Universidad Nacional de Ingeniería

Área de Conocimiento Arquitectura y Construcción

“DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA COMUNIDAD DE JUCUAPA ABAJO, MUNICIPIO DE MATAGALPA, DEPARTAMENTO DE MATAGALPA”

Trabajo Monográfico para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Alex Eduardo Ríos Leiva
Carnet: 2020-0173U

Br: Mauricio José Cruz Guevara
Carnet: 2020-0057U

Tutor:

Dra. Ing. Jassy Danisse Rivera Solís

13 de abril de 2026
Managua Nicaragua

Capítulo I:

Generalidades

1.1. Introducción

Actualmente, se contabiliza un total de 173 sistemas urbanos de abastecimiento de agua potable en Nicaragua, con poblaciones mayores a 1,500 personas, de estos, 145 son administrados y operados por la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL), los 28 restantes, 2 corresponden a los sistemas de Matagalpa, demostrando el poco abastecimiento de agua potable a todos los municipios y comunidades del departamento, generando una gran escasez y demanda del agua en la población de este departamento (ENACAL, 2022). El acceso al agua potable en el país es un tema fundamental, ya que la demanda de este recurso esencial crece cada día. Sin embargo, de la mano con el incremento de esta necesidad, enfrentamos la realidad de que muchas fuentes de agua no son capaces de suministrar el volumen suficiente a la población o no cumplen los estándares de calidad sanitaria.

A lo largo de la historia, el acceso al agua ha sido esencial para el desarrollo humano. Esto no solo refleja la disponibilidad del agua, sino, que esta sea de buena calidad para los consumidores. Contar con agua segura es crucial para evitar enfermedades y epidemias transmitidas por fuentes contaminadas o por la presencia de sustancias dañinas como el plomo, arsénico o incluso minerales como los carbonatos, que pueden afectar la salud. Por ello, es fundamental tratar adecuadamente el agua desde su origen, asegurando no solo un flujo suficiente, sino también que sus propiedades fisicoquímicas y bacteriológicas sean seguras para el consumo humano. El crecimiento de la población, tanto en áreas urbanas como rurales, ha generado la necesidad de llevar agua a más hogares. Esto implica conectar nuevas redes de distribución con las existentes o buscar nuevas fuentes de agua para evitar sobrecargar las ya disponibles.

El alcance principal del diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Jucuapa Abajo, situada en el departamento de Matagalpa, es asegurar que el agua que se abastezca a los pobladores circule de manera eficiente y segura, cubriendo las necesidades domésticas, comerciales, industriales y públicas. Para satisfacer esta demanda, el presente trabajo se enfocará en el análisis y diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, acatando los criterios técnicos de diseño plasmados en la normativa nacional NTON 09 007-19 Diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable (ANA, 2023).

1.2. Antecedentes

Originalmente, la comunidad de Jucuapa Abajo, ubicada en el municipio de Matagalpa, Nicaragua, era un terreno no poblado, utilizado principalmente para la alimentación del ganado y algunas actividades agrícolas de pobladores provenientes de sectores aledaños (Matagalpa, 2024.). Durante la década de 1970, los primeros asentamientos comenzaron a establecerse en la región, motivados por la expansión territorial del departamento de Matagalpa y la necesidad de más tierras para la agricultura. Con el paso de los años y debido a la ubicación estratégica cerca de zonas productivas y montañosas la comunidad fue creciendo de manera progresiva. Hoy en día, la comunidad se consolida con un total de 1,264 habitantes distribuidos en un área aproximada de 26.5 km^2.

El abastecimiento de agua de esta comunidad radica en la recolección de agua de lluvia en épocas de invierno o del agua proveniente del río Jucuapa, afluente del río Grande de Matagalpa, ubicado a 3 km de esta, siendo esta una situación crítica para el suministro de agua potable para los habitantes ya que la distancia entre ambos elementos dificulta la recolección del vital líquido (OPS, 2020). Aquellos que logran obtener un medio de transporte son quiénes tienen la oportunidad de abastecerse de agua, mientras que, el resto que no posee un medio de transporte, perecen ante la falta del vital líquido.

A pesar de que existan sistemas de abastecimientos de agua potable para los principales barrios y comunidades del departamento de Matagalpa, las comunidades rurales como Jucuapa no representan un símbolo de alerta ante tal precariedad entre sus habitantes, es por esta razón, que este trabajo monográfico propondrá un sistema de abastecimiento de agua potable para que cada individuo logre realizar sus necesidades básicas.

Debido a la escasez de fuentes de agua, muchas familias dependen de la recolección de agua de lluvia, que almacenan en barriles dentro de sus hogares para cubrir sus necesidades diarias, como el aseo personal y las tareas domésticas. A pesar de que en años recientes se ha implementado un pozo comunitario que provee agua a algunos habitantes, este no es suficiente para abastecer a toda la población, dejando a muchos sin acceso regular a agua potable.

1.3. Justificación

El agua potable es un recurso vital para el ser humano, pues es esencial no solo para la supervivencia, sino también para el desarrollo de las comunidades. Su disponibilidad permite el acceso a condiciones de vida dignas, mejora la salud pública y promueve la productividad agrícola y ganadera. Sin embargo, en la zona norte, área donde se desarrolla nuestro proyecto, la situación del acceso al agua potable se ha visto gravemente afectada por varios factores. En primer lugar, las precipitaciones han disminuido de manera continua en los últimos años, una tendencia que es consecuencia directa del despale de bosques, así como de la expansión de las fronteras agrícolas. Estas actividades alteran el ciclo hidrológico natural, lo que reduce la cantidad de agua disponible para el consumo humano y otros usos esenciales.

A la escasez de agua se le suma un factor adicional: el incremento de la temperatura anual en el país, consecuencia del cambio climático. Este aumento de la temperatura provoca una mayor evaporación de las fuentes de agua, lo que exacerba la sequía provocando crisis permanente de abastecimiento. Como resultado, los recursos hídricos disponibles se reducen aún más; en la comunidad en estudio las autoridades pronostican que nunca tendrán una red de abastecimiento por ser una comunidad pequeña, no obstante, hay un incremento de población en la misma que demanda del vital líquido por ser insuficiente la capacidad del pozo que existe en la comunidad.

Por esta razón, es de suma importancia este trabajo monográfico, el cual, pretende desarrollar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Jucuapa Abajo, ubicada en el departamento de Matagalpa, mediante la realización de los estudios pertinentes para determinar los caudales de la red de abastecimiento, los cuales, permitan abastecer a la comunidad entera en cada uno de los puntos de la red, a su vez; garantizando el cumplimiento de los parámetros bacteriológicos del agua, dando lugar a que esta sea de uso seguro para los habitantes de la comunidad en cuestión.

Los ingenieros civiles juegan un papel fundamental en la planificación, diseño y ejecución de estos proyectos, apoyando el cumplimiento de las metas gubernamentales para garantizar un desarrollo sostenible y una mejor calidad de vida para las comunidades más vulnerables.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Jucuapa Abajo, ubicada en el municipio y departamento de Matagalpa, que garantice el acceso sostenible, seguro y eficiente al recurso hídrico, conforme a la normativa técnica vigente.

1.4.2. Objetivos específicos

- Diagnosticar la situación actual del acceso al agua potable en la comunidad, a través de un estudio socioeconómico que identifique las condiciones de vida, salud, y capacidad económica de los habitantes.
- Estimar la población proyectada de la comunidad para el horizonte de diseño del sistema, a partir del análisis de censos anteriores y la determinación de tasas de crecimiento poblacional.
- Verificar la disponibilidad del recurso hídrico suficiente para abastecer a la comunidad durante el periodo de diseño, mediante la evaluación de fuentes existentes y la aplicación de los criterios técnicos correspondientes.
- Diseñar los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable de acuerdo con los lineamientos establecidos en la norma NTON 09 007-19, utilizando herramientas especializadas como EPANET, AutoCAD y Civil 3D.
- Realizar una estimación detallada de los costos de inversión, así como la elaboración del presupuesto para la ejecución del sistema de abastecimiento de agua potable.

Capítulo II:

Marco Teórico

2.1. Definición de Evaluación Socioeconómica

La evaluación socioeconómica es, sin duda, un componente esencial para la viabilidad de cualquier proyecto bajo el esquema de Asociaciones Público-Privadas (APP), ya que proporciona una base sólida para comprender los impactos económicos, sociales y ambientales que generará la iniciativa. Sin embargo, es importante destacar que, aunque es un requisito imprescindible, no resulta ser suficiente por sí sola para garantizar el éxito de un proyecto en este modelo (Mascle-Allemand, 2014).

2.1.1. Evaluación socioeconómica

La evaluación socioeconómica es el proceso mediante el cual se analizan las condiciones sociales y económicas de una población o comunidad, con el fin de identificar sus características demográficas, nivel de ingresos y principales necesidades. Este análisis permite comprender el contexto donde se desarrollará un proyecto, facilitando la toma de decisiones acordes con la realidad de los beneficiarios y la determinación de su viabilidad (Energía, 2024). Asimismo, constituye una herramienta fundamental para determinar la viabilidad social del proyecto, estimar su impacto en la calidad de vida de la población y priorizar intervenciones que respondan a las problemáticas más urgentes.

Dentro del marco de este estudio, se abordaron diversos aspectos clave que influyen directamente en la viabilidad y sostenibilidad del proyecto, tales como:

- Situación y demanda de agua.
- Situación de saneamiento.
- Capacidad económica.
- Voluntad e interés de la comunidad.

2.2. Levantamiento topográfico

Se define como el conjunto de operaciones y precisas realizadas sobre un terreno, utilizando los instrumentos y equipos adecuados, con el fin de obtener datos geoespaciales y elaborar una representación gráfica o plano detallado del área en cuestión. Estas operaciones incluyen la

medición de distancias, ángulos, elevaciones y coordenadas, permitiendo determinar con exactitud la posición relativa de puntos específicos en la superficie terrestre.

2.3. Censo de población

De acuerdo con las Naciones Unidas en escrito “Principios y recomendaciones para los censos de población y vivienda”, esta se define como*:* un conjunto de operaciones, que consisten en reunir, elaborar y publicar datos demográficos, económicos y sociales, correspondientes a todos los habitantes de un territorio, referidos a un momento determinado o a ciertos periodos dados (Network, 2020)**.**

Es el proceso de recolección total, ampliar, compilar, evaluar, analizar y publicar o diseminar en cualquier otra forma, los datos demográficos, económicos y sociales que pertenecen en un momento determinado, a todas las personas de un país o de una parte bien delimitada del mismo.

2.3.1. Tasa de crecimiento

Es un cálculo matemático que se obtiene de la diferencia entre dos valores en el tiempo tomado como referencia el porcentaje del primer valor. Este indicador puede aplicarse a diferentes ámbitos, como son el empresarial, el demográfico o el económico, de manera que podemos averiguar el porcentaje de crecimiento de cualquier supuesto en un periodo de tiempo determinado (Quíspe Limaylla, 2004).

2.3.2. Población de diseño

Es la población futura de una localidad que se estima analizando las características sociales, culturales y económicas de sus habitantes en el pasado y en el presente, para hacer predicciones sobre su futuro desarrollo.

2.4. Período de diseño

Debido al continuo aumento de población en las ciudades es de vital importancia la interpretación del crecimiento poblacional en los sistemas de agua potable, ya que esto facilita el cálculo exacto para abastecimiento óptimo y eficiente en un área determinada. Bajo estos criterios, una red de

abastecimiento de agua potable se diseña para satisfacer de manera eficiente las necesidades de la zona, garantizando el adecuado funcionamiento de todos sus componentes. Para realizar los cálculos de proyecciones poblacionales, es importante tener en cuenta los factores que influyen en los cambios demográficos, como el crecimiento natural (natalidad) y la migración (desplazamiento de personas de un lugar a otro).

2.5. Demanda y tipos de consumo

2.5.1. Dotación

Dentro de los principales parámetros para llevar a cabo el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, es el determinar la cantidad de agua que demanda la población en estudio, tanto en sus condiciones iniciales como futuras. Es por esta razón que debe de identificarse el tipo de población donde se efectúa el diseño. El consumo de agua potable está dado por la cantidad de habitantes que existan en una población y el consumo per cápita diario, estas se miden en g/hab/día o L/hab/día.

2.5.2. Consumo Doméstico

La cantidad de agua que se utiliza en una vivienda cubre las actividades diarias, como el aseo personal, la preparación de alimentos, el lavado de ropa, la limpieza del hogar, entre otras. El consumo puede variar según factores como el clima, el nivel socioeconómico de los habitantes y el tipo de zona donde se encuentra la vivienda. El principal objetivo es asegurar que tanto la población actual como la futura cuenten con suficiente agua para satisfacer sus necesidades diarias. Por ello, es fundamental usar el recurso de manera responsable para garantizar su disponibilidad.

2.5.3. Consumo Comercial

En un entorno comercial, el agua se utiliza principalmente en baños, duchas y para la higiene personal. También es clave para la limpieza del local. Asegurar un suministro adecuado de agua potable en estos espacios es esencial para que las operaciones diarias se desarrollen sin contratiempos, garantizando que se cubran las necesidades básicas de los usuarios y trabajadores.

2.5.4. Consumo Industrial

En el sector industrial, el agua es fundamental y se utiliza de muchas maneras. Algunos de sus usos más comunes incluyen: en sistemas sanitarios, como baños y duchas, que aseguran condiciones de higiene; en la refrigeración o transmisión de calor, que es donde se consume la mayor cantidad de agua; como materia prima que forma parte de productos.

2.5.5. Consumo Público

Este consumo hace referencia al uso de agua en edificios e instalaciones públicas, como escuelas, hospitales, calles, parques y rotondas, entre otros espacios de uso común. El agua se emplea en diversas actividades, tales como la limpieza de calles, el riego de jardines y parques, el mantenimiento de fuentes y bebederos, la limpieza de alcantarillados y sistemas de drenaje pluvial, la lucha contra incendios, y cualquier otra tarea que beneficie a la comunidad en general.

2.5.6. Pérdidas en el sistema

Parte del agua que se produce se pierde en cada uno de los componentes. A esto se le denomina como “fugas en el sistema”. En el proceso de diseño, esto constituye un porcentaje del consumo promedio diario, en el caso de Nicaragua, está establecido entre un P = 15% y P = 20% del CPD (Consumo Promedio Diario).

2.5.7. Variación de la demanda

El consumo de agua potable no es constante, sino que presenta variaciones tanto a lo largo del año como durante las diferentes horas del día, debido a factores climáticos, hábitos de la población, actividades económicas y dinámicas sociales propias de cada comunidad. Por esta razón, resulta fundamental analizar y comprender estos cambios en la demanda, ya que constituyen un elemento clave en el diseño hidráulico del sistema. Estas fluctuaciones se expresan mediante coeficientes o factores de variación, calculados como porcentajes o múltiplos del consumo promedio diario, los cuales permiten estimar el consumo máximo diario y el consumo máximo horario. La correcta consideración de estos parámetros garantiza que la infraestructura proyectada pueda satisfacer los picos de demanda sin afectar la continuidad, presión y eficiencia del servicio de abastecimiento de agua potable.

2.5.8. Factores de demanda máxima

En el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, las demandas de agua se calculan considerando los siguientes conceptos como la demanda de promedio diario, demanda máximo diario y demanda máximo horario**,** los cuales permiten estimar las variaciones en el uso del agua y dimensionar adecuadamente cada uno de los componentes del sistema para garantizar un suministro eficiente y continuo a la población:

- Demanda Promedio Diario (DPD): Es la cantidad de agua necesaria para satisfacer las necesidades de la población en un día promedio de consumo. Este valor se utiliza como referencia base y se especifica en la normativa NTON 09 007-19.
- Demanda del Máximo Día (DMD): Representa el caudal máximo que debe poder suministrar el sistema en un día de consumo elevado. Para la ciudad de Managua, la DMD se calcula como 1.3 veces el Consumo Promedio Diario. En otras localidades del país, este factor se incrementa a 1.5 veces el Consumo Promedio Diario, para reflejar las posibles variaciones en el patrón de consumo.
- Demanda de la Hora Máxima (DHM): Este valor corresponde al caudal necesario durante la hora de mayor consumo en el día de máxima demanda. Representa el punto crítico de operación del sistema, ya que en ese momento se concentran simultáneamente las mayores exigencias de suministro por parte de la población. Su determinación se realiza aplicando el coeficiente de variación horaria al consumo máximo diario, permitiendo dimensionar adecuadamente tuberías, válvulas y demás.

Estos parámetros permiten estimar y dimensionar de manera adecuada las capacidades requeridas del sistema de abastecimiento, garantizando que la infraestructura proyectada pueda cubrir tanto el consumo promedio diario como las variaciones y picos máximos de demanda que se presentan en distintos momentos del día o del año. De esta forma, se asegura un funcionamiento hidráulico eficiente, evitando presiones insuficientes o sobrecargas en la red y contribuyendo a la estabilización del sistema. Asimismo, se optimiza la operación de los equipos de bombeo al reducir la variabilidad en los caudales de trabajo, lo que disminuye el desgaste mecánico y el consumo energético.

2.6. Calidad del agua

2.6.1. Parámetros fisicoquímicos

Los parámetros fisicoquímicos permiten evaluar la calidad del agua a nivel nacional. Según la normativa vigente NTON 09 007-19, se establece lo siguiente: *"Para determinar la calidad del agua se deben aplicar las Normas de Calidad del Agua para consumo humano, adoptadas por el Ministerio de Salud (MINSA) mediante Acuerdo Ministerial No. 65-94, correspondientes a las Normas Regionales CAPRE en su versión vigente"* (ANA, 2023). A continuación, se presenta la tabla de parámetros de la NTON 03004 sobre agua potable y sus valores máximos admisibles.

