

Según el (MVCS, 2018), en la Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano y Saneamiento en el Ámbito Rural, indica que en ausencia de estudios de consumo de agua para el ámbito rural se aplicaran valores comprendidos en los siguientes rangos:

Tabla 2: Dotación de agua según opción tecnológica y región (l/hab.día.).

Región	Sin arrastre hidráulico	Con arrastre hidráulico
Costa	60	90
Sierra	50	80
Selva	70	100

Fuente: (MVCS, 2018).

Por otro lado, para el caso de piletas públicas se considera 30 l/hab. día. Para las instituciones educativas en zona rural se debe emplear la siguiente dotación:

Tabla 3: Dotación de agua para centros educativos.

Descripción	Dotación (l/alumno.d)
Educación primaria e inferior (sin residencia)	20
Educación secundaria e superior (sin residencia)	25
Educación general (con residencia)	50

Fuente: (MVCS, 2018, pág. 31).

d) Variaciones periódicas de consumo

Para brindar el servicio eficiente de agua a la comunidad, es indispensable que cada una de los componentes del sistema cubran con las necesidades reales de la población; diseñando cada estructura de modo que las cifras de consumo y variaciones, no descompongan el sistema, sino que permitan un eficiente y continuo servicio de agua (Agüero, 1997).

- Consumo promedio diario anual (Q_m)

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

$$Q_p(l/s) = \frac{\text{Dotación (l/hab/día)} \times \text{Población (Hab)}}{86400}$$

Ecuación 3: Caudal Promedio Diario Anual (MVCS,2018).

- Consumo máximo diario (Q_{md})

El consumo máximo diario en el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año (Agüero, 1997).

En caso de no existir registros de consumos reales en la localidad donde se realizará el proyecto; se debe asumir un K_1 igual a 1.3 del consumo promedio diario anual (MVCS, 2018).

$$Q_{md}(l/s) = K_1 \times Q_p(l/s)$$

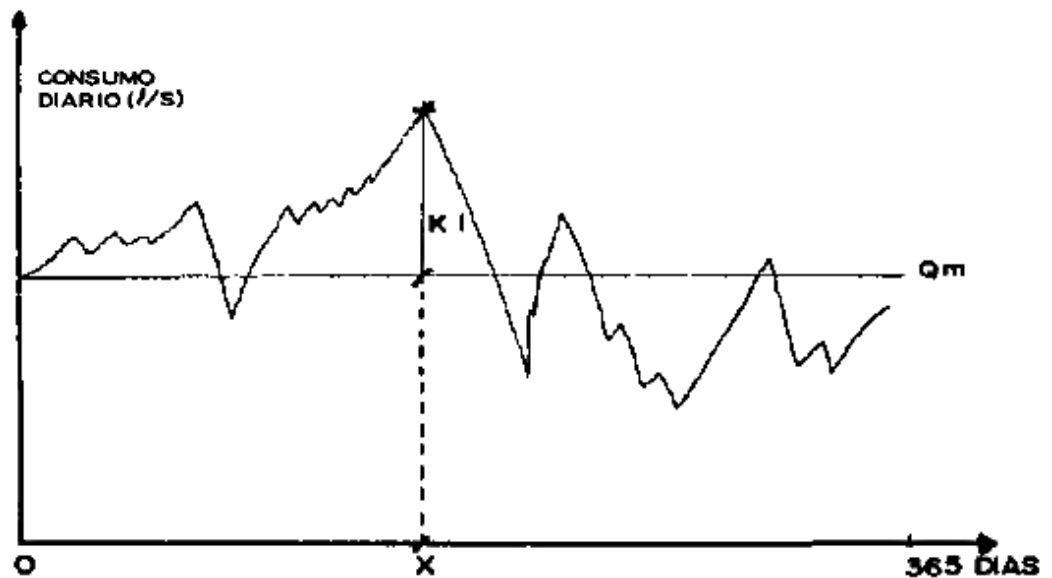
Ecuación 4: Consumo máximo diario (MVCS,2018).

Donde:

K_1 : Coeficiente de variación de consumo diario.

Q_p : Caudal promedio diario anual (l/s).

Figura 2: Variaciones diarias de consumo.



Fuente: (Agüero, 1997).

- **Consumo máximo horario (Q_{mh})**

El consumo máximo horario se da en la hora don el consumo es máximo en el día de máximo consumo de los registros observados (Agüero, 1997). En caso de no existir datos reales se debe considerar un k_2 igual a 2.0 del consumo promedio diario anual (MVCS, 2018).

$$Q_{mh}(l/s) = K_2 \times Q_p(l/s)$$

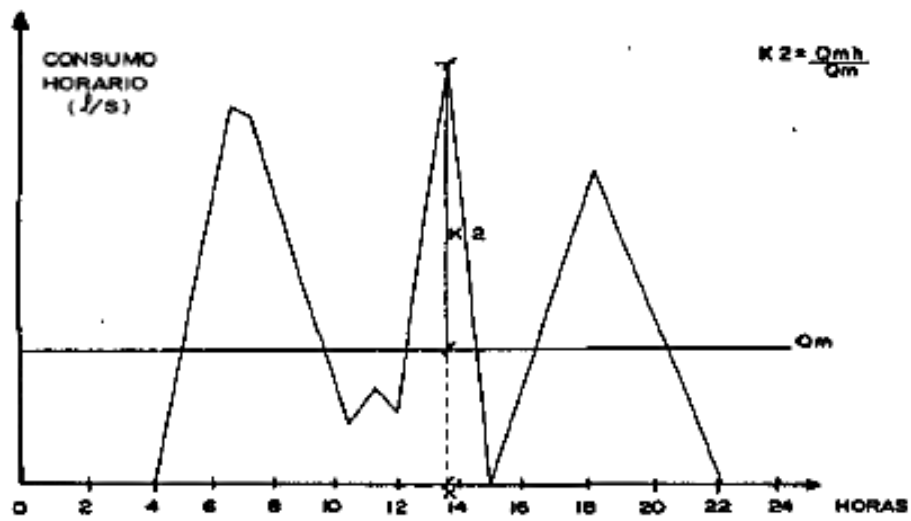
Ecuación 5: Consumo máximo horario (MVCS,2018).

Donde:

Q_{mh} : Caudal máximo diario (l/s)

K_2 : Coeficiente de variación de consumo diario.

Figura 3: Variaciones horarias de consumo.

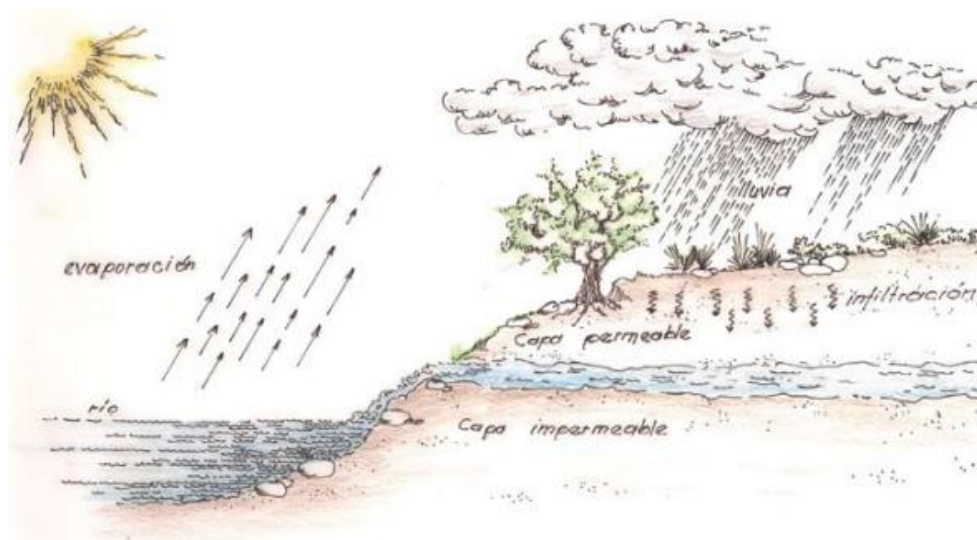


Fuente: (Agüero, 1997).

2.2.6. Manantiales

Los manantiales son fuentes de agua subterránea que afloran en la superficie, y en las que más se recurre al momento de decidir de dónde captar el agua. Debido a que aseguran una determinada calidad de agua frente a diversos procesos de contaminación, poco o nada de contenido de sedimentos en suspensión y una mayor seguridad y facilidad en el diseño de la obra (CIPAF, 2011).

Figura 4: Ciclo del agua, infiltración del agua subterránea.



Fuente: (CIPAF, 2011).

2.2.7. Quebradas o pequeños cursos de agua

Son los sitios que se encuentran ubicados en las laderas de los cerros donde se juntan las aguas de las microcuencas hacia las zonas más bajas (CIPAF, 2011).

Figura 5: Quebrada o pequeño curso de agua.



Fuente: Propia, 2022.

2.2.8. Captaciones de manantiales de ladera

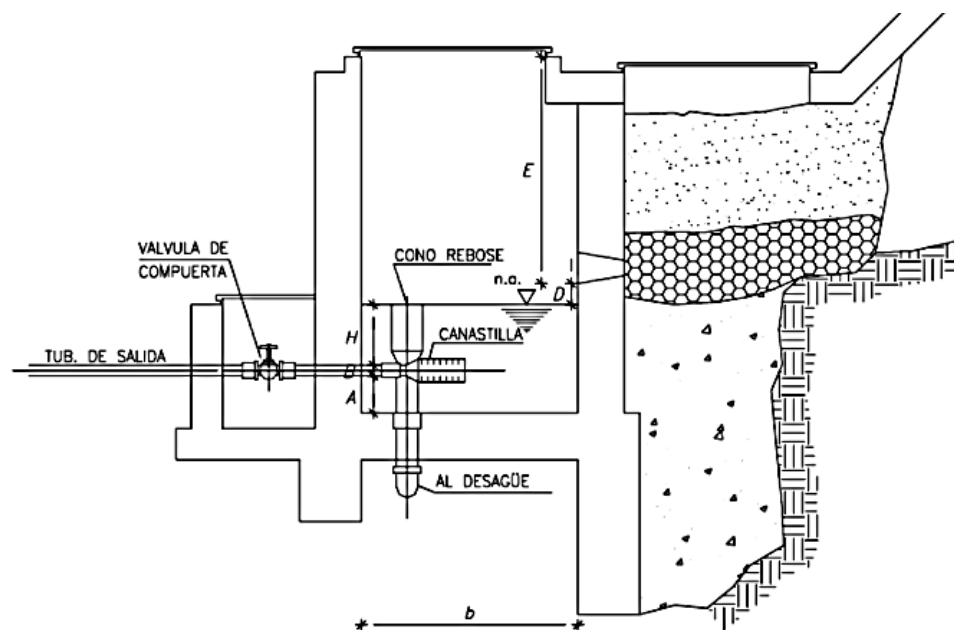
La captación de manantial permite recolectar el agua que fluye horizontalmente por una ladera. Se clasifican en manantiales concentrados o manantiales difusos (CIPAF, 2011).

Tienen 4 componentes principales:

- Cámara de protección: es una estructura que protege de la perturbación al flujo de agua que emerge de la vertiente. La cámara de protección debe tener dimensiones y formas que se adapten a la localización de las vertientes y permitan captar el agua necesaria para el proyecto (MVCS, 2018).
- Tuberías y accesorios: deben ser de materiales inertes al contacto con el agua natural. Los diámetros se calcularán en función al caudal máximo diario. En el diseño de la captación, deben preverse válvulas, accesorios, tubería de limpieza, rebose y tapa de inspección con todas las protecciones sanitarias correspondientes y, además, su canastilla al inicio de la tubería de conducción (MVCS, 2018).

- Cámara de recolección de aguas: para las tomas de bofedal, es importante y necesario que la cámara de recolección se ubique fuera del terreno anegadizo y permita la recolección del agua de todas las tomas (pueden haber más de un dren).
- Protección perimetral: permite la protección de la zona de captación para evitar la contaminación de las aguas. Debe tener canales que drene la parte superior y alrededor de la captación para evitar la contaminación por el escurrimiento de aguas superficiales.

Figura 6: Captación de manantial de ladera.



Fuente: (MVCS, 2018).

Criterios de diseño hidráulico y dimensionamiento

Para dimensionar la captación es necesario el dato del caudal máximo de la fuente, tal que los diámetros de los orificios de entrada a la cámara húmeda sean suficientes para captar este caudal o gasto. Conocido el gasto, se puede diseñar la distancia entre el afloramiento y la cámara, el ancho de la pantalla, el área de orificio y la altura de la cámara húmeda (MVCS, 2018).

➤ **Determinación del ancho de la pantalla**

Se necesita conocer el diámetro y el número de orificios que permitirán fluir el agua desde el afloramiento hacia la cámara húmeda.

$$Q_{max} = V_2 * C_d * A \quad \dots \text{ (MVCS, 2018)}$$

$$A = \frac{Q_{max}}{V_2 * C_d} \quad \dots \text{ (MVCS, 2018)}$$

Donde:

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

C_d : coeficiente de descarga (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):**

$$V_{2t} = C_d * \sqrt{2gH} \quad \dots \text{ (MVCS, 2018)}$$

La velocidad de paso se asume: $v_2 = 0.60$ m/s (con un valor máximo de 0.60m/s, a la entrada a la tubería)

También:

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad \dots \text{ (MVCS, 2018)}$$

Donde:

D : diámetro de la tubería de ingreso (m)

- **Cálculo del número de orificios en la pantalla:**

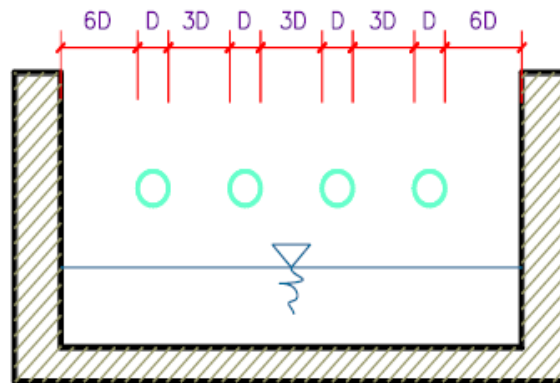
$$N_{orif} = \frac{\text{Área del diámetro teórico}}{\text{Área del diámetro asumido}} + 1 \quad \dots \text{ (MVCS, 2018)}$$

$$N_{orif} = \left(\frac{Dt}{Da}\right)^2 + 1 \quad \dots \text{ (MVCS, 2018)}$$

Una vez que se conozca el número de orificios y el diámetro de la tubería de entrada se calcula el ancho de la pantalla (b):

$$b = 2 \times (6D) + N_{ORIF} \times D + 3D \times (N_{ORIF} - 1) \quad \dots \text{ (MVCS, 2018)}$$

Figura 7: Ancho de pantalla de la cámara húmeda.



Fuente: (MVCS, 2018)

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

$$H_f = H - h_o \dots \text{(MVCS, 2018)}$$

Donde:

H: carga sobre el centro del orificio (m)

h_o : pérdida de carga en el orificio (m)

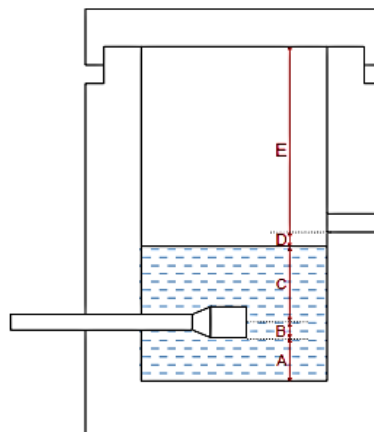
H_f : pérdida de carga afloramiento en la captación (m)

Determinamos la distancia entre el afloramiento y la captación:

$$L = \frac{H_f}{0.30} \dots \text{(MVCS, 2018)}$$

- **Cálculo de la altura de la cámara**

Figura 8: Cálculo de la cámara húmeda.



Fuente: (MVCS, 2018)

$$H_t = A + B + C + D + E \dots \text{ (MVCS, 2018)}$$

Donde:

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

B: se considera la 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 (se recomienda mínimo 30 cm).

C: altura de agua para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción (altura mínima de 30 cm).

También:

$$C = 1.56 \frac{V^2}{2g} = \frac{Q_{md}^2}{2g * A^2} \dots \text{ (MVCS, 2018)}$$

Donde:

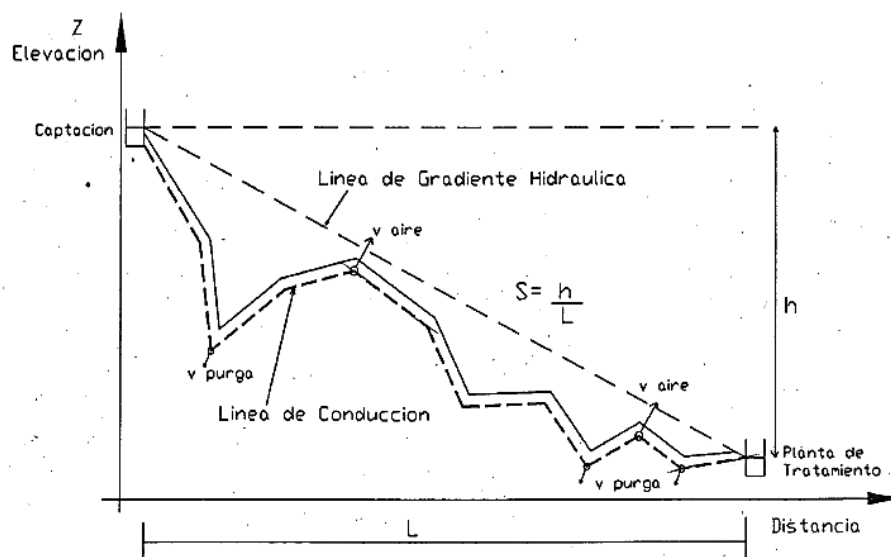
Q_{md} : caudal máximo diario (m^3/s)

A: área de la tubería de salida (m^2)

2.2.9. Líneas de conducción por gravedad

Son la parte del sistema de agua potable que transporta el agua desde la captación por gravedad, hasta una de planta de tratamiento de agua potable, un tanque de regulación o una cámara de reunión de caudales. También son parte de la línea de conducción el conjunto de conductos, estructuras de operación y especiales y cruceros (SIAPA, 2014).

Figura 9: Línea de conducción.



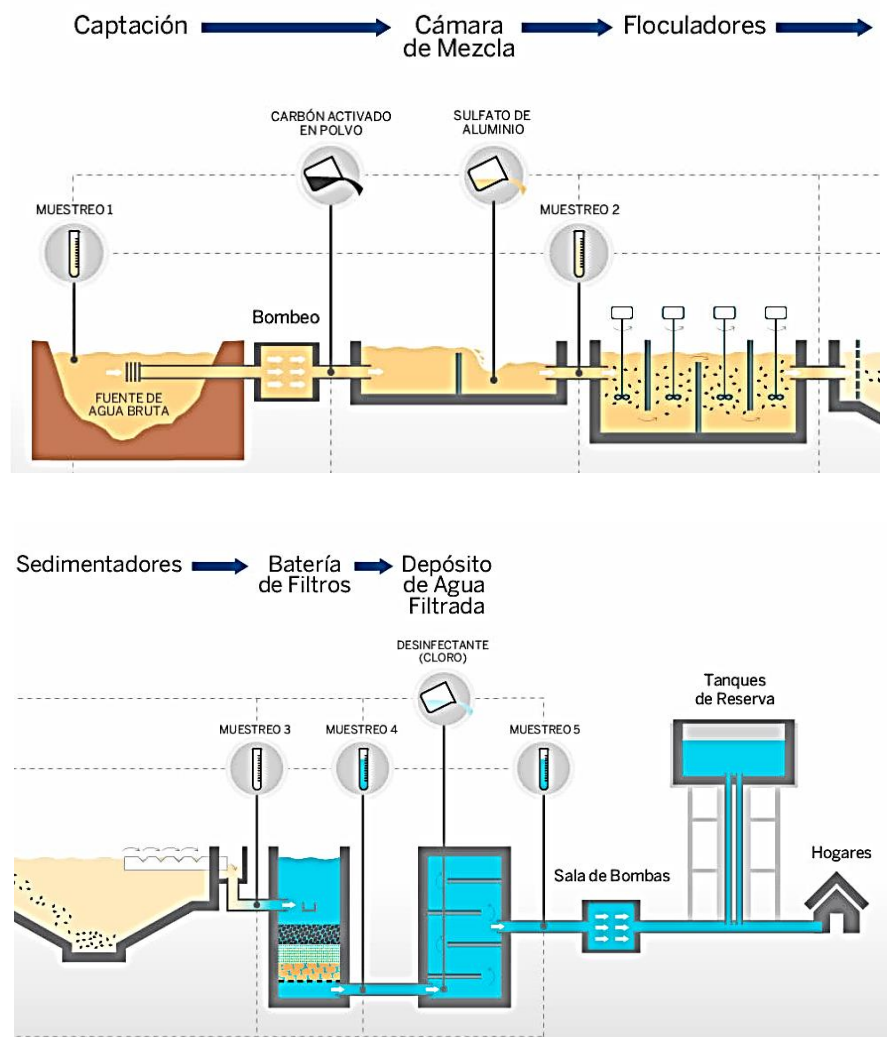
Fuente: (Moya, 1997)

Las velocidades admisibles para la línea de conducción no deben ser inferior a 0.6 m/s, la máxima velocidad admisible debe ser de 3 m/s, en ocasiones justificadas puede alcanzar hasta los 5 m/s (MVCS, 2018).

2.2.10. Planta de tratamiento de agua potable

La planta de tratamiento de agua potable (PTAP) es un conjunto de sistemas y procesos de ingeniería en las que se trata el agua con la finalidad que sea apta para el consumo humano. El tratamiento de agua potable se relaciona con la calidad del agua cruda y la selección del proceso de tratamiento y rendimiento. En el cual se buscan específicamente la eliminación de contaminantes orgánicos e inorgánicos de tamaño reducido y la eliminación de los lodos (SPENA group, 2016).

Figura 10: Proceso convencional de una planta de tratamiento.



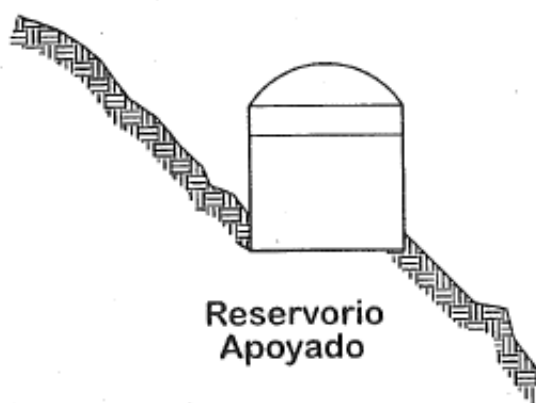
Fuente: Adaptado de (SPENA group, 2016).

Las aguas tratadas deben cumplir con los requisitos establecidos en las normas nacionales de calidad de agua vigentes en el país (MVCS, 2006).

2.2.11. Reservorios de concreto apoyado

El reservorio es una estructura de concreto armado apoyado directamente en el terreno que garantiza el funcionamiento hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua calculadas y el rendimiento admisible de la fuente (Agüero, 2004).

Figura 11: Reservorio apoyado.



Fuente: (Moya, 1997).

El reservorio se ubicará en función de mantener las presiones en la red dentro de los límites de servicio conforme lo especifique las normativas vigentes de ámbito nacional (Moya, 1997).

Criterios de diseño

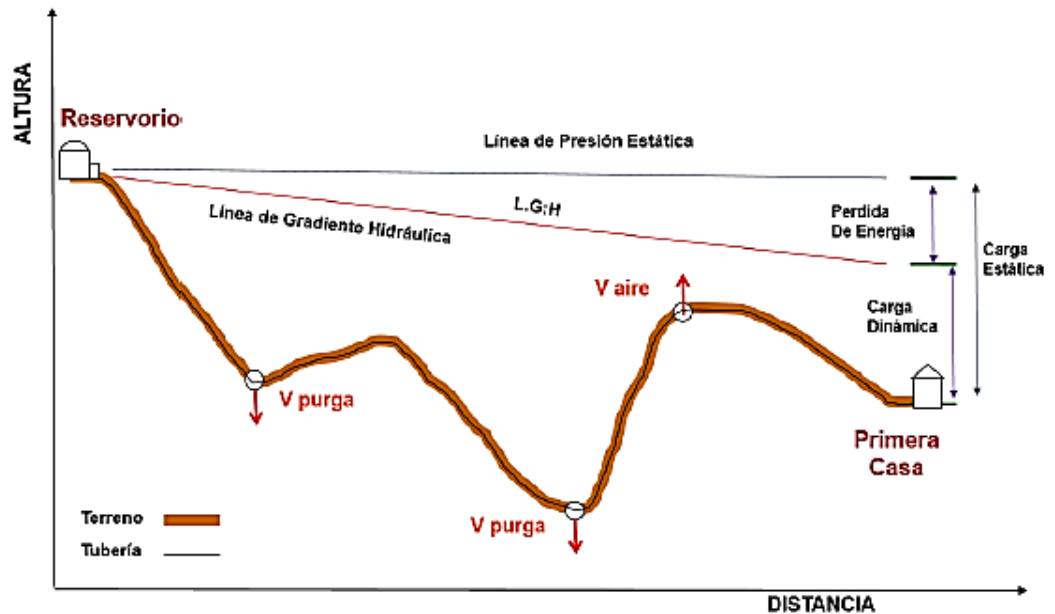
El volumen de almacenamiento debe ser del 25% de la demanda diaria promedio anual (Q_p), cuando el suministro de agua de la fuente sea continuo. Si el suministro es discontinuo, la capacidad debe ser como mínimo del 30% de Q_p (MVCS, 2018).

2.2.12. Línea de aducción

Es un conjunto de tuberías y accesorios que parten desde el almacenamiento hasta la primera conexión domiciliaria con la capacidad de conducir el caudal máximo horario como mínimo. (MVCS, 2018).

Para realizar un diseño óptimo del sistema se debe considerar que la carga estática máxima no debe de ser mayor a 50 m y la carga dinámica mínima será de 1 m (MVCS, 2018).

Figura 12: Línea de aducción a presión.



Fuente: (MVCS, 2018).

El diámetro se diseñará teniendo en cuenta la velocidad mínima de 0,6 m/s y máxima de 3,0 m/s. Se considera un diámetro mínimo de 25 mm (1") para el caso de sistemas de abastecimiento rural (MVCS, 2018).

El diámetro de la tubería se diseña utilizando la ecuación de Hazen-Williams cuando el diámetro es superior a 2" y la ecuación de Fair Whipple para diámetros inferiores a 2" (MVCS, 2018).

$$H_f = 10.674 * \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.86}} * L$$

Ecuación 6 : Ecuación de Hazen y Williams (MVCS, 2018).

Donde:

- H_f : Pérdida de carga (m)
- Q : Caudal (m³/s)
- D : Diámetro interno de la tubería (m)
- C : Coeficiente de Hazen y Williams.
- L : Longitud de la tubería (m)

Tabla 4: Coeficientes de Fricción "C", en la ec. de Hazen y Williams.

Material	"C"
Acero sin costura	100
Acero soldado en espiral	150
Cobre sin costura	110
Concreto	150
Fibra de vidrio	100
Hierro fundido	140
Hierro fundido dúctil con revestimiento	100
Hierro galvanizado	140
Polietileno	140
Policloruro de vinilo (PVC)	150

Fuente: (MVCS, 2018).

$$H_f = 10.674 * \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.86}} * L$$

Ecuación 7: Ecuación de Fair Whipple (MVCS, 2018).

Donde:

Hf: pérdida de carga continua (m)

Q: caudal en (l/min)

D: diámetro interior (mm)

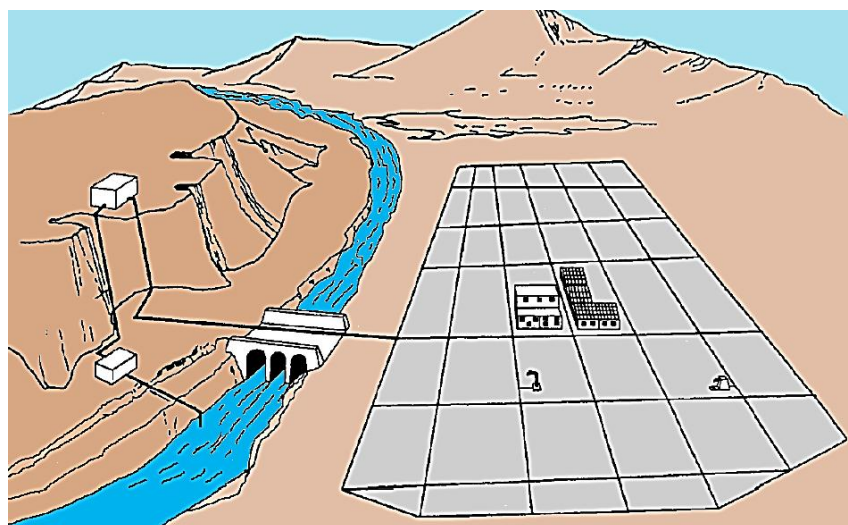
L: longitud (m)

2.2.13. Redes de distribución

Son un conjunto de tuberías, accesorios y conexiones que permiten abastecer de agua tratada a cada vivienda para diversos usos que requieran la población (Moya, 1997)

La red de distribución estas compuesta por redes principales o primarias que distribuyen el agua mediante circuitos y a la vez alimentan a las redes secundarias para que estas abastezcan a una parte de la localidad (Moya, 1997).

Figura 13: Redes de distribución.



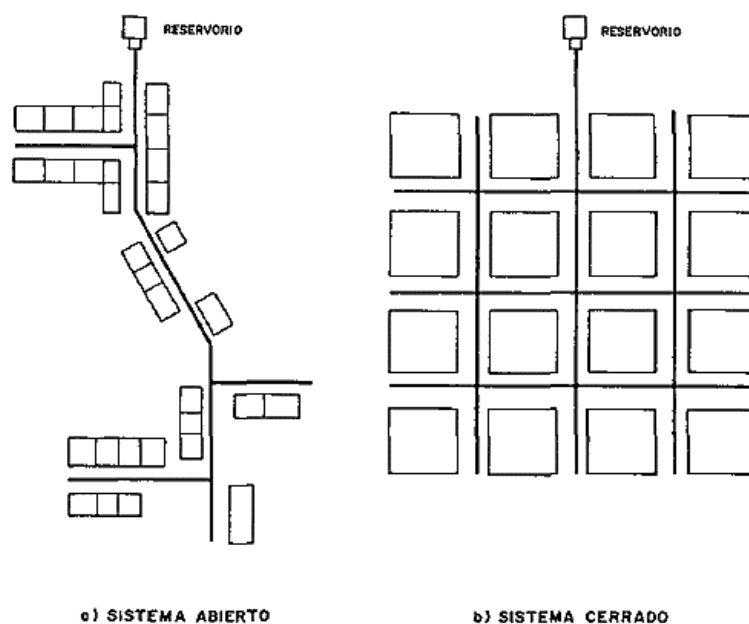
Fuente: (MVCS, 2018)

El (MVCS, 2018) indica que las velocidades admisibles que se presenten en las redes de distribución no deben ser menores a 0.60 m/s y la velocidad máxima admisible debe ser de 3 m/s.

También se debe considerar que las presiones de servicio en cualquier punto de la red no deben ser menores de 5 m.c.a. y la presión estática máxima no debe ser mayor de 60 m.c.a. (MVCS, 2018).

2.2.14. Tipos de redes de distribución de agua potable

Figura 14: Tipos de redes de distribución.



Fuente: (Agüero, 1997)

a) Redes abiertas o ramificadas

Son redes de tuberías que no tienen ningún circuito cerrado, constituido por un ramal matriz y una serie de ramificaciones. Se utiliza cuando las características topográficas del terreno dificultan o no permite la interconexión entre ramales y cuando el crecimiento urbano es lineal (Agüero, 1997).

Para determinar el caudal por ramal se aplica el método de probabilidad, que se basa en el número de puntos de suministro y en el coeficiente de simultaneidad. El caudal por ramal es:

$$Q_{\text{ramal}} = K * \sum Q_g \dots (\text{MVCS, 2018})$$

Donde:

Q_{ramal} : Caudal de cada ramal en l/s.

K: Coeficiente de simultaneidad, entre 0,2 y 1.

$$K = \frac{1}{\sqrt{x-1}} \dots (\text{MVCS, 2018})$$

Donde:

x: número total de grifos en el área que abastece cada ramal.

Q_g : Caudal por grifo (l/s) > 0,10 l/s.

Para **(Saldarriaga, 2007)** Las tuberías se diseñan usando la ecuación de pérdidas de carga en cada una de las tuberías de la red mediante las siguientes ecuaciones:

- Darcy- Weisbach en régimen turbulento
- Ecuación de Moody
- Ecuación de Wood
- Ecuación de Barr
- Ecuación de Swamee – Jain
- Ecuación de Hazen – Williams

b) Redes cerradas o malladas

Son redes de tuberías interconectadas formando mallas o circuitos cerrados, es un sistema que ofrece un servicio eficiente y permanente de agua potable (Agüero, 1997).

Para analizar hidráulicamente la red de distribución se utilizan los métodos de seccionamiento y el método de Hardy Cross (Agüero, 1997).

2.2.15. Método de Hardy Croos con corrección de caudales

Se basa en realizar distribuciones de caudales en cada tramo de la red, que mediante un proceso iterativo se corrigen los caudales. La corrección de caudales se realiza utilizando la siguiente ecuación:

$$\Delta Q = -\frac{\sum hf_0}{n \sum \frac{hf_0}{Q_0}}$$

Ecuación 8: Corrección de caudales de Hardy Croos (**Moya, 1997**).

Donde:

$\sum hf_0$: sumatoria de las pérdidas de carga por tramo de todo el circuito

Q_0 : Caudales asignados en cada tramo de la tubería.

n : Para Hazen-Williams (1.852) y para Darcy-Weisbach (2).

En este método se debe cumplir que:

- La suma total de las pérdidas de carga en cada circuito debe ser igual a cero
- El caudal que ingresa a un nudo es igual al que sale.
- El caudal que ingresa a la red debe ser igual al que sale de ella.

2.2.16. Conexiones de agua potable en el ámbito rural

Para el año 2021, el número de conexiones en el ámbito rural es de un total de 2,025,866 conexiones de agua potable. Habiendo un mayor número de conexiones en la sierra con 64% de las conexiones totales, seguido por la costa con 31% y la selva con 5%. (MVCS, 2021).

2.2.17. Producción de agua potable a nivel nacional

Las 25 EPSS para el mes de marzo de 2021 registraron una producción de agua potable de 116 millones 100 mil m³, representando una disminución de 1,1% comparado al volumen alcanzado en el mes de marzo de 2020 (117 millones 423 mil m³). (INEI, 2021)

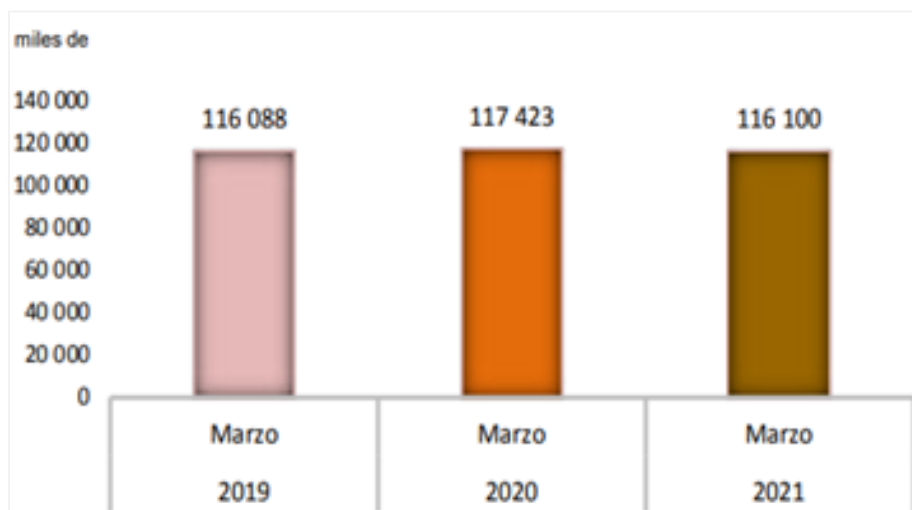
Tabla 5: PERÚ: Producción Nacional de Agua Potable (Miles de m³).

Producción	Marzo			Variación porcentual
	2019 P/	2020 P/	2021 P/	2021 / 2020
Volumen	116 088	117 423	116 100	-1,1

Fuente: Empresas Prestadoras de Servicios de Saneamiento (EPS).

Elaboración: Instituto Nacional de Estadística e Informática.

Figura 15: PERÚ: Producción Nacional de Agua Potable. (Miles de m³)



Fuente: Empresas Prestadoras de Servicios de Saneamiento (EPS).

Elaboración: Instituto Nacional de Estadística e Informática.

2.2.18. Calidad del agua para consumo humano

Este factor es uno de los importantes retos sectoriales. Con cifras representa que la calidad del agua consumida sigue siendo baja. El porcentaje de la población que consume agua con un adecuado nivel de cloro residual libre (mayor o igual a 0.5 mg/l) ha aumentado en 4.5 puntos porcentuales al pasar de 36.9% a 40.6% entre el año 2017 y 2020, con una disminución en el año 2020, debido a la pandemia por la COVID-19. La

situación en el ámbito rural es crítica pues solo el 2.7% de la población rural consume agua con adecuado nivel de cloro residual libre mientras que en el área urbana el 50.6% de la población consume agua con un adecuado nivel de cloro residual (MVCS, 2021).

2.2.19. Control de calidad del agua potable.

Es un proceso permanente y sistemático de comprobación, mediante programas de muestreo y otros procedimientos, que realiza cada empresa de servicios para verificar que el agua distribuida se ajuste a las exigencias de las normas respectivas (SUNASS, 2004).

2.2.20. Diámetros de tuberías PVC

Son las medidas expresadas en milímetros, entre ellos están el diámetro nominal, diámetro exterior, espesor nominal y el diámetro nominal. los cuales son especificados según NTP 399.002 para TUBOS PVC-U PRESIÓN (INACAL, 2015).

Tabla 6: Especificaciones de Tubos PVC-U Presión, según NTP 399.002.

Clase	Diámetro Nominal (Dn) (pulg)	Espesor Mín. E (mm)	Diámetro Ext. D _e (mm)	Diámetro Int. D _i (mm)
7.5	3	3,2	88,5	82,1
	2 1/2	2,6	73,0	67,8
	2	2,2	60,0	55,4
	1 1/2	1,8	48,0	44,4
10	1	1.8	33,0	29,4
	3/4	1.8	26,5	22,9
	1/2	1.8	21,0	17,4

Elaboración: Propia.

2.2.21. Población, cobertura y calidad

A lo largo de los últimos años, excepto el año 2020 debido a la pandemia del coronavirus, ha incrementado el acceso a los servicios de saneamiento, con mayor rapidez en el ámbito rural. No obstante, aún persisten brechas significativas de acceso y calidad entre servicios y ámbitos (urbano, rural

concentrado y rural disperso) siendo la población menos atendida, la más vulnerable. Esto significa un gran reto para garantizar el acceso universal, de calidad, sostenible y equitativo a servicios de saneamiento (MVCS, 2021).

2.2.22. Evaluación de la resistencia de estructuras existentes

Cuando se requiera, la resistencia del concreto debe basarse en resultados de ensayos confiables de probetas tomadas durante la construcción o de ensayos de núcleos extraídos en cierta parte de la estructura cuya resistencia se quiere analizar. Las pruebas de carga necesariamente deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para las personas y para la estructura durante la prueba (MVCS, 2009).

2.2.23. Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

Si existe la posibilidad que el concreto sea de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga se redujo significativamente, deben permitirse ensayos de núcleos (testigos perforados) extraídos de la zona en mención de acuerdo con —Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete (ASTM C 42M).

Los núcleos deben prepararse adecuadamente para su traslado y almacenamiento, secando el agua de perforación de la superficie del núcleo y colocarlos dentro de recipientes o bolsas herméticas inmediatamente después de su extracción. Los núcleos de concreto deben someterse al ensayo después de 48 horas y antes de los 7 días de extraídos, a menos que el profesional responsable apruebe un plazo distinto. El concreto de la zona (núcleos extraídos) se considera estructuralmente adecuado si el promedio de los núcleos es por lo menos igual al 85% de $f'c$ y ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75% de $f'c$ (MVCS, 2009).

2.3. Definición de términos básicos

2.3.1. Red de distribución

Son un grupo de tuberías de redes principales que conectan a ramales distribuidores para abastecer de agua potable a las conexiones domiciliarias (MVCS, 2016).

2.3.2. Cobertura del servicio público de agua potable

Es un indicador de calidad y precio del servicio de una EPS, que expresa en % la proporción de la población o de las viviendas de un determinado lugar, que cuenta con servicio de agua potable. La cobertura del servicio público de agua potable comprende el servicio mediante conexiones domiciliarias y mediante piletas públicas (SUNASS, 2000).

2.3.3. Conexión domiciliaria de agua

Son un grupo de conexiones y accesorios que van desde la red de distribución del sistema de abastecimiento de agua potable hasta la entrada de la vivienda o local público, con el propósito de abastecer de agua a cada lote, vivienda o local público (MVCS, 2016).

2.3.4. Dotación del agua potable

Es la cantidad de agua potable destinada a cada habitante en un día medio anual, teniendo en cuenta su consumo, el uso general en los servicios comercial e industrial, y de las pérdidas físicas de agua que existen en el sistema de distribución; medida en l/hab/día (Comisión Nacional del Agua, 2012).

2.3.5. Estiaje

Nivel más bajo o caudal mínimo que en ciertas épocas del año tienen las aguas de un río, estero, laguna, etc., por causa de la sequía (Real Academia Española, 2021).

2.3.6. Captación

Son un conjunto de estructuras e instalaciones destinadas a la regulación, derivación y obtención del máximo alumbramiento de aguas superficiales o subterráneas (MVCS, 2016).

2.3.7. Línea de conducción

Son estructuras y elementos de tuberías conectadas entre sí, que conducen el agua desde las captaciones hacia planta de tratamiento o reservorios (MVCS, 2016).

2.3.8. Reservorio

Es una infraestructura de concreto armado destinada a la acumulación de agua para consumo humano con fines comerciales, sociales e industriales. Los reservorios cumplen la función de regulación, de reserva y de mantenimiento de presión de servicio (MVCS, 2016).

2.3.9. Línea de aducción

Estructuras y elementos de tuberías que conducen el agua desde el reservorio a la red de distribución (MVCS, 2016).

2.3.10. Elemento de maniobra, control y regulación

Son dispositivos que permiten cerrar o regular el caudal y/o la presión; por ejemplo, válvula de interrupción, válvula de aire, válvula de retención, etc. (MVCS, 2016).

2.3.11. Eficiencia del sistema de agua potable

Es la capacidad de captar, conducir, regularizar, potabilizar y distribuir el agua, desde la fuente natural hasta los consumidores, con un servicio de calidad total (Comisión Nacional del Agua, 2012).

2.3.12. Cámara de reunión de caudales

Son estructuras que se instalan para reunir los caudales de 02 o más captaciones. La estructura debe ser de concreto armado con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (MVCS, 2018).

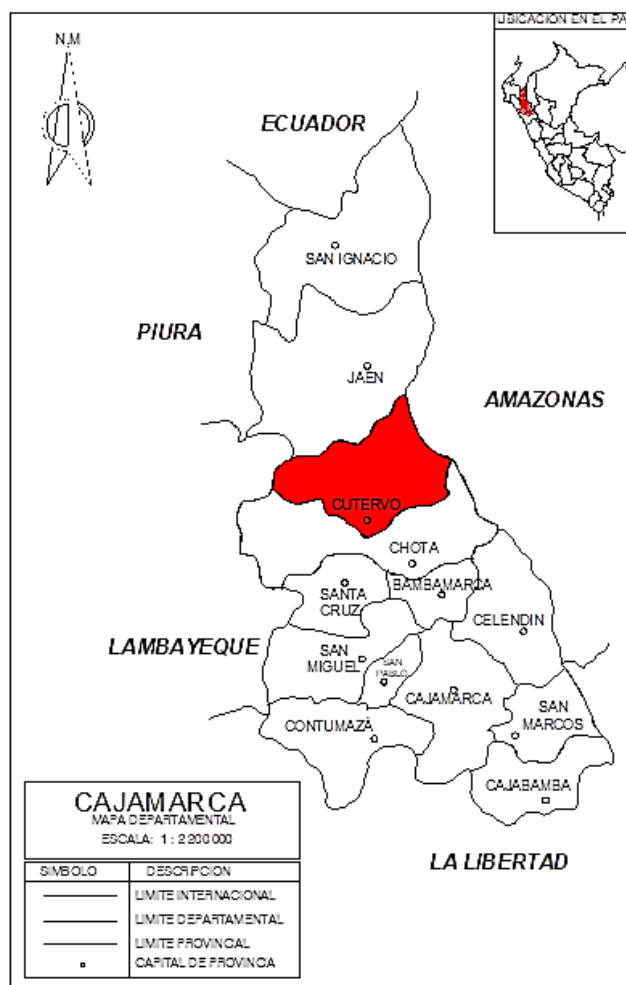
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Descripción del área de estudio

3.1.1. Ubicación geográfica y política

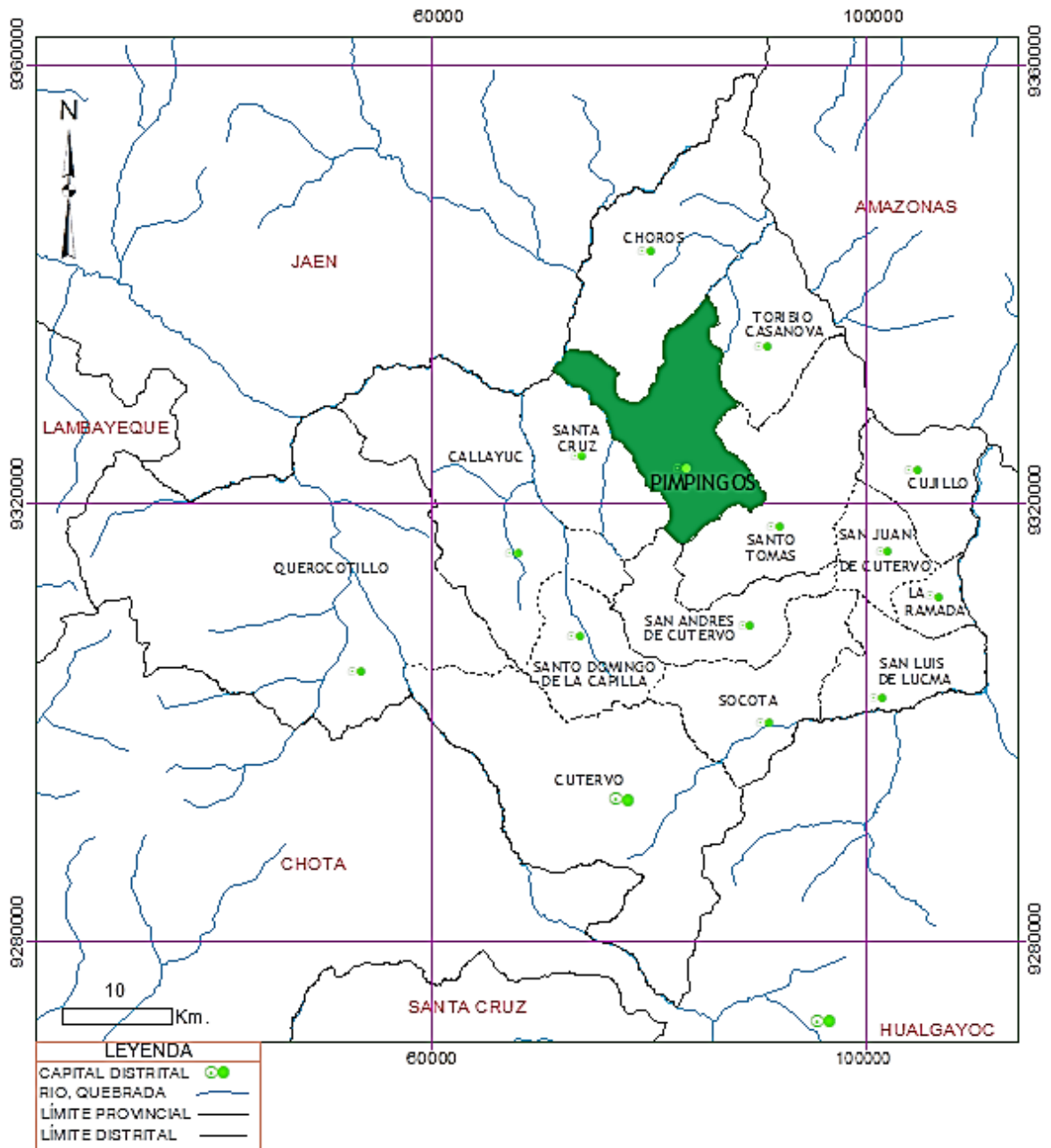
El área de estudio es la capital del distrito de Pimpingos, provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca. Geográficamente se encuentra ubicado en las coordenadas UTM WGS84 zona 17 M E: 0748200 y N: 9329400 y a una altitud promedio de 1720 m s. n. m. Por el norte limita con los distritos de Choros y Colasay (provincia de Jaén); por el este con los distritos de Toribio Casanova y Santo Tomás; por el sur con los distritos de Santo Tomás y Santo Andrés y; por el oeste con Santa Cruz de Cutervo. Se encuentra ubicado en las regiones naturales Yunga y Quecha del Perú.

Figura 16: Ubicación provincial del proyecto de investigación.



Fuente: ATM del distrito de Pimpingos.

Figura 17: Ubicación distrital del proyecto de investigación.



Fuente: ATM del distrito de Pimpingos.

3.1.2. Accesibilidad

La localidad de Pimpingos, se ubica al norte de la provincia de Cutervo, el acceso está articulado por lo general con vías pavimentadas con asfalto, conectado por 37 km de la carretera troncal Chiclayo a Jaén a la altura de la localidad de Cuyca.

Tabla 7: Vías de acceso más favorables a la localidad de Pimpingos.

Acceso	Inicio	Fin	Medio/Distancia	Tiempo
1	Chiclayo	Cuyca	Terrestre / 240 km	5h
2	Cuyca	Pimpingos	Terrestre / 37 km	1.5 h

Elaboración: propia.

Figura 18: Vía de acceso al Distrito de Pimpingos.



Fuente: ATM del distrito de Pimpingos.

3.1.3. Población

Según el censo de Población y Vivienda del año 2017 realizado por el Instituto Nacional de Estadística e Informática, la cantidad de habitantes del

Distrito de Pimpingos, es de 5100 habitantes en total, con una tasa de crecimiento de -0.80% (INEI, 2017).

Tabla 8: Población de la localidad de Pimpingos.

Censos nacionales	Localidad Pimpingos
2007: XI de Población y VI de Vivienda	498
2017: XII de Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas	570

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática, RETADAM.

La población cuenta con 247 conexiones del servicio de agua potable, 3 de ellas son conexiones no domesticas (parque, institución educativa inicial e institución educativa primaria y secundaria) y 244 son consideradas conexiones domesticas o familias beneficiarias del servicio de agua potable y saneamiento.

Dentro de las conexiones no domesticas se encuentran: La municipalidad, puesto de salud, PNP, mercado, I.E.I, I.E.P.S, PRONEI, iglesia y parque (ver **Anexo 1**).

Tabla 9: Población de la localidad de Pimpingos.

N° de familias de la localidad	Conex. domésticas y no domésticas.	Población actual (Hab.)	Región geográfica
280	247	750	Sierra

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4. Tiempo y época de estudio

Pimpingos se caracteriza por ser un distrito de geografía muy compleja y lluviosa, donde la agricultura, ganadería y actividades pecuarias constituyen la base de la economía. Es una localidad rodeada de verdes pastizales, productivas plantas de Café, bituca, yuca entre otras variedades de plantas

3.3. Procedimiento del trabajo

3.3.1. Reconocimiento y evaluación del estado actual de la infraestructura del sistema

Actualmente el sistema instalado brinda el servicio de abastecimiento de agua potable a 247 conexiones en la comunidad, 244 son conexiones domésticas y 3 son conexiones no domésticas. Por lo que, es necesario reconocer, describir, dimensionar las estructuras y evaluar cada uno de los componentes operativos de dicho sistema, realizando visitas a campo donde se encuentran cada componente hidráulico y registrando características propias de estos. Para el reconocimiento y descripción del estado actual de la infraestructura se realiza la visita y el recorrido en campo y caracterizar como corresponde a todos los componentes hidráulicos mencionados a continuación:

- Captaciones (Manantiales de ladera y quebrada)
- Línea de conducción
- Cámara rompe presión
- Válvulas de purga.
- Planta de tratamiento de agua potable
- Reservorio
- Línea de distribución

3.3.2. Evaluación hidráulica del sistema de agua potable

Para la evaluación de los componentes hidráulicos se considerará parámetros de diseño de la Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnologías para Sistemas de Saneamiento en el ámbito Rural del (MVCS, 2018). Para este procedimiento se consideran los datos reales medidos en campo que mediante procedimientos matemáticos y de análisis se determinan la eficiencia de cada componente evaluado.

y animales. La Localidad de Pimpingos se ubica en una zona céntrica de la carretera que dirige al distrito Santo Tomás, lo cual permite el fácil traslado de productos comerciales por carretera a diferentes caseríos y otros distritos vecinos.

El estudio se realiza a fines del año 2021 y en inicios del año 2022, con temperatura templado en diversas horas característica de la zona.

3.1.5. Topografía y tipo de suelo

La topografía es dependiente entre ligera y pronunciada inclinada de norte a sur con características geográficas muy accidentadas propias del lugar, con suelos arcillosos, y en diversos tramos del sistema hay zonas fangosas, zonas semirocosas y rocosas. La captación y línea de conducción tiene una pendiente empinada en una topografía accidentada con abundante vegetación, lo mismo ocurre con la línea de aducción y distribución los cuales conforman el núcleo urbano.

3.1.6. Clima

La localidad de Pimpingos y la gran parte de los caseríos se caracteriza por tener un clima templado y lluvioso en los meses de verano con una temperatura de 17 °C - 28 °C.

3.2. Metodología de trabajo

El método de la investigación es mixto (cuantitativa y cualitativa), por las mediciones numéricas y el análisis estadístico; además de la descripción de características propias del objeto de estudio.

- Diseño de investigación experimental, y tipo de investigación cuasi experimental porque se designó un grupo de estudio para analizarlos y comparar los datos reales y calculados.
- Diseño de investigación transversal, y tipo de investigación descriptiva y comparativa.

a) Captaciones

Para evaluar hidráulicamente las captaciones se utiliza el dato del caudal máximo diario calculado con los datos medidos en los reservorios.

También, se aplicó las condiciones que establece el MVCS, donde el volumen de la cámara húmeda de la captación de manantial debe ser calculado considerando un tiempo de retención entre 3 a 5 minutos para el Q_{md} . Para la captación de quebrada se aforó los caudales de ambas captaciones y se comparó con el Q_{md} medido en campo.

b) Línea de Conducción

Con el Q_{md} calculado después de las mediciones en los reservorios se calcula el rango de diámetros de la tubería mediante especificaciones de velocidades mínimas y máximas que establece el MVCS y con la **ecuación 7** (Caudal en tuberías con flujos volumétricos) y la **ecuación 8** (Área de una sección circular) se determinó el diámetro para compararse con el diámetro descrito en campo.

c) Planta de tratamiento de agua potable

Se consideró realizar una prueba de turbidez y un estudio microbiológico de dos muestras de agua (la primera muestra antes del ingreso a la PTAP y la segunda tomada en la tubería de ingreso a los reservorios) para determinar la influencia que tiene esta estructura en el tratamiento del agua potable y en todo el sistema de abastecimiento de la localidad de Pimpingos.

d) Reservorio

Para evaluar esta estructura se considera el tipo de fuente. Debido a que los suministros de las fuentes de agua son continuos, el **(MVCS,2018)** indica que se debería de diseñar un reservorio con un volumen de almacenamiento del 25% del caudal promedio diario anual (Q_p) calculado.

Para calcular la demanda diaria promedio anual se realizó mediciones de los niveles de agua en los reservorios en el intervalo de 1 hora durante el servicio

diario. Estas mediciones se realizaron desde la apertura del servicio (5:30 a.m.) hasta el cierre del servicio (7:00 p.m.) por el tiempo de un mes (entre abril y mayo) donde es el mes en el que se registra mayor consumo por el tiempo seco característico de la zona.

Los registros de mediciones de los niveles de agua consumidos por hora se realizarán por un mes para llegar a tener una referencia del consumo de agua en esta localidad de Pimpingos. Además, con estas mediciones se puede calcular el caudal medio, caudal máximo horario, caudal máximo diario, coeficientes de variación de consumo (K_1 y K_2) y la dotación o demanda. De acuerdo al consumo real de la población y aplicando las **ecuaciones 3; 4 y 5** como corresponda.

e) Línea de aducción

Se diseña con el Q_{mh} calculado con las mediciones de consumos en los reservorios, mediante la aplicación de las **ecuaciones 7** (Caudal en tuberías con flujos volumétricos) y la **ecuación 8** (Área de una sección circular) se calcula el rango de diámetros de la tubería mediante especificaciones de velocidades mínimas y máximas que establece el MVCS.

f) Línea de distribución

Para evaluar este componente hidráulico se realizará un análisis de distribución de caudales por el método de Hardy Cross y la aplicación de la ecuación de Hazen – Williams con el fin de comparar los resultados de las presiones dinámicas obtenidas en el análisis con las presiones dinámicas reales medidas en las conexiones domiciliarias cercanas a los nodos de la red. Posteriormente, se evaluará estos resultados de presiones en cada nodo y las velocidades del caudal en cada tramo de la red según las especificaciones que exige el **(MVCS, 2018)**.

La localidad cuenta con una topografía accidentada y la red es un sistema de distribución cerrada con ramales en algunos de sus nodos (tipo de red mixta) por lo que para analizarla según el método de Hardy Cross se considera primeramente sectorizar la red cerrada en circuitos y asignarle

caudales a los tramos de tuberías, posteriormente se analizarán los ramales con los caudales asignados corregidos mediante iteraciones.

Por la desconfianza de los pobladores para realizar la medida de presiones en las conexiones domiciliarias, se realizará el cálculo del tamaño de una muestra representativa considerando el análisis de 33 nodos como población total. Por lo que, para conocer el número de conexiones domiciliarias en las cuales se tomarán medidas de presiones se aplica procedimientos estadísticos probabilísticos.

$$n = \frac{Z^2 pq N}{E^2 (N - 1) + Z^2 pq}$$

Ecuación 9: Tamaño de muestra probabilística.

Donde:

n= Tamaño de la muestra.

Z= Coeficiente de confiabilidad (1.96), que se obtiene por el nivel deseado de confianza de 95%.

p= Probabilidad de éxito, considerado igual 0.5.

q= Probabilidad de que no ocurra el suceso: considerado igual a 0.5.

E= Error máximo aceptable, varía entre 1% al 9%. Para este caso se asume 3% (0.03).

N= Población total (33 nodos a evaluar).

Por lo tanto, el tamaño de la muestra será:

$$n = \frac{(1.96)^2 (0.5)(0.5)(33)}{(0.03)^2 (33 - 1) + (1.96)^2 (0.5)(0.5)} = 32.04$$

En esta investigación, se considera tomar como población muestral la cantidad de 33 conexiones domiciliarias, es decir una conexión domiciliaria por cada nodo de la red.

Por último, para realizar el análisis hidráulico es necesario contar con el caudal máximo horario calculado según el registro de consumos, la información topográfica de la red de distribución de agua potable, características de las tuberías, nodos y demás accesorios que se identifican en campo.

3.3.3. Evaluación de la resistencia de los núcleos de concreto extraídos

Para esta evaluación se realizará la extracción con diamantina de dos muestras de núcleos de concreto del reservorio circular y se someterá a pruebas de compresión uniaxial en laboratorios de concreto calificados.