Tabla 1. Parámetros fisicoquímicos del agua.

Parámetro	Unidad	Valor recomendado	Valor máximo admisible
Temperatura	°C	18 a 30	
Concentración Iones hidrógeno	Valor pH	6.5 a 8.5 (a)	
Cloro residual	mg/L	0.5 a 1.0 (b)	(c)
Cloruros	mg/L	25	250
Conductividad	µs/cm	400	
Dureza	mg/L $CaCO^3$	400	
Sulfatos	mg/L	25	250
Aluminio	mg/L		0.2
Calcio	mg/L $CaCO^3$	100	
Cobre	mg/L	1	2.0
Magnesio	mg/L $CaCO^3$	30	50
Sodio	mg/L	25	200
Potasio	mg/L		10
Sol. Tot. Dis	mg/L		1000
Zinc	mg/L		3.0

Fuente: Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense (NTON 03004).

2.6.2. Periodos de diseño

En los proyectos de abastecimiento de agua, se recomienda establecer la vida útil de los componentes para prever su capacidad ante futuras demandas, definir cuáles se diseñarán por etapas y planificar su futura incorporación al sistema.

Tabla 2. Periodos de diseño de los diferentes componentes del sistema de agua potable.

Tipos de componentes	Período de diseño (años)
Presas, Diques	50
Pozos perforados	20
Plantas de potabilización	20
Pozos excavados	10
Equipos de Bombeo	10
Captaciones superficiales y manantiales	20
Captación de agua de lluvia	10
Desarenador	20
Filtro Grueso Ascendente en Canas (FGAC)	20
Líneas de conducción	20
Filtro Lento de Arena (FLA)	20
Tanque de almacenamiento	20
Filtro Lento de Arena (FLA)	20
Red de distribución	20
Galería de infiltración	20

Fuente: NTON 09 007-19 (ANA, 2019, p. 20).

2.6.3. Velocidades permisibles

Según la topografía del terreno, al instalar una tubería de conducción, es importante realizar un análisis hidráulico para determinar si funcionará a presión o a superficie libre. Un aspecto clave a considerar es la velocidad del fluido dentro de la tubería. Si la velocidad es demasiado alta,

puede generar fricción excesiva, lo que provocaría desgaste en las paredes de la tubería e incluso abrasión. En contraste, si la velocidad es muy baja, se corre el riesgo de que se acumulen sólidos, lo que reduciría la capacidad de la tubería. Por ello, se recomienda mantener la velocidad del flujo dentro de un rango adecuado, entre 0.6 m/s y 2 m/s, para prevenir tanto la erosión interna como la sedimentación.

2.6.4. Presiones máximas y mínimas

Para asegurar que el sistema de abastecimiento funcione de manera óptima, es importante que las presiones se mantengan dentro de un rango adecuado. En este caso, la presión mínima recomendada es de 5 metros, mientras que la máxima es de 50 metros. De acuerdo con las normas NTON 09 007-19, la presión residual mínima en la red principal debe ser de 14 metros, y la carga estática máxima no debe superar los 50 metros. Sin embargo, en áreas con una topografía muy irregular, se permite que en ciertos puntos aislados la presión estática alcance hasta 70 metros.

2.6.5. Diámetro mínimo

Según las normas NTON 09 007-19, el diámetro mínimo de la tubería en una red de distribución debe ser de 2 pulgadas (50 mm), siempre que se garantice que puede cubrir adecuadamente la demanda máxima de agua. Sin embargo, en ramales que terminan en los extremos de la red, se permite utilizar un diámetro menor de 1 1/2 pulgadas (37.5 mm) si se cumplen ciertas condiciones. Este tramo no debe exceder los 100 metros y no debe contemplarse su ampliación en el futuro.

2.6.6. Cobertura de tuberías

En el diseño de la colocación de las tuberías sobre calles de tránsito vehicular se mantendrá una cobertura mínima de 1.2 m medida desde la corona del conducto hasta el nivel del terreno terminado, a lo largo de toda su longitud, con el fin de proteger la tubería frente a las cargas dinámicas y estáticas generadas por el tránsito. En el caso de calles peatonales, la cobertura mínima será de 0,7 m, considerando que las solicitudes estructurales son menores. Estas profundidades garantizan la integridad física de la tubería, reducen el riesgo de daños mecánicos y contribuyen a la estabilidad y durabilidad del sistema de distribución.

2.7. Cálculo hidráulico

2.7.1. Fórmula de Hazen-Williams

La fórmula de Hazen-Williams se emplea particularmente para el cálculo de las velocidades del agua en tuberías circulares llenas o conductos cerrados, es decir, trabajan a presión. Esta fórmula también se utiliza para calcular las pérdidas de carga por fricción en tuberías para redes de distribución.

$$H = \frac{10.675 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.871}} \quad (1)$$

Dónde:

H: pérdida de carga en m.c.a (metros columna de agua) (m).

L: longitud de la tubería (m).

Q: caudal (m^3/s).

C: coeficiente de capacidad hidráulica.

D: diámetro de la tubería (m).

2.7.1.1. Coeficiente de capacidad hidráulica

En la siguiente tabla se muestra los valores del coeficiente de capacidad hidráulica (C) de Hazen-Williams para los diferentes materiales:

Tabla 3. Coeficiente de rugosidad (C) en la fórmula de Hazen-Williams.

Material de conducto	C	
Cloruro de polivinilo (PVC)	150	130
Hierro fundido cubierto (interior y exterior)		100
Hierro Galvanizado	130	100

Fuente: NTON 09 007-19 (ANA, 2019, p. 46).

2.7.2. Diámetro económico

En el diseño de una línea de conducción por bombeo, se hará uso de una fuente externa de energía, para impulsar el agua desde la toma hasta la altura requerida, venciendo la carga estática y las pérdidas por fricción originadas en el conducto al trasladarse el flujo.

$$D = 0.9\ (Q^{0.45}) \tag{2}$$

Dónde:

D = diámetro de tubería de línea de conducción.

Q: consumo máximo diario (CMD) expresado en m^3/s.

2.7.3. Pérdidas de la columna dentro del pozo

Estas son las pérdidas de energía o presión que ocurren a medida que el agua es extraída desde el fondo del pozo hasta la superficie. Estas pérdidas se deben principalmente a la fricción del agua contra las paredes de la tubería vertical o columna de extracción, y a las turbulencias generadas por el flujo en el sistema.

$$hf_{columna} \leq 5\%Lc \tag{3}$$

Dónde:

$hf_{columna}$: pérdidas de la columna dentro del pozo (m).

Lc: longitud de la columna en bomba sumergible (m).

2.7.4. Carga dinámica total

Se define como un parámetro esencial en el diseño de sistemas de bombeo de agua, ya que define la energía total que la bomba debe suministrar para elevar el agua desde el nivel más bajo en el pozo hasta el punto de descarga. La Carga Dinámica Total (CDT) toma en cuenta diversos factores que influyen en la energía requerida para mover el agua, como la altura que debe superar y las pérdidas de presión a lo largo del trayecto:

$$CDT = NB + CED + hf_{columna} + hf_{descarga} \quad (4)$$

Dónde:

CDT: carga dinámica total (m).

NB: nivel más bajo del agua durante el bombeo (m).

CED: carga estática de la descarga (m)

$hf_{columna}$: pérdidas de la columna dentro del pozo (m).

$hf_{columna}$: pérdidas en la descarga (m).

2.7.5. Potencia hidráulica de la bomba y motor

Este parámetro establece la energía necesaria para bombear el agua y superar la CDT en un sistema de abastecimiento. Este cálculo permite determinar cuánta energía requiere la bomba para elevar el agua desde el nivel del pozo hasta el punto de descarga, teniendo en cuenta la resistencia que ofrece el sistema de tuberías.

- Para la bomba:

$$PB = \frac{Q * CDT}{3960 * e} \quad (5)$$

Dónde:

PB: potencia de la bomba (Hp).

Q: consumo de máximo día (CMD) expresado en gpm.

CDT: carga dinámica total (ft).

E: eficiencia de la bomba (para cálculo teórico, estimar en 60%).

- Para el motor:

$$PM = 1.15 * PB \quad (6)$$

Dónde:

PM: potencia del motor (Hp).

PB: potencia de la bomba (Hp).

2.7.6. Velocidad de la línea de conducción

La velocidad en la línea de conducción será calculada a partir de la ecuación de continuidad, expresada de la siguiente manera:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \tag{7}$$

Dónde:

V: velocidad en la línea de conducción (m/s)

Q: consumo máximo día (CMD) (m^3/s)

D: diámetro de tubería en línea de conducción (m)

2.7.7. Golpe de ariete

Al cerrar una válvula en una tubería, se genera una onda de presión que se propaga rápidamente a lo largo de la conducción y rebota entre sus extremos. Al regresar a la válvula, esta onda se transforma en una onda de depresión que produce variaciones bruscas de presión dentro del conducto. Si la tubería no está diseñada para soportar estas presiones externas o cambios repentinos, puede deformarse o incluso colapsar; a este fenómeno se le conoce como golpe de ariete. Este efecto puede ocasionar daños en las tuberías, accesorios y equipos del sistema, por lo que es importante considerar medidas de protección durante el diseño y operación de las redes hidráulicas.

2.7.7.1. Período de propagación de onda de presión en la tubería

$$T = \frac{2L}{C} \tag{8}$$

Dónde:

- T: período de propagación de la onda de presión en la tubería (s)
- L: longitud total de la línea de conducción
- C: velocidad de propagación de la onda o celeridad (m/s)

2.7.7.2. Celeridad

El valor de la celeridad o velocidad de propagación de la onda puede calcularse por medio de la fórmula de Allievi:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K\,\frac{D}{e}}} \qquad (9)$$

Dónde:

- C: Celeridad (m/s)
- K: Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del material de la tubería
- D: Diámetro de la tubería (m)
- e: Espesor de la pared de la tubería (m)

2.7.8. Capacidad del tanque de almacenamiento

Para proporcionar un tanque como almacén de suministro continuo, se rige bajo la normativa NTON 09 007-19, la capacidad de este deberá satisfacer las siguientes condiciones:

a) Volumen compensador: el volumen necesario para compensar las variaciones horarias del consumo se estimará en 25% del consumo promedio diario más pérdidas (CPD).

b) Volumen de reserva: El volumen de reserva para atender eventualidades en caso de emergencia, reparaciones en línea de conducción u obras de captación, se estimará igual al 20 % del consumo promedio diario.

De tal manera que la capacidad del tanque de almacenamiento se estimará igual al 35% del consumo promedio diario.

$$CT = VC + VR \quad (10)$$

Dónde:

- CT: capacidad total del tanque de almacenamiento.
- VC: volumen compensador.
- VR: volumen de reserva
- CPD: consumo promedio diario.

2.8. Sistema de agua potable

Es el conjunto de tuberías, instalaciones y accesorios destinados a conducir las aguas requeridas bajo una población determinada para satisfacer sus necesidades, desde su lugar de existencia natural o fuente hasta el hogar de los usuarios. El sistema de abastecimiento de agua se clasifica dependiendo del tipo de usuario, que se clasifica en urbano o rural. El proceso de suministro de agua potable comprende de manera general la captación, conducción, tratamiento, almacenamiento de agua tratada y distribución del recurso hídrico.

2.8.1. Línea de conducción

Se entiende por la línea de conducción al tramo de tubería destinada a transportar el agua desde la obra de captación hasta la planta potabilizadora o, en su defecto, hasta el tanque de regularización, según la configuración y requerimientos del proyecto sistemado. Este componente constituye un elemento fundamental dentro de la infraestructura hidráulica, ya que garantiza el traslado continuo y seguro del caudal de diseño, considerando aspectos como pérdidas de carga, variaciones de nivel topográfico, presiones de trabajo y condiciones del terreno.

2.8.2. Captación de agua

La fuente de abastecimiento es el elemento más importante de todo el sistema por tanto debe estar lo suficientemente protegida y debe cumplir propósitos fundamentales, tales como: Suministrar agua en cantidad suficiente para abastecer la demanda de la población durante el

período de diseño considerado. La captación puede ser de un manantial, de aguas superficiales o de aguas subterráneas, en este caso será de aguas subterráneas mediante pozos.

2.8.3. Pozo

Un pozo es un túnel vertical o perforación que se realiza en la tierra; estas excavaciones se efectúan generalmente con el propósito de captar agua subterránea o, en otros casos, extraer recursos como el petróleo. Suelen tener forma cilíndrica y sus paredes se aseguran con materiales como cemento, piedra o revestimientos especiales para evitar derrumbes y garantizar su estabilidad estructural. Los pozos se clasifican en pozos artesanos (excavados), pozos hincados (puyones) y pozos perforados (someros y profundos). La selección del tipo de pozo depende de las condiciones hidrogeológicas del terreno, la profundidad del acuífero y el caudal requerido. Asimismo, su diseño debe considerar aspectos como el diámetro, el sistema de revestimiento y el método de extracción, a fin de asegurar una explotación eficiente y sostenible del recurso hídrico.

2.8.4. Pozo perforado

Los pozos perforados son agujeros perforados en roca dura que no colapsan por lo que no necesitan tubos de revestimiento, solo se entuba la parte superior más erosionada (denominada sobrecarga) el resto del agujero sin cubrir permite el flujo del agua hacia el pozo desde todas las formaciones que atraviesa. Aunque algunos pozos de agua se sigan cavando empleando las manos, como en los tiempos del antiguo Egipto, existen métodos más modernos y eficientes. Hoy día, la mayor parte de pozos de agua se construyen usando taladros o barrenos. Los pozos hechos con taladros pueden llegar a profundidades de más de 300 m. Para llevar agua hasta la superficie se suele instalar una bomba en el fondo del pozo.

2.8.5. Estación de bombeo

Es un conjunto de estructuras civiles, equipos electromecánicos, tuberías y accesorios destinados a captar el agua de forma directa o indirecta desde la fuente de abastecimiento y conducirla, mediante impulsión, hacia un reservorio de almacenamiento o directamente a la red de distribución. La estación de bombeo constituye un elemento fundamental cuando las condiciones topográficas no permiten el transporte por gravedad, ya que proporciona la energía

necesaria para vencer desniveles y pérdidas de carga en el sistema. Generalmente, está conformada por una o varias bombas, sus respectivos pozos o cárcamos de bombeo, tuberías de succión y descarga, válvulas de control, dispositivos de protección y sistemas eléctricos de operación, garantizando un funcionamiento seguro, continuo y eficiente.

2.8.5.1. Elementos de la estación de bombeo

En general se puede énfasis en tres elementos en toda la estación de bombeo:

- La tubería de succión y sus accesorios (anterior a la bomba).
- La bomba (generalmente centrífuga, se debe disponer siempre de una bomba de reserva).
- La tubería de impulsión y sus respectivos accesorios (posterior a la bomba).

Los equipos de bombeo se seleccionan para un periodo inicial de 5 a 10 años, mientras que los diámetros de las tuberías de impulsión y succión se determinan con base en el caudal necesario para el periodo de diseño final.

2.8.5.2. Ubicación de la estación

En el caso de la captación de agua por bombeo, la estación debe colocarse aguas arriba de cualquier descarga de aguas residuales. De igual manera, se debe realizar un estudio sobre la disponibilidad de la energía eléctrica de la zona, de esta forma se determinará el área más conveniente para ubicar la estación y en caso de fallo, disponer de generadores.

2.8.5.3. Caseta de control

En el caso de la captación de agua por bombeo, la estación debe ubicarse aguas arriba de cualquier punto de descarga de aguas residuales, con el propósito de evitar riesgos de contaminación y garantizar la calidad del recurso captado. Asimismo, es necesario evaluar previamente la disponibilidad y confiabilidad del suministro de energía eléctrica o combustible requerido para la operación continua del equipo de bombeo. De igual manera, debe analizarse el acceso a las instalaciones para facilitar labores de operación, mantenimiento y supervisión, asegurando condiciones adecuadas de seguridad y funcionalidad en el sitio.

2.8.5.4. Fundaciones del equipo de bombeo

El diseño de las fundaciones para bombas se basa generalmente en el principio de que el peso del bloque de concreto debe ser al menos tres veces mayor que el peso del equipo de bombeo, con el fin de garantizar estabilidad, reducir vibraciones y evitar asentamientos diferenciales durante la operación. En este sentido, la fundación se dimensiona en función de las dimensiones, peso y características dinámicas de la bomba y del motor, considerando además las cargas estáticas y dinámicas transmitidas al suelo. Por lo general, estas estructuras se construyen en concreto reforzado, con una resistencia a la compresión de aproximadamente 210 kg/cm² a los 28 días, asegurando así la rigidez y durabilidad necesarias para un adecuado desempeño del sistema. Asimismo, se deben contemplar aspectos como la correcta nivelación, alineación del equipo y la disposición de pernos de anclaje, con el objetivo de garantizar una instalación segura y un funcionamiento eficiente y continuo.