3.4. Recolección y procesamiento de datos

3.4.1. Trabajo de campo

El trabajo de campo para describir el sistema de agua potable, básicamente se realizó mediante el método de observación sobre la infraestructura existente en el sistema; para la evaluación hidráulica se tiene que tomar medidas de las dimensiones de los componentes hidráulicos, mediciones de presiones en las conexiones domiciliarias y niveles de consumo de agua por hora en los reservorios debido a que la comunidad no cuenta con micromedición.

El trabajo se realizó con el respectivo permiso del Área Técnica Municipal de la Municipalidad del Distrito de Pimpingos, con el apoyo de sus colaboradores para el ingreso a todo el sistema.

➤ Materiales

- Libreta de campo para el registro de datos (aforo de caudales, medida de niveles de agua en los reservorios, presiones dinámicas en las viviendas y dimensiones de estructuras y diámetros de tuberías).
- Cinta métrica, manguera, cinta teflón.
- Formatos de registro de censos (ATM).

➤ **Equipos**

- Manómetro
- Cronómetro
- Cámara fotográfica
- Laptop o computador portátil.

3.4.2. Gabinete

En el trabajo de gabinete involucra la elaboración del informe y descripción utilizando los datos obtenidos en campo para luego procesarlos y sistematizarlos. Básicamente se realizó un análisis, cálculos matemáticos, simulación y la elaboración de los informes.

➤ **Softwares**

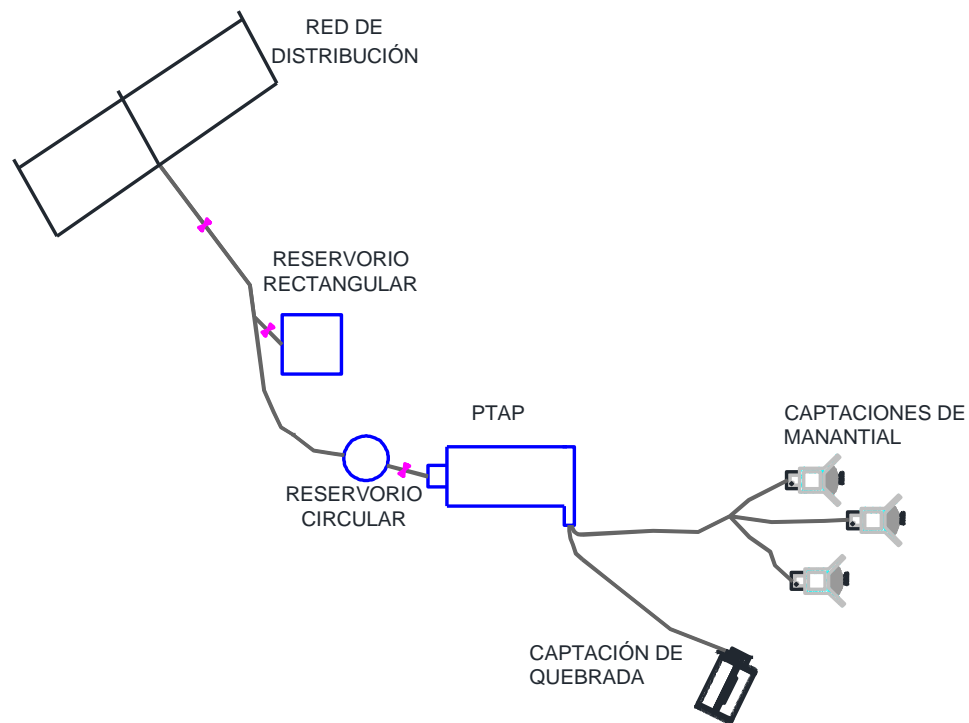
- Microsoft Excel
- Microsoft Word
- Microsoft PowerPoint
- AutoCAD 2D AutoCAD Civil 3D
- ArcGIS

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Reconocimiento y evaluación descriptiva de la infraestructura

Actualmente el sistema instalado brinda el servicio de abastecimiento de agua a 247 conexiones de 280 viviendas existentes en la comunidad, siendo un 88 % de cobertura a nivel de la población; la investigación realizada tiene como finalidad de actualizar, analizar el estado situacional, obtener información para identificar partes críticas o débiles del sistema de agua potable. Por lo que, a continuación, se describe y evalúa cada uno de los componentes operativos de dicho sistema.

Figura 19: Esquema de la infraestructura del sistema de agua potable existente.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.1. Captaciones

El sistema de agua potable de la localidad en estudio es abastecido por 4 captaciones de concreto armado, éstas tienen la función de recoger el agua de dos fuentes naturales (subterránea y superficial) teniendo en cuenta no contaminarla y obtener el caudal de agua que necesita la población.

La Captación de fuente superficial (quebrada) se le llama Santa Rosa y las otras tres captaciones de fuente subterránea se les llama captación Pimpingos que consta de tres captaciones: Captación 1, captación 2 y captación 3, ubicadas en el cerro Llahuago.

a. Captación Santa Rosa

La captación de Santa Rosa se encuentra ubicada en las coordenadas UTM E:748181 – N:9320448 a una altitud de 2248 msnm y el acceso es por la carretera Pimpingos – Santos Tomas hasta la I.E. de Vista Alegre, luego se camina aproximadamente 30 minutos.

Esta captación consiste en una captación de quebrada con barraje fijo sin canal de derivación; según el **(MVCS,2018)** las bocatomas de barraje fijo son aquellas que tienen una presa sólida para elevar el tirante frente a las compuertas de la captación, tanto en épocas de lluvia y estiajes. Para la captación Santa Rosa se ha proyectado una planta de tratamiento, por el mismo hecho que al fluir el agua sobre la superficie de la tierra, entra en contacto con microorganismos contaminantes que afectan las propiedades químicas y físicas.

La infraestructura de la captación es de concreto armado y está construido a nivel del terreno natural, conformado por un barraje con una longitud de 2.00 m y una altura de 0.50 m., por una cámara de control con tapa de concreto y una caja de válvulas con tapas metálicas, ocupando un área de aproximadamente 2 m², en la cámara de control los excesos de agua son extraídos por un tubo de rebose de diámetro de 2", el área total que ocupa esta captación es de aproximadamente 4 m² y se encuentra protegido por un cerco perimétrico de alambre de púas y postes de madera.

- La cámara de control tiene las dimensiones de 0.70 m x 0.65 m x 0.85 m, con un vertedero lateral y una rejilla metálica de 0.30 m x 0.10 m y, además, consta de una tubería de rebose de 3".
- La cámara de válvulas mide 0.70 m x 0.40 m x 0.85 m, tiene una tubería de salida de 2" y de limpia de 3" cada una con su válvula de control.

Foto 1: Captación Santa Rosa del sistema de agua potable.



La estructura no presenta daños, la construcción del enrocado con concreto ciclópeo en el cauce protege de la socavación del terreno y da protección a la toma. Su funcionamiento es óptimo con un mantenimiento inadecuado lo que genera que la captación colapse por los sedimentos que arrastra el agua.

b. Captaciones del cerro Llahuago

Lo integran 3 captaciones de fuente subterráneas (manantiales de ladera) los cuales emergen espontáneamente en la superficie de la tierra y son captadas por un orificio de entrada que forma parte de la cámara húmeda y de la protección del afloramiento; también la estructura cuenta con una cámara seca donde se encuentran las válvulas de control.

- El concreto de la cámara de protección del afloramiento cubren toda el área de recolección de agua y se encuentra en un buen estado al igual que la tapa por la cual se realiza el mantenimiento correspondiente del lecho filtrante, por su parte la cámara de recolección de aguas al igual que toda la estructura existente no presenta daños; caso contrario sucede con las tapas metálicas de la cámara húmeda y la cámara seca ya que por la exposición a la intemperie se encuentran en mal estado.
- La cámara húmeda tiene las dimensiones de 0.60 m x 0.60 m y de 0.95 m de altura; además, cuenta con una tubería de rebose de

diámetro 2" y de altura 0.63 m, con una tubería de salida de 2" y una canastilla de 4". Por su parte, la cámara seca tiene 0.40 m x 0.40 m x 0.60 m de altura.

Las 3 captaciones tienen similares características, el Área Técnica Municipal se encarga de que se realice un correcto mantenimiento y que todas las captaciones estén adecuadamente protegidas por un cerco perimetral y con un drenaje alrededor de estas que evacua aguas superficiales. Las tuberías y accesorios se encuentran en buen estado.

Foto 2: Captación N° 1 del cerro Llahuago.



Foto 3: Captación N° 2 del cerro Llahuago.



Foto 4: Captación N° 3 del cerro Llahuago.



Foto 5: Tapa metálica de la cámara de válvulas en mal estado.



Tabla 10: Caudal de las captaciones en periodos de estiaje y lluvias.

Captación	Caudal (Lt/s)		Descripción
	Estiaje	Lluvias	
Santa Rosa	1.3	2.2	Ubicado en el sector Vista Alegre
Captación 1	0.25	0.45	Ubicadas en el cerro Llahuago.
Captación 2	0.25	0.5	
Captación 3	0.3	0.45	

Fuente: Área Técnica Municipal del Distrito de Pimpingos).

4.1.2. Línea de conducción

La línea de conducción cuenta con un aproximado de 17852.18 ml de material PVC C-10 de 2" de diámetro y de 2000.00 ml de tubería PVC C-15 de 2" de diámetro. Las válvulas de aire en la línea de conducción no se encuentran operativas. Para evitar el acumulamiento de aire en la tubería de conducción se ha previsto romper el tubo con taladro de 1/8" de diámetro en ciertas partes estratégicas en la línea ocasionando de una cierta manera pérdidas de agua.

Foto 6: Rotura con taladro de 1/8" en la parte superior de la tubería.



Tabla 11: Características de la de la tubería de la línea de conducción.

Diametro	Longitud (ml)	Material	Clase	Estado operativo
2"	17852.18	PVC	10	Activo
2"	2000.00	PVC	15	Activo

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Desarenador

El desarenador es de concreto armado apoyado cuyo objetivo es proteger las dos líneas de conducción, los equipos y accesorios instalados; removiendo el material solido presente en el agua como partículas como arenas, arcillas, gravas y material orgánico de cierto tamaño que ingresa de los dos tipos de fuentes de dicho sistema.

Estas estructuras también se han construido en el año 2017, no presentan daños en el concreto por lo que viene operando eficazmente con un correcto mantenimiento. Ambos desarenadores se encuentran protegidos con un cerco perimétrico de alambre de púas, se da una constante limpieza y mantenimiento al área en donde se encuentran las estructuras, esto no evita que la pintura se vea afectada por las lluvias y la humedad de la zona.

Esta estructura es de flujo horizontal y está diseñado para el pretratamiento del agua, tiene un ancho de 3.00 m, una longitud de 3.80 m y una altura de 1.50 m.

Foto 7: Desarenador del sistema de agua potable.



4.1.4. Cámara Rompe Presión

Los CRP-6 en las dos líneas de conducción del sistema de agua potable de la localidad de Pimpingos se encuentran distribuidos según su ubicación detallados en la **tabla 12**; todas las CRP-6 no presentan daños estructurales presentándose en un muy buen estado, no se da un mantenimiento y limpieza constante por lo que en algunas ocasiones estas colapsan dificultando la conducción del agua.

Tabla 12: Ubicación de las CRP-6 en el sistema de agua potable.

Nº CRP-6	Coordenadas		Progresiva	Cota (msnm)
	Este	Norte		
CRP T – 6 N° 01	748004.400	9320641.200	0+280.00	2178.00
CRP T – 6 N° 02	747953.692	9320802.261	0+480.00	2126.00
CRP T – 6 N° 03	747968.683	9320997.849	0+680.00	2076.00
CRP T – 6 N° 04	749414.673	9322133.329	4+060.00	2026.00
CRP T – 6 N° 05	749488.247	9322304.331	4+334.00	1976.00
CRP T – 6 N° 06	752210.520	9325365.602	11+900.00	1936.00
CRP T – 6 N° 07	749317.102	9327453.795	17+830.00	1890.00
CRP T – 6 N° 08	748315.469	9328927.198	20+400.00	1810.00

Fuente: ATM del distrito de Pimpingos.

4.1.5. Válvulas de purga

Las cámaras de válvulas son de concreto armado, no presentan daños estructurales, cuentan con un drenaje que evita el contacto del concreto con la humedad del terreno, la tapa de la estructura es metálica y se encuentra afectada por la corrosión debido a la exposición a la intemperie. No todas las cámaras de válvulas cuentan con limpieza y mantenimiento ocasionando colapsos cada cierto tiempo.

Las válvulas de purga se encuentran instalados en los puntos más bajos de las líneas de conducción. También son considerados pequeños accesorios hidráulicos donde su función es evacuar o limpiar sedimentos acumulados

en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, las líneas de conducción cuentan con válvulas de Purga distribuidos según su ubicación detallados en la **tabla 13**.

Tabla 13: Ubicación de las válvulas de purga.

Válvula de purga	Coordenadas		Progresiva	Cota (m s.n.m)
	Este	Norte		
Nº 01	748801.756	9321543.589	2+340.00	2029.000
Nº 02	749792.258	9322741.078	5+080.00	1993.000
Nº 03	750264.078	9322919.433	5+665.00	1860.000
Nº 04	751216.771	9323651.816	7+320.00	1929.000
Nº 05	751342.534	9323599.816	7+760.00	1930.000
Nº 06	751973.300	9325386.396	12+240.00	1914.000
Nº 07	749529.431	9327576.929	17+560.00	1883.000
Nº 08	749039.198	9328180.405	19+200.00	1789.000

Fuente: ATM de la municipalidad del distrito de Pimpingos

Foto 8: Válvulas de purga.



Foto 9: Cámara de las válvulas de purga.



4.1.6. Planta de tratamiento de agua potable

La necesidad de la construcción de esta estructura surge por la captación de quebrada “Santa Rosa” debido a la cercanía de terrenos agrícolas y campos de crianza de ganado vacuno.

La planta de tratamiento se encuentra construida a 1826 msnm, cada componente es de concreto armado y cuenta con un sedimentador que remueve el material sólido presente en el agua, también cuenta con un pre-filtro, un filtro lento y por último una cámara de reunión de caudales.

a) Floculador

El Floculador tiene un ancho de 3 m, un largo de 3.80 m y 1.50 m de altura; está constituido por pantallas de concreto en todo el ancho de la unidad, paralelas al largo de la estructura para distribuir el flujo. Tiene cuatro secciones de paso con tabiques o pantallas de iguales características distribuidos uniformemente en toda el área.

Foto 10: Floculador de la planta de tratamiento.



b) Pre filtro

El Pre filtro es de concreto armado y cuenta con una estructura de entrada, una estructura de filtración con batería de 3 filtros de arena y grava y una estructura de salida.

- La estructura de entrada es una pequeña estructura de concreto, de forma rectangular que reúne el agua proveniente del sedimentador, con dimensiones de 0.40m x 1.00m, cuenta con dos compuertas de madera y un canal de distribución a lo ancho del filtro lento de dimensiones 0.40 m x 1.00 m, también con dos vertederos para el ingreso a la zona de filtración.
- La estructura de filtración cuenta con dos unidades de iguales características; son 3 baterías que miden 2.25 m x 4.00 m x 2.53 m de profundidad, 1.70 m x 4.00 m x 2.53 m de profundidad y 0.90 m x 4.00 m x 2.53 m de profundidad respectivamente. La grava y arena se encuentran en olvido por el inadecuado mantenimiento.
- La estructura de salida cuenta con dos vertederos de salida de igual dimensión a los de entrada y con un canal de derivación de 0.40 m x 3.20 m con salida del agua al filtro lento.

Foto 11: Pre filtro de la planta de tratamiento.



c) Filtro lento

Por su parte, el filtro lento también es de concreto armado y cuenta con una estructura de entrada, una estructura de filtración y una estructura de salida.

- La estructura de entrada es una pequeña estructura de concreto, de forma rectangular que reúne el agua proveniente del Pre filtro y consta de una cámara de distribución de 1.00 m x 1.00 m y una cámara de alivio de 1.00 m x 0.50 m. Los caudales son controlados por dos compuertas metálicas para dirigir el agua a un canal de distribución a lo ancho del filtro lento de dimensiones 0.40 m x 1.70 m, también cuenta con un vertedero para el ingreso a la zona de filtración.
- La estructura de filtración cuenta con dos unidades de iguales características con medidas de 5.20 m x 5.20 m x 3.28 m de profundidad. La grava y arena se encuentran en olvido por el inadecuado mantenimiento.
- La estructura de salida cuenta con una cámara de reunión de agua tratada de 0.75 m x 1.00 m y dos cámaras de desagüe de 0.75 m x 0.50 m.

La cámara de reunión de agua tratada dirige a los reservorios existente en el sistema.

Foto 12: Filtro lento y cámara de reunión de la planta de tratamiento.



Toda la infraestructura y accesorios no presentan daños, pero no llegan a funcionar como tal, constantemente se realizan limpiezas y eliminación de las malezas que crecen en el área del PTAP, actualmente se encuentra protegida por un cerco perimétrico compuesto por alambres de púas y postes de madera.

En la planta de tratamiento se reúnen los caudales de los dos tipos de fuentes captadas; no se realiza el tratamiento del agua con sulfato de aluminio y se sigue manteniendo en tiempos de lluvias una alta turbiedad, deduciendo que el sedimentador y los filtros no funcionan como tal. Solamente entra en función la cámara de reunión de caudales, se controla y se almacena para luego por gravedad dirigirse a los dos reservorios.

4.1.7. Reservorio

Los reservorios construidos en el sistema son estructuras apoyadas de concreto armado, tienen la función de almacenar el agua de la cámara de reunión o planta de tratamiento con el propósito de ser distribuida a la población.

El sistema de agua potable de la localidad de Pimpingos cuenta con dos reservorios los cuales tiene como función almacenar el agua durante la noche y así lograr abastecer en el día entre los horarios de 5.30 am hasta 9.00 pm.

El primer reservorio: se encuentra a una cota de 1825.114 m s. n. m. con una capacidad de 32.817 m³ de forma circular.

Este reservorio se construyó con una cota más elevada en comparación al segundo reservorio, su construcción forma parte del proyecto de ampliación del sistema de agua potable de la localidad que se realizó en el año 2017, por las necesidades del suministro de agua de un grupo de pobladores que se establecieron en las partes altas de la localidad. Su estructura y accesorios no cuenta con ningún daño y se encuentra en un buen estado permitiendo su correcto funcionamiento; la pintura se ve afectada por la humedad característico de la zona. Cuenta con una escalera metálica móvil que permite el acceso a su interior para la limpieza y cloración constante que realiza el área técnica municipal.

También cuenta con una tapa metálica que se encuentra oxidada, y la caseta de válvulas se encuentra en perfecto estado funcionando correctamente.

Foto 13: Reservorio circular del sistema de agua potable.



El segundo reservorio: se localiza en una cota de 1808.137 m s. n. m. con una capacidad 59.92 m³ de forma rectangular. Este reservorio fue construido en el 2005 por el proyecto Caritas para abastecer desde ese entonces a la localidad de Pimpingos.

Su infraestructura se encuentra en regular estado con algunos daños estructurales: deterioros del concreto y del acero en la tapa, rajadura y descascaramiento del concreto en los lados del reservorio.

Por su parte la caseta de válvulas se encuentra en el mismo estado con algunas de las válvulas rotas.

Foto 14: Reservorio rectangular del sistema de agua potable.



Foto 15: Rotura y fisuras del concreto en el Reservorio rectangular.



4.1.8. Línea de aducción y distribución

Se tiene la instalación de 529.33 ml de línea de aducción de tubería PVC de diámetro 3" con una cámara de concreto armado con una válvula de control general.

En la red de distribución hay un aproximado de 1690.27 m de tubería de PVC de diámetro 2 ½" y 375.02 ml de tubería de PVC de diámetro 2" para agua fría a presión NTP 399. 002 clase 7.5.

Dentro de la red de distribución existen 5 cajas de concreto con válvulas de purga para la limpieza continua, también hay 8 cajas de concreto armado con válvulas de control y 8 cajas de concreto armado dónde están instalados una válvula de aire.

En la red de distribución no existen de cámaras rompe presión tipo 7 operativas por lo que genera problemas de altas presiones en las conexiones domiciliarias ocasionando roturas de la tubería en las conexiones domiciliarias y accesorios.

Además, señalar que la línea de aducción se encuentra totalmente enterrada y la línea de distribución en la parte central de la localidad se encuentra pavimentada y los ramales se encuentran enterrados, aparentemente en buen estado por el tiempo de uso de 5 años aproximadamente.

Tabla 14: Características de la tubería de la línea de aducción y distribución.

Diametro	Longitud (ml)	Material	Clase	Estado operativo
3"	529.33	PVC	7.5	Línea de aducción Activo
2 ½"	1690.27	PVC	7.5	
2"	375.02	PVC	7.5	Línea de distribución
1 ½"	580.20	PVC	7.5	Activo
1"	783.12	PVC	10	

Fuente: Elaboración propia.

4.2. Evaluación hidráulica

4.2.1. Dotación

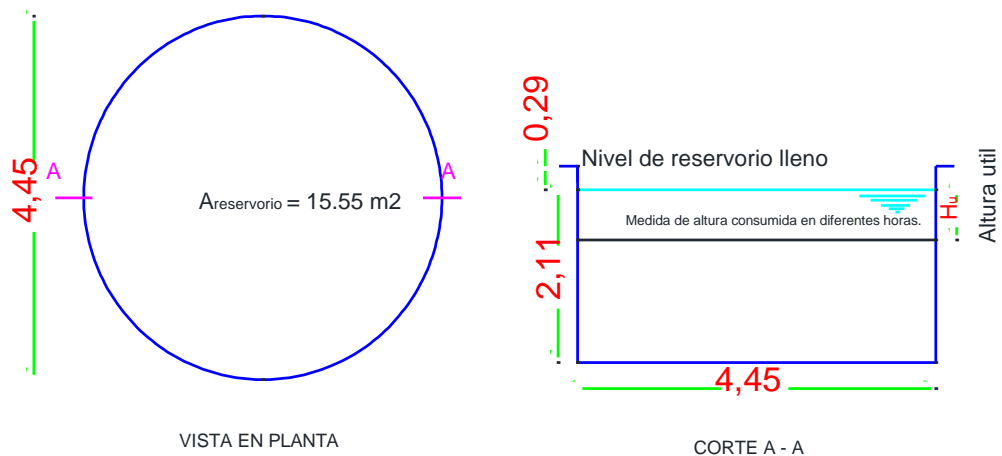
Para conocer la cantidad de agua real que satisface las necesidades diarias de la población y al no existir la instalación de micro medidores de agua en las instalaciones domiciliarias se realizaron medidas de la altura de agua consumida por hora en los reservorios.

El reservorio circular es el que abastece en las primeras horas de la mañana llegando a consumirse en un aproximado de 5 horas en el día de máximo consumo. Posteriormente, el abastecimiento lo realiza el reservorio rectangular que se apertura abriendo una válvula de control. Las medidas del nivel de agua consumida se miden en ambos reservorios las horas en las que trabaja cada uno.

La medida del nivel de agua consumida por hora (altura útil) se realizó por un mes en diferentes días y horas y se midió desde el nivel del tubo de rebose hasta el nivel superior de la tubería de salida y los resultados de registros de alturas consumidas por hora se muestran en los **anexos 6; 7; 8 y 9**.

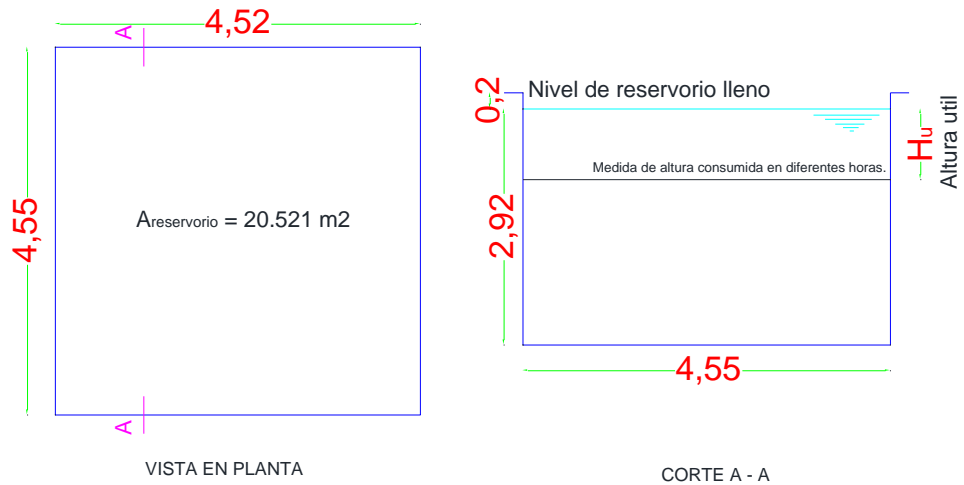
El cálculo del volumen por hora consumida (m^3/h) se realiza conociendo el área de la superficie de los reservorios multiplicado por la altura de agua consumida por hora (**ver figura 14 y figura 15**).

Figura 20: Dimensiones del reservorio N° 1.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 21: Dimensiones del reservorio N° 2.



Fuente: Elaboración propia.

El registro y el cálculo del volumen en m^3/h se realizan mediante el siguiente procedimiento:

Reservorio circular							
Fecha	02/05/2022		03/05/2022		...	08/05/2022	
DÍA	Lunes		Martes			Domingo	
Horario	Hconsumida (cm)	V (m^3)	Hconsumida (cm)	V (m^3)		Hconsumida (cm)	V (m^3)
05:30 - 06:00	5.2	0.81	5.6	0.87		8.4	1.31
06:00 - 07:00	30.3	4.71	32.4	5.04		36.7	5.71
⋮							
Reservorio rectangular							
⋮							
17:00 - 18:00	20.8	3.23	26.4	4.11		30.1	4.68
18:00 - 19:00	18.3	2.85	24.3	3.78		29.7	4.62

Para determinar V se debe multiplicar $H_{consumida}$ en m por el área de los reservorios según corresponda. Luego se ordenan los datos del volumen general consumidos por horas (**ver anexos 10; 11; 12 y 13**).

Donde:

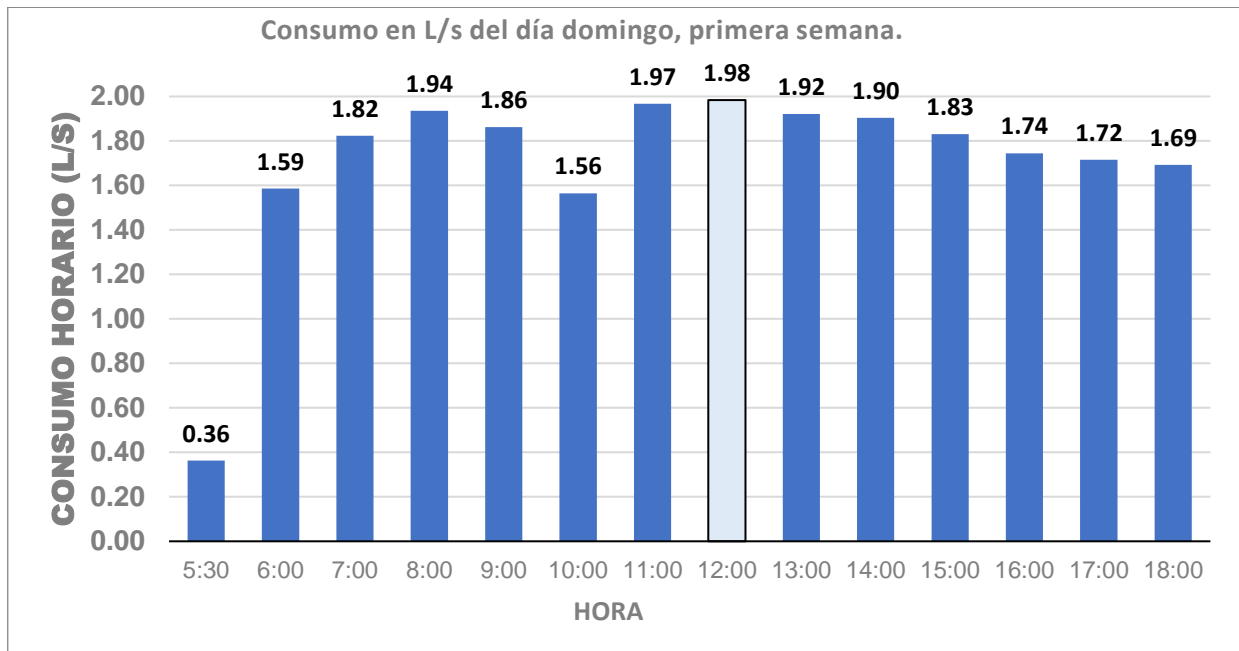
- $H_{consumida}$: Medidas registradas los reservorios en cm.
- V : Volumen en m^3/h .

Tabla 15: Consumo del día de máximo consumo en la primera semana.

Primera semana				
Día		Domingo		
Horario	V (m3)	V (l/h)	V (l/s)	
05:30 - 06:00	1.31	1306.44	0.36	
06:00 - 07:00	5.71	5707.89	1.59	
07:00 - 08:00	6.56	6563.30	1.82	
08:00 - 09:00	6.97	6967.68	1.94	
09:00 - 10:00	6.70	6703.28	1.86	
10:00 - 11:00	5.63	5629.48	1.56	
11:00 - 12:00	7.08	7079.63	1.97	
12:00 - 13:00	7.14	7141.19	1.98	
13:00 - 14:00	6.92	6915.47	1.92	
14:00 - 15:00	6.85	6853.91	1.90	
15:00 - 16:00	6.59	6587.14	1.83	
16:00 - 17:00	6.28	6279.33	1.74	
17:00 - 18:00	6.18	6176.72	1.72	
18:00 - 19:00	6.09	6094.64	1.69	

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 1: Consumo del día de máximo de consumo de la primera semana.



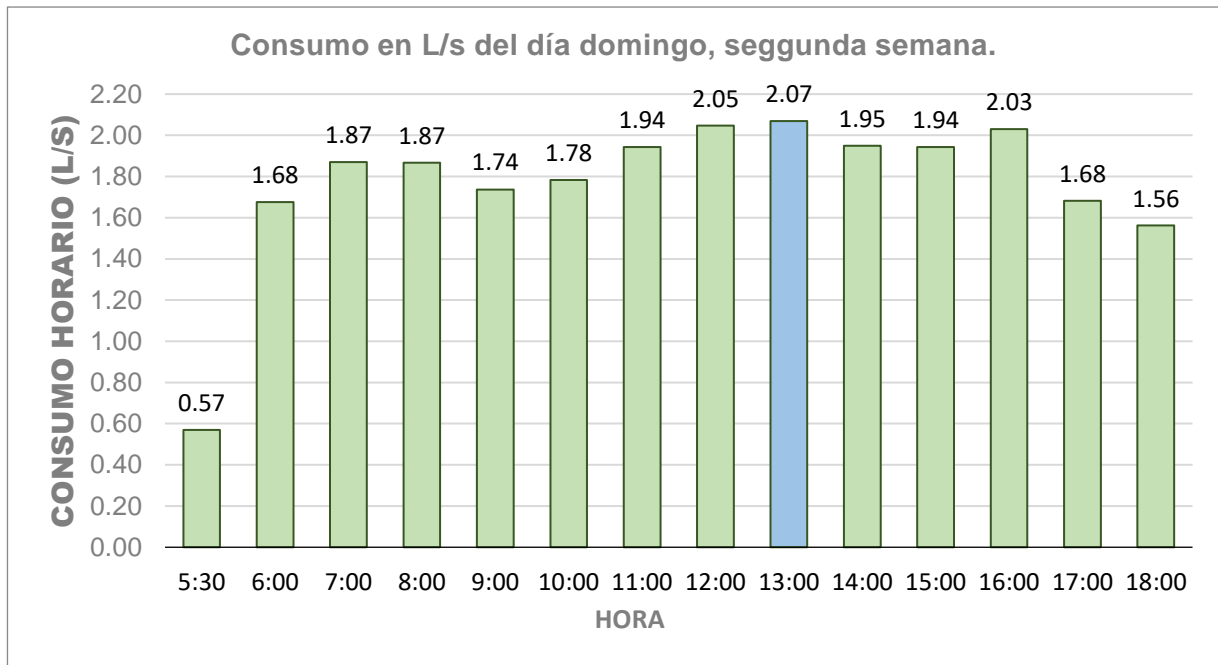
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16: Consumo en el día de máximo consumo de la segunda semana.

Segunda semana			
Día	Domingo		
Horario	V (m3)	V (l/h)	V (l/s)
05:30 - 06:00	2.05	2052.98	0.57
06:00 - 07:00	6.03	6034.50	1.68
07:00 - 08:00	6.73	6734.38	1.87
08:00 - 09:00	6.72	6718.83	1.87
09:00 - 10:00	6.25	6252.24	1.74
10:00 - 11:00	6.42	6418.98	1.78
11:00 - 12:00	7.00	6997.55	1.94
12:00 - 13:00	7.37	7366.92	2.05
13:00 - 14:00	7.45	7449.01	2.07
14:00 - 15:00	7.02	7018.07	1.95
15:00 - 16:00	7.00	6997.55	1.94
16:00 - 17:00	7.31	7305.36	2.03
17:00 - 18:00	6.05	6053.60	1.68
18:00 - 19:00	5.62	5622.66	1.56

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 2: Consumo del día de máximo de consumo de la segunda semana.



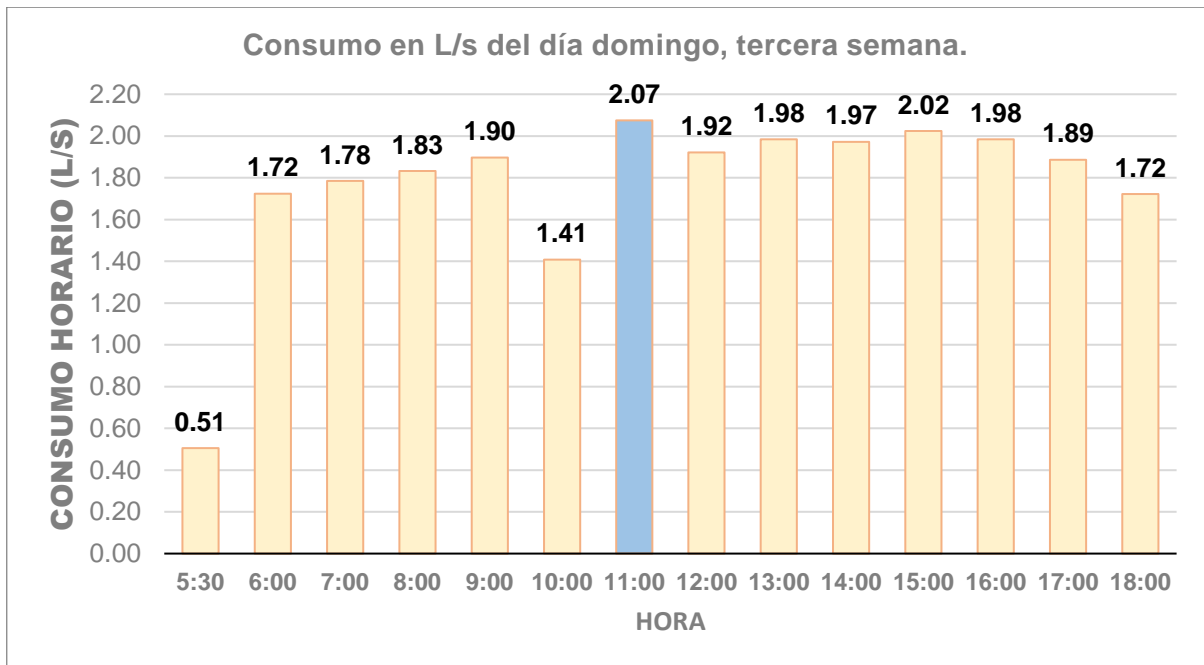
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 17: Consumo en el día de máximo consumo de la tercera semana.

Tercera semana					
Día		Domingo			
Horario		V (m3)	V (l/h)	V (l/s)	
05:30	- 06:00	1.82	1819.68	0.51	
06:00	- 07:00	6.21	6205.59	1.72	
07:00	- 08:00	6.42	6423.33	1.78	
08:00	- 09:00	6.59	6594.41	1.83	
09:00	- 10:00	6.83	6827.70	1.90	
10:00	- 11:00	5.07	5068.93	1.41	
11:00	- 12:00	7.47	7469.53	2.07	
12:00	- 13:00	6.92	6915.47	1.92	
13:00	- 14:00	7.14	7141.19	1.98	
14:00	- 15:00	7.10	7100.15	1.97	
15:00	- 16:00	7.28	7284.84	2.02	
16:00	- 17:00	7.14	7141.19	1.98	
17:00	- 18:00	6.79	6792.34	1.89	
18:00	- 19:00	6.20	6197.24	1.72	

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 3: Consumo del día de máximo de consumo de la tercera semana.



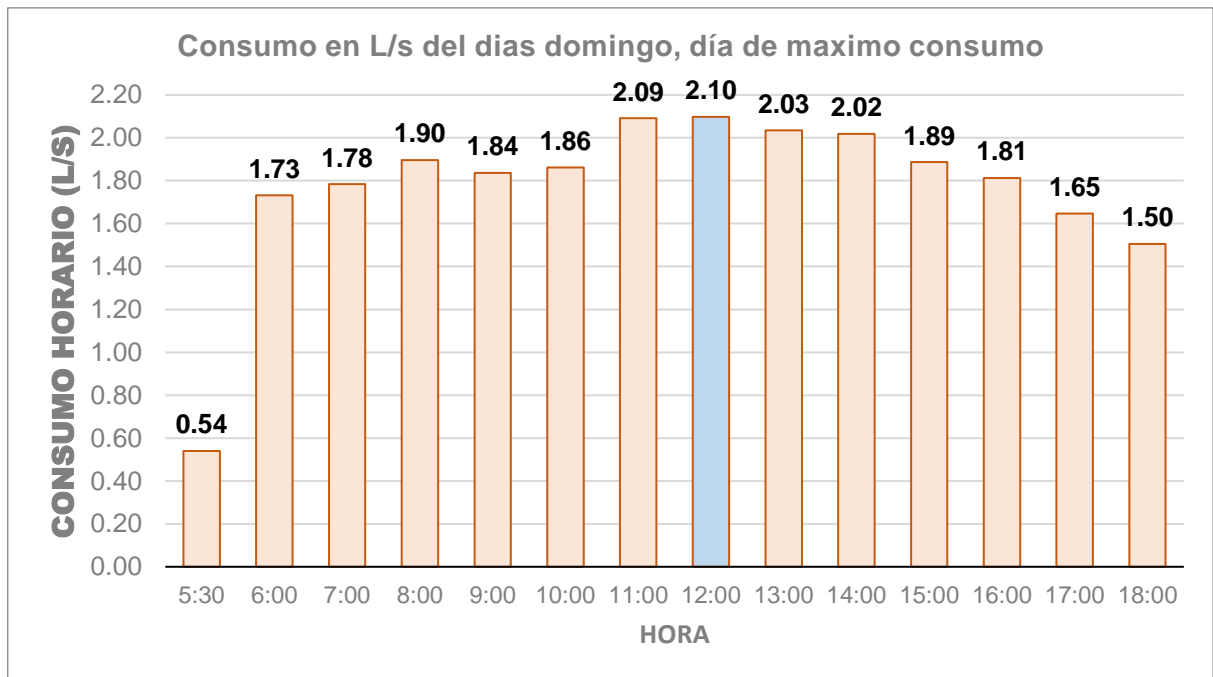
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18: Consumo en el día de máximo consumo de la cuarta semana.

Cuarta semana				
Día		Domingo		
Horario		V (m3)	V (l/h)	V (l/s)
05:30	- 06:00	1.94	1944.11	0.54
06:00	- 07:00	6.24	6236.69	1.73
07:00	- 08:00	6.42	6423.33	1.78
08:00	- 09:00	6.83	6827.70	1.90
09:00	- 10:00	6.61	6609.96	1.84
10:00	- 11:00	6.70	6703.67	1.86
11:00	- 12:00	7.53	7531.09	2.09
12:00	- 13:00	7.55	7551.61	2.10
13:00	- 14:00	7.33	7325.88	2.03
14:00	- 15:00	7.26	7264.32	2.02
15:00	- 16:00	6.79	6792.34	1.89
16:00	- 17:00	6.53	6525.57	1.81
17:00	- 18:00	5.93	5930.48	1.65
18:00	- 19:00	5.42	5417.46	1.50

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4: Consumo del día de máximo de consumo de la cuarta semana.



Fuente: Elaboración propia.

Las **tablas 15; 16; 17 y 19** muestran los resultados de consumos horarios que se dan en el día domingo (día de máximo consumo) y son representados en L/s en los **gráficos 1; 2; 3 y 4**, resaltando el consumo máximo horario.

4.2.2. Calculo de las variaciones periódicas.

Para convertir m³/ h a L/s se debe tener en cuenta sus equivalencias y se tendría que aplicar los siguientes cálculos.

$$V * \frac{1000 L}{3600 s} \dots en L/s$$

Los resultados de los **anexos 6; 7; 8 y 9** se resumen y se presentan en los **anexos 10; 11; 12 y 13**. Posteriormente se ordenan los datos como en la **tabla 19** y se realiza el procedimiento de conversión en las unidades de medida que requieran los cálculos:

a) Consumo Promedio Diario Anual (Q_p).

Tabla 19: Registro de mediciones de consumos diarios (m³), en un mes.

Parámetro	Consumo semanal V (m ³)						
Semana	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
1	50.34	56.25	---	63.93	---	48.23	86.01
2	49.48	---	58.80	---	58.32	43.88	89.02
3	---	49.68	57.48	56.52	56.91	---	88.98
4	55.02	57.20	61.61	---	---	49.48	89.08
Promedio por día	51.61	54.38	59.29	60.22	57.62	47.19	88.27
Consumo	59.80 m ³ /día						
Promedio Diario.	59798.37 Lt/día						
Anual	0.69 lt/seg						
Población	750 hab						

Fuente: Elaboración propia.

Nota: estos datos representan el resultado de los volúmenes diarios consumidos por un mes, los días de diferentes semanas que carecen de

datos es porque no se completaron las mediciones en el tiempo establecido, debido a la coincidencia de datos ya registrados.

Ahora calculamos la dotación real, considerando la **ecuación 3**: caudal promedio diario anual.

$$Q_p(\text{l/día}) = \text{Dotación (l/hab.día)} \times P (\text{Hab})$$

$$\text{Dotación} = \frac{59798.37 \text{ Lt/día}}{750 \text{ hab}} = 79.7312 \text{ l/hab.día}$$

El proyecto en estudio está ubicado en la sierra y la dotación que establece el MVCS según opción tecnológica para región sierra y con arrastre hidráulico es de 80 l/hab.d. Por lo tanto, observando los resultados concluimos que la dotación real y la dotación reglamentaria se encuentran sin diferencia significativa considerando una dotación óptima para cada habitante de la localidad.

b) Consumo Máximo Diario (Q_{md}).

Tabla 20: Cálculo del consumo máximo diario (m^3), en un mes.

Parámetro	Consumo semanal V (m3)						
Semana	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
1	50.34	56.25	---	63.93	---	48.23	86.01
2	49.48	---	58.80	---	58.32	43.88	89.02
3	---	49.68	57.48	56.52	56.91	---	88.98
4	55.02	57.20	61.61	---	---	49.48	89.08
Max Diario	55.02	57.20	61.61	63.93	58.32	49.48	89.08
Cons. Max	89.08 m3/día						
Diario (Q_{md})	89084.20 Lt/día						
	1.03 Lt/seg						

Fuente: Elaboración propia.

Ahora calculamos el coeficiente de variación de consumo diario (K_1), considerando la **ecuación 4: Consumo máximo diario**.

$$Q_{md}(\text{l/s}) = K_1 \times Q_p(\text{l/s})$$

$$K_1 = \frac{1.03 \text{ Lt/seg}}{0.69 \text{ lt/seg}} = 1.49$$

c) Consumo Máximo Horario (Q_{mh}).

Tabla 21: Cálculo del consumo máximo horario por día (m^3), en un mes.

Parámetro	Consumo semanal V (m3)						
	Semana	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado
1	4.97	6.28	---	6.13	---	4.34	7.14
2	4.96	---	5.62	---	5.41	4.02	7.45
3	---	5.05	5.49	5.79	6.00	---	7.47
4	5.05	5.43	5.62	---	---	4.64	7.55
Max	5.05	6.28	5.62	6.13	6.00	4.64	7.55
Cons. Max.	7.55 m3/hora						
Horario	7551.61 Lt/hora						
	2.10 Lt/seg						

Fuente: Elaboración propia.

Ahora calculamos el coeficiente de variación de consumo Horario (K_2), considerando la **ecuación 5: Consumo máximo horario**.

$$Q_{mh}(l/s) = K_2 \times Q_p(l/s)$$

$$K_1 = \frac{2.10 \text{ Lt/seg}}{0.69 \text{ lt/seg}} = 3.04$$

Ahora se presenta una tabla resumen de los resultados obtenidos según los cálculos reales.

Tabla 22: Resultados de caudales reales medidos.

Q_p (l/día)	Q_p (l/seg)	Q_{md} (l/seg)	Q_{mh} (l/seg)
59798.37	0.6921	1.0311	2.0977

Tabla 23: Resultados de dotación y coeficientes de variaciones reales.

Dot (l/hab.día)	K₁	K₂
79.7312	1.49	3.04

El k_1 , según el MVCS será de 1.3, al observar el k_1 calculado con medidas reales resaltamos que la variación de consumo en un día en la Localidad de Pimpingos se acerca a las especificaciones que establece el MVCS, con esto podemos concluir que el caudal máximo diario cuenta con un coeficiente de variación aceptable para los datos.

Según el RNE el K_2 varía entre 1.8 – 2.5, pero según el MVCS recomienda usar el valor de 2.0; al comparar con el k_2 calculado con medidas reales resaltamos que el coeficiente de variación de consumo en una hora en la localidad de Pimpingos es mucho mayor a la sugerida por el MVCS. Esto se debe por los pocos datos registrados en el estudio; para este dato se requiere una recopilación más minuciosa en los datos que se van a medir en el campo.

4.2.3. Evaluación hidráulica de las captaciones

Hidráulicamente se evaluará las captaciones de manantial de ladera, la línea de conducción de ambas captaciones, se evaluará la eficiencia de la planta de tratamiento de agua potable, el almacenamiento, la línea de aducción y distribución.

Existen 3 son captaciones de manantial y 1 captación de quebrada. Las de fuente subterránea dirigen sus caudales a una línea de conducción y la captación de quebrada por su parte también dirige sus caudales a otra línea de conducción.

a) Captaciones de manantial de ladera.

Para la evaluación de las cámaras húmedas de las captaciones de manantial, se hará en forma general, tomando como volumen de cámara húmeda la suma de las 3 captaciones.

Por lo tanto, el caudal máximo diario calculado según datos tomados en campo, se debe fraccionar para los dos tipos de fuente de agua y establecer caudales máximos diarios para cada fuente de agua, para esto se realizaron dos aforos de caudales en la planta de tratamiento en diferentes tiempos.

- Por condiciones del sistema de aforó los caudales de ambas captaciones en conjunto, y de los manantiales por separado. El caudal de la quebrada es la diferencia del caudal total con el caudal de los manantiales, los resultados que se muestran a continuación son los resultados de los **anexos 2; 3; 4 y 5**.

Tabla 24: Aforo de los caudales de ingreso a la PTAP: 20/02/2021.

Fecha de Aforo: 20/02/2022.		
Fuente	Q (l/s)	%
Manantial	2.11	38.21 %
Quebrada	3.42	61.79 %
Total	5.53	100 %

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25: Aforo de los caudales de ingreso a la PTAP: 28/03/2022.

Fecha de Aforo: 28/03/2022		
Fuente	Q (l/s)	%
Manantial	0.98	37.93 %
Quebrada	1.61	62.07 %
Total	2.59	100 %

Fuente: Elaboración propia.

- El porcentaje que le corresponde a cada fuente de agua en los dos tiempos de aforo, se promediará, se multiplicará al caudal máximo diario total y se obtendrá como resultado el Q_{md} para cada fuente.

Tabla 26: Resultados de los Q_{md} para cada fuente.

Fuente	% promedio del caudal de ingreso a la PTAP	Q_{md} (L/s)	Q_{md} (m^3/s)
Manantial	38.07 %	0.3926	0.0003926
Quebrada	61.93 %	0.6385	0.0006385

Fuente: Elaboración propia.

Según el MVCS, el volumen de la cámara húmeda de la captación de manantial debe ser calculado considerando un tiempo de retención entre 3 a 5 minutos para el Q_{md} .

Por lo tanto, el volumen mínimo de llenado usando el tiempo de retención de 3 minutos será:

$$V = Q_{md} (l/s) * t (s)$$

$$V = 0.3926 l/s * 3 * 60 s$$

$$V = 70.668 l$$

Y, volumen máximo de llenado se da en el tiempo de retención de 5 min.

$$V = 0.3916 l/s * 5 * 60 s$$

$$V = 117.78 l$$

En campo se verificó que las dimensiones de las cámaras húmedas de las 3 captaciones de manantial de ladera (**Ver Figura 16**) son de 0.60 m x 0.60 m x 0.42 m de altura sobre la canastilla hasta el nivel del tubo de rebose, además, la tubería de rebose de 2" mide 0.63 m, la tubería de salida es de 2" y la canastilla es de 4".

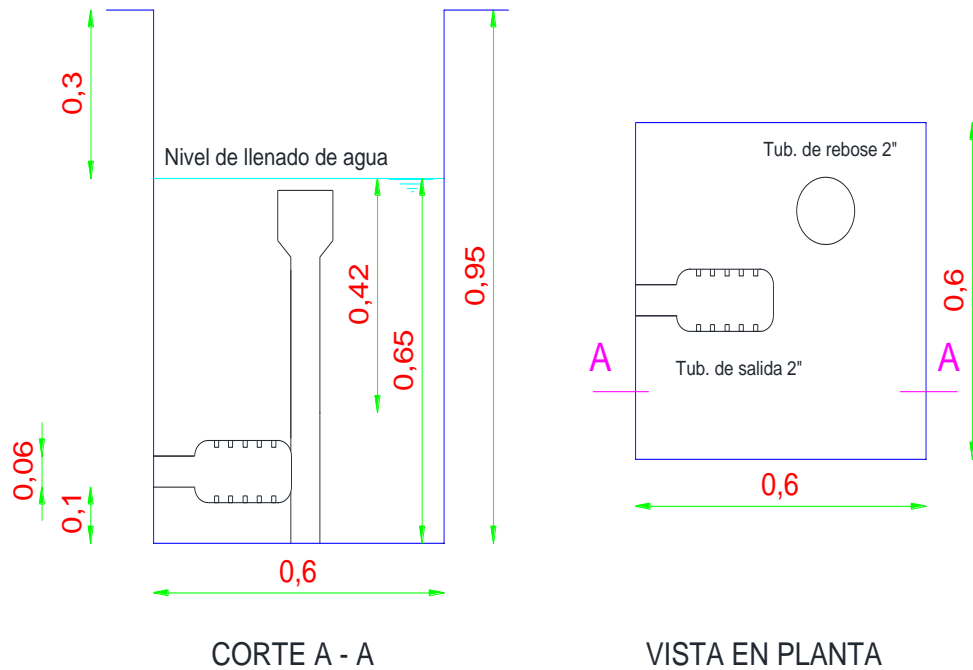
Volumen de la Cámara Húmeda real

$$V = 0.60 * 0.60 * 0.42 m^3$$

$$V = 0.1512 \text{ m}^3 \approx 151.2 \text{ l}$$

El volumen de las tres cámaras húmeda medidas en campo es de 453.6 Lt. Por lo tanto, la cámara húmeda se encuentra bien diseñada hidráulicamente porque cuenta con dimensionamiento para un mayor almacenamiento.

Figura 22: Dimensiones de la cámara húmeda de la captación de los manantiales.



Fuente: Elaboración propia.

Para realizar el dimensionamiento de la altura de la cámara húmeda se debe tomar en cuenta que:

$$Ht = A + B + C + D + E$$

Ecuación 10: Altura de la cámara húmeda

Donde:

- A : altura mínima para la sedimentación de arenas (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 (se recomienda mínimo 30 cm).
- C : altura de agua para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción (se recomienda una altura mínima de 30 cm).

Por lo tanto, al reemplazar los datos tenemos:

$$H_t = 0.10 + 0.0554 + 0.30 + 0.5 + 0.30 = 0.71 \text{ m}$$

El dimensionamiento de la estructura en campo es de 0.95 m, mayor a la medida mínima de 0.71 m según el cálculo sugerido por el MVCS. Por lo tanto, las cámaras húmedas cuentan con una altura adecuada para el funcionamiento hidráulico.

b) Captación de quebrada

Como el caudal máximo diario para ambas fuentes es de 1.0311 l/s y la quebrada según el aforo realizado en la entrada de la línea de conducción a la PTAP en tiempo de estiaje tiene un caudal de 1.61 l/s; concluyo que la captación de quebrada tiene las dimensiones adecuadas para un eficiente abastecimiento y funcionamiento hidráulico.

4.2.4. Evaluación hidráulica de la línea de conducción

a) Línea de conducción de los manantiales de ladera

Para el cálculo de diámetros de tuberías se diseña considerando el rango de velocidades admisibles que establece el MVCS; donde la velocidad mínima no debe ser menor a 0.60 m/s y la velocidad máxima admisible debe ser de 3.00 m/s, pudiendo alcanzar los 5 m/s si se justifica razonadamente.

El cálculo de los diámetros de la tubería para flujos volumétricos o caudales, se considerará el principio de continuidad en tuberías, y se tomará en cuenta la siguiente ecuación:

$$Q (m^3/s) = V (m/s) * A(m^2)$$

Ecuación 11: Caudal en tuberías con flujos volumétricos.

Donde:

Q : Caudal (m³/s)

V : Velocidad del flujo (m/s)

A : Área de la sección de la tubería (m²)

Por otro lado, conocemos que el área de una sección circular es:

$$A(m^2) = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Ecuación 12: Área de una sección circular.

Donde:

A : Área de una sección circular (m²)

D : Diámetro de la tubería(m)

π : 3.1416

Para este caso, el caudal (Q) y la velocidad máxima y mínima son conocidas. Reemplazando las formulas anteriores y despejando la variable del diámetro "D" obtenemos:

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q (m^3/s)}{\pi * V (m/s)}}$$

- El diámetro mínimo se calculará, considerando la velocidad máxima admisible de 3 m/s y el caudal máximo diario real de la **tabla 26**, se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.0003926 (m^3/s)}{\pi * 3 (m/s)}}$$

$$D = 0.0129 m \approx 1.29 cm \approx \mathbf{3/4"}$$

- El diámetro máximo se calculará, considerando la velocidad mínima admisible de 0.6 m/s y el caudal máximo diario real de la **tabla 26**, se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.0003926 (m^3/s)}{\pi * 0.6 (m/s)}}$$

$$D = 0.02883 m \approx 2.883 cm \approx 1 \frac{1}{2}''$$

Al diseñar la tubería, obtenemos un rango de diámetros los cuales cumplirían con el correcto diseño del sistema.

$$\frac{3}{4}'' \leq D \leq 1 \frac{1}{2}''$$

En campo determinamos que el diámetro de la tubería es de 2", Por lo tanto, no se encuentra en el rango de diámetros aceptables, por lo tanto, existe una deficiencia en el diseño hidráulico de la tubería que corresponde a la línea de conducción de las captaciones de los manantiales.

b) Línea de conducción de la captación de quebrada.

Del mismo modo se calculará el diámetro mínimo:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.0006385 (m^3/s)}{\pi * 3 (m/s)}}$$

$$D = 0.0165 m \approx 1.65 cm \approx 3/4''$$

El diámetro máximo se calculará, considerando la velocidad mínima admisible de 0.6 m/s y el caudal máximo diario real de la **tabla 26**, se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.0006385 (m^3/s)}{\pi * 0.6 (m/s)}}$$

$$D = 0.03684 m \approx 3.684 cm \approx 1 \frac{1}{2}''$$

Se obtiene un rango de diámetros los cuales cumplirían con el correcto diseño del sistema.

$$3/4" \leq D \leq 1 \frac{1}{2}"$$

Al igual que las captaciones de manantiales se determinó en campo que el diámetro de la tubería es de 2", Por lo tanto, no se encuentra en el rango de diámetros aceptables. Por lo que se determina que existe una deficiencia en el diseño hidráulico de la tubería que corresponde a la línea de conducción de la captación de quebrada.

4.2.5. Evaluación de la planta de tratamiento

Se realizó un control y aseguramiento de calidad de dos muestras de agua obtenidas antes del ingreso a la planta de tratamiento y a la salida de la tubería a los reservorios del sistema, los resultados se muestran en el **anexo 24**.

Mencionamos que los muestras se manejaron a temperatura adecuada para su análisis y los resultados obtenidos en los laboratorios del EPS Marañón - Jaén son los siguientes:

Tabla 27: Resultados de los parámetros evaluados de la calidad del agua.

Parámetro	Unidad	Resultados	
		Muestra TK 1	Muestra TK 2
Turbidez	NTU	8.41	6.44
Coliformes totales	NMP/100 mL	43	84
Coliformes termolerantes	NMP/100 mL	45x10 ²	8x10 ²
Bacterias heterotróficas	NMP/mL	12x10 ²	36x10 ²

Fuente: EPS Marañón S.A.

La muestra TK 1, es la muestra extraída antes del ingreso a la PTAP que según los resultados de turbidez del laboratorio nos muestra de 8.41 NTU mayor a la muestra TK 2 de 6.44 NTU, que es la segunda muestra tomada al ingreso del reservorio.

Con estos resultados se determina que la PTAP no cuenta con una operación y mantenimiento adecuado con resultados desfavorables para una distribución como agua potable.

4.2.6. Evaluación hidráulica de los reservorios

Se tiene el volumen total de los dos reservorios de 92.737 m³, además, teniendo en consideración que los suministros de las fuentes de agua son continuos, resulta que el volumen de almacenamiento será del 25% de la demanda diaria promedio anual (Q_p) medida.

$$V = 25\% * Q_p$$

Ecuación 13: Volumen de almacenamiento en reservorios.

$$V = 25\% * 59.80 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V_{almc.} = 14.95 \text{ m}^3$$

Al comparar el volumen de almacenamiento calculado con el volumen que tienen los dos reservorios no damos cuenta que es muy grande la diferencia, Por lo tanto, hidráulicamente el reservorio está muy bien diseñado.

4.2.7. Evaluación hidráulica de la línea de aducción

Para diseñar este componente se considera el caudal máximo horario de 2.0377 l/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.0020377 \text{ (m}^3/\text{s)}}{\pi * 3 \text{ (m/s)}}$$

$$D = 0.0298 \text{ m} \approx 2.98 \text{ cm} \approx 1 \text{ 1/2"}$$

El diámetro máximo se calculará, considerando la velocidad mínima admisible de 0.6 m/s y el caudal máximo diario real en m³/s, se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.0020377 \text{ (m}^3/\text{s)}}{\pi * 0.6 \text{ (m/s)}}$$

$$D = 0.06671 \text{ m} \approx 6.671 \text{ cm} \approx 3"$$

Se llega a obtener un rango de diámetros los cuales cumplirían con el correcto diseño del sistema.

$$1\ 1/2" \leq D \leq 3"$$

En campo, la dimensión del diámetro de la tubería es de 3". Por lo tanto, se encuentra en el rango de diámetros aceptables y con un correcto diseño hidráulico.

4.2.8. Evaluación hidráulica de la línea de distribución

En la evaluación de la línea de distribución se realiza un análisis hidráulico mediante el método de Hardy Cross para la distribución de caudales en la red cerrada y la aplicación de la ecuación de Hazen – Williams para obtener presiones dinámicas en los nodos de la red. Posteriormente, los resultados se comparan con las presiones reales medidas en las conexiones domiciliarias.