2.8.6. Componentes del sistema de bombeo

2.8.6.1. Equipo de bombeo

El equipo de bombeo utilizado en pozos perforados suele ser de turbina de eje vertical o sumergible. Para elegir el equipo adecuado, se deben considerar varios factores clave. Primero, el nivel de bombeo debe ajustarse a los resultados de las pruebas realizadas en el pozo, lo cual permite establecer la profundidad óptima para la extracción. Asimismo, es fundamental analizar el caudal requerido, la carga dinámica total y la eficiencia del equipo, a fin de garantizar un funcionamiento adecuado y un consumo energético óptimo. También deben evaluarse aspectos como la calidad del agua y las condiciones eléctricas disponibles, asegurando la durabilidad y confiabilidad del sistema.

2.8.6.2. Línea de conducción

Estas transportan el agua desde la captación hasta la comunidad, conectando la fuente con la red de distribución. Estas deben ubicarse junto a caminos para facilitar la revisión y tener

capacidad para el caudal máximo diario. En terrenos complejos, se instalan válvulas de aire en las cimas y de limpieza en los puntos bajos. Existen dos tipos de líneas de conducción: por gravedad y por bombeo.

Las líneas de conducción por gravedad aprovechan la energía potencial del agua en fuentes elevadas para llevarla hacia usuarios en niveles más bajos. Este sistema es ventajoso porque no requiere bombas, necesita poco mantenimiento y permite un control de presión eficiente.

2.8.6.3. Accesorios

Los accesorios son piezas moldeadas y mecanizadas que, unidas a los tubos, forman las líneas estructurales de una planta de proceso. Se especifican por el diámetro nominal de la tubería, el nombre del accesorio y el material, tales como:

- Válvulas de pase: Estas válvulas deben colocarse de modo que permitan aislar tramos de hasta 400 m de tuberías, con un máximo de cuatro válvulas cerradas. Se instalan en tuberías de menor diámetro y se protegen en cajas metálicas subterráneas u otras estructuras accesibles.
- Válvulas de limpieza: Facilitan la eliminación de sedimentos acumulados en las redes, permitiendo una limpieza periódica que mantiene el agua limpia y libre de impurezas.
- Válvulas reductoras de presión y cajas rompe presión: Reducen la presión del agua mediante un mecanismo de control al pasar del servicio de distribución a la red interna de tuberías, protegiendo el sistema y ajustando la presión a los niveles recomendados.
- Válvulas de seccionamiento: Se emplean para aislar tramos específicos de tubería en las líneas de conducción, permitiendo realizar operaciones y mantenimiento sin necesidad de vaciar toda la línea.

2.9. Almacenamiento

Deben diseñarse los tanques necesarios para el almacenamiento de agua, de manera que sean capaces de suplir en todo momento las máximas demandas previstas durante la vida útil del sistema. Además, estos deben garantizar volúmenes de reserva suficientes para enfrentar

situaciones de emergencia, tales como interrupciones en el suministro de energía eléctrica, fallas mecánicas en el sistema de bombeo o daños en las líneas de conducción. El almacenamiento permite regular las variaciones entre producción y consumo, mantener presiones estables en la red de distribución y asegurar la continuidad del servicio ante eventualidades, contribuyendo así a la confiabilidad y sostenibilidad del sistema de abastecimiento. Asimismo, facilite la operación eficiente del sistema al amortiguar las fluctuaciones de caudal, reducir la frecuencia de arranque y paro de las bombas y optimizar el consumo energético.

2.9.1. Tanque superficial

Se recomiendan este tipo de tanques cuando lo permita la topografía del terreno, asegurando las presiones adecuadas en todos los puntos de la red de distribución. Generalmente se construyen enterrados, semienterrados o sobre la superficie del terreno, dependiendo de las condiciones del sitio y de los requisitos del sistema. Asimismo, pueden edificarse utilizando materiales como mampostería, hormigón simple o hormigón armado, seleccionados en función de la capacidad de almacenamiento, las condiciones estructurales y la durabilidad requeridas para garantizar un funcionamiento.

2.9.2. Tanques elevados

Se recomienda este tipo de tanques cuando, por razones de servicio, es necesario elevar el almacenamiento para proporcionar la energía hidráulica requerida por el sistema, especialmente en situaciones donde no es posible instalar un tanque superficial debido a las condiciones topográficas del terreno. Los tanques elevados permiten generar la presión necesaria para la adecuada distribución del agua en la red. Estos se construyen de acuerdo con los requerimientos y características específicas del proyecto, y pueden ser fabricados en materiales como acero, hormigón armado, hormigón pretensado o postensado, garantizando resistencia estructural, estabilidad y durabilidad durante su vida útil.

2.10. Red de distribución

Es el conjunto de tuberías, válvulas, conexiones y demás accesorios hidráulicos encargados de conducir y distribuir el agua potable desde el tanque de almacenamiento o punto de entrega hasta los usuarios finales. Su función principal es garantizar que el agua llegue en cantidad,

presión y calidad adecuadas a cada uno de los puntos de consumo dentro del área de servicio. Además, su diseño debe considerar la topografía del terreno, la demanda de la población y las pérdidas de carga, con el fin de asegurar un funcionamiento eficiente y continuo del sistema de abastecimiento. De igual manera, es fundamental analizar aspectos como la ubicación óptima del tanque, su cota de operación y la interacción con la línea de impulsión y la red de distribución, de modo que se garantice un adecuado comportamiento hidráulico del sistema. Esto permite mantener presiones dentro de rangos aceptables, minimizar pérdidas de energía y asegurar una distribución uniforme del recurso, contribuyendo a la eficiencia operativa y la sostenibilidad del sistema a lo largo del tiempo.

2.10.1. Tipos de red

Según la forma de los circuitos, existen dos tipos principales de sistemas de distribución: el sistema ramificado o abierto y el sistema mallado o cerrado. Cada uno de estos se selecciona de acuerdo con las condiciones topográficas, la distribución de la población y los requerimientos de presión y continuidad del servicio dentro de la red:

- Redes abiertas: Son redes de distribución constituidas por una tubería principal o ramal matriz del cual se desprenden diversas ramificaciones que conducen el agua hacia los diferentes puntos de consumo. Este tipo de sistema es común en comunidades pequeñas o en áreas donde la disposición de las calles no permite la formación de circuitos cerrados. Su principal desventaja es la presencia de puntos muertos o terminales de la red, donde el agua puede permanecer estancada, por lo que se requiere la instalación de válvulas de limpieza para facilitar la purga y el mantenimiento del sistema.

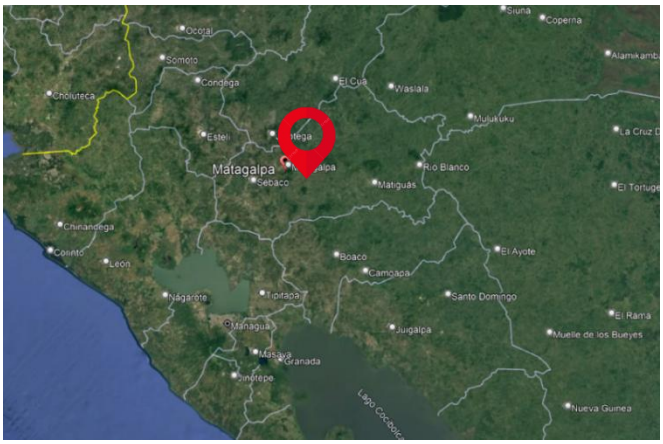
- Redes cerradas: Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas que forman mallas o circuitos cerrados. Este tipo de red elimina la presencia de puntos muertos y permite una distribución más uniforme del agua dentro del sistema. Además, al ser alimentados los tramos por ambos extremos, se reducen las pérdidas de carga, lo que favorece el uso de menores diámetros de tubería y mejora la continuidad del servicio en caso de mantenimiento o fallas en algún tramo de la red.

Capítulo III: Diseño Metodológico

3.1. Información del área en estudio

La comunidad Jucuapa Abajo se ubica al sureste del casco urbano de Matagalpa, a unos 12 km del centro. El acceso es por una carretera rural hacia Los Ángeles y La Cañada, con tramos pavimentados y otros transitables en verano, lo que facilita el transporte agrícola y constructivo. El entorno presenta laderas con pastizales, cafetales y bosques secundarios. El clima es templado húmedo, con lluvias anuales de 1.600–2.000 mm y temperatura promedio de 22 °C.

Figura 1. Macrolocalización - Municipio de Matagalpa.



Fuente: Google Earth.

Figura 2. Microlocalización - Municipio de Matagalpa.



Fuente: Google Earth.

3.2. Límites de la comunidad Jucuapa Abajo

- Norte: Municipio de Matagalpa.
- Sur: Microcuencas hidrográficas de Sébaco.
- Este: Municipio de Sébaco.
- Oeste: Comunidades rurales del municipio de San Ramón.

3.3. Descripción del sitio

La comunidad de Jucuapa Abajo se ubica geográficamente en una posición estratégica dentro de la región, delimitada al norte por los límites jurisdiccionales del municipio de Matagalpa, al sur por las microcuencas hidrográficas que conforman el sistema fluvial del municipio de Sébaco, al este con dicho municipio y, finalmente, al oeste con las comunidades rurales pertenecientes al municipio de San Ramón.

Esta presenta una topografía irregular, con un relieve ondulado característico de la zona montañosa del país. Se encuentra ubicado en las coordenadas 12°56' de latitud norte y 85°53' de longitud oeste, en la parte noroeste de la zona central de Nicaragua. La comunidad está situada cerca de la ribera del río Grande de Matagalpa, lo que facilita la captación de agua superficial para su posterior tratamiento. Las elevaciones del terreno en el área oscilan entre los 744 y 792 msnm.

3.4. Población y viviendas

La comunidad de Jucuapa Abajo cuenta con un número de 70 casas, construidas por bloque de concreto, piedra cantera y techos de zinc. Los lotes varían de tamaño y su dimensión se encuentra en el rango de 200 m^2 a 400 m^2. En cuanto a los servicios básicos, la comunidad no cuenta con un sistema formal de agua potable. Actualmente, la mayoría de los habitantes se abastece de agua mediante la recolección de agua de lluvia, pozos artesanales o acarreo desde quebradas cercanas. Tampoco existe un sistema de alcantarillado sanitario ni pluvial, por lo que las viviendas utilizan letrinas o fosas sépticas individuales. Todas las viviendas cuentan con suministro de energía eléctrica proveniente de la red pública y la cobertura de servicios de salud

es limitada; Sin embargo, los habitantes pueden acudir al centro de salud de la comunidad, ubicado a 4.8km o al Hospital Regional César Amador Molina, ubicado a 12 km de distancia.

3.5. Estudio de la fuente de abastecimiento

Se evaluó su viabilidad técnica para garantizar el suministro de agua durante el período de diseño del proyecto. Este análisis incluye la determinación del caudal disponible mediante aforos o pruebas de bombeo, verificando que la fuente pueda cubrir la demanda actual y futura de la población sin afectar su sostenibilidad. Asimismo, se examinará la calidad del agua para asegurar que cumpla con los parámetros de potabilidad o definir el tratamiento necesario. También se considerarán aspectos de localización, accesibilidad y protección sanitaria, asegurando que la fuente cumpla con los requisitos mínimos de cantidad, calidad y ubicación para el adecuado funcionamiento del sistema.

3.5.1. Estudio fisicoquímico del agua

Se evaluaron las características que determinan su calidad y aptitud para el consumo humano, tales como pH, turbidez, color, olor, temperatura, conductividad, dureza, alcalinidad, sólidos disueltos totales y presencia de compuestos químicos como hierro, manganeso, nitratos, nitritos o metales potencialmente tóxicos. El estudio permitirá identificar posibles contaminantes de origen natural o antrópico que puedan representar riesgos para la salud de la población, tales como productos químicos tóxicos o sustancias derivadas de actividades agrícolas, domésticas o industriales. Con base en los resultados obtenidos, se definieron las medidas de protección, tratamiento y monitoreo necesarias para garantizar la potabilidad del agua, prevenir enfermedades asociadas a su consumo y asegurar una gestión adecuada y sostenible de la fuente de abastecimiento.

3.5.2. Aforo de la fuente de agua

Es necesario medir la cantidad de las fuentes, para saber la cantidad de población para la que puede alcanzar. El aforo es la operación de medición del volumen de agua en un tiempo determinado. Esto es, el caudal que pasa por una sección de un curso de agua. El valor del caudal mínimo debe ser mayor que el consumo máximo diario con la finalidad de cubrir la demanda de agua de la población futura. Lo ideal sería que los aforos se efectúen en las temporadas críticas de los meses secos y de lluvias, para conocer caudales mínimos y máximos.

3.5.3. Análisis de calidad de la fuente de abastecimiento

El agua debe estar libre de microorganismos patógenos, de minerales y sustancias orgánicas que puedan producir efectos fisiológicos adversos. Debe ser estéticamente aceptable, y por consiguiente debe estar libre de turbidez, color, olor y sabor no agradable. La cantidad de agua a examinar la dicta el laboratorio donde se realizarán los estudios pertinentes, en este caso, los laboratorios UNI-PIENSA, una muestra de 3.78L (1gal) para el estudio bacteriológico y otras dos más de este mismo volumen para realizar el estudio fisicoquímico.

En este, se contemplaron parámetros como:

- Color: en las aguas naturales, el color se origina por la presencia de sustancias orgánicas disueltas o en forma coloidal, principalmente de origen vegetal, y en algunos casos por compuestos minerales como sales de hierro o manganeso. Para determinar el color del agua, se compara con una escala de referencia elaborada a partir de una solución de cloruro de platino y cloruro de cobalto. El valor que indica el color corresponde al número de miligramos de platino presentes en un litro de la solución patrón cuyo tono coincide con el del agua analizada.
- Olor: puede originarse por diversas causas, aunque las más comunes incluyen el desarrollo y proliferación de microorganismos, la descomposición de materia vegetal en fuentes superficiales, la contaminación proveniente de aguas residuales o descargas industriales, así como la formación de compuestos secundarios generados durante los procesos de tratamiento químico del agua. Estos factores pueden alterar las características físicas, químicas y organolépticas del recurso hídrico, afectando su calidad y aceptabilidad para el consumo humano, por lo que resulta fundamental identificar su origen y aplicar correctivas y preventivas que garanticen el cumplimiento de los estándares sanitarios establecidos.
- Sabor: el sabor del agua se debe principalmente a las sales disueltas que contiene. Los sulfatos de hierro y manganeso, por ejemplo, le confieren un sabor amargo. Este parámetro tiene relevancia en la clasificación del agua, ya que puede resultar agradable o desagradable para el consumo.

- Temperatura: debe medirse directamente en el lugar, en un punto representativo del cuerpo de agua, preferiblemente en zonas con corriente y no en aguas estancadas. Este factor influye en la solubilidad de sales y gases, afectando el pH y la conductividad. Generalmente, al aumentar la temperatura, la solubilidad de las ventas aumenta, mientras que la de los gases disminuye. Además, la temperatura favorece o limita el desarrollo de ciertas algas. Para el agua destinada al consumo humano, se recomienda mantenerla entre 12°C y 25°C, aunque no existen límites establecidos.
- Turbiedad: se define como la pérdida de transparencia del agua debido a la presencia de partículas en suspensión. A mayor cantidad de sólidos suspendidos, más elevada será la turbidez y menor la calidad del agua. Estas partículas absorben el calor solar, provocando un aumento de la temperatura y una disminución en la concentración de oxígeno disuelto, lo que afecta el equilibrio del ecosistema acuático. Además, la turbidez puede reducir la penetración de la luz, limitando la fotosíntesis de las plantas acuáticas y algas, y favoreciendo la proliferación de microorganismos.

3.5.3.1. Análisis químico

Se realizaron estudios con el objetivo de determinar la composición mineral del agua y evaluar su aptitud para el consumo humano, así como para usos domésticos e industriales. Asimismo, se analizó la calidad del recurso mediante la identificación de posibles contaminantes, considerando la presencia de sustancias o elementos ajenos a su origen geológico natural. Estos análisis permiten establecer si el agua cumple con los parámetros de calidad requeridos, garantizando su seguridad sanitaria y su idoneidad para los distintos usos dentro del sistema de abastecimiento.

3.5.3.2. Análisis bacteriológico

Para establecer la calidad higiénica de las aguas, se investigó la cantidad de bacterias y coliformes fecales, como indicadores de contaminación. Si el agua contiene bacterias, es considerada potencialmente peligrosa, pues en cualquier momento puede llegar a vehiculizar bacterias patógenas, provenientes de portadores sanos, individuos enfermos o animales.

3.6. Estudio socioeconómico

El estudio socioeconómico se obtiene mediante las investigaciones realizadas en campo acerca de la situación social y económica que actualmente tiene la comunidad Jucuapa Abajo. La investigación de campo se basó en la aplicación de encuestas con formato del NUEVO FISE. En este, se tomaron en cuenta características tales como: población, ocupación, nivel de escolaridad, consumo diario por familias, servicios con los que cuentan, estado de las viviendas entre otros varios.

3.7. Levantamiento topográfico

Se utilizaron levantamientos topográficos previamente realizados que fueron proporcionados por la Alcaldía Municipal de Matagalpa, tanto altimétricos como planimétricos, con el objetivo de analizar el comportamiento del terreno y representarlo adecuadamente en los planos del proyecto. Estos levantamientos proporcionaron la información necesaria para el diseño de las estructuras, permitiendo conocer datos esenciales como cotas, distancias, volúmenes y perfiles del terreno.

Adicionalmente, mediante el método de cuerdas se realizó la verificación de la profundidad del efluente, garantizando la precisión de los niveles y la correspondencia entre las mediciones de campo y los datos topográficos existentes.

3.8. Diseño de plano de curvas de nivel

El plano de curvas de nivel es una herramienta topográfica que representa gráficamente las líneas que unen puntos del terreno con igual elevación. Este permite transformar un espacio de naturaleza tridimensional en una representación bidimensional, facilitando el análisis e interpretación del relieve. A partir de estas curvas es posible identificar pendientes, elevaciones y accidentes geográficos, información fundamental para la planificación, diseño y ejecución de obras de ingeniería civil. Asimismo, su uso permite optimizar trazados, estimar movimientos de tierra y prever condiciones hidráulicas y de drenaje, contribuyendo a desarrollar proyectos con mayor eficiencia, seguridad y sostenibilidad.

3.9. Cálculo de población de diseño

Para el cálculo de la población futura se utilizó el método geométrico ya que la comunidad de Jucuapa Abajo no ha alcanzado su desarrollo máximo y no posee una tasa de crecimiento fija, ya que esta incrementa en cada estudio realizado por instituciones que estudian el crecimiento social.

La fórmula para determinar la proyección poblacional, mediante el Método geométrico es la siguiente:

$$P_n = P_o * (1 + r)^n \quad (11)$$

En donde:

P_n: población proyectada al año “n” (hab.)

P_o: población inicial (hab.)

r: tasa de crecimiento (notación decimal)

n: intervalo de tiempo (años)

3.10. Determinación de las dotaciones de agua

Las dotaciones se establecieron según el rango poblacional del lugar del proyecto, en el caso de la comunidad de Jucuapa Abajo, el acápite 6.2.1.3 “Población rural concentrada” de NTON 09 007-19, determina que la dotación será de 100 lppd, esto a que se considera como comunidad concentrada.

3.11. Cálculo de caudales de diseño

La demanda de agua se define como la cantidad requerida para satisfacer las necesidades básicas de la población, incluyendo el consumo doméstico, institucional y, en algunos casos, productivo. La estimación adecuada de las demandas permite determinar los caudales de diseño necesarios para la planificación y dimensionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable del proyecto. Dichos cálculos y criterios se establecen conforme a las ecuaciones y

lineamientos técnicos contenidos en la normativa NTON 09 007-19, la cual regula los parámetros de diseño para sistemas de agua potable:

- Consumo promedio diario:

$$CPD = CD + CPI + CC + CInd \quad (12)$$

Donde:

- $CD:$ Consumo doméstico:

$$CD = \frac{P * D}{86{,}400} \quad (13)$$

P= población

D= dotación

- $CPI:$ Consumo Público o Institucional.

$$CPI = 7\% \quad (14)$$

- CC: Consumo Comercial:

$$CC = 7\% \quad (15)$$

- $CInd:$ Consumo Industrial:

$$CC = 2\% \quad (16)$$

- Las pérdidas en el sistema se calculan de la siguiente manera:

$$hf = 20\%CPD \quad (17)$$

- El caudal máximo día se calcula:

$$CMD = (1.3\ a\ 1.5)CPD + hf \quad (18)$$

- El caudal máximo hora se calcula:

$$CMH = (2.5 * CPD) + hf \quad (19)$$

3.12. Determinación de las ecuaciones para el cálculo hidráulico

Las ecuaciones para el cálculo hidráulico son importantes para el diseño de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable. A través de ellas se determinan parámetros fundamentales como caudales, velocidades, pérdidas de carga y presiones en cada tramo de la red. Su correcta aplicación permite dimensionar adecuadamente tuberías, bombas y estructuras de almacenamiento, garantizando un funcionamiento. Estos datos ayudaron al desarrollo de los cálculos de pérdidas por carga de fricción, diámetro de tubería en la línea de conducción, carga dinámica, potencia hidráulica de la bomba, velocidad en la línea de conducción, golpe de ariete y capacidad del tanque de almacenamiento.

- Pérdida de carga por fricción empleando la fórmula de Hazen-Williams:

$$H = \frac{10.675 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.871}} \quad (20)$$

- Cálculo del diámetro económico de la línea de conducción:

$$D = 0.9Q^{40.45} \quad (21)$$

- Pérdidas de la columna dentro del pozo:

$$hf_{columna} \leq 5\%\ Lc \quad (22)$$

- Carga dinámica total:

$$CDT = NB + CED + hf_{columna} + hf_{descarga} \quad (23)$$

- Potencia hidráulica de la bomba:

$$PB = \frac{Q * CTD}{3{,}960} \quad (24)$$

- Potencia del motor:

$$PM = 1.15 * PB \quad (25)$$

- Velocidad de la línea de conducción:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (26)$$

- Golpe de ariete:

$$(\boldsymbol{T_p < T}) \longrightarrow Hs = \frac{C * V}{g} \quad (27)$$

$$(\boldsymbol{T_p > T}) \longrightarrow Hs = \frac{2*L*V}{g*Tp} \quad (28)$$

- Volumen del tanque de almacenamiento:

$$V = \frac{QMH * 86400}{1000} \quad (29)$$

- Altura del tanque de almacenamiento:

$$H_{tanque} = \sqrt[3]{\frac{4V}{\pi n^2}} \quad (30)$$

3.13. Determinación del tipo de red de distribución

Las redes de distribución son sistemas de conductos cerrados que permiten la distribución del agua bajo presión a los diversos puntos de consumo y, dependiendo de su estructura, pueden ser redes abiertas, cerradas y mixtas. Una red de distribución consta de estaciones de bombeo, tuberías, tanque de almacenamiento, válvulas y derivaciones domiciliares.

La determinación del tipo de red de distribución depende principalmente de la configuración urbana, la topografía del terreno y la ubicación de la fuente de abastecimiento. Las redes abiertas o ramificadas suelen emplearse en comunidades pequeñas o con trazados lineales, mientras que las redes cerradas o malladas ofrecen mayor continuidad del servicio y mejor distribución de presiones. Por su parte, las redes mixtas combinan ambas configuraciones para adaptarse a condiciones específicas del área, buscando un equilibrio entre eficiencia hidráulica, confiabilidad y costos de construcción.

3.14. Uso del software EPANET para análisis hidráulico

EPANET es un software especializado en el análisis de sistemas de distribución de agua potable. Permite realizar simulaciones hidráulicas y estudiar el comportamiento de la calidad del agua a lo largo de una red de tuberías, lo que convierte en una herramienta fundamental en el ámbito de diseño y gestión de estos sistemas.

3.14.1. Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño son datos o factores que se toman como necesarios para analizar o valorar una situación determinada, para el diseño de este sistema, se consideraron los parámetros de la normativa NTON 09 007-19. Estas variables se tomaron en cuenta para el diseño de los componentes de este sistema de abastecimiento de agua potable.

- Velocidades permisibles: $0.6\,\mathrm{m}/s < \mathrm{V} < 2.0\,\mathrm{m}/s$.
- Presiones máximas y mínimas: $5\,\mathrm{m} < \mathrm{P} < 50\,\mathrm{m}$.
- Diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución: 2 in (50 mm).
- Cobertura de tuberías: 0.7 – 1.2 m, sobre la corona del conducto.

El cumplimiento de estos criterios permite prevenir problemas como sedimentación por bajas velocidades, golpes de ariete por presiones elevadas o daños estructurales en las tuberías por cobertura insuficiente. Asimismo, garantizan que el sistema opere dentro de rangos seguros, asegurando la durabilidad de los materiales y reduciendo los costos de mantenimiento. Durante el proceso de diseño, cada tramo de la red es verificado para comprobar que las condiciones hidráulicas calculadas se mantienen dentro de estos límites establecidos.

3.15. Evaluación de puntos en el sistema que requieran accesorios

En una red de distribución es necesaria la instalación de válvulas de limpieza en los puntos más bajos de la red para asegurar el drenaje de sedimentos durante la operación, y de válvulas de paso a lo interno de la red para formar circuitos, con el propósito de aislar tramos y efectuar reparaciones. La ubicación estratégica de estas válvulas permite realizar labores de mantenimiento preventivo y correctivo sin necesidad de suspender el servicio en toda la red, garantizando así la continuidad y eficiencia del suministro.

Las válvulas de limpieza, también conocidas como válvulas de purga, cumplen la función de evacuar partículas sólidas, arenas o materiales sedimentados que puedan acumularse en las zonas de menor cota, evitando obstrucciones, reducción de la capacidad hidráulica y posibles afectaciones en la calidad del agua. Por su parte, las válvulas de paso o de seccionamiento permiten dividir la red en sectores o circuitos independientes, facilitando el control operativo del sistema y la rápida intervención ante fugas o averías.

3.16. Elaboración de planos y especificaciones técnicas de construcción

En los proyectos de abastecimiento de agua potable es fundamental contemplar una serie de aspectos técnicos, sociales y ambientales que influyen directamente en la eficiencia y seguridad del sistema. Para ello, resulta indispensable analizar las condiciones hidráulicas de diseño, considerando elementos como caudales, presiones y pérdidas de carga, así como, las características propias del terreno y de la población a abastecer.

De igual manera, se debe recurrir a la normativa vigente, ya que esta establece lineamientos y restricciones específicas que deben cumplirse rigurosamente. Solo de esta manera es posible garantizar que el sistema de distribución de agua potable opere de forma óptima, segura y

sostenible, respondiendo tanto a las necesidades actuales de la comunidad como a su crecimiento futuro.

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable eficiente y seguro es necesario considerar diversos factores desde la etapa inicial. Entre ellos destacan las pendientes del terreno, la longitud de los tramos de tubería, la ubicación de los nodos y de los diferentes accesorios, así como los posibles cruces de tuberías que puedan presentarse en el trazado. Estos elementos influyen directamente en el comportamiento hidráulico del sistema, particularmente en la distribución de presiones, velocidades y pérdidas de carga a lo largo de la red.

Asimismo, es indispensable evaluar las condiciones topográficas y geotécnicas del área, la disponibilidad y calidad de la fuente de abastecimiento, la demanda actual y futura de la población beneficiada, y las normativas técnicas vigentes aplicables al diseño. Estos factores permiten establecer criterios técnicos sólidos que orientan la selección de alternativas y garantizan la viabilidad del proyecto en el corto, mediano y largo plazo. La adecuada estimación del caudal de diseño y de los periodos de proyección poblacional posibilita dimensionar correctamente las tuberías y estructuras complementarias, tales como tanques, válvulas y estaciones de bombeo, evitando tanto el sobredimensionamiento —que incrementa innecesariamente los costos— como la insuficiencia del sistema, que podría comprometer la continuidad y eficiencia del servicio.

3.17. Elaboración del presupuesto de la obra

La estimación de costos y la elaboración del presupuesto constituyen una etapa fundamental dentro de la planificación de una obra, especialmente en los proyectos hidráulicos, donde resulta indispensable considerar la viabilidad económica. Para ello, es necesario detallar minuciosamente los costos asociados a cada una de las actividades involucradas en la ejecución del proyecto, incluyendo la instalación de cada tramo de tubería y los diferentes componentes de la red de distribución.

El presupuesto se elaborará tomando como referencia los precios de los materiales, los cuales serán determinados a partir de los costos promedios disponibles en el mercado local, con el propósito de garantizar una proyección realista y acorde con las condiciones económicas vigentes. Asimismo, se considerarán posibles variaciones en el transporte, disponibilidad y

fluctuaciones de precios, a fin de lograr una estimación técnica más precisa. La mano de obra será calculada con base en las normas de rendimiento horario aplicables a obras horizontales, incorporando criterios de productividad y tiempos estándar de ejecución; Además, se utilizará como referencia el catálogo de precios vigente para la construcción proporcionado por el Nuevo FISE, asegurando coherencia con los lineamientos institucionales y la normativa aplicable en proyectos de infraestructura comunitaria.

- El costo total de cada actividad se obtendrá mediante la suma del valor de los materiales, el costo de la mano de obra y un 8% adicional aplicado a este último, destinado a cubrir gastos correspondientes a herramientas y equipo menor; Asimismo, se incorporará un 35% del costo directo como concepto de costos indirectos, contemplando administración, supervisión, imprevistos y otros gastos generales asociados a la ejecución del proyecto. Esta metodología permite estructurar un presupuesto integral y técnicamente fundamentado. Para la elaboración, organización y control del presupuesto se emplearán programas como Microsoft Excel y Microsoft Project, los cuales facilitan el cálculo detallado de partidas, la programación de actividades y el seguimiento financiero y físico de las diferentes etapas del proyecto.

Capítulo IV:

Análisis e interpretación de resultados

4.1. Estudio de la fuente de agua

A continuación, se muestran en los siguientes cuadros los resultados de los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos de las muestras tomadas al agua para compararlos con los valores que están en las normas NTON 03004, que dicta los alineamientos para extracción de muestra, aprobada por NTON 09 007-19.

4.1.1. Estudio fisicoquímico del agua

La muestra procesada fue extraída del Río Jucuapa en el mes de agosto del año 2025, obteniendo un volumen de muestra de 1 gal (3.78L), ingresando el mismo día de su extracción a los laboratorios de PIENSA UNI, hoja incluida en anexos, donde se evaluaron parámetros como color, olor, sabor, pH, cloruros y sulfatos, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 4. Parámetros fisicoquímicos del agua extraída.

Parámetro	Unidad	Resultado	Valor admisible	Observación
Conductividad	µS/cm	211	1700	Cumple
pH	Valor pH	7,39	6,5 – 8,5	Cumple
Temperatura	°C	22	18 – 30	Cumple
Dureza total	mg/L $CaCO_3$	102.25	500	Cumple
Alcalinidad total	mg/L $CaCO_3$		615	Cumple
Bicarbonatos	mg/L	109.60	750	Cumple
Carbonatos	mg/L	<0.40	20	Cumple
Sulfatos	mg/L	8.94	250	Cumple
Cloruros	mg/L	10	250	Cumple
Calcio	mg/L	29.74	120	Cumple
Magnesio	mg/L	6.820	60	Cumple
Sodio	mg/L	9.58	200	Cumple
Potasio	mg/L	2.40	30	Cumple
Color verdadero	mg/L (Pt-Co)	<0.1	15	Cumple
Turbiedad	NTU	0.180	5	Cumple

Fuente: NTON 03004 (p. 15).

En este análisis que se llevó a cabo de la fuente (Río Jucuapa) no se incluyen todos los parámetros fisicoquímicos de interés, sin embargo, se encuentran los más importantes, los cuales señalan que el agua es adecuada para fines de consumo humano, ya que los valores encontrados se hayan dentro de los límites permisibles por ANA.

Las características físicas y organolépticas corresponden a aquellas que detectan los sentidos, tales como: olor, sabor, color, turbidez, conductividad eléctrica y el pH. El agua en estado puro es tanto inolora como insípida, sin embargo, cuando sustancias orgánicas o inorgánicas se disuelven en el agua esta comienza a adquirir un color característico, y algunas veces olor. Aunque en el análisis no incluye todos los parámetros, con el color y turbidez es suficiente para indicar la calidad de estas. En el caso de la toma de muestras de esta fuente, los resultados arrojaron que las características analizadas se encuentran dentro de los límites permisibles por el INAA.

4.1.2. Aforo de la fuente de agua

El río Jucuapa se ubica en terreno de la ciudad de Matagalpa, dentro de la subcuenca con el mismo nombre, afluente del río Grande de Matagalpa. Geológicamente, la zona se caracteriza por la presencia de materiales de origen volcánico y rocas fracturadas, producto del sistema de fallas que atraviesa el departamento de Matagalpa. Estas condiciones favorecen la infiltración y la formación de acuíferos locales de tipo libre, con niveles freáticos variables según la topografía. De acuerdo con la información cartográfica de INETER (1998), el acuífero regional pertenece a una zona con transmisividad de clase III (moderada), con valores T que oscilan entre 40 y 259 m^2/día, lo que indica una capacidad media de transmisión del agua subterránea. La subcuenca del río Jucuapa abarca aproximadamente 4,057 hectáreas y presenta un relieve irregular, con depresiones donde se concentran los principales flujos superficiales.

El aforo del caudal de la subcuenca del río Jucuapa se realizó mediante el método de flotación, durante el mes de agosto, el cual es una técnica indirecta utilizada para estimar el caudal en corrientes superficiales, especialmente en zonas rurales donde no se dispone de equipos hidrométricos especializados.

Este método se fundamenta en la medición de la velocidad superficial del agua, la sección transversal del cauce y la aplicación de un coeficiente correctivo.

Se seleccionó un tramo recto del río, con flujo uniforme y sin turbulencias apreciables, con una longitud de 5.00 m, garantizando condiciones adecuadas para la medición del tiempo de recorrido del flotador. El ancho total del río en el punto de aforo fue de 11.40 m. El ancho del río fue dividido en secciones de 1.00 m de ancho, con el objetivo de obtener mayor precisión en la determinación del área hidráulica. En cada sección se midió la profundidad del flujo, obteniéndose un promedio de profundidad de 13.77 cm, valor que representa la condición media del cauce durante el aforo.

Para cada sección se midió el tiempo que tardó el flotador en recorrer los 5.00 m, registrándose tiempos variables debido a las diferencias de profundidad y rugosidad del cauce. A partir de estos tiempos se calculó la velocidad superficial utilizando la relación:

$$V = \frac{d}{t} \tag{30}$$

donde:

- V es la velocidad (m/s),
- d es la distancia recorrida (5.00 m),
- t es el tiempo medido (s).

El tiempo promedio obtenido fue de **52.18s**, lo que corresponde a una velocidad promedio de 0.10 m/s.