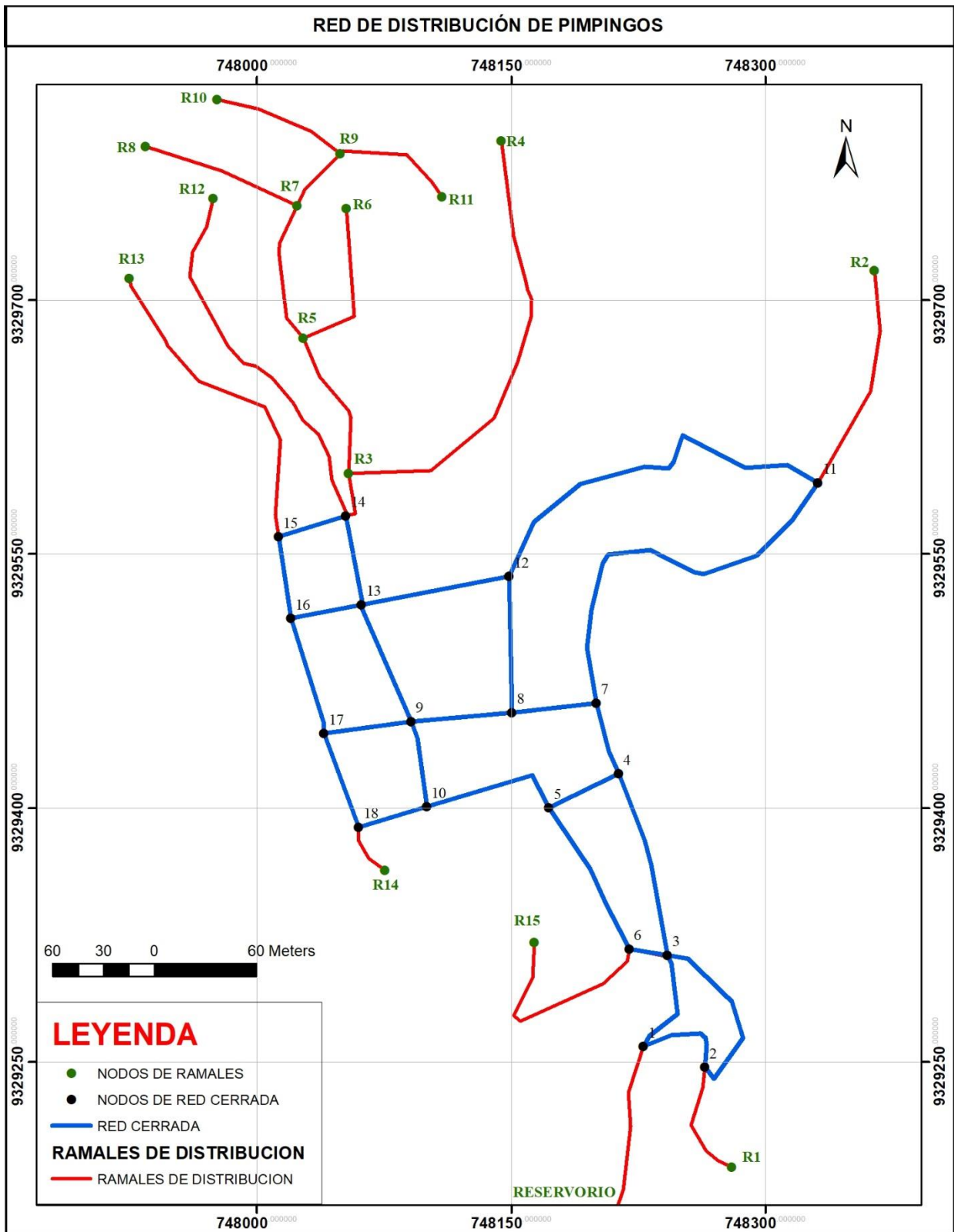
La localidad de Pimpingos cuenta con dos reservorios de almacenamiento que funcionan de 5:50 am a 7:00 pm todos los días. Su funcionamiento es rotativo, el primer reservorio que se ubica en una cota mucho más alta trabaja abasteciendo a la población hasta un aproximado de las 11 am, posteriormente mediante una válvula de control se activa el funcionamiento del segundo reservorio.

Para este caso, para cada reservorio existen diferentes presiones. Por lo tanto, se realizará una evaluación para cada reservorio por individual, ya que estos trabajan en diferentes horarios.

El tipo de red de la localidad es mixta, con una red cerrada en la parte central y ramales que se conectan a algunos de sus nodos. Esto, se considera para el análisis mediante el método de Hardy Cross y la obtención de la presión dinámica en los nodos.

Existen 18 nodos en la red cerrada y 15 nodos que se encuentran en los ramales. La distribución de nodos de conexión y la clasificación de los dos tipos de red se muestra en las **figuras 17**.

Figura 23: Red de distribución de la localidad de Pimpingos.



Fuente: Elaboración propia.

Las medidas de presiones en las conexiones domiciliarias se realizaron en el día de máximo consumo (domingo, 12:00 m – 1:00 pm) y se detallan en la **tabla 28**.

El análisis mediante el método de Hardy Cross se realizará considerando los parámetros de diseño como:

- El caudal máximo horario = 2.0377 l/s
- Los diámetros interiores de las tuberías (Tabla 6).
- Las cotas de los nodos.
- Las presiones de servicio según el MVCS.
- Las velocidades mínimas y máximas admisibles según el MVCS.

Además, se debe tener en cuenta que las presiones de servicio, Según el MVCS, debe ser:

- 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.
- La presión estática no debe ser mayor de 60 m.c.a
- Para la línea de aducción será la carga estática máxima será de 50 m y la carga dinámica mínima será de 1m.

A) Medida de presiones en las conexiones domiciliarias

(i). Segundo reservorio

Para el día y el horario en el que se midieron las presiones dinámicas en las conexiones domiciliarias se encuentra abasteciendo el segundo reservorio. Es por eso que solamente se realizará un análisis cuando trabaja este segundo componente de almacenamiento.

Este segundo reservorio se encuentra a una Cota de 1808 msnm y abastece a la población desde que se termina el volumen del primer reservorio hasta el horario en el que se cierra el sistema.

En la tabla 28 tenemos las presiones dinámicas reales medidas en las conexiones domiciliarias con ayuda de un manómetro en horario de máximo consumo.

Tabla 28: Presiones dinámicas medidas en las conexiones domiciliarias.

N°	N° vivienda cercana al nodo de la red	Nodo de red	Presión (bar)	Presión (m.c.a.)
1	12	P1	4.50	45.90
2	3	P2	4.00	40.80
3	36	P3	4.25	43.35
4	47	P4	4.50	45.90
5	24	P5	5.25	53.55
6	130	P6	4.25	43.35
7	145	P7	5.50	56.10
8	146	P8	5.75	58.65
9	150	P9	5.00	51.00
10	49	P10	4.25	43.35
11	65	P11	5.50	56.10
12	191	P12	5.00	51.00
13	177	P13	5.50	56.10
14	181	P14	6.00	61.20
15	280	P15	5.75	58.65
16	183	P16	6.50	66.30
17	174	P17	5.75	58.65
18	34	P18	6.00	61.20
19	1	R1	3.50	35.70
20	73	R2	6.25	63.75
21	225	R3	5.50	56.10
22	217	R4	6.25	63.75
23	260	R5	5.00	51.00
24	230	R6	4.50	45.90
25	251	R7	4.75	48.45
26	244	R8	7.00	71.40
27	249	R9	5.00	51.00
28	239	R10	6.25	63.75
29	237	R11	5.25	53.55
30	271	R12	6.00	61.20
31	284	R13	7.75	79.05
32	35	R14	5.75	58.65
33	15	R15	4.75	48.45

Fuente: Elaboración propia.

Al observar los resultados de la tabla 28, se tiene la medida de presiones dinámicas de 33 conexiones domiciliarias, correspondiéndole un dato de estos a cada uno de los nodos cercanos para su análisis.

- En toda la red mixta se presentan 9 presiones que son mayores a 60 m.c.a., siendo la presión máxima de 79.05 m.c.a. y la presión mínima de 35.70 m.c.a. Demostrando las quejas de los usuarios que lamentablemente sufren de roturas de tuberías y tienen que controlar las presiones con una válvula de control (válvula globo) manteniéndole cerrada, por esto existe una deficiencia hidráulica en la red distribución con problemas de presiones altas.
- 24 nodos que representan el 72.7 % del total presentan presiones que cumplen lo especificado por el MVCS, con un acercamiento mínimo al límite establecido.

B) Análisis hidráulico de la red de distribución por el método de Hardy Cross

Este análisis consiste en sectorizar la red cerrada en circuitos y analizar cada tramo de tubería asignando caudales teniendo en cuenta la cantidad de conexiones de agua en cada tramo de tubería. Posteriormente, a los caudales de cada tramo de tubería se asigna un signo (+ o -) teniendo en cuenta la dirección del flujo del agua (horario o anti horario). La longitud de cada tramo y los caudales asignados se muestran en la **tabla 29** y la sectorización en circuitos se muestra en la **figura 24**.

El procedimiento del análisis se realiza de la siguiente manera:

- Asignación de caudales a los tramos de las redes (según el método de la densidad poblacional).

$$Q_p = \frac{Q_t}{P_t}$$

Ecuación 14: Caudal unitario poblacional (MVCS,2018)

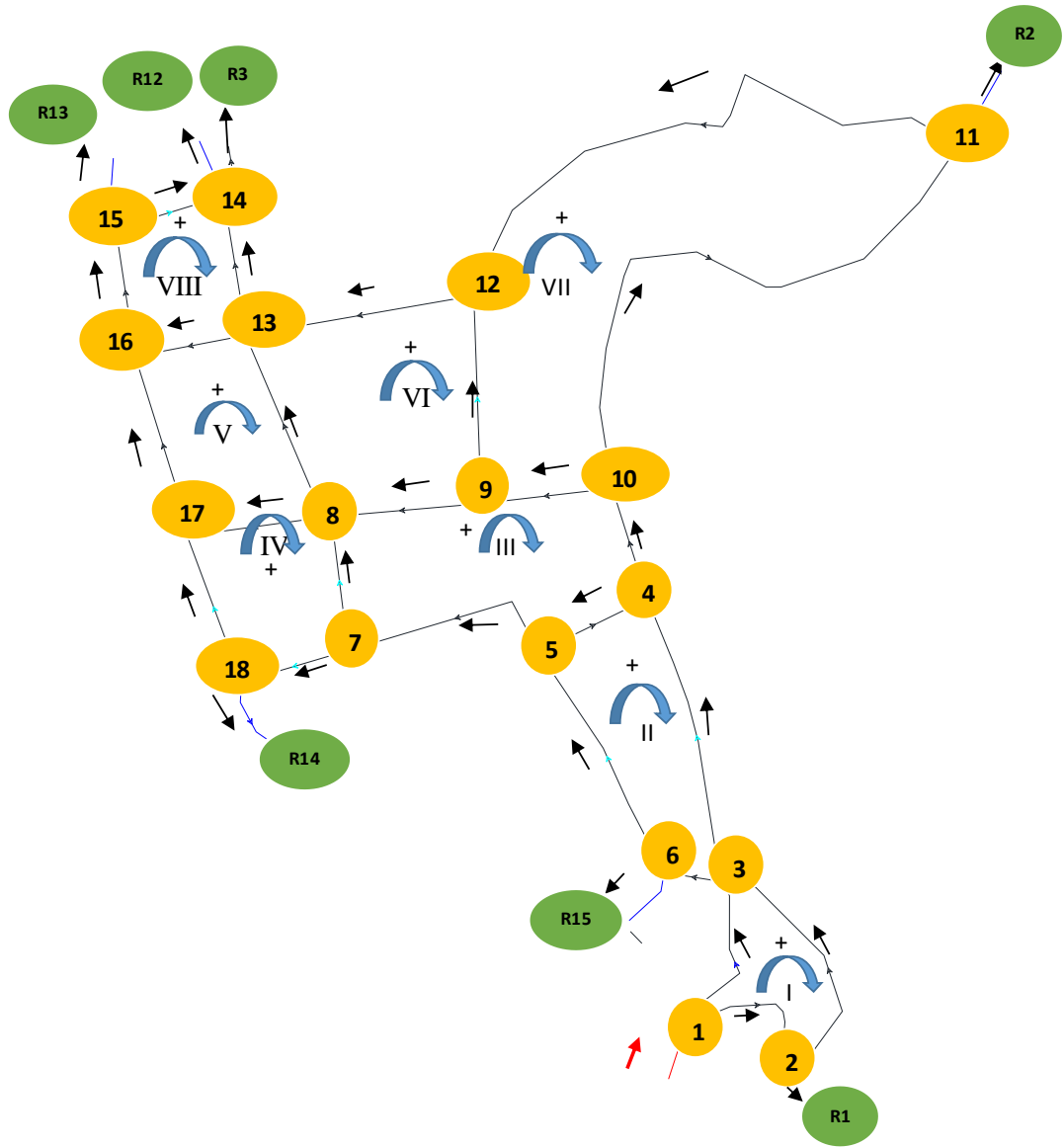
Donde:

Q_p: Caudal unitario poblacional en l/s.hab.

P_t: Población total del proyecto en hab.

P_i: Población de área de influencia del nudo "i" en hab.

Figura 24: Distribución de circuitos de la red cerrada.



Fuente: Elaboración propia.

De la figura 8, identificamos los nodos y los tramos de tubería de la red cerrada y los ramales que se conectan a los nodos 2; 11; 14; 15; 18 y 6.

El caudal máximo horario es de 2.0377 l/s e ingresa en el nodo 1. De la figura también se sabe que el caudal de ingreso a la red cerrada debe ser el mismo caudal de salida en los ramales R1; R2; R3; R12; R13; R14 Y R15. También, en la asignación de caudales tener en cuenta que en cada nodo el caudal de ingreso menos el caudal de salida es igual a cero.

Tabla 29: Caudales asignados a las tuberías de la red cerrada.

Tramo de tub.	Puntos		Longitud (m)	Caudal (l/s)
	Inicio	fin		
T1	1	2	56.23	0.08348
T2	2	3	109.17	0.05843
T3	1	3	64.13	1.95422
T4	3	4	112.04	0.97711
T5	4	5	45.71	0.05009
T6	6	5	96.26	0.95207
T7	3	6	22.93	0.97711
T8	5	7	86.19	1.00215
T9	7	8	51.74	0.87694
T10	9	8	59.91	0.40947
T11	10	9	49.9	0.50129
T12	4	10	43.88	0.92703
T13	10	11	238.06	0.42573
T14	11	12	234.56	0.42573
T15	9	12	78.82	0.09182
T16	12	13	87.49	0.51756
T17	8	13	74.9	1.24467
T18	13	14	53.51	1.74553
T19	15	14	42.64	0.15026
T20	16	15	48.79	0.18365
T21	13	16	42.47	0.01670
T22	17	16	70.96	0.16695
T23	8	17	51.85	0.04174
T24	18	17	58.97	0.12522
T25	7	18	42.04	0.12522

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se organizan los datos como se muestra en la **tabla 30**, la cual detalla el procedimiento iterativo para la corrección de los caudales asignados para cada tramo de la red.

Tabla 30: Primera iteración del análisis por el método de Hardy Cross

Coeficiente de Hazen – Williams (C_H) =				150				Iteración N° :		1
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.083477	-0.00075	0.0089861	-0.76119		-0.76119	-0.84467
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.058434	-0.00075	0.0128745	-0.76119		-0.76119	-0.81962
	1 - 3	64.13	0.08	1.954223	0.11600	0.0593567	-0.76119		-0.76119	1.19303
Σ					0.11449	0.08				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.909896237	-0.12470	0.1370453	-0.18457		-0.18457	-1.09447
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.050086031	-0.00024	0.0047272	-0.184573	-0.35307	0.16850	0.11841
	6 - 5	96.26	0.0678	1.244671169	0.19139	0.1537667	-0.184573		-0.18457	1.06010
	3 - 6	22.93	0.0678	1.269714185	0.04730	0.0372556	-0.184573		-0.18457	1.08514
Σ					0.11376	0.332795				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-0.859810206	-0.04398	0.0511455	-0.35307		-0.35307	-1.21288
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.191996454	-0.00311	0.0162142	-0.353074	0.29578	-0.64886	-0.84085
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.417383595	-0.01575	0.0377247	-0.353074	-0.45040	0.09733	-0.32006
	7 - 8	51.74	0.0678	1.194585138	0.09534	0.0798078	-0.353074	0.51641	-0.86948	0.32510
	5 - 7	86.19	0.0678	1.294757201	0.18436	0.1423873	-0.353074		-0.35307	0.94168
	4 - 5	45.71	0.0678	0.050086031	0.00024	0.0047272	-0.353074	-0.18457	-0.16850	-0.11841
Σ					0.21710	0.33				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-1.194585138	-0.09534	0.0798078	0.516409	-0.353074	0.86948	-0.32510
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.150258094	-0.00205	0.0136724	0.516409	0.516409	0.00000	-0.15026
	18 - 17	58.97	0.0678	0.033390688	0.00014	0.0043171	0.516409		0.51641	0.54980

	7 - 18	42.04	0.0678	0.04173836	0.00016	0.0037221	0.516409		0.51641	0.55815
Σ					-0.09709	0.10152	0.516409			
V	8 - 13	74.9	0.0678	-1.520144342	-0.21566	0.1418658	0.516409	-0.450399	0.96681	-0.55334
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.025043016	-0.00006	0.0024333	0.516409	0.863040	-0.34663	-0.37167
	17 - 16	70.96	0.0678	0.150258094	0.00281	0.0187115	0.516409		0.51641	0.66667
	8 - 17	51.85	0.0678	0.150258094	0.00205	0.0136724	0.516409	0.516409	0.00000	0.15026
Σ					-0.21085	0.17668				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.091824391	-0.00125	0.0136618	-0.450399	0.29578	-0.74618	-0.83801
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.417383595	-0.02299	0.0550915	-0.450399		-0.45040	-0.86778
	8 - 13	74.9	0.0678	1.520144342	0.21566	0.1418658	-0.450399	0.51641	-0.96681	0.55334
	9 - 8	59.91	0.0678	0.417383595	0.01575	0.0377247	-0.450399	-0.35307	-0.09733	0.32006
Σ					0.20715	0.248344				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.634423065	-0.13587	0.2141624	0.295784		0.29578	-0.33864
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.559294018	-0.10600	0.1895279	0.295784		0.29578	-0.26351
	9 - 12	78.82	0.0678	0.091824391	0.00125	0.0136618	0.295784	-0.45040	0.74618	0.83801
	10 - 9	49.9	0.0678	0.191996454	0.00311	0.0162142	0.295784	-0.35307	0.64886	0.84085
Σ					-0.23750	0.433566				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.920832593	-0.23762	0.1237080	0.863040		0.86304	-1.05779
	14 - 15	42.64	0.0678	-0.116867407	-0.00106	0.0090766	0.863040		0.86304	0.74617
	16 - 15	48.79	0.0678	0.150258094	0.00193	0.0128655	0.863040		0.86304	1.01330
	13 - 16	42.47	0.0678	0.025043016	0.00006	0.0024333	0.863040	0.516409	0.34663	0.37167
Σ					-0.23669	0.148083				

De la tabla 30:

- **Qi (l/s):** caudal unitario asignado por vivienda (el signo depende del sentido del flujo, positivo cuando el flujo se considera en sentido horario y negativo cuando se considera en sentido anti horario).
- **Hf1 (m):** es la pérdida de carga por fricción, se calcula usando la **ecuación 6:** fórmula de Hazen – Williams.
- **ΔQ1:** expresión generalizada de la fórmula de Hardy – Cross, representa la corrección o ajuste del caudal en cada circuito.

$$\Delta Q_1 = - \frac{\sum hf_1}{1.852 * \sum hf_1 / Q}$$

Ecuación 15: formula generalizada de la fórmula de Hardy Cross.

- **ΔQ2:** es el caudal de los tramos que repiten en dos o más circuitos colindantes.
- **ΔQ:** es la diferencia de ΔQ1 - ΔQ2
- **Qij:** es el valor del caudal corregido de cada iteración, resulta de la diferencia de Qi - ΔQ

Para determinar el caudal corregido de cada uno de los tramos se debe cumplir que las sumatoria de pérdidas de carga de cada circuito sea prácticamente cero, al igual que la variación de caudales ($Hf_1 = 0$ y $\Delta Q = 0$).

La tabla 30 muestra el proceso iterativo N° 1, donde no se cumple que $Hf_1 = 0$, por lo tanto, se continuará con el proceso iterativo adoptando para la nueva iteración el valor de **Qi** como el valor de **Qij** de la iteración anterior calculada.

El procedimiento de corrección de caudales, se cumple en la iteración N° 11; donde $Hf_1 = 0$ y $\Delta Q = 0$. De la última iteración se obtienen los caudales corregidos y se muestran en la **tabla 31**, las demás iteraciones realizadas se muestran en el anexo 14 al anexo 23.

Tabla 31: Caudales corregidos para las tuberías de la red cerrada.

Tramo de tub.	Puntos		Longitud (m)	Caudal (l/s)
	Inicio	fin		
Aducción	Res.	1	626.96	2.0377
T1	1	2	56.23	0.5546
T2	2	3	109.17	0.5295
T3	1	3	64.13	1.4831
T4	3	4	112.04	0.9834
T5	4	5	45.71	0.0370
T6	6	5	96.26	0.9458
T7	3	6	22.93	0.9708
T8	5	7	86.19	0.9087
T9	7	8	51.74	0.5051
T10	9	8	59.91	0.4104
T11	10	9	49.9	0.7548
T12	4	10	43.88	1.0205
T14	10	11	238.06	0.2657
T15	11	12	234.56	0.2657
T16	9	12	78.82	0.3443
T17	12	13	87.49	0.6100
T18	8	13	74.9	0.6573
T19	13	14	53.51	1.0352
T20	15	14	42.64	0.5600
T21	16	15	48.79	0.8939
T22	13	16	42.47	0.2321
T23	17	16	70.96	0.6618
T24	8	17	51.85	0.2582
T25	18	17	58.97	0.4036
T26	7	18	42.04	0.4036

Fuente: Elaboración propia.

La **tabla 32**, presenta los caudales que le corresponden a cada ramal de la red abierta.

Tabla 32: Caudales para las tuberías de la red abierta.

Tramo de tub.	Puntos		Longitud (m)	Caudal (l/s)
	Inicio	fin		
T26	2	R1	71.09	0.01670
T27	11	R2	134.39	0.07513
T28	14	R3	29.17	1.56188
T29	R3	R4	268.84	0.14191
T30	R3	R5	88.49	1.41997
T31	R5	R6	96.46	0.03339
T32	R5	R7	84.18	1.38658
T33	R7	R8	96.35	0.06678
T34	R7	R9	40.03	1.31980
T35	R9	R10	80.78	0.02504
T36	R9	R11	72.57	1.29476
T37	14	R12	223.87	0.03339
T38	15	R13	195.23	0.30886
T39	18	R14	32.34	0.01670
T40	6	R15	131.64	0.02504

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 32, y observando la figura 18 se debe cumplir que los caudales de las tuberías T27, T28, T29, T39, T40 y T41 sean igual al caudal máximo horario repartido en la red.

$$Q_{T26} + Q_{T27} + Q_{T28} + Q_{T29} + Q_{T39} + Q_{T40} = Q_{mh}$$

$$0.01670 + 0.07513 + 1.56188 + 0.30886 + 0.01670 + 0.02504 = 2.0377$$

Al realizar la comprobación, se puede concluir que la corrección de caudales por el método de Hardy Cross son los adecuados para realizar los cálculos de las velocidades y presiones dinámicas en cada nodo de la red las cuales se muestran en la **tabla 33 y tabla 34**.

Tabla 33: Cálculo de las velocidades y presiones dinámicas en la red cerrada.

Tramo (m)		Gasto (l/s)	Long. (m)	Diámetro. (m)	Velocid. (m/s)	Pérd. De carga (Hf) (m)	L.G.H (m s. n. m.)		Cota del terreno (m s. n. m.)		Presión (m)	
Inicio	Fin	Diseño					Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Res	- 1	2.0377	626.96	0.08	0.3849	1.2254	1,808.8000	1,807.5746	1,808.80	1,764.13	0.00	43.44
1	- 2	0.5546	56.23	0.0678	0.1536	0.0250	1,807.5746	1,807.5496	1,764.13	1,767.92	43.44	39.63
2	- 3	0.5295	109.17	0.0678	0.1467	0.0446	1,807.5496	1,807.5050	1,767.92	1,764.55	39.63	42.96
1	- 3	1.4831	64.13	0.08	0.2802	0.0696	1,807.5746	1,807.5050	1,764.13	1,764.55	43.44	42.96
3	- 4	0.9834	112.04	0.0678	0.2724	0.1440	1,807.5050	1,807.3610	1,764.55	1,763.08	42.96	44.28
4	- 5	0.0370	45.71	0.0678	0.0103	0.0001	1,807.3610	1,807.3609	1,763.08	1,757.16	44.28	50.20
6	- 5	0.9458	96.26	0.0678	0.2620	0.1151	1,807.4763	1,807.3612	1,761.82	1,757.16	45.66	50.20
3	- 6	0.9708	22.93	0.0678	0.2689	0.0288	1,807.5050	1,807.4763	1,764.55	1,761.82	42.96	45.66
4	- 10	1.0205	43.88	0.0678	0.2826	0.0604	1,807.3610	1,807.3006	1,763.08	1,762.28	44.28	45.02
10	- 9	0.7548	49.90	0.0678	0.2091	0.0393	1,807.3006	1,807.2614	1,762.28	1,754.20	45.02	53.06
9	- 8	0.4104	59.91	0.0678	0.1137	0.0153	1,807.2614	1,807.2461	1,754.20	1,751.15	53.06	56.10
7	- 8	0.5051	51.74	0.0678	0.1399	0.0194	1,807.2652	1,807.2458	1,748.98	1,751.15	58.29	56.10
5	- 7	0.9087	86.19	0.0678	0.2517	0.0957	1,807.3609	1,807.2652	1,757.16	1,748.98	50.20	58.29
4	- 5	0.0370	45.71	0.0678	0.0103	0.0001	1,807.3610	1,807.3609	1,763.08	1,757.16	44.28	50.20
7	- 8	0.5051	51.74	0.0678	0.1399	0.0194	1,807.2652	1,807.2458	1,748.98	1,751.15	58.29	56.10
8	- 17	0.2582	51.85	0.0678	0.0715	0.0056	1,807.2458	1,807.2402	1,751.15	1,745.75	56.10	61.49

18	-	17	0.4036	58.97	0.0678	0.1118	0.0146	1,807.2548	1,807.2403	1,744.99	1,745.75	62.26	61.49
7	-	18	0.4036	42.04	0.0678	0.1118	0.0104	1,807.2652	1,807.2548	1,748.98	1,744.99	58.29	62.26
8	-	13	0.6573	74.90	0.0678	0.1821	0.0457	1,807.2458	1,807.2002	1,751.15	1,748.90	56.10	58.30
13	-	16	0.2321	42.47	0.0678	0.0643	0.0038	1,807.2002	1,807.1964	1,748.90	1,747.57	58.30	59.63
17	-	16	0.6618	70.96	0.0678	0.1833	0.0438	1,807.2403	1,807.1965	1,745.75	1,747.57	61.49	59.63
8	-	17	0.2582	51.85	0.0678	0.0715	0.0056	1,807.2458	1,807.2402	1,751.15	1,745.75	56.10	61.49
9	-	12	0.3443	78.82	0.0678	0.0954	0.0145	1,807.2614	1,807.2469	1,754.20	1,751.48	53.06	55.77
12	-	13	0.6100	87.49	0.0678	0.1690	0.0464	1,807.2469	1,807.2004	1,751.48	1,748.90	55.77	58.30
8	-	13	0.6573	74.90	0.0678	0.1821	0.0457	1,807.2458	1,807.2002	1,751.15	1,748.90	56.10	58.30
9	-	8	0.4104	59.91	0.0678	0.1137	0.0153	1,807.2614	1,807.2461	1,754.20	1,751.15	53.06	56.10
10	-	11	0.2657	238.06	0.0678	0.0736	0.0271	1,807.3006	1,807.2735	1,762.28	1,743.40	45.02	63.87
11	-	12	0.2657	234.56	0.0678	0.0736	0.0267	1,807.2735	1,807.2468	1,743.40	1,751.48	63.87	55.77
9	-	12	0.3443	78.82	0.0678	0.0954	0.0145	1,807.2614	1,807.2469	1,754.20	1,751.48	53.06	55.77
10	-	9	0.7548	49.90	0.0678	0.2091	0.0393	1,807.3006	1,807.2614	1,762.28	1,754.20	45.02	53.06
13	-	14	1.0352	53.51	0.0678	0.2867	0.0756	1,807.2002	1,807.1246	1,748.90	1,747.64	58.30	59.48
15	-	14	0.5600	42.64	0.0678	0.1551	0.0193	1,807.1246	1,807.1052	1,747.64	1,741.63	59.48	65.48
16	-	15	0.8939	48.79	0.0678	0.2476	0.0526	1,807.1964	1,807.1439	1,747.57	1,741.63	59.63	65.51
13	-	16	0.2321	42.47	0.0678	0.0643	0.0038	1,807.2002	1,807.1964	1,748.90	1,747.57	58.30	59.63

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34: Cálculo de las velocidades y presiones dinámicas en la red abierta.