El área hidráulica de cada sección se calculó multiplicando el ancho de la sección por la profundidad medida. La suma de las áreas parciales dio como resultado un área total de la sección transversal de 1.44 m².

4.1.3. Cálculo del caudal

El caudal del río se determinó mediante la expresión:

$$Q = A * V \tag{31}$$

donde:

- Q es el caudal (m³/s),
- A es el área hidráulica total (1.44 m²),

- V es la velocidad promedio (0.10 m/s).

De esta manera, se obtuvo un caudal mínimo del río de 0.14 m³/s, equivalente a 137.99 L/s, valor que representa la disponibilidad hídrica de la fuente durante el período de medición.

El caudal determinado mediante el método de flotación constituye un dato fundamental para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, ya que permite verificar la capacidad de la fuente para satisfacer la demanda actual y futura de la comunidad de Jucuapa Abajo, considerando los criterios de seguridad y sostenibilidad del sistema.

Tabla 5. Aforo del río

Sección del Río	Anchos por sección b (m)	Profundidades y (cm)	tiempo t (s)	distancia d (m)	Velocidad por sección (m/s)	A (m^2)
A	0	0.00	0.00			
b2	1.00	9.00	90.64	5.00	0.06	0.05
b3	1.00	15.50	33.89	5.00	0.15	0.12
b4	1.00	14.00	26.24	5.00	0.19	0.15
b5	1.00	10.00	60.51	5.00	0.08	0.12
b6	1.00	4.00	32.35	5.00	0.19	0.07
b7	1.00	3.00	36.82	5.00	0.14	0.04
b8	1.00	6.00	25.22	5.00	0.20	0.05
b9	1.00	9.00	35.84	5.00	0.14	0.08
b10	1.00	18.00	42.10	5.00	0.12	0.14
b11	1.00	38.00	75.80	5.00	0.07	0.28
b12	1.00	25.00	114.53	5.00	0.04	0.32
B	0.40	0.00	0.00			0.05
Ancho del Río	**11.40 m**	**Tiempo medio**	**52.18 s**	**5.00 m**	**0.10 m/s**	**1.44 m^2**

Fuente: elaboración propia

4.1.4. Análisis de la calidad de la fuente de abastecimiento

Con el objetivo de determinar la capacidad y condiciones del aprovechamiento de los recursos hidráulicos y los niveles de calidad de vertimientos tolerables para cada cuerpo de agua, se establecen seis tipos de cuerpo de agua. Las aguas de mayor relevancia para este caso, son las de tipo 1, que son destinadas al uso doméstico y al uso industrial que requiere de agua potable, siempre que esta forme parte del producto o subproducto destinado al consumo humano o que entre en contacto con él. Estas aguas a su vez se subdividen en dos categorías:

- Categoría 1-A: Aguas que desde el punto de vista sanitario pueden ser acondicionadas con una sola adición de desinfectante.
- Categoría 1-B: Aguas que pueden ser acondicionadas por medio de tratamientos de coagulación, floculación, sedimentación, filtración y/o cloración.

4.1.4.1. Análisis bacteriológico

De igual manera, se realizó el análisis bacteriológico de la muestra extraída del Río Jucuapa y fue llevada a los laboratorios de PIENSA UNI, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 6. Análisis bacteriológico

Parámetro	Unidad	Valor recomendado	Valor admisible	Resultado	Observación
Recuento de aerobios	UFC/ml	No fijado		ND (<2)	Cumple
Recuento de hongos y levaduras	UFC/ml	No fijado		ND (<2)	Cumple
Coliformes fecales	NMP/100 ml	Negativo	≤4	ND (<2)	Cumple
Coliformes totales	NMP/100 ml	Negativo	Negativo	ND (<2)	
Escherichia coli	Presencial-Ausencia/100ml	No fijado		Ausencia	Cumple
Salmonella sp.	Presencial-Ausencia/100ml	No fijado		Ausencia	Cumple

Fuente: resultados de laboratorios PIENSA-UNI.

El análisis bacteriológico indica que el agua no presenta agentes patógenos y cumple con los límites permisibles establecidos por el ANA. Por ello, la fuente se considera apta para el consumo humano; sin embargo, para asegurar su potabilidad de forma continua, se recomienda la aplicación de desinfección mediante cloración y el mantenimiento de un residual de cloro libre en la red de distribución.

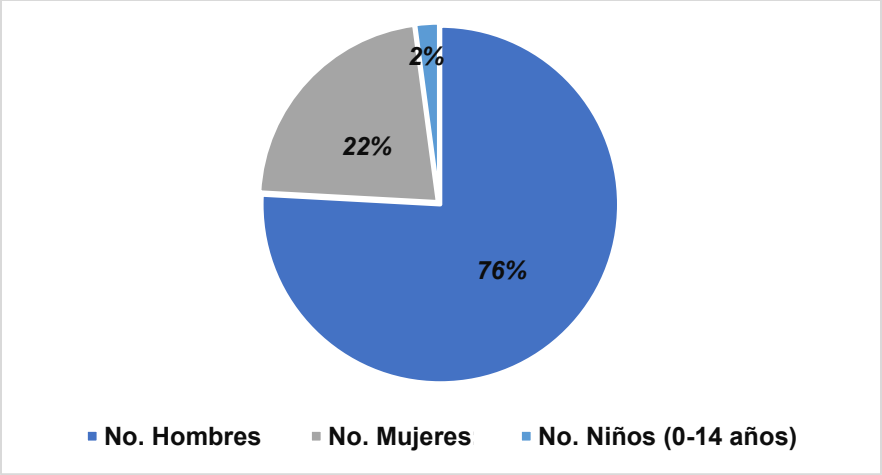
4.2. Estudio socioeconómico

Para la realización del estudio socioeconómico, se realizaron encuestas en la comunidad de Jucuapa Abajo, consultando a un total de 40 personas habitantes de la comunidad, donde se les estuvieron realizando preguntas sobre sus condiciones de vida, salud, saneamiento, ingresos, escolaridad y distintos factores que fueran relevantes para el diseño del sistema de agua potable.

4.2.1. Población por sexo y edad

Existe una población total de 1,264 habitantes, distribuida de la siguiente manera: el 76% corresponde al sexo masculino y el 22% al sexo femenino, ambos concentrados principalmente en un rango de edad entre 24 y 64 años, lo que indica una predominancia de población en etapa económicamente activa; mientras que el 2% restante está conformado por niños en edades comprendidas entre 0 y 14 años.

Figura 3. Porcentaje poblacional por sexo

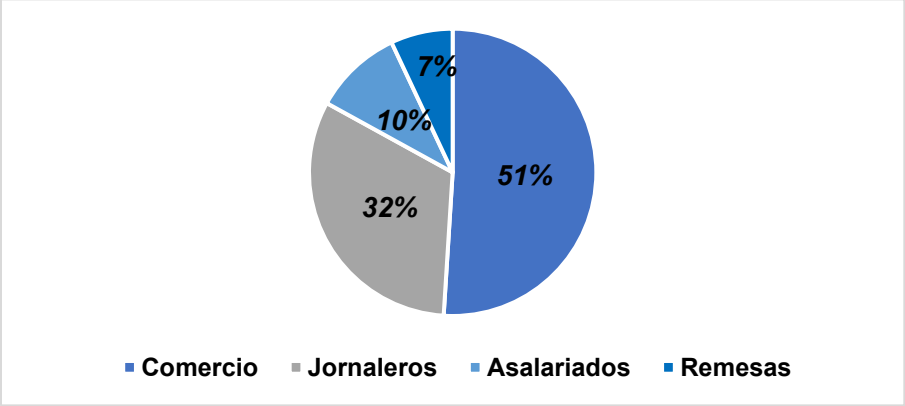


Fuente: elaboración propia

4.2.2. Ocupación/manutención

La principal actividad económica que se desarrolla en la comunidad de Jucuapa Abajo es el comercio, representando el 51% de las fuentes de ingreso de la población. En segundo lugar, con un 32%, se encuentran los jornaleros, es decir, personas que trabajan en actividades agrícolas locales, constituyendo un sector importante dentro de la dinámica económica de la zona. En menor proporción, el 10% corresponde a asalariados y el 7% a personas que dependen de remesas, lo que refleja una estructura económica diversificada, pero con predominio de actividades comerciales.

Figura 4. Porcentaje de ingresos (manutención/ocupación)



Fuente: elaboración propia

Se logra estimar ingresos promedio de las actividades realizadas indagando con los encuestados y de esta manera extrapolar los ingresos medios de cada una de las actividades. Se contabilizan ingresos medios aproximados para cada actividad económica de la siguiente manera:

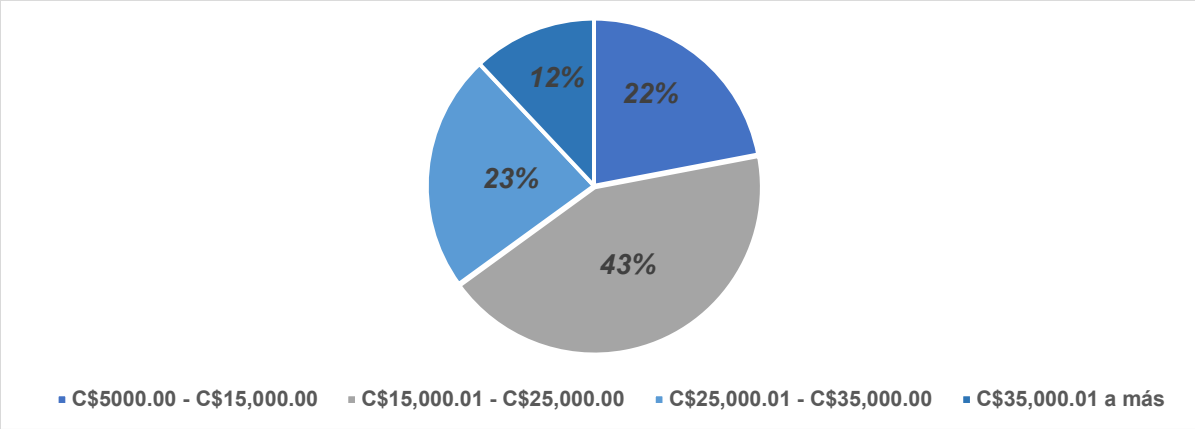
Tabla 7. Ocupación/Ingresos de la población encuestada.

OCUPACIÓN	INGRESO
Comerciante	C$31,854.25
Jornalero	C$ 9,762.19
Asalariado	C$ 14,532.14
Remesas	C$ 14,450.27

Fuente: elaboración propia

Teniendo lo anterior en cuenta, se podría considerar cuatros categorías: la primera en el rango de C$5,000.00 a C$15,000.00, la segunda, C$15,000.01 a C$25,000.00, la tercera de C$25,000.01 a C$35,000.00 y la cuarta, C$35,000.01 a más. Esto se plasma en el siguiente gráfico:

Figura 5. Ingresos de las familias



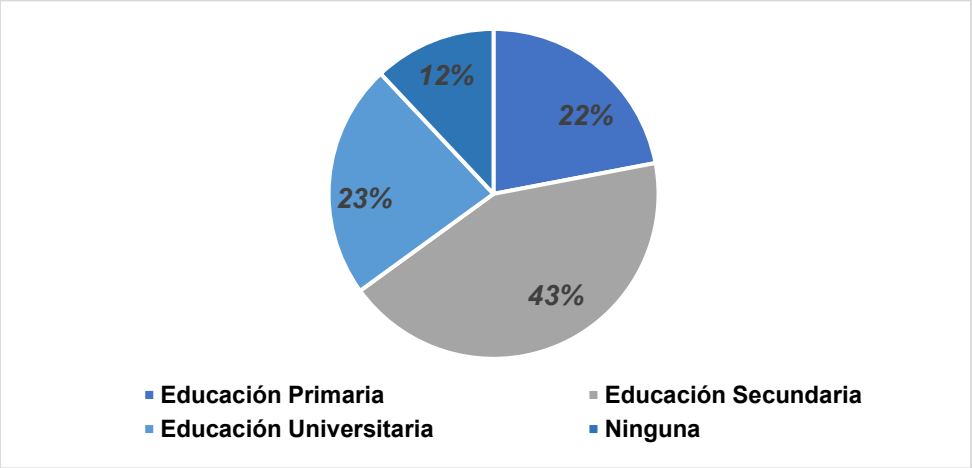
Fuente: elaboración propia

El menor ingreso registrado fue de C$ 9,762.19 y el máximo fue de C$ 39,843.52. Teniendo un ingreso promedio familiar de C$ 24,802.86. La capacidad de pago por familia se estimó tomando como referencia el 3% del ingreso mensual familiar destinado al pago del servicio de agua potable, conforme a las recomendaciones del Banco Mundial y el Banco Interamericano de Desarrollo. En este sentido, la capacidad de pago mensual por familia, considerando un valor de C$ 744.0856 ≈ C$ 745.

4.2.3. Escolaridad

La escolaridad constituye otro de los aspectos considerados en el estudio socioeconómico de la población, obteniéndose como resultado que el 30% cuenta únicamente con educación primaria aprobada, el 27% ha culminado el nivel de bachillerato, el 32% posee estudios universitarios y el 11% no presenta ningún nivel de educación formal. Estos datos permiten identificar el nivel educativo predominante en la comunidad y sirven como referencia para la planificación de estrategias de capacitación.

Figura 6. Escolaridad de la población

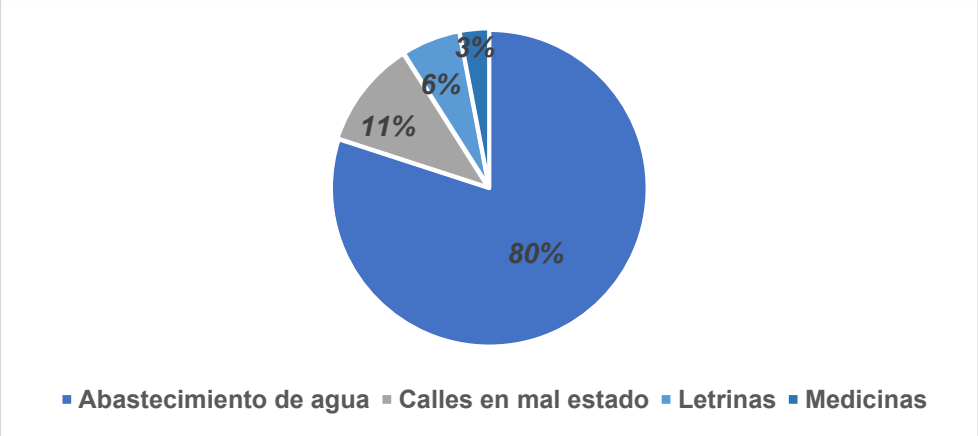


Fuente: elaboración propia

4.2.4. Principales problemas que enfrenta la comunidad

En esta etapa del estudio, la comunidad también manifestó sus principales preocupaciones respecto a la situación actual, obteniéndose como resultado que el 80% de la población considera que el problema prioritario y de atención inmediata es el abastecimiento de agua potable, lo que evidencia la magnitud de la necesidad existente; por su parte, el 11% señaló el mal estado de las calles como principal dificultad, el 6% expresó preocupación por las condiciones de las letrinas y únicamente el 3% indicó que la falta de medicamentos constituye su mayor problema.

Figura 7. Principales problemas que enfrenta la comunidad

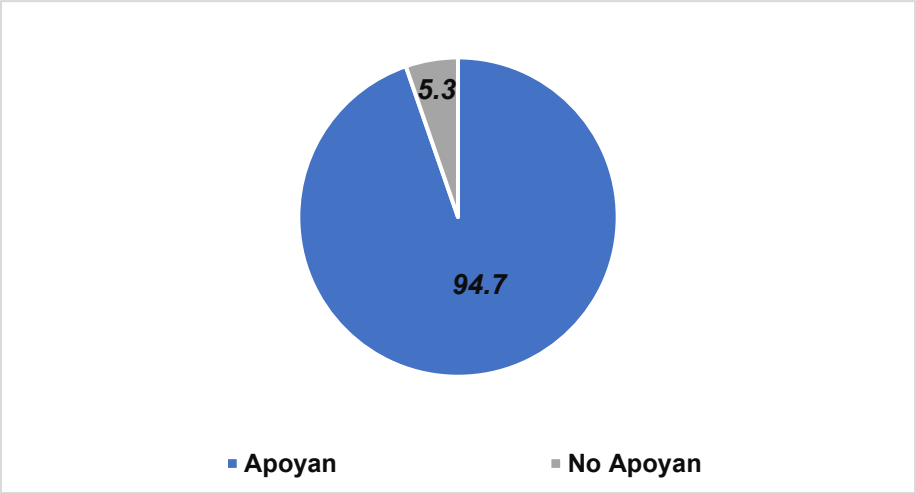


Fuente: elaboración propia

4.2.5. Apoyo de la comunidad al proyecto

La gran mayoría de la población muestra una actitud positiva hacia la ejecución del proyecto, manifestando compromiso y disposición para colaborar activamente en su desarrollo. Aproximadamente el 94.7% de las personas respaldan la iniciativa, lo que evidencia un alto nivel de aceptación y apoyo comunitario, factor clave para la sostenibilidad y correcta implementación del sistema; Mientras que únicamente un 5.3% expresó desacuerdo, porcentaje que, aunque reducido, debe considerarse dentro de las estrategias de socialización y participación para fortalecer el consenso y la integración.