Tramo (m)		Gasto (l/s)	Long. (m)	Diámetro. (m)	Velocid. (m/s)	Pérd. De carga (Hf) (m)	L.G.H (m s. n. m.)		Cota del terreno (m s. n. m.)		Presión (m)	
Inicio	Fin	Diseño					Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
2	- R1	0.01670	71.09	0.0554	0.0069	0.0001	1,807.5496	1,807.5495	1,767.92	1,774.04	39.6296	33.51
11	- R2	0.07513	134.39	0.0554	0.0312	0.0039	1,807.2735	1,807.2696	1,743.40	1,740.41	63.8735	66.86
14	- R3	1.56188	29.17	0.0678	0.6479	0.2357	1,807.1246	1,806.8889	1,747.64	1,749.72	59.4846	57.17
R3	- R4	0.14191	268.84	0.0554	0.0589	0.0256	1,806.8889	1,806.8633	1,749.72	1,740.05	57.1689	66.81
R3	- R5	1.41997	88.49	0.0678	0.5891	0.5993	1,806.8889	1,806.2896	1,749.72	1,755.91	57.1689	50.38
R5	- R6	0.03339	96.46	0.0554	0.0139	0.0006	1,806.2896	1,806.2889	1,755.91	1,758.65	50.3796	47.64
R5	- R7	1.38658	84.18	0.0678	0.5752	0.5456	1,806.2896	1,805.7440	1,755.91	1,759.62	50.3796	46.12
R7	- R8	0.06678	96.35	0.0554	0.0277	0.0023	1,805.7440	1,805.7417	1,759.62	1,728.70	46.1240	77.04
R7	- R9	1.31980	40.03	0.0554	0.5475	0.2368	1,805.7440	1,805.5072	1,759.62	1,755.96	46.1240	49.55
R9	- R10	0.02504	80.78	0.0554	0.0104	0.0003	1,805.5072	1,805.5069	1,755.96	1,740.30	49.5472	65.21
R9	- R11	1.29476	72.57	0.0554	0.5371	0.4143	1,805.5072	1,805.0930	1,755.96	1,752.75	49.5472	52.34
14	- R12	0.03339	223.87	0.0554	0.0139	0.0015	1,807.1246	1,807.1231	1,747.64	1,744.34	59.4846	62.78
15	- R13	0.30886	195.23	0.0554	0.1281	0.0784	1,807.1439	1,807.0655	1,741.63	1,726.43	65.5139	80.64
18	- R14	0.01670	32.34	0.0554	0.0069	0.0001	1,807.2548	1,807.2548	1,744.99	1,745.61	62.2648	61.64
6	- R15	0.02504	131.64	0.0554	0.0104	0.0005	1,807.4763	1,807.4758	1,761.82	1,754.80	45.6563	52.68

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se resumen los resultados en la **tabla 35** comparando las presiones calculadas con las presiones medidas en las conexiones domiciliarias.

Tabla 35: Comparación de presiones dinámicas.

Nodos	Presión (m.c.a) Método de Hardy Cross.	Presión en conexiones domiciliarias (m.c.a)
1	43.44	45.90
2	39.63	40.80
3	42.96	43.35
4	44.28	45.90
5	50.20	53.55
6	45.66	43.35
7	58.29	56.10
8	56.10	58.65
9	53.06	51.00
10	45.02	43.35
11	63.87	56.10
12	55.77	51.00
13	58.30	56.10
14	59.48	61.20
15	65.51	58.65
16	59.63	66.30

17	61.49	58.65
18	62.26	61.20
R1	33.51	35.70
R2	66.86	63.75
R3	57.32	56.10
R4	66.96	63.75
R5	50.90	51.00
R6	48.16	45.90
R7	46.99	48.45
R8	77.90	71.40
R9	50.41	51.00
R10	66.07	63.75
R11	53.21	53.55
R12	62.78	61.20
R13	80.64	79.05
R14	61.64	58.65
R15	52.68	48.45

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 34:

- Se presentan 11 presiones que son mayores a 60 m.c.a., siendo la presión máxima de 80.64 m.c.a. y la presión mínima de 33.51 m.c.a.

- 22 nodos que representan el 66.7 % del total presentan presiones que cumplen lo especificado por el MVCS, con un acercamiento mínimo al límite establecido.
- Los resultados de presiones medidas en campo y las analizadas por el método de Hardy Cross se asemejan con una diferencia significativa de 3 a 4 m.c.a., siendo resultados favorables para el análisis.

4.3. Evaluación de la resistencia de núcleos de concreto

4.3.1. Trabajo de campo

Para realizar la evaluación de la resistencia del concreto, se extrajeron 2 testigos o núcleos de concreto con diamantina de 7 cm de diámetro como lo estipula la **Norma A.S.T.M. C 42M/NTP 339.059**. Los núcleos de concreto presentan las siguientes características:

Tabla 36: Características de los núcleos de concreto extraídos.

Testigo de concreto	Fecha de extracción	Estructura	Diámetro	Longitud
01	26/10/22	Reservorio	7 cm	14.35 cm
02	26/10/22	Reservorio	7 cm	14.35 cm

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Trabajo de laboratorio

Se realizaron ensayos de perfilado y refrendado según la **Norma A.S.T.M. C 1231/NTP 339.037**. Para cubrir pequeñas deformaciones de los testigos que quedaron al momento de la extracción con diamantina.

Por último, los testigos de concreto se sometieron al ensayo de compresión uniaxial según la Norma A.S.T.M. C 39/NTP 339.034. (**Ver anexo 25**)

Tabla 37: Detalles del ensayo de compresión uniaxial.

PROBETA N°	Fecha de rotura	Carga de rotura	f'c (kg/cm²) especificada	f'c lograda (kg/cm²)	% de resistencia
01	28/10/22	6560	210	170.47	81
02	28/10/22	6854	210	178.1	85

Fuente: GEOCON VIAL.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, el concreto de los núcleos extraídos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de los núcleos es por lo menos igual al 85% de f'c y ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75% de f'c.

Por lo tanto, según los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio se obtiene un promedio del porcentaje de resistencia a la compresión de 83%, siendo un valor menor al valor mínimo que exige la norma, determinando que la infraestructura evaluada no cumple con las especificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y se encuentra estructuralmente en estado regular.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se describió y evaluó la infraestructura del sistema de agua potable de la localidad de Pimpingos determinando que el sistema cuenta con un tiempo de vida útil de 5 años y, además, las cuatro captaciones, las dos líneas de conducción, la planta de tratamiento, los dos reservorios, la línea de aducción y la red de distribución estructuralmente se encuentra en regular estado, a excepción del reservorio rectangular que se encuentra estructuralmente con fisuras y filtraciones y viene trabajando en un aproximado de 17 años.
- En la evaluación hidráulica se determinó que el sistema cuenta con un funcionamiento aceptable en las captaciones, los reservorios y la línea de aducción; por otro lado, el funcionamiento hidráulico del sistema es desfavorable por el sobredimensionamiento del diámetro en las líneas de conducción, resultados inapropiados del control de calidad del agua en la planta de tratamiento, presiones de servicio muy altas y velocidades menores a 0.6 m/s en la red de distribución, según como lo establece el MVCS.
- Los resultados del ensayo de compresión uniaxial son en promedio el 83% de la resistencia especificada (210 kg/cm^2), siendo un valor menor a la resistencia recomendada por el RNE ($> 85\%$); determinando un regular estado en la infraestructura del reservorio circular.

5.2. Recomendaciones

- Según los resultados de las mediciones de presiones en las conexiones domiciliarias y del análisis hidráulico en la red de distribución que presenta problemas de presiones muy altas se propone una cámara reductora de presión tipo 7 en un punto estratégico de la línea de aducción.
- Instalar válvulas de purga en las partes bajas de la red de distribución para la limpieza de tramos de tuberías que por tener velocidades de flujos muy bajas presentan sedimentación.

- Solicitar a la Dirección General de Salud la supervisión, operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de agua potable por un personal calificado y capacitado para el funcionamiento de este componente según el Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano aprobado por el Decreto Supremo N°031-2010-SA.
- Capacitar a los operarios encargados de dar mantenimiento a los componentes hidráulicos del sistema para que se logre una eficiente distribución de agua potable y, además, concientizar a la población del cuidado del agua y evitar el uso desmedido de este recurso.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bibliografía

- AGÜERO, Roger. Agua Potable Para Poblaciones Rurales - Sistemas de Abastecimiento Por Gravedad Sin Tratamiento. Lima: SER [Asociación Servicios Educativos Rurales], 1997.
- GARCÍA, José. Sistema de captaciones de agua en manantiales y pequeñas quebradas para la Región Andina. Argentina: CIPAF [Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico para la Pequeña Agricultura Familiar], 2011.
- INACAL. NTP 399.002 - 2015. Lima: INACAL, 2015.
- MENDOZA, A. Memoria anual 2020 [en línea]. Lima: Sedapal, 2020.
- MINSA [Ministerio de Salud]. Dirección General de Salud Ambiental del Ministerio de Salud. Reglamento de la calidad del agua para consumo humano: D.S. N° 031-2010-SA. Lima: Grafic, 2011.
- MOYA, Próspero. Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado. Lima, 1997.
- MVCS [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Norma E.060 Concreto armado. Lima: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009.
- MVCS [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Norma OS.050 Redes de distribución de agua para el consumo humano. Lima: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009.
- MVCS [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Norma OS.020 Planta de tratamiento de agua para consumo humano del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006.
- MVCS [Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento]. Norma Técnica de Edificaciones OS.010 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Macro, 2006.
- MVCS [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnologías para Sistemas de Saneamiento en el ámbito Rural. Lima: Dirección General de Políticas y Regulación en Construcción y Saneamiento, 2018.
- MVCS [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Plan Nacional de Saneamiento 2022-2026. Lima: Biblioteca Nacional del Perú, 2021.
- SALDARRIAGA, Juan. Hidráulica de tuberías, abastecimiento de agua, redes y riesgos. Colombia: Alfaomega, 2007.

UNESCO [Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura]. Informe Mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos 2021: El valor del agua. Chile: Biblioteca CIREN, 2021.

VIERENDEL. Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Lima, 2009.

Linkografía

Agüero, R. Guía para el diseño y construcción de captación de manantiales [en línea]. Lima: Organización Panamericana de la Salud, 2004 [consultado: 30 de noviembre de 2022]. Disponible en: https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/AGUERO%202004.%20Gu%C3%ADa%20dise%C3%B1o%20y%20construcci%C3%B3n%20de%20captaci%C3%B3n%20de%20manantiales.pdf

Agüero, R. Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados [en línea]. Lima: Organización Panamericana de la Salud, 2004 [consultado: 30 de noviembre de 2022]. Disponible en: https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/AG%C3%9CERO%202004.%20Dise%C3%B1o%20y%20construcci%C3%B3n%20de%20reservorios%20apoyados.pdf

Comisión Nacional de Agua. Manual de Incremento de Eficiencia Física, Hidráulica y Energética en Sistemas de Agua Potable [en línea]. México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2012 [consultado: 22 de julio de 2022]. Disponible en: <http://www.conagua.gob.mx/conagua07/publicaciones/publicaciones/sgapds-1-12.pdf>

DELGADO CHÁVARRI, C y FALCÓN BARBOZA, J. Evaluación del abastecimiento de agua potable para gestionar adecuadamente la demanda poblacional utilizando la metodología SIRAS 2010 en la ciudad de Chongoyape, Chiclayo, Lambayeque, Perú [en línea]. Lima. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil. Universidad San Martín de Porres, 2019 [consultado: 08 de agosto de 2022]. Disponible en: <https://repositorio.usmp.edu.pe/handle/20.500.12727/5195>

INEI [Instituto Nacional de Estadística e Informática]. Acceso a los servicios básicos en el Perú, 2021 [en línea]. Lima: Instituto Nacional de Estadística de Informática (INEI), 2021 [consultado: 15 de setiembre de 2022]. Disponible en: https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1863/libro.pdf

INEI [Instituto Nacional de Estadística e Informática]. Compendio Estadístico 2017 [en línea]. Cajamarca: Instituto Nacional de Estadística de Informática (INEI), 2017 [consultado: 15 de setiembre de 2022]. Disponible en:

https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1492/libro.pdf

INEI [Instituto Nacional de Estadística e Informática]. Formas de Acceso al Agua y Saneamiento Básico [en línea]. Lima: Instituto Nacional de Estadística de Informática (INEI), 2020 [consultado: 15 de setiembre de 2022]. Disponible en: https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/boletines/boletin_agua_junio2020.pdf

MVCS [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Reglamento de la Ley Marco de la Gestión y Prestación de los Servicios de Saneamiento [en línea]. Lima: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2017 [consultado: 13 de julio de 2022]. Disponible en: <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales/decreto-supremo-que-aprueba-el-reglamento-del-decreto-legisl-decreto-supremo-n-019-2017-vivienda-1537155-4/>

OPS [Organización Panamericana de la Salud]. Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores [en línea]. Lima: Organización Panamericana de la Salud, 2005 [consultado: 15 de julio de 2022]. Disponible en: https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/OPS%202005b.%20Gu%C3%ADa%20desarenadores%20y%20sedimentadores.pdf

PLASENCIA PALOMINO, R. S. Diagnóstico del sistema de agua potable del centro poblado El Tuco, del distrito de Bambamarca - Hualgayoc - Cajamarca [en línea]. Cajamarca. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil. Universidad Nacional de Cajamarca, 2013 [consultado: 08 de agosto de 2022]. Disponible en: <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/669>

REAL ACADEMIA ESPAÑOLA [RAE]. Estiaje [en línea]. del.rae.es, 2021 [consultado: 08 de agosto de 2022]. Disponible en: <https://dle.rae.es/estiaje>

RIVAS LARA, R. Situación del agua potable y el alcantarillado en el Perú [en línea]. iagua.es, 2021 [consultado: 10 de agosto de 2022]. Disponible en: <https://www.iagua.es/blogs/rafael-saul-lara-rivas/situacion-agua-potable-y-alcantarillado-peru>

Sistema intermunicipal de los servicios de agua potable y alcantarillado. Criterios y lineamientos técnicos para factibilidades [en línea]. SIAPA, 2014 [consultado: 30 de noviembre de 2022]. Disponible en: https://www.siapa.gob.mx/sites/default/files/capitulo_2._sistemas_de_agua_potable-1a._parte.pdf

SOTO GAMARRA, A. R. La sostenibilidad de los sistemas de agua potable en el centro poblado Nuevo Perú, distrito La Encañada - Cajamarca, 2014 [en línea]. Cajamarca. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil. Universidad

Nacional de Cajamarca, 2014 [consultado: 10 de agosto de 2022]. Disponible en: <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/677>

SPENA GROUP. Planta de Tratamiento de Agua Potable Modular – PTAP [en línea]. Spena group, 2016 [consultado: 30 de noviembre de 2022]. Disponible en: <https://spengroup.com/planta-tratamiento-agua-potable/>

SUNASS [Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento]. Glosario de Términos en Gestión de los Servicios de Saneamiento [en línea]. Lima, 2000 [consultado: 12 de agosto de 2022]. Disponible en: <https://www.aya.go.cr/centroDocumetacion/catalogoGeneral/Glosario%20de%20t%C3%A9rminos%20Saneamiento%20Ambiental%20y%20Agua.pdf>

SUNASS [Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento]. La calidad del agua potable en el Perú [en línea]. Lima: Tarea Gráfica, 2004 [consultado: 12 de agosto de 2022]. Disponible en: <https://www.sunass.gob.pe/wp-content/uploads/2020/09/Jica-2004.pdf>

TACILLA MANTILLA, M. T. Evaluación del Sistema de Agua Potable en el Centro Poblado Casa Blanca, Distrito de San Gregorio – San Miguel, 2021 [En línea]. Cajamarca. Tesis para optar el título profesional de ingeniero hidráulico. Universidad Nacional de Cajamarca, 2022 [consultado: 18 de octubre de 2022]. Disponible en: <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/5048>

ANEXOS

Anexo 1: Conexiones no domésticas en la localidad de Pimpingos.

Conexión no doméstica	Área (m ²)	Hab	Dotación (l/hab.día)
Iglesia	435.98	---	---
Mercado	633.48	---	---
PNP	---	5	---
I.E.I	---	40	20
I.E.P.S	---	145	25
Municipio	147.5	---	---
Parque	1199.9	---	30
PRONEI	139.7	---	---
Posta	695.38	---	---

Fuente: elaboración propia.

Anexo 2: Aforo del caudal total de ingreso a la PTAP: 20/02/2022.

Fecha de Aforo: 20/02/2022		
Nro. de Prueba	VOLUMEN (litros)	TIEMPO (seg)
1	20	3.58
2	20	3.72
3	20	3.53
4	20	3.64
5	20	3.60
Tiempo promedio (s) =		3.614
Q (l/s)=		5.53 Lt/s

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 3: Aforo del caudal de manantiales de ingreso a la PTAP: 20/02/2022

Fecha de Aforo: 20/02/2022		
Nro. de Prueba	VOLUMEN (litros)	TIEMPO (seg)
1	20	9.41
2	20	9.48
3	20	9.51
4	20	9.46
5	20	9.43
Tiempo promedio (s) =		9.46
Q (l/s)=		2.11

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 4: Aforo del caudal total de ingreso a la PTAP: 28/03/2022.

Fecha de Aforo: 28/03/2022		
Nro. de Prueba	VOLUMEN (litros)	TIEMPO (seg)
1	20	7.80
2	20	7.64
3	20	7.77
4	20	7.63
5		7.71
Tiempo promedio =		7.71
Q =		2.59 Lt/s

Anexo 5: Aforo del caudal de manantiales de ingreso a la PTAP: 28/03/2022.

Fecha de Aforo: 28/03/2022		
Nro. de Prueba	VOLUMEN (litros)	TIEMPO (seg)
1	20	20.30
2	20	20.31
3	20	20.33
4	20	20.35
5	20	20.34
Tiempo promedio (s) =		20.33
Q =		0.98 Lt/s

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 6: Cálculo del volumen en m³/ h en la primera semana.

Tanque Circular														
Fecha	25/04/2022		26/04/2022		27/04/2022		28/04/2022		29/04/2022		30/04/2022		01/05/2022	
DÍA	Lunes		Martes		Miércoles		Jueves		Viernes		Sábado		Domingo	
Horario	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)
05:30 - 06:00	5.2	0.81	5.6	0.87	5.9	0.92	6.3	0.98	5.1	0.79	6.3	0.98	8.4	1.31
06:00 - 07:00	30.3	4.71	32.4	5.04	34.3	5.33	36.6	5.69	32.2	5.01	27.9	4.34	36.7	5.71
07:00 - 08:00	31.6	4.91	34.2	5.32	37.1	5.77	39.4	6.13	33.1	5.15	27.8	4.32	42.2	6.56
08:00 - 09:00	27.8	4.32	29.9	4.65	30.2	4.70	33.8	5.26	35.2	5.47	23.6	3.67	44.8	6.97
09:00 - 10:00	24.2	3.76	26.1	4.06	29.3	4.56	32.2	5.01	36.4	5.66	21.3	3.31	43.1	6.70
10:00 - 11:00	17.4	2.71	17.7	2.75	17.6	2.74	18.5	2.88	21.1	3.28	19.9	3.10	35.8	5.57
11:00 - 12:00	21.8	3.39	21.9	3.41	25.9	4.03	26.7	4.15	25.5	3.97	23.5	3.65	---	---
12:00 - 13:00	17.7	2.75	18.4	2.86	24.3	3.78	17.5	2.72	22.4	3.48	22.1	3.44	---	---
13:00 - 14:00	18.4	2.86	18.7	2.91	12.3	1.91	---	---	---	---	22.6	3.51	---	---
14:00 - 15:00	16.6	2.58	6.1	0.95	---	---	---	---	---	---	16	2.49	---	---
Tanque Rectangular														
10:00 - 11:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0.3	0.05
11:00 - 12:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	34.5	5.37
12:00 - 13:00	---	---	---	---	---	---	0.2	0.03	---	---	---	---	34.8	5.41
13:00 - 14:00	---	---	---	---	11.8	1.84	20.7	3.22	---	---	---	---	33.7	5.24
14:00 - 15:00	0.5	0.08	8.3	1.29	22.4	3.48	22.8	3.55	---	---	0.3	0.05	33.4	5.19
15:00 - 16:00	24.2	3.76	24.6	3.83	26.6	4.14	28.3	4.40	---	---	19.6	3.05	32.1	4.99
16:00 - 17:00	21.6	3.36	30.6	4.76	---	---	27.1	4.21	---	---	18.9	2.94	30.6	4.76
17:00 - 18:00	20.8	3.23	26.4	4.11	---	---	27.2	4.23	---	---	18.9	2.94	30.1	4.68
18:00 - 19:00	18.3	2.85	24.3	3.78	---	---	25.3	3.93	---	---	17.4	2.71	29.7	4.62

Anexo 7: Cálculo del volumen en m3/ h en la segunda semana.

Tanque Circular														
Fecha	02/05/2022		03/05/2022		04/05/2022		05/05/2022		06/05/2022		07/05/2022		08/05/2022	
DÍA	Lunes		Martes		Miércoles		Jueves		Viernes		Sábado		Domingo	
Horario	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)
05:30 - 06:00	6.4	1.00	7.3	1.14	5.4	0.84	5.8	0.90	6.3	0.98	7.3	1.14	13.2	2.05
06:00 - 07:00	31.5	4.90	34.3	5.33	34	5.29	34.1	5.30	31.4	4.88	24.3	3.78	38.8	6.03
07:00 - 08:00	31.9	4.96	35.6	5.54	33.2	5.16	33.2	5.16	30.1	4.68	25.6	3.98	43.3	6.73
08:00 - 09:00	26.8	4.17	30.8	4.79	29.5	4.59	31.1	4.84	32.3	5.02	22.7	3.53	43.2	6.72
09:00 - 10:00	25.4	3.95	27.3	4.25	28.1	4.37	---	---	34.8	5.41	19.1	2.97	40.2	6.25
10:00 - 11:00	17.9	2.78	18.2	2.83	19.4	3.02	---	---	23.5	3.65	19.2	2.99	32.3	5.02
11:00 - 12:00	21.8	3.39	20.8	3.23	23.4	3.64	---	---	29.9	4.65	20.3	3.16	---	---
12:00 - 13:00	18.2	2.83	18.1	2.82	22.5	3.50	---	---	22.7	3.53	19.4	3.02	---	---
13:00 - 14:00	18.9	2.94	---	---	15.5	2.41	---	---	---	---	20.2	3.14	---	---
14:00 - 15:00		30.92	---	---	---	---	---	---	---	---	19.6	3.05	---	---
15:00 - 16:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	13.3	2.07	---	---
Tanque Rectangular														
10:00 - 11:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	6.8	1.40
11:00 - 12:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	34.1	7.00
12:00 - 13:00	---	---	---	---	---	---	---	---	0.1	0.02	---	---	35.9	7.37
13:00 - 14:00	---	---	---	---	1.6	0.33	---	---	24.1	4.95	---	---	36.3	7.45
14:00 - 15:00	0.7	0.14	---	---	23.1	4.74	---	---	22.3	4.58	---	---	34.2	7.02
15:00 - 16:00	24.1	4.95	---	---	26.1	5.36	---	---	20.9	4.29	---	---	34.1	7.00
16:00 - 17:00	19.9	4.08	---	---	27.4	5.62	---	---	20.8	4.27	16.1	3.30	35.6	7.31
17:00 - 18:00	18.6	3.82	---	---	25.2	5.17	---	---	18.4	3.78	19.6	4.02	29.5	6.05
18:00 - 19:00	17.9	3.67	---	---	23.2	4.76	---	---	17.7	3.63	18.2	3.73	27.4	5.62

Anexo 8: Cálculo del volumen en m³/ h en la tercera semana.

Semana 3	Tanque Circular														
	Fecha	09/05/2022		10/05/2022		11/05/2022		12/05/2022		13/05/2022		14/05/2022		15/05/2022	
	DÍA	Lunes		Martes		Miércoles		Jueves		Viernes		Sábado		Domingo	
	Horario	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)
	05:30 - 06:00	---	---	6.9	1.07	5.1	0.79	5.6	0.87	7.4	1.15	---	---	11.7	1.82
	06:00 - 07:00	---	---	30.1	4.68	33.4	5.19	35.1	5.46	33.1	5.15	---	---	39.9	6.21
	07:00 - 08:00	---	---	32.5	5.05	35.3	5.49	37.2	5.79	38.6	6.00	---	---	41.3	6.42
	08:00 - 09:00	---	---	29.5	4.59	31.2	4.85	30.4	4.73	32.1	4.99	---	---	42.4	6.59
	09:00 - 10:00	---	---	25.9	4.03	28.2	4.39	29.1	---	30.2	4.70	---	---	43.9	6.83
	10:00 - 11:00	---	---	18.9	2.94	21.8	3.39	22.6	---	25.9	4.03	---	---	31.8	4.95
	11:00 - 12:00	---	---	20.2	3.14	20.4	3.17	22.1	---	26.7	4.15	---	---	---	---
	12:00 - 13:00	---	---	17.2	2.68	21.3	3.31	20.8	---	17	2.64	---	---	---	---
	13:00 - 14:00	---	---	18.1	2.82	19.4	3.02	8.1	---	---	---	---	---	---	---
	14:00 - 15:00	---	---	11.1	1.73	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	15:00 - 16:00	---	---	0.6	0.09	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	Tanque Rectangular														
	10:00 - 11:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0.6	0.12
	11:00 - 12:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	36.4	7.47
	12:00 - 13:00	---	---	---	---	---	---	---	---	0.2	0.04	---	---	33.7	6.92
	13:00 - 14:00	---	---	---	---	0.3	0.06	7.9	1.62	22	4.51	---	---	34.8	7.14
	14:00 - 15:00	---	---	---	---	23.3	4.78	24.2	4.97	20.9	4.29	---	---	34.6	7.10
	15:00 - 16:00	---	---	22.2	4.56	24.3	4.99	23.2	4.76	19.9	4.08	---	---	35.5	7.28
	16:00 - 17:00	---	---	22.1	4.54	26.1	5.36	22.7	4.66	19.5	4.00	---	---	34.8	7.14
	17:00 - 18:00	---	---	19.8	4.06	23.2	4.76	19.6	4.02	17.8	3.65	---	---	33.1	6.79
	18:00 - 19:00	---	---	18.1	3.71	19.1	3.92	17.9	3.67	17.1	3.51	---	---	30.2	6.20

Anexo 9: Cálculo del volumen en m³/ h en la cuarta semana.

Tanque Circular														
Fecha	16/05/2022		17/05/2022		18/05/2022		19/05/2022		20/05/2022		21/05/2022		22/05/2022	
DÍA	Lunes		Martes		Miércoles		Jueves		Viernes		Sábado		Domingo	
Horario	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)	Hconsumida (cm)	V (m3)
05:30 - 06:00	6.1	0.95	4.5	0.70	5.8	0.90	---	---	6.3	0.98	7.6	1.18	12.5	1.94
06:00 - 07:00	31.2	4.85	34.8	5.41	35	5.44	---	---	34.6	5.38	24.5	3.81	40.1	6.24
07:00 - 08:00	31.8	4.95	34.9	5.43	36.1	5.61	---	---	37.4	5.82	15.8	2.46	41.3	6.42
08:00 - 09:00	29.6	4.60	33.2	5.16	32.3	5.02	---	---	33.1	5.15	25.9	4.03	43.9	6.83
09:00 - 10:00	27.8	4.32	29.4	4.57	30.1	4.68	---	---	34.8	5.41	23.8	3.70	42.5	6.61
10:00 - 11:00	24.5	3.81	28.6	4.45	24.5	3.81	---	---	27.8	4.32	21.4	3.33	30.7	4.77
11:00 - 12:00	20.3	3.16	21.3	3.31	24.3	3.78	---	---	24.3	3.78	26.9	4.18	---	---
12:00 - 13:00	23.2	3.61	20.7	3.22	23.1	3.59	---	---	12.7	1.98	25.8	4.01	---	---
13:00 - 14:00	16.5	2.57	3.6	0.56	5.6	0.87	---	---	---	---	23.1	3.59	---	---
14:00 - 15:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	16.2	2.52	---	---
Tanque Rectangular														
10:00 - 11:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	9.4	1.93
11:00 - 12:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	36.7	7.53
12:00 - 13:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	36.8	7.55
13:00 - 14:00	1.4	0.29	17.4	3.57	17.5	3.59	---	---	---	---	---	---	35.7	7.33
14:00 - 15:00	24.6	5.05	23.4	4.80	21.9	4.49	---	---	---	---	1.1	0.23	35.4	7.26
15:00 - 16:00	23.1	4.74	22.3	4.58	23.3	4.78	---	---	---	---	22.6	4.64	33.1	6.79
16:00 - 17:00	22.5	4.62	20.1	4.12	27.4	5.62	---	---	---	---	20.3	4.17	31.8	6.53
17:00 - 18:00	19.4	3.98	18.9	3.88	25.4	5.21	---	---	---	---	19	3.90	28.9	5.93
18:00 - 19:00	17.2	3.53	16.7	3.43	20.4	4.19	---	---	---	---	18.2	3.73	26.4	5.42

Semana 4

Anexo 10: Resumen del consumo general en m³ por hora de la primera semana.

Primera semana (25/04/2022 - 01/05/2022)							
Horario	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
05:30 - 06:00	0.81	0.87	0.92	0.98	0.79	0.98	1.31
06:00 - 07:00	4.71	5.04	5.33	5.69	5.01	4.34	5.71
07:00 - 08:00	4.91	5.32	5.77	6.13	5.15	4.32	6.56
08:00 - 09:00	4.32	4.65	4.70	5.26	5.47	3.67	6.97
09:00 - 10:00	3.76	4.06	4.56	5.01	5.66	3.31	6.70
10:00 - 11:00	2.71	2.75	2.74	2.88	3.28	3.10	5.63
11:00 - 12:00	3.39	3.41	4.03	4.15	3.97	3.65	7.08
12:00 - 13:00	2.75	2.86	3.78	2.76	3.48	3.44	7.14
13:00 - 14:00	2.86	2.91	4.33	4.25	---	3.51	6.92
14:00 - 15:00	2.68	2.65	4.60	4.68	---	2.55	6.85
15:00 - 16:00	4.97	5.05	5.46	5.81	---	4.02	6.59
16:00 - 17:00	4.43	6.28	---	5.56	---	3.88	6.28
17:00 - 18:00	4.27	5.42	---	5.58	---	3.88	6.18
18:00 - 19:00	3.76	4.99	---	5.19	---	3.57	6.09
Consumo diario (m³).	50.34	56.25	---	63.93	---	48.23	86.01
Cons. máx. horario (m³).	4.97	6.28	---	6.13	---	4.34	7.14

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 11: Resumen del consumo general en m³ por hora de la segunda semana.