Figura 8. Apoyo de la comunidad al proyecto



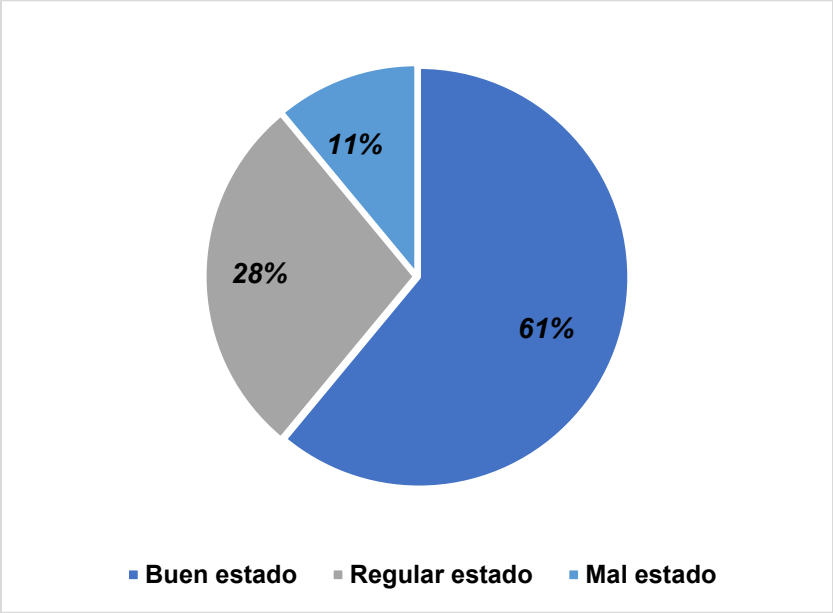
Fuente: elaboración propia

4.2.6. Familia y estado de las viviendas

Del total de las 70 viviendas construidas en el área de estudio, el 61% se encuentran en buen estado de conservación, evidenciando condiciones estructurales y funcionales adecuadas para la habitabilidad; el 28% presenta un estado regular, mostrando ciertos deterioros que podrían requerir mantenimiento o mejoras menores; Mientras que el 11% se clasifican en mal estado, debido a deficiencias constructivas o daños visibles que podrían comprometer la seguridad y el

confort de sus ocupantes, lo cual representa un factor importante a considerar en la planificación y priorización de intervenciones dentro del proyecto.

Figura 9.Estado de las viviendas



Fuente: elaboración propia

4.3. Estudio de población y consumo

4.3.1. Población de diseño

La población de diseño es calculada por el método geométrico, que es el cálculo de la proyección poblacional:

$$P_{proy} = P_{base}(1 + r)^{(n)}$$

$$r = \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^{\left(\frac{1}{t_2 - t_1}\right)} - 1$$

Considerando una tasa poblacional de crecimiento del 2.86% según NTON 09 007-19 para un período de retorno de 20 años, se presentan los resultados en la siguiente tabla:

Tabla 8. Proyección poblacional para un período de 20 años

Proyección de la población		
Periodo	Año	Población proyectada (hab).
Base	2025	1,264
1	2026	1300
2	2027	1337
3	2028	1375
4	2029	1414
5	2030	1454
6	2031	1496
7	2032	1539
8	2033	1583
9	2034	1628
10	2035	1675
11	2036	1723
12	2037	1772
13	2038	1823
14	2039	1875
15	2040	1929
16	2041	1984
17	2042	2041
18	2043	2099
19	2044	2159
20	**2045**	**2221**

Fuente: elaboración propia

4.3.2. Dotación

La dotación de agua que tendrán los habitantes de la comunidad Jucuapa Abajo, está determinado por la influencia del rango poblacional de la zona, considerándose como población rural concentrada, siendo de 100 lppd, de acuerdo con el acápite 6.2.1.3 “Población rural concentrada”, NTON 09 007-19.

4.3.3. Consumo promedio diario

Por medio de las ecuaciones de consumos, se obtuvo el valor total del Consumo Promedio Diario:

$$CPD = CD + CC + CI + CP \quad (25)$$

- Consumo doméstico:

$$CD = \frac{2221\ hab * 100\ lppd}{86400\ seg/día}$$

$$CD = 2.57\ lps$$

- Consumo comercial:

$$CC = 0.07(2.57\ lps) = 0.18 lps$$

- Consumo público:

$$CP = 0.07(2.57\ \ lps) = 0.18\ lps$$

- Consumo industrial:

$$CI = 0.02(2.57\ lps) = 0.05\ lps$$

Obteniendo como resultado final:

$$CPD = 2.57\ lps + 0.18\ lps + 0.18\ lps + 0.05\ lps$$

$$CPD = 2.98\ lps$$

Se consideraron estos consumos considerados en el diseño del sistema ya que la comunidad de Jucuapa Abajo se encuentra en desarrollo, tanto en comercio como industria.

Tabla 9. Caudal comercial, público, industrial y consumo promedio

	Caudales Comerciales		**Caudales Públicos**		**Caudales Industriales**		**CPD**	
	7%		**7%**		**2%**			
Año	gpm	lps	gpm	lps	gpm	lps	gpm	lps
2045	2.85	0.18	2.85	0.18	0.81	0.05	47.26	2.98

Fuente: elaboración propia

4.3.4. Perdidas en el sistema

$$hf = 0.15(2.98\ lps) = 0.45\ lps$$

4.3.5. Demanda del máximo día

$$CMD = (1.5 * 2.98\ lps) + 0.60\ lps = 4.92\ lps$$

4.3.6. Demanda de la hora máxima

$$CMH = 2.5 * 2.98\ lps + 0.69\ lps = 7.90\ lps$$

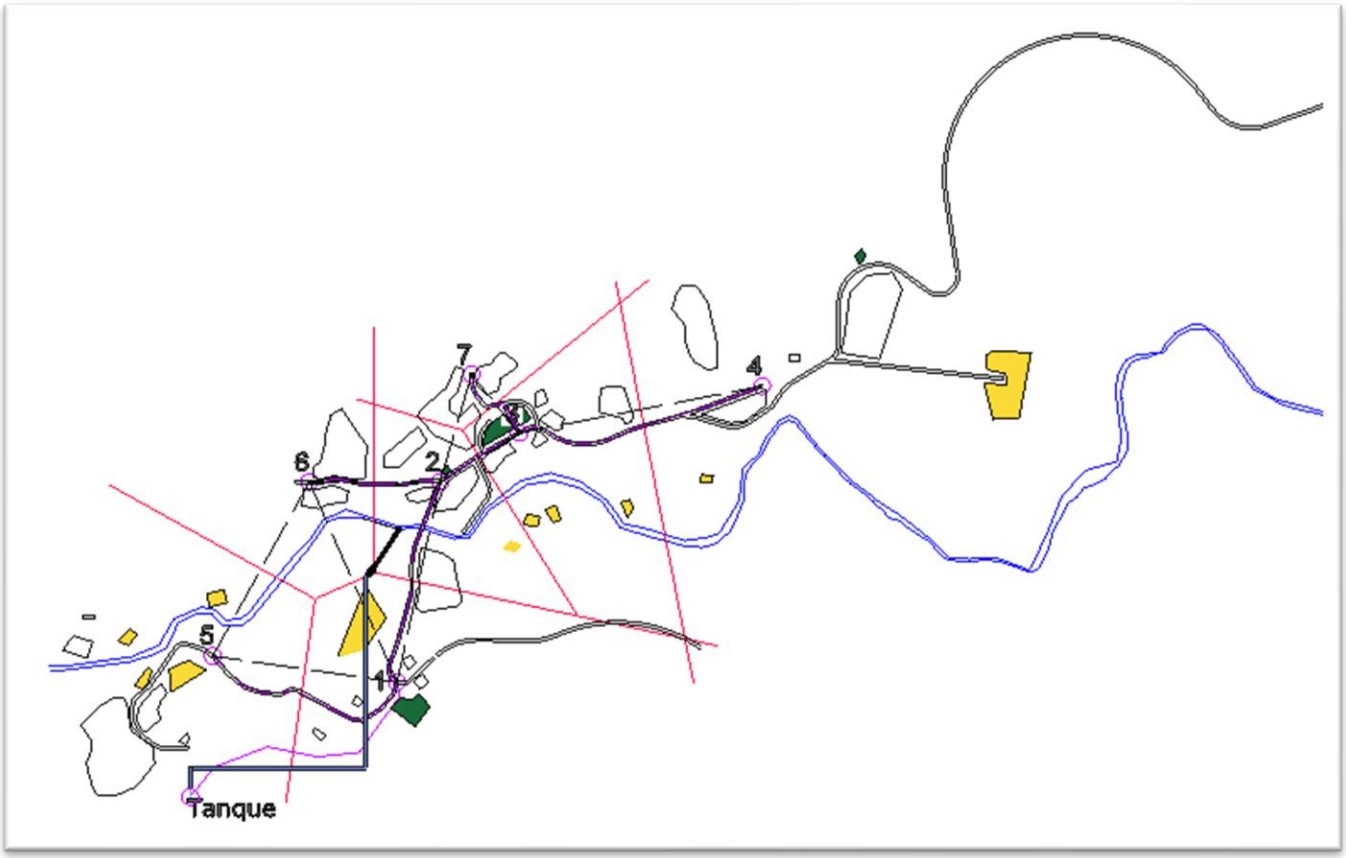
Tabla 10. Caudales de Diseño: Máximo Día (CMD) y Máximo Hora (CMH)

Caudales	CMD		CMH	
Factor Demanda	150%		250%	
Año	gpm	lps	gpm	lps
2045	77.98	4.92	125.25	7.90

Fuente: elaboración propia

4.3.7. Cálculo de las áreas tributarias en los nodos de la red de distribución

Figura 10. Esquema de áreas tributarias elaborado en AutoCAD



Fuente: elaboración propia

4.3.7.1. Cálculo de los caudales concentrados en los nodos

El caudal concentrado en cada nodo se determinó considerando el Caudal Máximo Horario (CMH = 9.27 L/s), el cual representa la condición más desfavorable de operación de la red. Para ello, se utilizó la expresión:

$$Q_{consumo} = (FMH)Q_{Tipo\ de\ consumo} + Perdida \quad (26)$$

donde:

- $Q_{Tipo\ de\ Consumo}$=es el caudal correspondiente a cada tipo de consumo,
- $A_{tributaria}$=es el área asignada al nodo,
- A =es el área total del sistema,
- $Q_{perdidas}$ =corresponde al 15% del caudal promedio diario.

Para el cálculo se adoptó un factor de máxima hora (FMH = 2.5), esto ya que el diseño se ubica fuera del radio de la ciudad capital, lo cual permitió obtener los caudales concentrados en cada nodo de la red de distribución.

Como resultado de la aplicación del método de área tributaria, se obtuvieron los siguientes caudales concentrados máximos horarios en los nodos principales del sistema:

Tabla 11. Caudales en los nodos (lps)

NODOS	CAUDAL (lps)
NODO 1	0.69
NODO 2	1.08
NODO 3	0.80
NODO 4	2.08
NODO 5	1.65
NODO 6	0.85
NODO 7	0.76
Caudal de Salida	7.90

Fuente: elaboración propia

La suma de los caudales concentrados en los nodos de entrada y salida verifica la continuidad hidráulica del sistema, con valores de 7.90 L/s en la entrada y 7.90 L/s en la salida, lo cual confirma la consistencia de los resultados.

Tabla 12. Caudales totales de entrada y salida

QCMH	lps
ENTRADA	7.90
SALIDA	7.90

Fuente: elaboración propia

Los resultados obtenidos reflejan una adecuada distribución de la demanda en la red, acorde con la configuración espacial de la comunidad y el tipo de consumo predominante. La ausencia de demanda industrial no compromete el diseño del sistema, sino que permite optimizar el dimensionamiento de la línea de conducción, evitando sobre dimensionamiento innecesarios y garantizar eficiencia hidráulica y económica.

El Caudal Máximo Diario se obtuvo a partir del Caudal Promedio Diario (CPD), aplicando un factor de mayoración diaria (FMD) de 1.5 y adicionando el caudal correspondiente a pérdidas, equivalente al 20% del caudal promedio diario, según la expresión:

$$Q_{CMD} = (FMD)Q_{CPD} + Perdida \tag{27}$$

De esta manera, se obtuvo un Caudal Máximo Diario de 5.84 L/s, valor adoptado para el análisis hidráulico de la línea de conducción bajo condiciones de demanda máxima diaria.

Los caudales concentrados máximos diarios en cada nodo se determinaron distribuyendo el CMD en función del área tributaria correspondiente, mediante la expresión:

$$Q_{concetrado} = \sum \left(Qx \frac{A_{tributaria}}{A} \right)_{consumo} \tag{28}$$

Los valores obtenidos para cada nodo fueron:

Tabla 13. Caudales CMD en los nodos

NODOS	CAUDAL (lps)
NODO 1	0.43
NODO 2	0.67
NODO 3	0.50
NODO 4	1.30
NODO 5	1.02
NODO 6	0.53
NODO 7	0.47
Caudal de Salida	4.92

Fuente: elaboración propia

La suma de los caudales concentrados corresponde a un caudal de salida de 5.07 L/s, valor que guarda consistencia con el CMD de entrada (5.07 L/s)

4.4. Diseño de la obra de captación

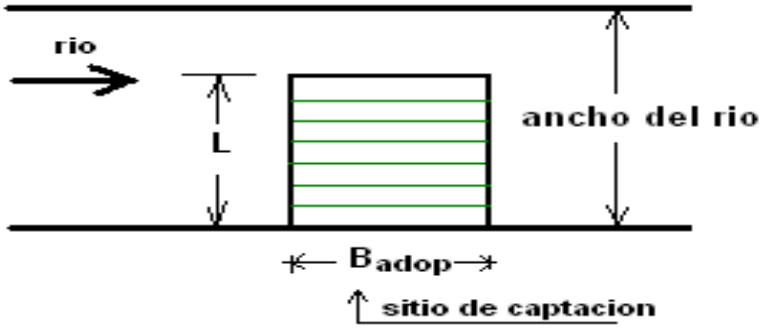
La captación del sistema de abastecimiento de agua potable se proyecta como una captación superficial de fondo, aprovechando el caudal disponible del río Jucuapa en el situ, el cual presenta condiciones hidráulicas y geométricas favorables para satisfacer la demanda actual y futura de la comunidad.

De acuerdo con los estudios de aforo realizados, el río presenta un caudal mínimo de 137.99 L/s, un caudal medio aproximado de 300 L/s y un caudal máximo estimado de 2,000 L/s. Para el año de diseño 2045; el caudal máximo día requerido por el sistema es de 18.11 L/s, valor considerablemente inferior al caudal mínimo del río, por lo que se garantiza la disponibilidad del recurso hídrico aun en condiciones desfavorables.

En el punto de captación, el río presenta un ancho aproximado de 5.00 m, lo cual permite la implementación de una estructura de captación de dimensiones reducidas sin afectar el régimen natural del cauce. En función de esta condición, se propone un ancho preliminar de captación (Ac) de 0.50 m, equivalente al 10 % del ancho total del río, criterio comúnmente adoptado para captaciones superficiales en zonas rurales.

4.4.1. Criterio hidráulico de diseño de la bocatoma

Figura 11. Diseño de la bocatoma



Fuente: Adaptado de Texto de Hidráulica I (NELAME, 2012)

La garganta de la bocatoma se diseña hidráulicamente como un vertedero rectangular con doble contracción, cuyo comportamiento se rige por la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{Q_{cmd}} = 1.84LH^{3/2} \tag{29}$$

donde:

- Q es el caudal de diseño (m³/s),
- L es el ancho efectivo del vertedero (m),
- H es la carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m).

Para un caudal de diseño de 4.98 L/s (0.005 m³/s) y un ancho de vertedero de 0.50 m, se obtiene una carga hidráulica de vertimiento:

$$\boldsymbol{H} = \left(\frac{\boldsymbol{Q_{cmh+I}}}{1.84\boldsymbol{L}}\right)^{2/3} \tag{30}$$

$$\boldsymbol{H} = \left[\frac{4.92/1000}{1.84(0.5)}\right]^{2/3} = 0.01m$$

Este valor reducido de carga confirma que la bocatoma operará bajo un régimen hidráulico estable, sin generar sobre elevaciones significativas del nivel del agua ni riesgos de socavación excesiva en el cauce. Diseñamos la rejilla y el canal con el caudal máximo hora más incendio, pero ya la cámara de recolección en adelante ya es con el caudal máximo día.

4.4.2. Corrección por contracción de la vena líquida

Debido a la presencia de doble contracción lateral, se calcula la longitud corregida del vertimiento (Lcv), considerando la reducción efectiva del ancho por efectos de contracción de la vena líquida, mediante la expresión:

$$\boldsymbol{L_{cv}} = \boldsymbol{L} - 0.1nH \tag{31}$$

Donde:

- n es el número de contracciones laterales,
- H es la carga hidráulica calculada.

Sustituyendo los valores correspondientes:

$$\boldsymbol{L_{cv}} = 0.5 - 0.1(2)(0.01) = 0.498\ m \approx 0.50m$$

Este valor será utilizado en los cálculos posteriores de la estructura de captación para garantizar una correcta estimación del caudal derivado hacia el sistema.

4.4.3. Diseño hidráulico de la rejilla de fondo

La rejilla de fondo constituye un elemento fundamental dentro del sistema de captación superficial, ya que permite el ingreso controlado del caudal hacia el canal de aducción, reteniendo sólidos de mayor tamaño y reduciendo la entrada de sedimentos gruesos al sistema.