Segunda semana (02/05/2022 - 08/05/2022)							
Horario	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
05:30 - 06:00	1.00	1.14	0.84	--	0.98	1.14	2.05
06:00 - 07:00	4.90	5.33	5.29	--	4.88	3.78	6.03
07:00 - 08:00	4.96	5.54	5.16	--	4.68	3.98	6.73
08:00 - 09:00	4.17	4.79	4.59	--	5.02	3.53	6.72
09:00 - 10:00	3.95	4.25	4.37	--	5.41	2.97	6.25
10:00 - 11:00	2.78	2.83	3.02	--	3.65	2.99	6.42
11:00 - 12:00	3.39	3.23	3.64	--	4.65	3.16	7.00
12:00 - 13:00	2.83	2.82	3.50	--	3.55	3.02	7.37
13:00 - 14:00	2.94	--	2.74	--	4.95	3.14	7.45
14:00 - 15:00	2.04	--	4.74	--	4.58	3.05	7.02
15:00 - 16:00	4.95	--	5.36	--	4.29	2.07	7.00
16:00 - 17:00	4.08	--	5.62	--	4.27	3.30	7.31
17:00 - 18:00	3.82	--	5.17	--	3.78	4.02	6.05
18:00 - 19:00	3.67	--	4.76	--	3.63	3.73	5.62
Consumo diario (m³).	49.48	--	58.80	--	58.32	43.88	89.02
Cons. máx. horario (m³).	4.96	--	5.62	--	5.41	4.02	7.45

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 12: Resumen del consumo general en m³ por hora de la tercera semana.

Tercera semana (09/05/2022 - 15/05/2022)							
Horario	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
05:30 - 06:00	---	1.07	0.79	0.87	1.15	---	1.82
06:00 - 07:00	---	4.68	5.19	5.46	5.15	---	6.21
07:00 - 08:00	---	5.05	5.49	5.79	6.00	---	6.42
08:00 - 09:00	---	4.59	4.85	4.73	4.99	---	6.59
09:00 - 10:00	---	4.03	4.39	4.53	4.70	---	6.83
10:00 - 11:00	---	2.94	3.39	3.51	4.03	---	5.07
11:00 - 12:00	---	3.14	3.17	3.44	4.15	---	7.47
12:00 - 13:00	---	2.68	3.31	3.23	2.69	---	6.92
13:00 - 14:00	---	2.82	3.08	2.88	4.51	---	7.14
14:00 - 15:00	---	1.73	4.78	4.97	4.29	---	7.10
15:00 - 16:00	---	4.65	4.99	4.76	4.08	---	7.28
16:00 - 17:00	---	4.54	5.36	4.66	4.00	---	7.14
17:00 - 18:00	---	4.06	4.76	4.02	3.65	---	6.79
18:00 - 19:00	---	3.71	3.92	3.67	3.51	---	6.20
Consumo diario (m³)	---	49.68	57.48	56.52	56.91	---	88.98
Cons. máx. horario (m³)	---	5.05	5.49	5.79	6.00	---	7.47

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 13: Resumen del consumo general en m³ por hora de la cuarta semana.

Cuarta semana (16/05/2022 - 22/05/2022)							
Horario	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
05:30 - 06:00	0.95	0.70	0.90	---	---	1.18	1.94
06:00 - 07:00	4.85	5.41	5.44	---	---	3.81	6.24
07:00 - 08:00	4.95	5.43	5.61	---	---	2.46	6.42
08:00 - 09:00	4.60	5.16	5.02	---	---	4.03	6.83
09:00 - 10:00	4.32	4.57	4.68	---	---	3.70	6.61
10:00 - 11:00	3.81	4.45	3.81	---	---	3.33	6.70
11:00 - 12:00	3.16	3.31	3.78	---	---	4.18	7.53
12:00 - 13:00	3.61	3.22	3.59	---	---	4.01	7.55
01:00 - 14:00	2.85	4.13	4.46	---	---	3.59	7.33
02:00 - 15:00	5.05	4.80	4.49	---	---	2.75	7.26
03:00 - 16:00	4.74	4.58	4.78	---	---	4.64	6.79
04:00 - 17:00	4.62	4.12	5.62	---	---	4.17	6.53
05:00 - 18:00	3.98	3.88	5.21	---	---	3.90	5.93
06:00 - 19:00	3.53	3.43	4.19	---	---	3.73	5.42
Consumo diario (m³)	55.02	57.20	61.61	---	---	49.48	89.08
Cons. máx. horario (m³)	5.05	5.43	5.62	---	---	4.64	7.55

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 14: Segunda iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 2		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q _i (l/s)	Hf _i (m)	Hf _i /Q _i	ΔQ ₁	ΔQ ₂	ΔQ	Q _{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.844666	-0.05453	0.0645555	0.25873		0.25873	-0.58594
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.819623	-0.10013	0.1221609	0.258727		0.25873	-0.56090
	1 - 3	64.13	0.08	1.193034	0.04651	0.0389824	0.258727		0.25873	1.45176
Σ					-0.10815	0.226				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98265	-0.14379	0.1463281	-0.00180		-0.00180	-0.98445
	4 - 5	45.71	0.0678	0.09220	0.00073	0.0079506	-0.001799	0.03878	-0.04058	0.05162
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94653	0.11526	0.1217703	-0.001799		-0.00180	0.94473
	3 - 6	22.93	0.0678	0.97157	0.02882	0.0296594	-0.001799		-0.00180	0.96977
Σ					0.00102	0.306				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.07485	-0.06649	0.0618595	0.03878		0.03878	-1.03607
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.81611	-0.04540	0.0556342	0.038780	-0.04940	0.08818	-0.72793
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.26377	-0.00673	0.0255164	0.038780	0.13490	-0.09612	-0.35989
	7 - 8	51.74	0.0678	0.41801	0.01364	0.0326219	0.038780	-0.07839	0.11717	0.53518
	5 - 7	86.19	0.0678	0.85433	0.08536	0.0999149	0.038780		0.03878	0.89311
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.09220	-0.00073	0.0079506	0.038780	-0.00180	0.04058	-0.05162
Σ					-0.02036	0.283				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.41801	-0.01364	0.0326219	-0.078392	0.03878	-0.11717	-0.53518
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.04174	-0.00019	0.0045907	-0.078392	0.11572	-0.19411	-0.23585
	18 - 17	58.97	0.0678	0.43631	0.01683	0.0385629	-0.078392		-0.07839	0.35792

	7 - 18	42.04	0.0678	0.43631	0.01199	0.0274917	-0.078392		-0.07839	0.35792
Σ					0.01499	0.103				
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.64005	-0.04345	0.0678899	0.115715	0.13490	-0.01918	-0.65923
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.45673	-0.01319	0.0288761	0.115715	-0.06046	0.17617	-0.28055
	17 - 16	70.96	0.0678	0.47805	0.02398	0.0501599	0.115715		0.11572	0.59377
	8 - 17	51.85	0.0678	0.04174	0.00019	0.0045907	0.115715	-0.07839	0.19411	0.23585
Σ					-0.03247	0.152				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.55234	-0.03480	0.0630122	0.134900	-0.04940	0.18430	-0.36804
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.81108	-0.07870	0.0970310	0.134900		0.13490	-0.67618
	8 - 13	74.9	0.0678	0.64005	0.04345	0.0678899	0.134900	0.11572	0.01918	0.65923
	9 - 8	59.91	0.0678	0.26377	0.00673	0.0255164	0.134900	0.03878	0.09612	0.35989
Σ					-0.06332	0.253				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.25874	-0.02581	0.0997421	-0.049402		-0.04940	-0.30814
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.25874	-0.02543	0.0982757	-0.049402		-0.04940	-0.30814
	9 - 12	78.82	0.0678	0.55234	0.03480	0.0630122	-0.049402	0.13490	-0.18430	0.36804
	10 - 9	49.9	0.0678	0.81611	0.04540	0.0556342	-0.049402	0.03878	-0.08818	0.72793
Σ					0.02897	0.317				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-0.99440	-0.07020	0.0705973	-0.060459		-0.06046	-1.05486
	14 - 15	42.64	0.0678	0.60087	0.02201	0.0366242	-0.060459		-0.06046	0.54041
	16 - 15	48.79	0.0678	0.93478	0.05708	0.0610666	-0.060459		-0.06046	0.87432
	13 - 16	42.47	0.0678	0.45673	0.01319	0.0288761	-0.060459	0.11572	-0.17617	0.28055
Σ					0.02208	0.197				

Anexo 15: Tercera iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 3		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.585939	-0.02770	0.0472724	0.03090		0.03090	-0.55504
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.560896	-0.04960	0.0884261	0.030899		0.03090	-0.53000
	1 - 3	64.13	0.08	1.451761	0.06689	0.0460781	0.030899		0.03090	1.48266
Σ					-0.01040	0.182				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98445	-0.14428	0.1465563	0.00081		0.00081	-0.98364
	4 - 5	45.71	0.0678	0.05162	0.00025	0.0048504	0.000814	-0.00582	0.00663	0.05826
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94473	0.11485	0.1215731	0.000814		0.00081	0.94554
	3 - 6	22.93	0.0678	0.96977	0.02872	0.0296126	0.000814		0.00081	0.97059
Σ					-0.00046	0.303				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.03607	-0.06212	0.0599528	-0.00582		-0.00582	-1.04189
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.72793	-0.03674	0.0504697	-0.005820	0.02936	-0.03518	-0.76311
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.35989	-0.01197	0.0332499	-0.005820	0.03452	-0.04034	-0.40023
	7 - 8	51.74	0.0678	0.53518	0.02155	0.0402663	-0.005820	0.02935	-0.03517	0.50001
	5 - 7	86.19	0.0678	0.89311	0.09267	0.1037663	-0.005820		-0.00582	0.88729
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.05162	-0.00025	0.0048504	-0.005820	0.00081	-0.00663	-0.05826
Σ					0.00315	0.293				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.53518	-0.02155	0.0402663	0.029351	-0.00582	0.03517	-0.50001
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.23585	-0.00473	0.0200751	0.029351	0.03412	-0.00477	-0.24061
	18 - 17	58.97	0.0678	0.35792	0.01166	0.0325753	0.029351		0.02935	0.38727

	7 - 18	42.04	0.0678	0.35792	0.00831	0.0232231	0.029351		0.02935	0.38727
Σ					-0.00631	0.116				
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.65923	-0.04590	0.0696199	0.034120	0.03452	-0.00040	-0.65963
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.28055	-0.00535	0.0190642	0.034120	0.01301	0.02111	-0.25944
	17 - 16	70.96	0.0678	0.59377	0.03582	0.0603343	0.034120		0.03412	0.62789
	8 - 17	51.85	0.0678	0.23585	0.00473	0.0200751	0.034120	0.02935	0.00477	0.24061
Σ					-0.01069	0.169				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.36804	-0.01641	0.0445867	0.034516	0.02936	0.00515	-0.36288
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.67618	-0.05619	0.0831000	0.034516		0.03452	-0.64166
	8 - 13	74.9	0.0678	0.65923	0.04590	0.0696199	0.034516	0.03412	0.00040	0.65963
	9 - 8	59.91	0.0678	0.35989	0.01197	0.0332499	0.034516	-0.00582	0.04034	0.40023
Σ					-0.01474	0.231				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.30814	-0.03567	0.1157535	0.029361		0.02936	-0.27878
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.30814	-0.03514	0.1140516	0.029361		0.02936	-0.27878
	9 - 12	78.82	0.0678	0.36804	0.01641	0.0445867	0.029361	0.03452	-0.00515	0.36288
	10 - 9	49.9	0.0678	0.72793	0.03674	0.0504697	0.029361	-0.00582	0.03518	0.76311
Σ					-0.01767	0.325				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.05486	-0.07831	0.0742382	0.013013		0.01301	-1.04185
	14 - 15	42.64	0.0678	0.54041	0.01808	0.0334602	0.013013		0.01301	0.55342
	16 - 15	48.79	0.0678	0.87432	0.05044	0.0576850	0.013013		0.01301	0.88733
	13 - 16	42.47	0.0678	0.28055	0.00535	0.0190642	0.013013	0.03412	-0.02111	0.25944
Σ					-0.00445	0.184				

Anexo 16: Cuarta iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 4		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.555040	-0.02505	0.0451400	0.00048		0.00048	-0.55456
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.529996	-0.04466	0.0842585	0.000478		0.00048	-0.52952
	1 - 3	64.13	0.08	1.482660	0.06956	0.0469124	0.000478		0.00048	1.48314
Σ					-0.00016	0.176				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98364	-0.14406	0.1464531	-0.00010		-0.00010	-0.98374
	4 - 5	45.71	0.0678	0.05826	0.00031	0.0053767	-0.000099	0.01311	-0.01321	0.04505
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94554	0.11504	0.1216623	-0.000099		-0.00010	0.94544
	3 - 6	22.93	0.0678	0.97059	0.02876	0.0296338	-0.000099		-0.00010	0.97049
Σ					0.00006	0.303				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.04189	-0.06276	0.0602396	0.01311		0.01311	-1.02879
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.76311	-0.04009	0.0525407	0.013108	0.00482	0.00829	-0.75482
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.40023	-0.01457	0.0363996	0.013108	0.01521	-0.00210	-0.40233
	7 - 8	51.74	0.0678	0.50001	0.01900	0.0380005	0.013108	0.00368	0.00943	0.50944
	5 - 7	86.19	0.0678	0.88729	0.09156	0.1031899	0.013108		0.01311	0.90039
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.05826	-0.00031	0.0053767	0.013108	-0.00010	0.01321	-0.04505
Σ					-0.00718	0.296				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.50001	-0.01900	0.0380005	0.003677	0.01311	-0.00943	-0.50944
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.24061	-0.00491	0.0204205	0.003677	0.01871	-0.01503	-0.25564
	18 - 17	58.97	0.0678	0.38727	0.01349	0.0348378	0.003677		0.00368	0.39095

	7 - 18	42.04	0.0678	0.38727	0.00962	0.0248361	0.003677		0.00368	0.39095
Σ					-0.00080	0.118				
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.65963	-0.04595	0.0696555	0.018706	0.01521	0.00350	-0.65613
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.25944	-0.00463	0.0178352	0.018706	0.00345	0.01526	-0.24418
	17 - 16	70.96	0.0678	0.62789	0.03973	0.0632759	0.018706		0.01871	0.64659
	8 - 17	51.85	0.0678	0.24061	0.00491	0.0204205	0.018706	0.00368	0.01503	0.25564
Σ					-0.00593	0.171				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.36288	-0.01599	0.0440541	0.015207	0.00482	0.01039	-0.35249
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.64166	-0.05099	0.0794721	0.015207		0.01521	-0.62646
	8 - 13	74.9	0.0678	0.65963	0.04595	0.0696555	0.015207	0.01871	-0.00350	0.65613
	9 - 8	59.91	0.0678	0.40023	0.01457	0.0363996	0.015207	0.01311	0.00210	0.40233
Σ					-0.00647	0.230				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.27878	-0.02963	0.1062875	0.004820		0.00482	-0.27396
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.27878	-0.02920	0.1047249	0.004820		0.00482	-0.27396
	9 - 12	78.82	0.0678	0.36288	0.01599	0.0440541	0.004820	0.01521	-0.01039	0.35249
	10 - 9	49.9	0.0678	0.76311	0.04009	0.0525407	0.004820	0.01311	-0.00829	0.75482
Σ					-0.00275	0.308				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.04185	-0.07653	0.0734572	0.003445		0.00345	-1.03840
	14 - 15	42.64	0.0678	0.55342	0.01890	0.0341454	0.003445		0.00345	0.55687
	16 - 15	48.79	0.0678	0.88733	0.05183	0.0584157	0.003445		0.00345	0.89078
	13 - 16	42.47	0.0678	0.25944	0.00463	0.0178352	0.003445	0.01871	-0.01526	0.24418
Σ					-0.00117	0.184				

Anexo 17: Quinta iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 5		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.554561	-0.02501	0.0451069	0.00000		0.00000	-0.55456
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.529518	-0.04458	0.0841937	0.000000		0.00000	-0.52952
	1 - 3	64.13	0.08	1.483139	0.06960	0.0469252	0.000000		0.00000	1.48314
Σ					0.00000	0.176				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98374	-0.14408	0.1464656	0.00021		0.00021	-0.98353
	4 - 5	45.71	0.0678	0.04505	0.00019	0.0043190	0.000210	0.00321	-0.00300	0.04205
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94544	0.11501	0.1216515	0.000210		0.00021	0.94565
	3 - 6	22.93	0.0678	0.97049	0.02876	0.0296312	0.000210		0.00021	0.97070
Σ					-0.00012	0.302				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.02879	-0.06131	0.0595933	0.00321		0.00321	-1.02558
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.75482	-0.03929	0.0520541	0.003207	0.00448	-0.00128	-0.75610
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.40233	-0.01471	0.0365622	0.003207	0.00886	-0.00566	-0.40799
	7 - 8	51.74	0.0678	0.50944	0.01967	0.0386103	0.003207	0.00740	-0.00420	0.50525
	5 - 7	86.19	0.0678	0.90039	0.09408	0.1044873	0.003207		0.00321	0.90360
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.04505	-0.00019	0.0043190	0.003207	0.00021	0.00300	-0.04205
Σ					-0.00176	0.296				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.50944	-0.01967	0.0386103	0.007402	0.00321	0.00420	-0.50525
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.25564	-0.00550	0.0215022	0.007402	0.00683	0.00057	-0.25508
	18 - 17	58.97	0.0678	0.39095	0.01373	0.0351194	0.007402		0.00740	0.39835

	7 - 18	42.04	0.0678	0.39095	0.00979	0.0250368	0.007402		0.00740	0.39835	
Σ					-0.00165	0.120					
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.65613	-0.04550	0.0693406	0.006834	0.00886	-0.00203	-0.65816	
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.24418	-0.00414	0.0169374	0.006834	0.00178	0.00505	-0.23913	
	17 - 16	70.96	0.0678	0.64659	0.04195	0.0648785	0.006834		0.00683	0.65343	
	8 - 17	51.85	0.0678	0.25564	0.00550	0.0215022	0.006834	0.00740	-0.00057	0.25508	
Σ					-0.00219	0.173					
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.35249	-0.01515	0.0429774	0.008862	0.00448	0.00438	-0.34812	
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.62646	-0.04878	0.0778645	0.008862		0.00886	-0.61759	
	8 - 13	74.9	0.0678	0.65613	0.04550	0.0693406	0.008862	0.00683	0.00203	0.65816	
	9 - 8	59.91	0.0678	0.40233	0.01471	0.0365622	0.008862	0.00321	0.00566	0.40799	
Σ					-0.00372	0.227					
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.27396	-0.02869	0.1047199	0.004485		0.00448	-0.26948	
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.27396	-0.02827	0.1031803	0.004485		0.00448	-0.26948	
	9 - 12	78.82	0.0678	0.35249	0.01515	0.0429774	0.004485	0.00886	-0.00438	0.34812	
	10 - 9	49.9	0.0678	0.75482	0.03929	0.0520541	0.004485	0.00321	0.00128	0.75610	
Σ					-0.00252	0.303					
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.03840	-0.07606	0.0732502	0.001783		0.00178	-1.03662	
	14 - 15	42.64	0.0678	0.55687	0.01912	0.0343265	0.001783		0.00178	0.55865	
	16 - 15	48.79	0.0678	0.89078	0.05221	0.0586089	0.001783		0.00178	0.89256	
	13 - 16	42.47	0.0678	0.24418	0.00414	0.0169374	0.001783	0.00683	-0.00505	0.23913	
Σ					-0.00060	0.183					

Anexo 18: Sexta iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 6		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.554561	-0.02501	0.0451069	0.00000		0.00000	-0.55456
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.529518	-0.04458	0.0841937	0.000000		0.00000	-0.52952
	1 - 3	64.13	0.08	1.483139	0.06960	0.0469252	0.000000		0.00000	1.48314
Σ					0.00000	0.176				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98353	-0.14403	0.1464389	0.00004		0.00004	-0.98348
	4 - 5	45.71	0.0678	0.04205	0.00017	0.0040731	0.000045	0.00286	-0.00281	0.03924
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94565	0.11506	0.1216745	0.000045		0.00004	0.94570
	3 - 6	22.93	0.0678	0.97070	0.02877	0.0296367	0.000045		0.00004	0.97074
Σ					-0.00002	0.302				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.02558	-0.06096	0.0594350	0.00286		0.00286	-1.02272
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.75610	-0.03941	0.0521292	0.002857	0.00185	0.00101	-0.75509
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.40799	-0.01510	0.0369997	0.002857	0.00349	-0.00063	-0.40861
	7 - 8	51.74	0.0678	0.50525	0.01937	0.0383392	0.002857	0.00221	0.00064	0.50589
	5 - 7	86.19	0.0678	0.90360	0.09470	0.1048042	0.002857		0.00286	0.90646
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.04205	-0.00017	0.0040731	0.002857	0.00004	0.00281	-0.03924
Σ					-0.00156	0.296				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.50525	-0.01937	0.0383392	0.002214	0.00286	-0.00064	-0.50589
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.25508	-0.00547	0.0214616	0.002214	0.00464	-0.00242	-0.25750
	18 - 17	58.97	0.0678	0.39835	0.01422	0.0356852	0.002214		0.00221	0.40057

	7 - 18	42.04	0.0678	0.39835	0.01013	0.0254401	0.002214		0.00221	0.40057
Σ					-0.00050	0.121				
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.65816	-0.04576	0.0695231	0.004638	0.00349	0.00115	-0.65701
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.23913	-0.00398	0.0166384	0.004638	0.00063	0.00401	-0.23512
	17 - 16	70.96	0.0678	0.65343	0.04277	0.0654623	0.004638		0.00464	0.65807
	8 - 17	51.85	0.0678	0.25508	0.00547	0.0214616	0.004638	0.00221	0.00242	0.25750
Σ					-0.00149	0.173				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.34812	-0.01480	0.0425222	0.003485	0.00185	0.00164	-0.34648
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.61759	-0.04751	0.0769250	0.003485		0.00349	-0.61411
	8 - 13	74.9	0.0678	0.65816	0.04576	0.0695231	0.003485	0.00464	-0.00115	0.65701
	9 - 8	59.91	0.0678	0.40799	0.01510	0.0369997	0.003485	0.00286	0.00063	0.40861
Σ					-0.00146	0.226				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.26948	-0.02783	0.1032577	0.001846		0.00185	-0.26763
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.26948	-0.02742	0.1017396	0.001846		0.00185	-0.26763
	9 - 12	78.82	0.0678	0.34812	0.01480	0.0425222	0.001846	0.00349	-0.00164	0.34648
	10 - 9	49.9	0.0678	0.75610	0.03941	0.0521292	0.001846	0.00286	-0.00101	0.75509
Σ					-0.00102	0.300				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.03662	-0.07582	0.0731430	0.000628		0.00063	-1.03599
	14 - 15	42.64	0.0678	0.55865	0.01923	0.0344201	0.000628		0.00063	0.55928
	16 - 15	48.79	0.0678	0.89256	0.05240	0.0587088	0.000628		0.00063	0.89319
	13 - 16	42.47	0.0678	0.23913	0.00398	0.0166384	0.000628	0.00464	-0.00401	0.23512
Σ					-0.00021	0.183				

Anexo 19: Séptima iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 7		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.554561	-0.02501	0.0451069	0.00000		0.00000	-0.55456
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.529518	-0.04458	0.0841937	0.000000		0.00000	-0.52952
	1 - 3	64.13	0.08	1.483139	0.06960	0.0469252	0.000000		0.00000	1.48314
Σ					0.00000	0.176				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98348	-0.14401	0.1464333	0.00004		0.00004	-0.98344
	4 - 5	45.71	0.0678	0.03924	0.00015	0.0038398	0.000037	0.00105	-0.00101	0.03823
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94570	0.11507	0.1216794	0.000037		0.00004	0.94574
	3 - 6	22.93	0.0678	0.97074	0.02877	0.0296378	0.000037		0.00004	0.97078
Σ					-0.00002	0.302				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.02272	-0.06064	0.0592939	0.00105		0.00105	-1.02167
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.75509	-0.03932	0.0520698	0.001050	0.00100	0.00005	-0.75504
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.40861	-0.01514	0.0370483	0.001050	0.00225	-0.00120	-0.40982
	7 - 8	51.74	0.0678	0.50589	0.01942	0.0383808	0.001050	0.00172	-0.00067	0.50522
	5 - 7	86.19	0.0678	0.90646	0.09526	0.1050864	0.001050		0.00105	0.90751
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.03924	-0.00015	0.0038398	0.001050	0.00004	0.00101	-0.03823
Σ					-0.00057	0.296				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.50589	-0.01942	0.0383808	0.001721	0.00105	0.00067	-0.50522
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.25750	-0.00557	0.0216352	0.001721	0.00173	-0.00001	-0.25751
	18 - 17	58.97	0.0678	0.40057	0.01436	0.0358541	0.001721		0.00172	0.40229

	7 - 18	42.04	0.0678	0.40057	0.01024	0.0255606	0.001721		0.00172	0.40229
Σ					-0.00039	0.121				
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.65701	-0.04561	0.0694194	0.001729	0.00225	-0.00052	-0.65753
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.23512	-0.00386	0.0164004	0.001729	0.00042	0.00131	-0.23381
	17 - 16	70.96	0.0678	0.65807	0.04334	0.0658580	0.001729		0.00173	0.65979
	8 - 17	51.85	0.0678	0.25750	0.00557	0.0216352	0.001729	0.00172	0.00001	0.25751
Σ					-0.00056	0.173				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.34648	-0.01467	0.0423516	0.002251	0.00100	0.00125	-0.34523
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.61411	-0.04701	0.0765550	0.002251		0.00225	-0.61186
	8 - 13	74.9	0.0678	0.65701	0.04561	0.0694194	0.002251	0.00173	0.00052	0.65753
	9 - 8	59.91	0.0678	0.40861	0.01514	0.0370483	0.002251	0.00105	0.00120	0.40982
Σ					-0.00094	0.225				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.26763	-0.02747	0.1026546	0.000999		0.00100	-0.26663
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.26763	-0.02707	0.1011453	0.000999		0.00100	-0.26663
	9 - 12	78.82	0.0678	0.34648	0.01467	0.0423516	0.000999	0.00225	-0.00125	0.34523
	10 - 9	49.9	0.0678	0.75509	0.03932	0.0520698	0.000999	0.00105	-0.00005	0.75504
Σ					-0.00055	0.298				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.03599	-0.07574	0.0731053	0.000420		0.00042	-1.03557
	14 - 15	42.64	0.0678	0.55928	0.01927	0.0344531	0.000420		0.00042	0.55970
	16 - 15	48.79	0.0678	0.89319	0.05247	0.0587441	0.000420		0.00042	0.89361
	13 - 16	42.47	0.0678	0.23512	0.00386	0.0164004	0.000420	0.00173	-0.00131	0.23381
Σ					-0.00014	0.183				

Anexo 20: Octava iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 8		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.554561	-0.02501	0.0451069	0.00000		0.00000	-0.55456
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.529518	-0.04458	0.0841937	0.000000		0.00000	-0.52952
	1 - 3	64.13	0.08	1.483139	0.06960	0.0469252	0.000000		0.00000	1.48314
Σ					0.00000	0.176				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98344	-0.14400	0.1464285	0.00001		0.00001	-0.98343
	4 - 5	45.71	0.0678	0.03823	0.00014	0.0037553	0.000013	0.00068	-0.00067	0.03756
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94574	0.11508	0.1216835	0.000013		0.00001	0.94575
	3 - 6	22.93	0.0678	0.97078	0.02877	0.0296388	0.000013		0.00001	0.97079
Σ					-0.00001	0.302				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.02167	-0.06053	0.0592421	0.00068		0.00068	-1.02099
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.75504	-0.03931	0.0520668	0.000682	0.00051	0.00018	-0.75486
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.40982	-0.01522	0.0371411	0.000682	0.00090	-0.00021	-0.41003
	7 - 8	51.74	0.0678	0.50522	0.01937	0.0383374	0.000682	0.00064	0.00004	0.50527
	5 - 7	86.19	0.0678	0.90751	0.09546	0.1051901	0.000682		0.00068	0.90819
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.03823	-0.00014	0.0037553	0.000682	0.00001	0.00067	-0.03756
Σ					-0.00037	0.296				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.50522	-0.01937	0.0383374	0.000637	0.00068	-0.00004	-0.50527
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.25751	-0.00557	0.0216358	0.000637	0.00116	-0.00052	-0.25803
	18 - 17	58.97	0.0678	0.40229	0.01448	0.0359853	0.000637		0.00064	0.40292

	7 - 18	42.04	0.0678	0.40229	0.01032	0.0256541	0.000637		0.00064	0.40292
Σ					-0.00014	0.122				
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.65753	-0.04568	0.0694663	0.001155	0.00090	0.00026	-0.65727
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.23381	-0.00382	0.0163225	0.001155	0.00015	0.00100	-0.23281
	17 - 16	70.96	0.0678	0.65979	0.04355	0.0660054	0.001155		0.00116	0.66095
	8 - 17	51.85	0.0678	0.25751	0.00557	0.0216358	0.001155	0.00064	0.00052	0.25803
Σ					-0.00037	0.173				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.34523	-0.01458	0.0422212	0.000895	0.00051	0.00039	-0.34484
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.61186	-0.04669	0.0763158	0.000895		0.00090	-0.61096
	8 - 13	74.9	0.0678	0.65753	0.04568	0.0694663	0.000895	0.00116	-0.00026	0.65727
	9 - 8	59.91	0.0678	0.40982	0.01522	0.0371411	0.000895	0.00068	0.00021	0.41003
Σ					-0.00037	0.225				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.26663	-0.02728	0.1023279	0.000505		0.00051	-0.26613
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.26663	-0.02688	0.1008234	0.000505		0.00051	-0.26613
	9 - 12	78.82	0.0678	0.34523	0.01458	0.0422212	0.000505	0.00090	-0.00039	0.34484
	10 - 9	49.9	0.0678	0.75504	0.03931	0.0520668	0.000505	0.00068	-0.00018	0.75486
Σ					-0.00028	0.297				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.03557	-0.07568	0.0730800	0.000155		0.00015	-1.03542
	14 - 15	42.64	0.0678	0.55970	0.01930	0.0344751	0.000155		0.00015	0.55986
	16 - 15	48.79	0.0678	0.89361	0.05252	0.0587676	0.000155		0.00015	0.89376
	13 - 16	42.47	0.0678	0.23381	0.00382	0.0163225	0.000155	0.00116	-0.00100	0.23281
Σ					-0.00005	0.183				

Anexo 21: Novena iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 9		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.554561	-0.02501	0.0451069	0.00000		0.00000	-0.55456
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.529518	-0.04458	0.0841937	0.000000		0.00000	-0.52952
	1 - 3	64.13	0.08	1.483139	0.06960	0.0469252	0.000000		0.00000	1.48314
Σ					0.00000	0.176				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98343	-0.14400	0.1464268	0.00001		0.00001	-0.98342
	4 - 5	45.71	0.0678	0.03756	0.00014	0.0036992	0.000008	0.00028	-0.00028	0.03728
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94575	0.11508	0.1216850	0.000008		0.00001	0.94576
	3 - 6	22.93	0.0678	0.97079	0.02877	0.0296391	0.000008		0.00001	0.97080
Σ					0.00000	0.301				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.02099	-0.06045	0.0592084	0.00028		0.00028	-1.02071
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.75486	-0.03930	0.0520565	0.000284	0.00025	0.00004	-0.75483
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.41003	-0.01524	0.0371575	0.000284	0.00056	-0.00028	-0.41031
	7 - 8	51.74	0.0678	0.50527	0.01937	0.0383403	0.000284	0.00042	-0.00014	0.50513
	5 - 7	86.19	0.0678	0.90819	0.09559	0.1052575	0.000284		0.00028	0.90847
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.03756	-0.00014	0.0036992	0.000284	0.00001	0.00028	-0.03728
Σ					-0.00016	0.296				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.50527	-0.01937	0.0383403	0.000420	0.00028	0.00014	-0.50513
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.25803	-0.00559	0.0216729	0.000420	0.00045	-0.00003	-0.25806
	18 - 17	58.97	0.0678	0.40292	0.01452	0.0360339	0.000420		0.00042	0.40334

	7 - 18	42.04	0.0678	0.40292	0.01035	0.0256887	0.000420		0.00042	0.40334
Σ					-0.00009	0.122				
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.65727	-0.04564	0.0694429	0.000452	0.00056	-0.00011	-0.65738
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.23281	-0.00379	0.0162630	0.000452	0.00010	0.00035	-0.23246
	17 - 16	70.96	0.0678	0.66095	0.04369	0.0661039	0.000452		0.00045	0.66140
	8 - 17	51.85	0.0678	0.25803	0.00559	0.0216729	0.000452	0.00042	0.00003	0.25806
Σ					-0.00015	0.173				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.34484	-0.01455	0.0421805	0.000564	0.00025	0.00032	-0.34452
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.61096	-0.04657	0.0762207	0.000564		0.00056	-0.61040
	8 - 13	74.9	0.0678	0.65727	0.04564	0.0694429	0.000564	0.00045	0.00011	0.65738
	9 - 8	59.91	0.0678	0.41003	0.01524	0.0371575	0.000564	0.00028	0.00028	0.41031
Σ					-0.00024	0.225				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.26613	-0.02719	0.1021627	0.000247		0.00025	-0.26588
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.26613	-0.02679	0.1006607	0.000247		0.00025	-0.26588
	9 - 12	78.82	0.0678	0.34484	0.01455	0.0421805	0.000247	0.00056	-0.00032	0.34452
	10 - 9	49.9	0.0678	0.75486	0.03930	0.0520565	0.000247	0.00028	-0.00004	0.75483
Σ					-0.00014	0.297				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.03542	-0.07566	0.0730707	0.000103		0.00010	-1.03531
	14 - 15	42.64	0.0678	0.55986	0.01931	0.0344832	0.000103		0.00010	0.55996
	16 - 15	48.79	0.0678	0.89376	0.05253	0.0587763	0.000103		0.00010	0.89387
	13 - 16	42.47	0.0678	0.23281	0.00379	0.0162630	0.000103	0.00045	-0.00035	0.23246
Σ					-0.00003	0.183				

Anexo 22: Decima iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 10		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.554561	-0.02501	0.0451069	0.00000		0.00000	-0.55456
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.529518	-0.04458	0.0841937	0.000000		0.00000	-0.52952
	1 - 3	64.13	0.08	1.483139	0.06960	0.0469252	0.000000		0.00000	1.48314
Σ					0.00000	0.176				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98342	-0.14400	0.1464258	0.00000		0.00000	-0.98342
	4 - 5	45.71	0.0678	0.03728	0.00014	0.0036761	0.000003	0.00017	-0.00017	0.03712
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94576	0.11509	0.1216859	0.000003		0.00000	0.94576
	3 - 6	22.93	0.0678	0.97080	0.02877	0.0296394	0.000003		0.00000	0.97080
Σ					0.00000	0.301				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.02071	-0.06042	0.0591943	0.00017		0.00017	-1.02054
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.75483	-0.03929	0.0520543	0.000169	0.00013	0.00004	-0.75479
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.41031	-0.01525	0.0371791	0.000169	0.00023	-0.00006	-0.41037
	7 - 8	51.74	0.0678	0.50513	0.01936	0.0383315	0.000169	0.00017	0.00000	0.50513
	5 - 7	86.19	0.0678	0.90847	0.09565	0.1052855	0.000169		0.00017	0.90864
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.03728	-0.00014	0.0036761	0.000169	0.00000	0.00017	-0.03712
Σ					-0.00009	0.296				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.50513	-0.01936	0.0383315	0.000170	0.00017	0.00000	-0.50513
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.25806	-0.00559	0.0216752	0.000170	0.00029	-0.00012	-0.25818
	18 - 17	58.97	0.0678	0.40334	0.01455	0.0360659	0.000170		0.00017	0.40351

	7 - 18	42.04	0.0678	0.40334	0.01037	0.0257115	0.000170		0.00017	0.40351
Σ					-0.00004	0.122				
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.65738	-0.04566	0.0694530	0.000288	0.00023	0.00005	-0.65732
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.23246	-0.00378	0.0162422	0.000288	0.00004	0.00025	-0.23222
	17 - 16	70.96	0.0678	0.66140	0.04375	0.0661424	0.000288		0.00029	0.66169
	8 - 17	51.85	0.0678	0.25806	0.00559	0.0216752	0.000288	0.00017	0.00012	0.25818
Σ					-0.00009	0.174				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.34452	-0.01452	0.0421475	0.000233	0.00013	0.00010	-0.34442
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.61040	-0.04649	0.0761607	0.000233		0.00023	-0.61017
	8 - 13	74.9	0.0678	0.65738	0.04566	0.0694530	0.000233	0.00029	-0.00005	0.65732
	9 - 8	59.91	0.0678	0.41031	0.01525	0.0371791	0.000233	0.00017	0.00006	0.41037
Σ					-0.00010	0.225				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.26588	-0.02714	0.1020819	0.000130		0.00013	-0.26575
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.26588	-0.02674	0.1005810	0.000130		0.00013	-0.26575
	9 - 12	78.82	0.0678	0.34452	0.01452	0.0421475	0.000130	0.00023	-0.00010	0.34442
	10 - 9	49.9	0.0678	0.75483	0.03929	0.0520543	0.000130	0.00017	-0.00004	0.75479
Σ					-0.00007	0.297				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.03531	-0.07564	0.0730645	0.000040		0.00004	-1.03527
	14 - 15	42.64	0.0678	0.55996	0.01931	0.0344886	0.000040		0.00004	0.56000
	16 - 15	48.79	0.0678	0.89387	0.05254	0.0587820	0.000040		0.00004	0.89391
	13 - 16	42.47	0.0678	0.23246	0.00378	0.0162422	0.000040	0.00029	-0.00025	0.23222
Σ					-0.00001	0.183				

Anexo 23: Undécima iteración del análisis de corrección de caudales por el método de Hardy Cross.

								Iteración N° : 11		
CIRCUITO	TRAMO	L (m)	D (m)	Q_i (l/s)	Hf_1 (m)	Hf_1/Q_i	ΔQ_1	ΔQ_2	ΔQ	Q_{ij}
I	1 - 2	56.23	0.0678	-0.554561	-0.02501	0.0451069	0.00000		0.00000	-0.55456
	2 - 3	109.17	0.0678	-0.529518	-0.04458	0.0841937	0.000000		0.00000	-0.52952
	1 - 3	64.13	0.08	1.483139	0.06960	0.0469252	0.000000		0.00000	1.48314
Σ					0.00000	0.176				
II	3 - 4	112.04	0.0678	-0.98342	-0.14400	0.1464253	0.00000		0.00000	-0.98342
	4 - 5	45.71	0.0678	0.03712	0.00014	0.0036622	0.000002	0.00007	-0.00007	0.03705
	6 - 5	96.26	0.0678	0.94576	0.11509	0.1216863	0.000002		0.00000	0.94576
	3 - 6	22.93	0.0678	0.97080	0.02877	0.0296395	0.000002		0.00000	0.97081
Σ					0.00000	0.301				
III	4 - 10	43.88	0.0678	-1.02054	-0.06040	0.0591860	0.00007		0.00007	-1.02046
	10 - 9	49.9	0.0678	-0.75479	-0.03929	0.0520520	0.000074	0.00006	0.00001	-0.75478
	9 - 8	59.91	0.0678	-0.41037	-0.01526	0.0371841	0.000074	0.00014	-0.00007	-0.41044
	7 - 8	51.74	0.0678	0.50513	0.01936	0.0383314	0.000074	0.00010	-0.00003	0.50510
	5 - 7	86.19	0.0678	0.90864	0.09568	0.1053022	0.000074		0.00007	0.90872
	4 - 5	45.71	0.0678	-0.03712	-0.00014	0.0036622	0.000074	0.00000	0.00007	-0.03705
Σ					-0.00004	0.296				
IV	7 - 8	51.74	0.0678	-0.50513	-0.01936	0.0383314	0.000104	0.00007	0.00003	-0.50510
	8 - 17	51.85	0.0678	-0.25818	-0.00560	0.0216836	0.000104	0.00012	-0.00001	-0.25819
	18 - 17	58.97	0.0678	0.40351	0.01456	0.0360788	0.000104		0.00010	0.40362

	7 - 18	42.04	0.0678	0.40351	0.01038	0.0257208	0.000104		0.00010	0.40362
Σ					-0.00002	0.122				
V	8 - 13	74.9	0.0678	-0.65732	-0.04565	0.0694481	0.000118	0.00014	-0.00002	-0.65735
	13 - 16	42.47	0.0678	-0.23222	-0.00377	0.0162275	0.000118	0.00003	0.00009	-0.23212
	17 - 16	70.96	0.0678	0.66169	0.04378	0.0661670	0.000118		0.00012	0.66181
	8 - 17	51.85	0.0678	0.25818	0.00560	0.0216836	0.000118	0.00010	0.00001	0.25819
Σ					-0.00004	0.174				
VI	9 - 12	78.82	0.0678	-0.34442	-0.01451	0.0421367	0.000141	0.00006	0.00008	-0.34434
	12 - 13	87.49	0.0678	-0.61017	-0.04646	0.0761359	0.000141		0.00014	-0.61002
	8 - 13	74.9	0.0678	0.65732	0.04565	0.0694481	0.000141	0.00012	0.00002	0.65735
	9 - 8	59.91	0.0678	0.41037	0.01526	0.0371841	0.000141	0.00007	0.00007	0.41044
Σ					-0.00006	0.225				
VII	10 - 11	238.06	0.0678	-0.26575	-0.02712	0.1020393	0.000063		0.00006	-0.26569
	11 - 12	234.56	0.0678	-0.26575	-0.02672	0.1005391	0.000063		0.00006	-0.26569
	9 - 12	78.82	0.0678	0.34442	0.01451	0.0421367	0.000063	0.00014	-0.00008	0.34434
	10 - 9	49.9	0.0678	0.75479	0.03929	0.0520520	0.000063	0.00007	-0.00001	0.75478
Σ					-0.00003	0.297				
VIII	13 - 14	53.51	0.0678	-1.03527	-0.07564	0.0730621	0.000026		0.00003	-1.03525
	14 - 15	42.64	0.0678	0.56000	0.01931	0.0344907	0.000026		0.00003	0.56002
	16 - 15	48.79	0.0678	0.89391	0.05255	0.0587843	0.000026		0.00003	0.89393
	13 - 16	42.47	0.0678	0.23222	0.00377	0.0162275	0.000026	0.00012	-0.00009	0.23212
Σ					-0.00001	0.183				

Anexo 24: Constancia del control de calidad de las dos muestras de agua.

Jaén, 16 de noviembre del 2022.

La oficina de Aseguramiento de la calidad del Agua potable, de la EPS MARAÑÓN SA. En apoyo a los programas de investigación a las Universidades del Perú; mencionamos que en solicitud al proyecto: Evaluación del sistema de agua potable de la localidad de Pimpingos, Cutervo – Cajamarca, 2022, en representación de la Universidad Nacional de Cajamarca.

Otorgamos:

CONSTANCIA DE CONTROL DE CALIDAD

Por los resultados de condición de la calidad de agua presentado por el investigador Jordin Jesús Santos Chumacero, con DNI: 71196958.

Los resultados siguientes:

PARÁMETROS	UNIDAD	RESULTADOS	
		MUESTRA TK 01	MUESTRA TK 02
Turbidez	NTU	8.41	6.44
Coliformes totales	NMP/100 mL	43	84
Coliformes termotolerantes	NMP/100 mL	45×10^2	36×10^2
Bacterias heterotróficas	NMP/ mL	12×10^2	8×10^2

Mencionamos que los muestreos, fueron manejados por el investigador. Como laboratorio de Aseguramiento de la calidad, indicamos que los resultados son desfavorables para una distribución como agua potable, por lo que deberá considerarse un proceso de desinfección, según el Decreto Supremo N°031-2010-SA; agregamos que se manejó las muestras a temperatura adecuada, para sus análisis.

Se emite dicha constancia para conocimiento y a fines necesario del investigador.

Eso es todo en mención.

Atentamente.



EPS. MARAÑÓN S.A.
Ing. Yang Pool A. Chuica Vega
Aseguramiento de la Calidad
CIP. 233220

Ing. Yang Pool A. Chuica Vega
Aseguramiento de la Calidad

Anexo 25: Método del ensayo estándar para resistencia de compresión de especímenes de concreto.

METODO DE ENSAYO ESTANDAR PARA RESISTENCIA DE COMPRESION DE ESPECIMENES DE CONCRETO




PROYECTO: “EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD DE PIMPINGOS, CUTERVO - CAJAMARCA, 2022”

DISTRITO: CUTERVO
PROVINCIA: CUTERVO
REGION: CAJAMARCA

TESISTA: JORDIN JESUS SANTOS CHUMACERO

JAEN - CAJAMARCA, OCTUBRE 2022

	GEOCON VIAL - INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.		OFICINA DE GESTION Y CONTROL DE CALIDAD	
	FORMATOS DE CONTROL DE CALIDAD		SECTOR :	LABORATORIO
	QCF-TC-01		CODIGO:	68-22-TC-RC-001
DATOS DEL PROYECTO			DATOS DEL PERSONAL	
TESIS :	"EVALUACION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD PIMPINGOS, CUTERVO - CAJAMARCA, 2022"		GERENTE GENERAL :	ING. RAFAEL QUIROZ CHIHUAN.
UBICACION	LOCALIDAD: PIMPINGOS; PROVINCIA: CUTERVO; REGION: CAJAMARCA		JEFE DE LABORATORIO:	ING. GROVER RIVERA CARRION
TESISTA :	JORDIN JESUS SANTOS CHUMACERO		JEFE TECNICO DE LAB :	ING. DANIEL AYALA NAVARRO
			TECNICO DE LAB :	MARCO CHUQUIHUANGA PERALTA.

STANDARD TEST METHOD FOR COMPRESSIVE STRENGTH OF CYLINDRICAL CONCRETE SPECIMENS
METODO DE ENSAYO PARA EL ESFUERZO A LA COMPRESION DE MUESTRAS CILINDRICAS DE CONCRETO
A.S.T.M. C 39/39M-17 (NTP 339.034-2015)

PROBETA N°	Fecha Fabricación	Fecha Rotura	Edad (días)	IDENTIFICACION	Carga Rotura KN	Carga Rotura Kg.	f'c kg/cm ²	Diámetro em	Area (mm ²)	Relación L/D Factor	Resistencia Máxima kg./cm ²	Resistencia Promedio kg./cm ²	Resistencia Promedio MPa	Porcentaje fe	Tipo Fractura
1	-	28/10/22	28	Diamantina 1 (Reservorio)	64.33	6560	210	7.0	0.38	1.00	170.47	170	16.7	81	2

EDAD DE ENSAYO	TOLERANCIA PERMISIBLE
24 horas	± 0.5 horas ó 2.1 %
3 días	± 2.0 horas ó 2.8 %
7 días	± 6.0 horas ó 3.6 %
28 días	± 20 horas ó 3.0 %
90 días	± 48 horas ó 2.2 %

L/D	1.75	1.50	1.25	1.00
Factor	0.98	0.96	0.93	0.87

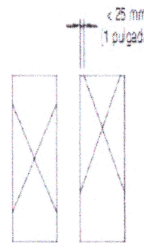
EQUIPOS REFERENCIA	1	2	3
	PRENSA DE CONCRETO	EQUIPO ECONOCAP	ALMOHADILLAS DE NEOPRENO
INDICADOR	DIGITAL	-	-
VELOCIDAD	0,25 ± 0.05 MPa/s	-	-
TIPO	ELECTRICO	-	-
MATERIAL	ACERO	ACERO	NEOPRENO
MODELO	STYE-2000	-	HM-370
MARCA	A Y A INSTRUMENT	PERUTEST	FORNEY

DENSIDAD :	CUANDO SE REQUIERA, LA DENSIDAD SE CALCULARA CON APROXIMACION A 10 Kg/m ³
-------------------	--


DEFECTOS:	NO PRESENTO DEFECTOS EL ESPECIMEN
------------------	-----------------------------------

OBSERVACIONES :	<p>EL PORCENTAJE MÍNIMO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN, A LOS 28 DIAS A MÁS ES 100 % f'c, POR LO QUE LA MUESTRA ENSAYADA NO CUMPLE CON EL REQUISITO.</p> <p>a. LAS MUESTRAS DE TESTIGOS DE CONCRETO, HAN SIDO ALCANZADOS E IDENTIFICADOS POR EL SOLICITANTE</p> <p>b. EL CERTIFICADO CORRESPONDE ÚNICA Y EXCLUSIVAMENTE A LA MUESTRA EMITIDA.</p> <p>c. LAS COPIAS DE ESTE ENSAYO NO SON VALIDAS SIN LA AUTORIZACIÓN DEL LABORATORIO.</p> <p>d. EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO Y LAS INTERPRETACIONES DE LOS DATOS DEL CERTIFICADO DEL ENSAYO.</p>
------------------------	--


MODELOS DE FRACTURAS TÍPICAS




Tipo 1
Conos razonablemente bien formados en ambos extremos, fisuras a través de los cabezales de menos de 25 mm (1 pulgada)




Tipo 2
Conos bien formados en un extremo, fisuras verticales a través de los cabezales, como no bien definido en el otro extremo




Tipo 3
Fisuras verticales encolumnadas a través de ambos extremos, conos mal formados





Tipo 4
Fractura diagonal sin fisuras a través de los extremos; golpea suavemente con un martillo para distinguirla del Tipo 1




Tipo 5
fracturas en los lados en las partes superior o inferior (ocurre comúnmente con cabezales no adheridos)



Tipo 6
Similar a Tipo 5 pero el extremo del cilindro es cortado



LUIS RAFAEL QUIROZ CHIHUAN
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. N° 123892

	GEOCON VIAL - INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.		OFICINA DE GESTION Y CONTROL DE CALIDAD	
	FORMATOS DE CONTROL DE CALIDAD		SECTOR :	LABORATORIO
	QCF-TC-01		CODIGO:	68-22-TC-RC-001
DATOS DEL PROYECTO			DATOS DEL PERSONAL	
TESIS :	"EVALUACION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD PIMPINGOS, CUTERVO - CAJAMARCA, 2022"		GERENTE GENERAL :	ING. RAFAEL QUIROZ CHIHUAN.
UBICACIÓN	LOCALIDAD: PIMPINGOS; PROVINCIA: CUTERVO; REGIÓN: CAJAMARCA		JEFE DE LABORATORIO:	ING. GROVER RIVERA CARRION
TESISTA :	JORDIN JESUS SANTOS CHUMACERO		JEFE TECNICO DE LAB :	ING. DANIEL AYALA NAVARRO
			TECNICO DE LAB :	MARCO CHUQUIHUANGA PERALTA.

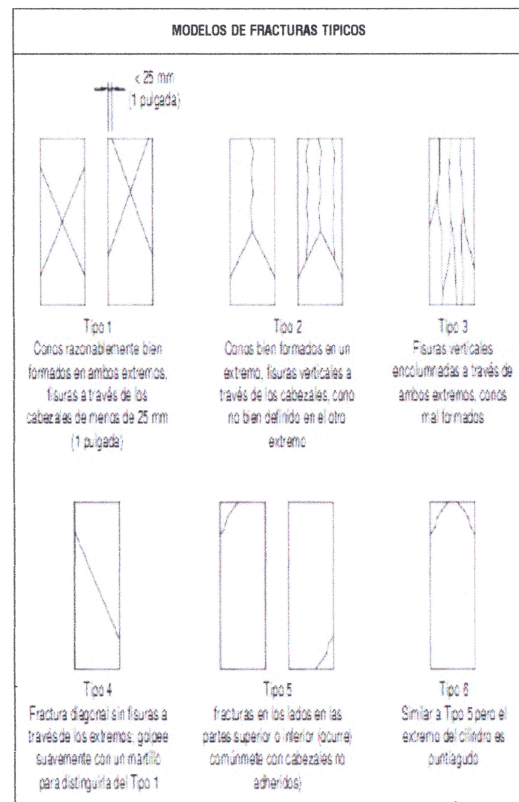
STANDARD TEST METHOD FOR COMPRESSIVE STRENGTH OF CYLINDRICAL CONCRETE SPECIMENS
METODO DE ENSAYO PARA EL ESFUERZO A LA COMPRESION DE MUESTRAS CILINDRICAS DE CONCRETO
A.S.T.M. C 39/39M-17 (NTP 339.034-2015)

PROBETA N°	Fecha Fabricación	Fecha Rotura	Edad (días)	IDENTIFICACION	Carga Rotura KN	Carga Rotura Kg.	f _c kg/cm ²	Diámetro cm	Área (mm ²)	Relación L/D Factor	Resistencia Máxima kg./cm ²	Resistencia Promedio kg./cm ²	Resistencia Promedio MPa	Porcentaje f _c	Tipo Fractura
2	-	28/10/22	28	Diamantina 2 (Reservorio)	67.21	6854	210	7.0	0.38	1.00	178.10	178	17.5	85	2

EDAD DE ENSAYO	TOLERANCIA PERMISIBLE
24 horas	± 0.5 horas ó 2.1 %
3 días	± 2.0 horas ó 2.8 %
7 días	± 6.0 horas ó 3.6 %
28 días	± 20 horas ó 3.0 %
90 días	± 48 horas ó 2.2 %

L/D	1.75	1.50	1.25	1.00
Factor	0.98	0.96	0.93	0.87

EQUIPOS REFERENCIA	1	2	3
	PRENSA DE CONCRETO	EQUIPO ECONOCAP	ALMOHADILLAS DE NEOPRENO
INDICADOR	DIGITAL	-	-
VELOCIDAD	0,25 ± 0.05 MPa/s	-	-
TIPO	ELECTRICO	-	-
MATERIAL	ACERO	ACERO	NEOPRENO
MODELO	STYE-2000	-	HM-370
MARCA	A Ñ A INSTRUMENT	PERUTEST	FORNEY



DENSIDAD :	CUANDO SE REQUIERA, LA DENSIDAD SE CALCULARA CON APROXIMACION A 10 Kg/m ³
-------------------	--

DEFECTOS:	NO PRESENTO DEFECTOS EL ESPECIMEN
------------------	-----------------------------------

OBSERVACIONES :	<p>EL PORCENTAJE MÍNIMO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN, A LOS 28 DIAS A MÁS ES 100 % f_c, POR LO QUE LA MUESTRA ENSAYADA NO CUMPLE CON EL REQUISITO.</p> <p>a. LAS MUESTRAS DE TESTIGOS DE CONCRETO, HAN SIDO ALCANZADOS E IDENTIFICADOS POR EL SOLICITANTE</p> <p>b. EL CERTIFICADO CORRESPONDE ÚNICA Y EXCLUSIVAMENTE A LA MUESTRA EMITIDA.</p> <p>c. LAS COPIAS DE ESTE ENSAYO NO SON VALIDAS SIN LA AUTORIZACIÓN DEL LABORATORIO.</p> <p>d. EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO Y LAS INTERPRETACIONES DE LOS DATOS DEL CERTIFICADO DEL ENSAYO.</p>
------------------------	--



LUIS RAFAEL QUIROZ CHIHUAN
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. N° 123892

PANEL FOTOGRÁFICO

Foto 16: Medición de niveles de agua consumida en los reservorios.



Foto 17: Aforo de caudales de llegada de las dos fuentes al PTAP.



Foto 18: Medición de presiones en conexiones domiciliarias.



Foto 19: Visita técnica a la captación de quebrada.



Foto 20: Recorrido de la línea de conducción con personal del ATM.



Foto 21: Rotura de la tubería de conducción por la ausencia de válvulas de aire.



Foto 22: Visita técnica a las captaciones de manantial.



Foto 23: Dimensionamiento de la captación de manantial.



Foto 24: Inspección del desarenador.



Foto 25: Floculador de la PTAP.



Foto 26: Pre filtro y filtro lento de la PTAP.



Foto 27: Filtro lento de la PTAP y cámara de reunión de caudales de la PTAP.



Foto 28: Reservorio circular del sistema.



Foto 29: Caseta de válvulas del reservorio circular.

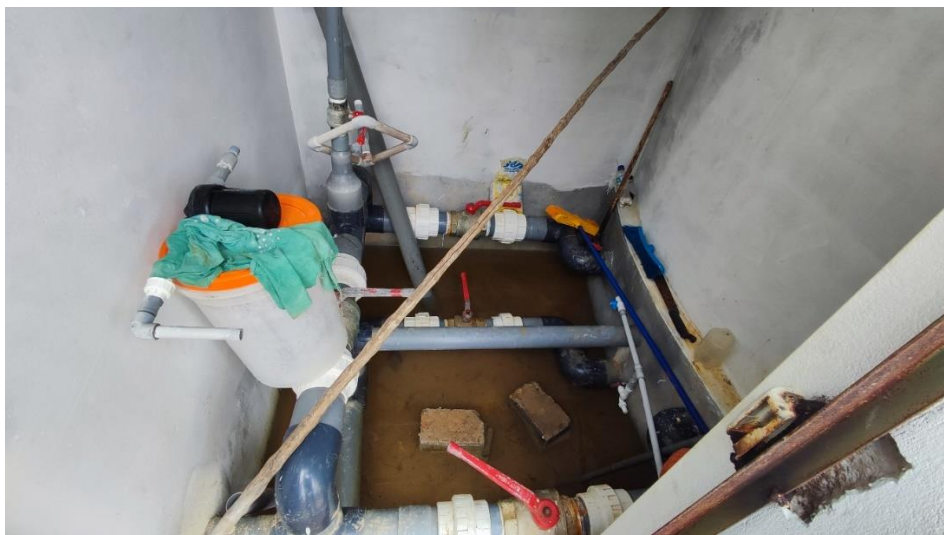


Foto 30: Reservorio rectangular del sistema.



Foto 31: Medición de consumo de agua en el reservorio rectangular.



Foto 32: Obtención de la muestra N° 01 de agua antes del ingreso a la PTAP.

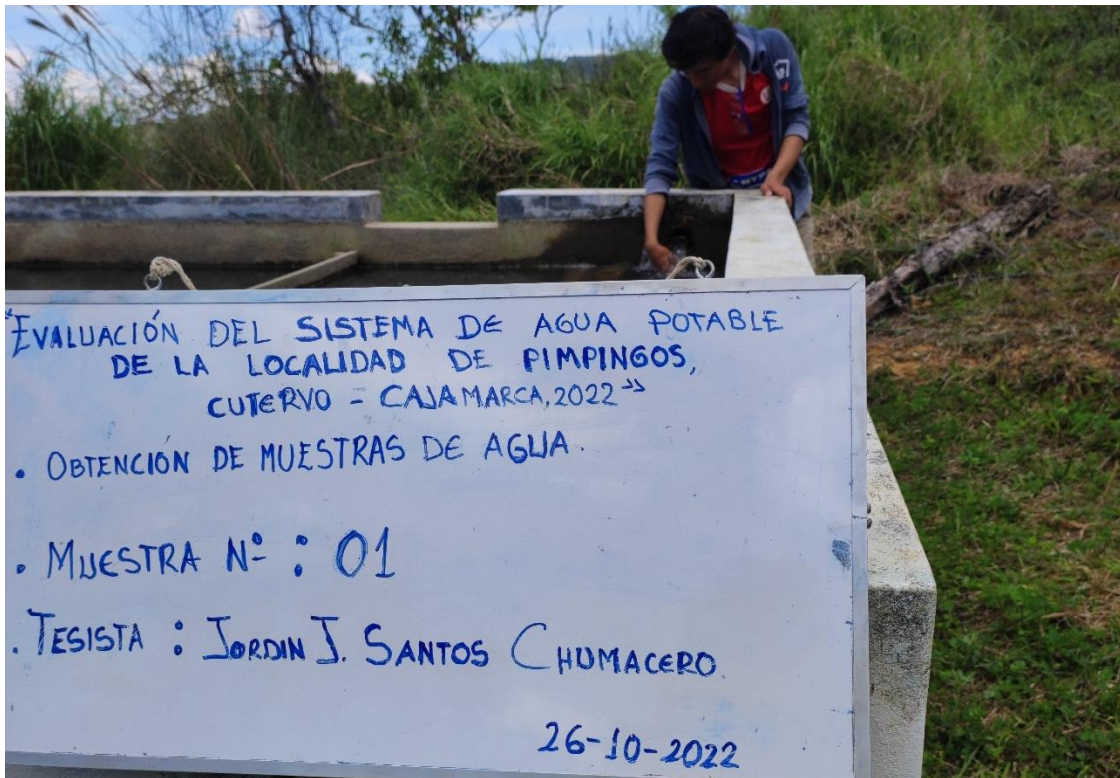


Foto 33: Obtención de la muestra N° 02 de agua al ingreso a los reservorios.



Foto 34: Analisis en laboratorio de las muestras de agua obtenidas en campo.



Foto 35: Ensayos estándar de compresion uniaxial del testigo N° 01.



Foto 36: Ensayos estándar de compresión uniaxial del testigo N° 02.