La velocidad del agua al pasar sobre la rejilla se determinó mediante la relación:

$$v_r = \frac{Q}{L_{cv} H} \tag{32}$$

donde:

- Q es el caudal de diseño (m³/s),
- Lcv es la longitud corregida del vertimiento (m),
- H es la carga hidráulica sobre la bocatoma (m).

Sustituyendo los valores obtenidos:

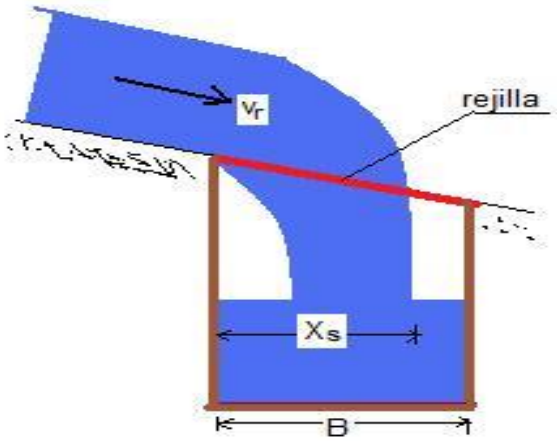
$$\boldsymbol{v_r} = \frac{0.005}{(0.50)(0.01)} = 0.815\ m/s$$

La velocidad calculada se encuentra dentro del rango recomendado de 0.30 m/s a 3.00 m/s para la aplicación de las ecuaciones de chorro, por lo que el valor obtenido cumple con los criterios hidráulicos de diseño.

4.4.4. Ancho del canal de aducción

El ancho del canal de aducción se determinó a partir de la expresión empírica que relaciona la velocidad sobre la rejilla y la carga hidráulica:

Figura 12. Ancho de canal de aducción



Fuente: Adaptado de Texto de Hidráulica I (NELAME, 2012)

$$X_s = 0.36 v_r^{2/3} + 0.60 H^{4/7}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$X_s = 0.36(0.81)^{2/3} + 0.60(0.01)^{4/7} = 0.36 \text{ m}$$

Adoptando un borde libre de 0.15 m, el ancho total del canal resulta:

$$B = X_s + BL = 0.36 + 0.15 = 0.51\ m$$

4.4.5. Dimensionamiento de la rejilla

Para el diseño de la rejilla se adoptaron los siguientes parámetros:

1. Varilla #4 Gr.60 con Diámetros de los barrotes serán de b = 1/2 plg. (0.0127 m)
2. La separación de los barrotes será de a = 0.05 m.
3. La velocidad entre barrotes será de V_b = 0.10 m/s. (la velocidad máxima entre barrotes será de 0.2 m/s)

El área neta requerida para el paso del caudal se calculó como:

$$\boldsymbol{A_{neta}} = \frac{\boldsymbol{Q_d}}{0.9\boldsymbol{V_b}} = \frac{0.005}{0.9(0.10)} = 0.05\ m^2$$

La longitud de la rejilla se determinó considerando la relación geométrica entre el área neta y el área total ocupada por la rejilla, expresada como:

$$\boldsymbol{A_{neta}} = \frac{\boldsymbol{a}}{(\boldsymbol{a}+\boldsymbol{b})}\boldsymbol{BL_r} \rightarrow \boldsymbol{L_r} = \frac{(\boldsymbol{a}+\boldsymbol{b})}{\boldsymbol{aB}}\boldsymbol{A_{neta}} = \frac{(0.05+0.0127)}{(0.05)(0.51)}(0.05)$$

$$\boldsymbol{L_r = 0.13\ m}$$

El número de orificios se calculó mediante la expresión:

$$\boldsymbol{N} = \frac{0.05}{0.05(0.51)} = 2.14\ orificios$$

$$\boldsymbol{N = 3\ \ orificios}$$

Obteniéndose un valor aproximado de 2.14 orificios efectivos, por lo que se adopta un diseño con 3 orificios, separados cada 5 cm, garantizando un adecuado paso del caudal y facilitando el mantenimiento de la estructura.

En síntesis, el diseño hidráulico de la rejilla de fondo presenta las siguientes características principales:

Tabla 14. Tabla resumen del diseño de la rejilla

DISEÑO DE LA REJILLA							
Ar Cal	**Lr Cal**	**Lr eleg**	**Ar eleg**	**N cal**	**Ar f**	**Vb f**	**Lr f**
m2	m	m	m2	#	m2	m/s	m
0.05	0.13	0.13	0.05	3.0	0.05	0.1	0.13

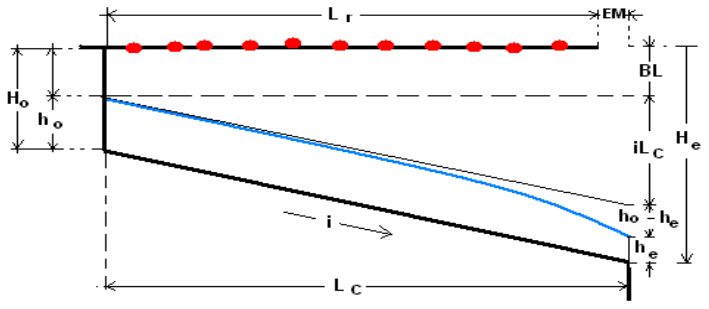
Fuente: elaboración propia

Estos parámetros garantizan un funcionamiento hidráulico eficiente de la captación, cumpliendo con los criterios técnicos de diseño y asegurando la protección del sistema de conducción aguas abajo.

4.4.6. Niveles de agua en el canal

El canal de conducción tiene como función transportar el caudal captado a través de la rejilla hacia la cámara de recolección, operando bajo régimen de superficie libre y asegurando condiciones hidráulicas estables.

Figura 13. Canal de conducción



Fuente: Adaptado de Texto de Hidráulica I (NELAME, 2012)

Para el diseño del canal se adoptaron los siguientes parámetros iniciales:

- Se asumirá una pendiente en el canal del 2% y un espesor del muro de 10 cm; así que la longitud hidráulica del canal:

$$\text{Lc} = \text{Lr} + \text{EM} = 13\ \text{cm} + 10\ \text{cm}$$

$$\text{Lc} = 23\ \text{cm}$$

Dado que la cámara de recolección trabaja en descarga libre, se establece como condición de diseño que en la salida del canal debe formarse flujo crítico, cumpliéndose la relación: (q = Q/b)

- La profundidad crítica se determina mediante la expresión:

$$h_e = y_c = \sqrt[3]{\frac{(0.005)^2}{9.81(0.51)^2}} = 0.02\ m$$

Por lo tanto, la profundidad crítica en la salida del canal será de 0.02 m, satisfaciendo la condición de descarga libre hacia la cámara de recolección.

- Asumiendo que la totalidad del volumen captado ingresa al inicio del canal, el nivel de la lámina de agua, aguas arriba se determina mediante el análisis de cantidad de movimiento en el canal, obteniéndose:

$$h_o = \left[2(0.02)^2 + \left(0.05 - \frac{(0.02)(0.23)}{3}\right)^2\right]^{1/2} - \frac{2}{3}(0.02)(0.23)$$

$$h_o = 0.03m$$

A partir de este valor, se calculan las elevaciones hidráulicas relevantes:

- Altura total aguas arriba del canal:

$$H_o = h_o + BL = 0.03 + 0.15 = 0.18\ m$$

$$H_o = 0.18\ m$$

- Altura total en la entrada del canal:

$$H_e = h_e + (h_o - h_e) + iL_c + BL$$

$$H_e = 0.02 + (0.03 - 0.02) + (0.02)(0.23) + 0.15 = 0.19\ m$$

- La velocidad promedio del flujo en el canal se determinó mediante:

$$v_e = \frac{Q_{promedio}}{Bh_e} = \frac{0.02}{(0.56)(0.05)} = 0.68\ m/s$$

$$\boldsymbol{v_e = 0.70\ m/s}$$

Resumen del detalle del canal:

Tabla 15. Resumen del detalle del canal

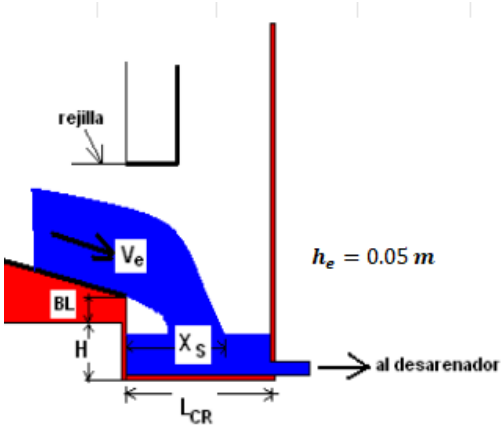
NIVELES DE AGUA EN EL CANAL DE CONDUCCIÓN					
he	**h0**	**Lc**	**He**	**H0**	**Ve**
0.02 m	**0.03 m**	**0.23 m**	**0.19 m**	**0.18 m**	**0.60 m/s**

Fuente: elaboración propia

4.4.7. Diseño de la cámara de recolección

La cámara de recolección se encargará de recibir el caudal captado por la rejilla de fondo y conducirlo hacia el desarenador, permitiendo además la evacuación del caudal excedente hacia el río. Su dimensionamiento se realizó considerando las condiciones hidráulicas del flujo que sale del canal de aducción y aplicando las ecuaciones de chorro recomendadas para este tipo de estructuras de captación.

Figura 14. Cámara de recolección



Fuente: Adaptado de Texto de Hidráulica I (NELAME, 2012)

La velocidad del agua que ingresa a la cámara de recolección corresponde a la velocidad final del canal de conducción, el cual fue de 0.50 m/s Este valor se encuentra dentro del rango recomendado para aplicar las ecuaciones de chorro, el cual debe estar comprendido entre 0.3 m/s y 3.0 m/s, así dimensionar la cámara de recolección. Asimismo, se considera una altura de lámina de agua en el canal de entrada igual a 2 cm

Para determinar la dimensión inicial de la cámara se emplea la relación empírica para la expansión del chorro hidráulico:

$$\boldsymbol{X_s} = 0.36(0.50)^{2/3} + 0.60(0.02)^{4/7} = 0.29\ m$$

Este valor representa la distancia necesaria para que el chorro se expanda adecuadamente dentro de la cámara, pero para garantizar un funcionamiento hidráulico adecuado se incorpora un borde libre de 15 cm, el cual permite absorber variaciones en el nivel del agua y evitar desbordamientos.

$$\boldsymbol{L_{CR}} = \boldsymbol{X_s} + \boldsymbol{BL} = 0.29 + 0.15 = 0.44\ m$$

Se realizará una cámara de recolección de forma rectangular con dimensiones LCR = 0.6 m *y* BCR = 1.20 m, donde el ancho BCR deberá ser mayor que el ancho del canal de llegada, con el fin de facilitar la recepción del caudal captado y permitir una adecuada distribución del flujo dentro de la cámara.

Tabla 16. Resumen del detalle de la calmara de recolección

Cámara de recolección	
LCR	**BCR**
0.60 m	**1.20 m**

Fuente: elaboración propia

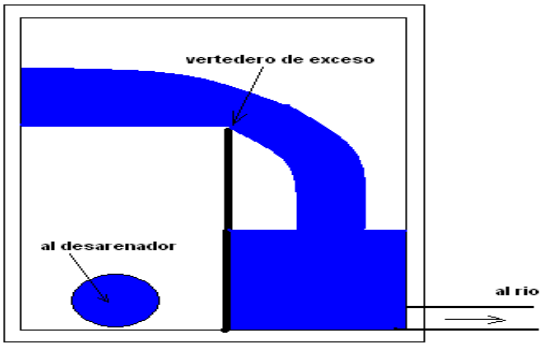
4.4.8. Diseño del desagüe del caudal de excesos

El desagüe del caudal de exceso constituye un elemento fundamental del sistema de captación, cuya función es evacuar de forma segura y controlar los caudales que superan la capacidad de conducción hacia el sistema de tratamiento. De esta manera se evita el sobrellenado de la

cámara de recolección, posibles daños estructurales en las obras de captación y alteraciones en el régimen hidráulico de aguas arriba, permitiendo que el sistema opere de forma estable y eficiente.

Si se tiene en cuenta que sobre la rejilla de la bocatoma puede pasar un caudal mayor que el caudal de diseño, este volumen de agua captado llegará a la cámara de recolección a través del canal de conducción. En dicha cámara se dispondrá un vertedero sin contracciones laterales, cuya función será regular el flujo, permitiendo separar el caudal de diseño del caudal excedente y garantizar que únicamente el volumen requerido continúe hacia el sistema de conducción.

Figura 15. Diseño de la rejilla de la bocatoma



Fuente: NELAME

Dentro de las condiciones iniciales del diseño, se considera un caudal medio de 300 l/s y una longitud de bocatoma de captación de 5 m. Con base en estos parámetros se procede a determinar la altura de la lámina de agua que se formará sobre la estructura, la cual permitirá verificar las condiciones hidráulicas de funcionamiento de la bocatoma y asegurar que el caudal pueda ser captado adecuadamente hacia el sistema de conducción:

$$\boldsymbol{H} = \left(\frac{\boldsymbol{Q_{medio}}}{1.84\boldsymbol{L}}\right)^{2/3} = \left[\frac{0.3}{1.84(5)}\right]^{2/3} = 0.10\ m$$

$$\boldsymbol{H = 0.10\ m}$$

4.4.9. Diametro de tubería de desagüe

Esta velocidad debe de estar entre 0.3 m/s y 3.0 m/s para utilizar las ecuaciones de chorro, para dimensionar la recolección de excesos. Y poder determinar el diámetro de la tubería del desagüé

$$\frac{\boldsymbol{hp}}{\boldsymbol{L}} = \frac{634.17 - 632.15}{61.26} = 0.0330\, m/m$$

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} \left(\frac{hp}{L}\right)^{0.54}$$

$$0.018 = 0.2785(150)\boldsymbol{D}^{2.63}(0.0330)^{0.54} \rightarrow \boldsymbol{D} = \left(\frac{0.018}{0.2785(150)(0.0330)^{0.54}}\right)^{1/2.63}$$

$$\boldsymbol{D} = 4.21\ in \approx 10.69\ cm$$

Se obtuvo un diámetro calculado de D_{cal}=4.21 cm = 10.69 plg. Se tomará un diámetro de 5 in para la tubería de exceso en el vertedor

4.5. Dimensiones del vertedero

El ancho de la cámara de recolección de excesos dando un borde libre de 20 centímetros

$$\boldsymbol{X_s} = 0.36\boldsymbol{v_{exc}}^{2/3} + 0.60\boldsymbol{h_{exc}}^{4/7} = 0.36(0.43)^{2/3} + 0.60(0.07)^{4/7} = 0.34\, m$$

$$B_{excesos} = X_s + BL = 0.34 + 0.20$$

$$B_{excesos} = 0.54\, m$$

El ancho de la cámara de recolección propiamente dicha seria:

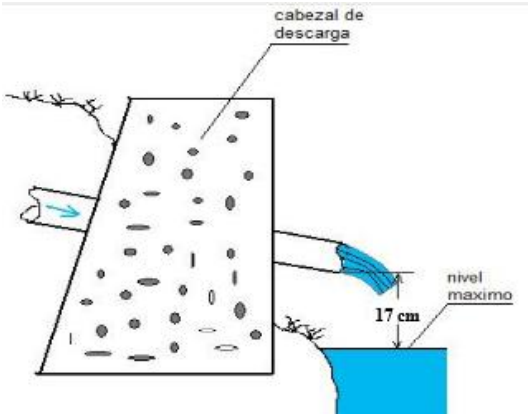
$$\boldsymbol{B_{CR}} = 1.2 - 0.54$$

$$\boldsymbol{B_{CR}} = \mathbf{0.66\ m}$$

La tubería de excesos, cuyo diámetro mínimo es de 4 in, se dimensiona considerando la pendiente disponible entre el fondo de la cámara de recolección y el punto seleccionado para la descarga. Este último debe ubicarse a 17 cm por encima del nivel máximo del río, con el fin de evitar el ingreso de agua hacia la estructura en condiciones de crecida. Para el presente diseño, se adopta una longitud de 61 m desde la bocatoma hasta el cabezal de descarga, considerando una cota de nivel máximo del río de 631 m. Estos parámetros permiten verificar la capacidad

hidráulica de la tubería y asegurar un adecuado desalojo de los excesos bajo condiciones de operación críticas.

Figura 16. Cabezal de descarga



Fuente: Adaptado de Texto de Hidráulica I (NELAME, 2012).

Adoptamos una longitud de la bocatoma al cabezal de la descarga de 61.26 m y una cota de nivel máximo en el río de 634 m (esta longitud y la cota se obtuvieron de un levantamiento topográfico). La cota de descarga seria 634 m + 0.17 m = 634.17 m:

Al depender del diámetro de la tubería entre el bocatoma y desarenador, se supone un valor de 0.20 m (valor inicial), el cual deberá corregirse. Corrigiendo este valor

$$\frac{\text{hp}}{\text{L}} = \frac{633.54 - 632.17}{61.26}$$

$$\mathbf{\frac{hp}{L} = 0.0223\ m/m}$$

Se obtuvo un diámetro calculado de Dcal=4.21 in= 10.69 cm. Se tomará un diámetro de 5 in para la tubería de exceso en el vertedor

4.5.1. Cálculo de las alturas de los muros de contención

Para el cálculo de la altura de los muros de contención se tomará el caudal máximo del río, el cual producirá la lámina de agua máxima, o sea:

$$H = \left(\frac{Q_{max}}{1.84L}\right)^{2/3} = \left[\frac{2}{1.84(5)}\right]^{2/3} = 0.36\ m$$

Se dejará un borde libre de 0.14 m para eventos máximos extraordinarios, el cual nos da una altura de muros de contención de 0.5 m

Tabla 17. Cálculo de cotas para los muros de contención y el canal de conducción

CÁLCULO DE COTAS (m)		
Lamina sobre la bocatoma		
Caudal de diseño	**H $Q_{diseño}$**	**elev. agua**
	0.01 m	634.01 m
Caudal máximo	**H $Q_{diseño}$**	**elev. agua**
	0.50 m	634.50 m
Caudal promedio	**H $Q_{diseño}$**	**elev. agua**
	0.01 m	634.01 m
corona de los muros de contención:	0.50 m	634.50 m
Canal de conducción		
fondo de aguas arriba	**Ho**	**elev**
	0.18 m	633.82 m
fondo de aguas abajo	**Ho**	**elev**
	0.19 m	633.81 m
lamina aguas arriba	**Ho**	**elev. agua**
	0.03 m	633.85 m
lamina aguas abajo	**Ho**	**elev. agua**
	0.02 m	633.83 m

Fuente: elaboración propia.

La profundidad H en la cámara de recolección debe ser tal que cubra las pérdidas por entrada y fricción de la tubería de conducción entre bocatoma y desarenador. Como estos cálculos dependen del diámetro de la tubería entre el bocatoma y desarenador, se supone un valor de 0.20 m (valor inicial), el cual deberá corregirse.

Tabla 18. Cotas de la cámara de recolección

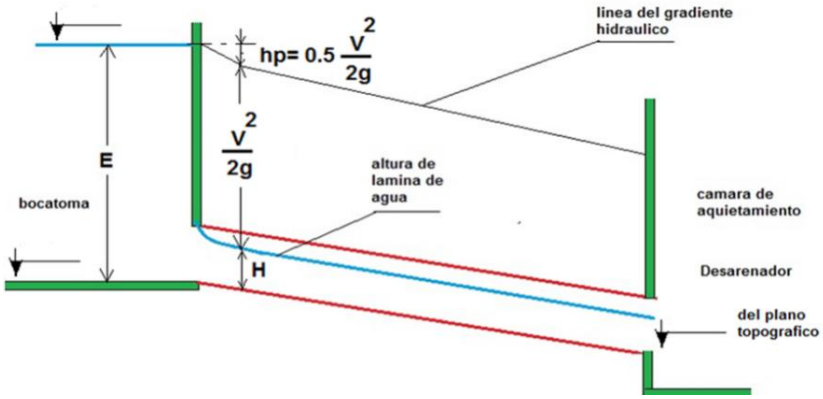
CÁMARA DE RECOLECCION DE AGUA	
Lcr	**Bcr adop**
0.60 m	1.20 m
CÁMARA DE RECOLECCIÓN	
cota de la cresta del vertedero de excesos	**elev**
	633.66 m
cota de fondo	**elev**
	633.54 m

Fuente: elaboración propia.

4.5.2. Diseño de la tubería bocatoma al desarenador

La línea de conducción del Bocatoma al Desarenador se diseñó como una alcantarilla donde su velocidad mínima es de 0.6 m/s y su máxima de: 5 m/s

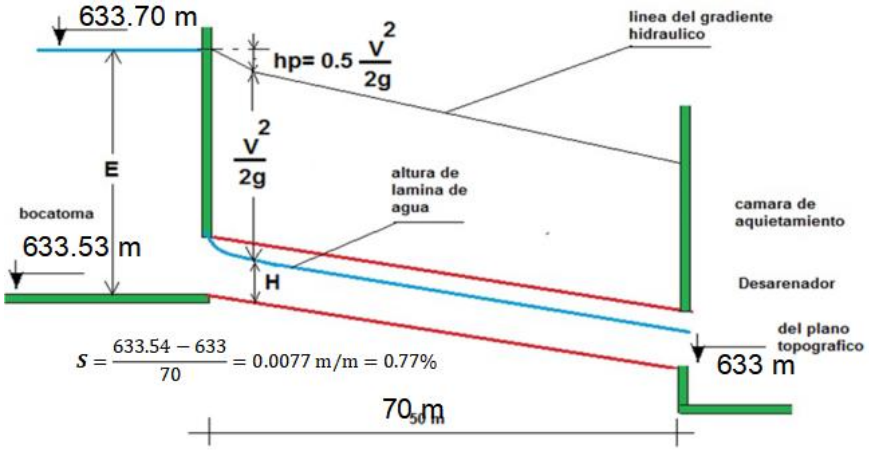
Figura 17. Tubería de la bocatoma al desarenador



Fuente: elaboración propia

La línea de conducción del Bocatoma al Desarenador se diseñó como una alcantarilla donde su velocidad mínima es de 0.6 m/s y su máxima de: 5 m/s con una distancia entre ambos de 70 metros una distancia relativamente corta para evitar problemas como la obstrucción por material sedimentable y una cota de entrada del desarenador de 633 msnm se presenta una pendiente de 0.85% o 0.0085m/m se adoptó un pendiente del 1%; proponiendo una tubería de PVC con coeficiente de Manning de 0.009.

Figura 18. Datos de la tubería de la bocatoma al desarenador



Fuente: elaboración propia

Con un caudal a tubo lleno e igual al caudal de diseño se obtiene un diámetro:

$$\boldsymbol{D} = 1.548\left(\frac{(0.009)(0.00492)}{\sqrt{\boldsymbol{0.01}}}\right)^{3/8}(1000) = 85.53 \text{ mm}$$

Ya que trabaja a presión su caudal a tubo lleno será el caudal máximo diario a partir de este diámetro mínimo proponemos un diámetro mayor al calculado para que la tubería trabaje como un canal abierto y así tener una velocidad adecuada a la cámara de aquietamiento o sea una tubería de 4 pulgadas=101.60 in. Ahora el nuevo caudal a tubo lleno será de:

$$\boldsymbol{Q_{LL}} = 0.312\frac{(0.01)^{1/2}(0.10160)^{8/3}}{0.009}(1000) = 7.79\ lps$$

Chequeamos que el caudal a tubo lleno sea mayor que el caudal de diseño para el diámetro propuesto.

$$\boldsymbol{Q_{LL}} = 7.79\ \boldsymbol{lps}\ >\ \boldsymbol{Q_{dicseño}} = 4.92\ lps$$

La velocidad a tubo lleno para el diámetro propuesto debe ser mayor que 0.6 m/s.

$$\boldsymbol{v_{LL}} = \frac{\boldsymbol{Q_{LL}}}{\boldsymbol{A_{LL}}} = \frac{4\boldsymbol{Q_{LL}}}{\boldsymbol{\pi D^2}} = \frac{4(0.00779)}{\pi(0.10160)^2} = 0.96\,{}^{m}/_{s}\ > 0.60\ {}^{m}/_{s}$$

Se determinan las relaciones hidráulicas de una tubería circular que trabaje como un canal abierto a través de tablas, resumiendo:

Tabla 19. Relaciones hidráulicas de tubería

Qdis	**Dcal**	**D prop**	**A tubo lleno**		
4.92 lps	85.53 mm 3.37 in	101.60 mm 4.00 in	7.79 lps	0.01 m2	0.96 m/s
			Q	**A**	**V**

Fuente: elaboración propia

Obteniéndose una relacionó de llenado del 64.6% de la tubería y una velocidad en la tubería de 1.5 m/s. Determinado la energía ocasionada en la bocatoma

Tabla 20. Relación de llenado energía/velocidad en la tubería

Relaciones							
0.63	1.06	0.577	57.7%	58.58 mm	1.02 m/s	3.45 rad	197.62 °
Q/Qll	**Vt/Vll**	**H/D**		**H**	**V**	**ángulo**	

Fuente: elaboración propia

Interpolando de la tabla de relaciones hidráulica en tubería obtenemos las relaciones de velocidad de llenado de tubería

Tabla 21. Relaciones hidráulicas para velocidad de llenado

Q/QII	Y/D	V/VII	ángulo(radianes)
0.0209	0.100	0.4012	1.2870
0.0486	0.150	0.5168	1.5908
0.0876	0.200	0.6151	1.8546
0.1370	0.250	0.7007	2.0944
0.1958	0.300	0.7761	2.3186
0.2629	0.350	0.8430	2.5322
0.3370	0.400	0.9022	2.7389
0.4165	0.450	0.9544	2.9413
0.5000	0.500	1.0000	3.1416
0.5857	0.550	1.0393	3.3419
0.6315	**0.577**	**1.0577**	**3.4490**
0.6718	0.600	1.0724	3.5443
0.7564	0.650	1.0993	3.7510
0.8372	0.700	1.1198	3.9646
0.9119	0.750	1.1335	4.1888
0.9775	0.800	**1.1397**	**4.4286**

Fuente: elaboración propia

La energía de la línea de la bocatoma al desarenador

$$\boldsymbol{E = H + 1.5\frac{v^2}{2g}} = 58.58/1000 + 1.5\frac{(1.02)^2}{2\boldsymbol{g}} = 0.38\,\boldsymbol{m}$$

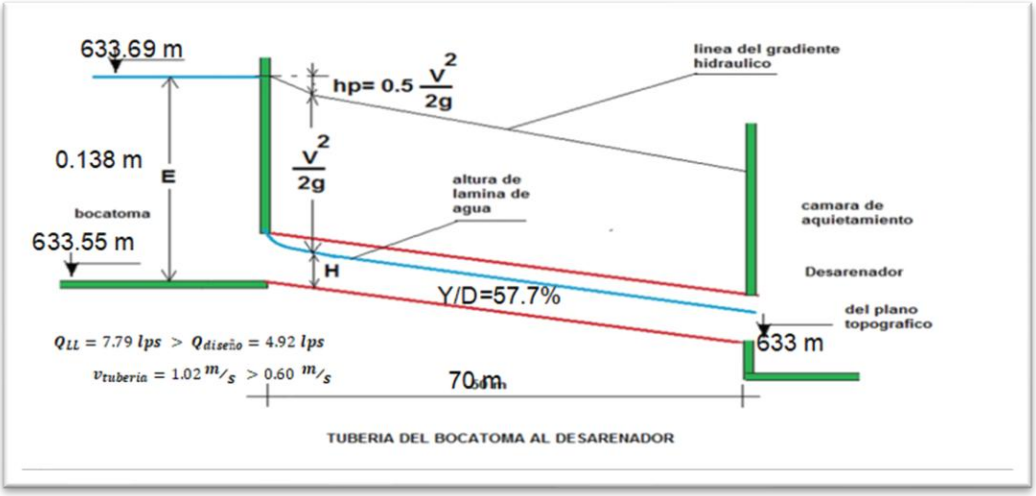
La cota de fondo del vertedero de exceso en la bocatoma seria: 633.70 m - 0.138 m = 633.56 m lo cual ocasionaría una pendiente de igual a 0.78% valor igual a la inicial calculada, en la tabla siguiente se muestra los resultados:

Tabla 22. Línea de la bocatoma – desarenador

CÁLCULO DE LA LÍNEA DEL BOCATOMA - DESARENADOR	
cota del invert de salida de la bocatoma	**633.59 m**
cota del invert de llegada al desarenador	**633.00 m**
diametro de la línea de la bocatoma al desarenador	**4.00 in**
caudal a tubo lleno de la línea bocatoma desarenador	**7.79 lps**
velocidad de salida en la línea bocatoma desarenador	**1.02 m/s**
relación de llenado de la tubería bocatoma desarenador	**57.7%**
lámina de agua en la línea de bocatoma desarenador	**58.58 mm**
cota de la corona a la salida de la bocatoma	**633.69 m**
cota de la corona de llegada al desarenador	**633.10 m**
cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador	**633.06 m**

Fuente: elaboración propia

Figura 19. Elementos de la línea de la bocatoma al desarenador



Fuente: elaboración propia.

4.6. Desarenador

4.6.1. Condiciones de diseño del desarenador

El diseño se realizó considerando el caudal de diseño correspondiente al caudal máximo diario, las características físicas del sedimento y los criterios hidráulicos establecidos para sistemas de abastecimiento de agua en zonas rurales. Asimismo, se tomaron en cuenta parámetros como la velocidad de flujo, el tiempo de retención y las condiciones de sedimentación, con el fin de garantizar una adecuada remoción de partículas y un funcionamiento eficiente de la estructura.

Para el dimensionamiento del desarenador se adoptaron las siguientes condiciones hidráulicas y físicas:

Remoción de partículas hasta de 0.05 mm de diámetro con un grado de remoción del 75%

- Temperatura de 20° C
- grado del desarenador n=1
- Relación longitud – ancho = 3:1
- Cota de la lámina de agua del desarenador=633.07 m
- Viscosidad apoyándonos de la tabla de la viscosidad cinemática del agua v=0.01003:

Tabla 23. Viscosidades cinemáticas del agua

Viscosidad Cinemática del agua		
Temperatura °C	**viscosidad cm^2/s**	**viscosidad m^2/s**
0	0.01785	$1.79E^{-06}$
5	0.01519	$1.52E^{-06}$
10	0.01306	$1.31E^{-06}$
15	**0.01139**	**0.000001139**
20	**0.01003**	**$1.00E^{-06}$**
25	0.00893	$8.93E^{-07}$
30	0.00800	$8.00E^{-07}$
40	0.00658	$6.58E^{-07}$

Fuente: elaboración propia.

- Peso específico de partícula de la arena: 2.65 gr/cm^3
- Peso específico del agua:1 gr/cm^3
- viscosidad cinemática del agua: 0.0103 cm^2/s
- Velocidad de sedimentación de las partículas obtenida a partir del tamaño de más pequeño del material que deseamos remover

El tamaño del sedimento lo buscamos en la tabla:

Tabla 24. Clasificación de materiales en base a su tamaño

Clasificación de materiales según su tamaño	
material	**diámetro (mm)**
gravilla gruesa	>2.00
gravilla fina	2.00-1.00
arena gruesa	1.00-0.50
arena media	0.50-0.25
arena fina	0.25-0.10
arena muy fina	**0.10-0.05**
fango grueso y medio	0.05-0.01
fango fino	0.01-0.005
arcilla gruesa y media	0.005-0.001
arcilla fina	0.001-0.0001
arcilla coloidal	<0.0001

Fuente: elaboración propia

Velocidad de sedimentación de las partículas; considerando el diámetro de la partícula crítica, la diferencia de densidades entre el sedimento y el agua, la aceleración de la gravedad y la viscosidad del fluido.:

$$V_s = \frac{g}{18}\frac{(\rho_s - \rho)}{v}d^2 = \frac{981}{18}\frac{(2.65-1)}{0.01003}(0.005)^2 = 0.224\ cm/s$$

4.6.1.1. Determinación de la relación del periodo de retención hidráulico y el tiempo que tarda la partícula crítica para ser removida

Tabla 25. Hazen-Williams en función del grado de remoción

	REMOCIÓN (%)							
CONDICIONES	**87.5**	**80**	**75**	**70**	**65**	**60**	**55**	**50**
N=1	**7**	**4**	**3**	**2.3**	**1.8**	**1.5**	**1.3**	**1**
N=3	**2.75**		**1.66**					**0.76**
N=4	**2.37**		**1.52**					**0.73**
MÁXIMO TEÓRICO	**0.88**		**0.75**					**0.5**

Fuente: elaboración propia

Remoción de las partículas hasta 0.05 mm con grado de remoción del 80% en base al porcentaje y al grado del desarenador encontramos el número de Hazen:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_S}{V_0} 4$$

El tiempo que tardaría la partícula en llegar al fondo Si decimos que la profundidad útil de sedimentación es de 1 metros son aproximadamente 30 minutos o media hora:

$$\frac{\frac{Volumen}{Q}}{\frac{H}{V_0}} = \frac{\theta}{t} \rightarrow t = \frac{H}{V_s} = \frac{1 * 100}{0.224} = \mathbf{446.15\ segundos}$$

$$\frac{\theta}{t} = 4 \rightarrow \theta = 4t = 4(446.15\ s) = 1784.60\ s$$

- El volumen del tanque sería:

$$V = \theta Q = (1784.60)(0.00492)$$

$$V = 8.78\ {}^{m^3}/_{s}$$

- El área superficial del tanque sería:

$$A_S = \frac{V}{H} = \frac{8.78}{1} = 8.78\ m^2$$

Donde el dimensionamiento del tanque seria para L: B=3:1, quedando un ancho de 2 m y un largo de 6 m.

$$B = \sqrt{\frac{A_S}{3}} = \sqrt{\frac{8.78}{3}} = 1.74\ m = 2\,m$$

- La carga hidráulica superficial para el tanque sería:

$$q = \frac{Q}{A_s} = \frac{0.00492}{8.78} = 0.0005604\ \frac{m^3/_s}{m^2} = 48.414\frac{m^3/_d}{m^2}$$

- La carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula critica en condiciones teóricas:

$$V_0 = q = 0.0005604\ \frac{m^3/_s}{m^2}(100) = 0.056\frac{cm}{s}$$

- El cual debería corresponder a la de un diámetro menor:

$$V_0 = \frac{g}{18}\frac{(\rho_s - \rho)}{v}d^2 \rightarrow d = \sqrt{\frac{(V_0)(18)(v)}{g(\rho_s - \rho)}}$$

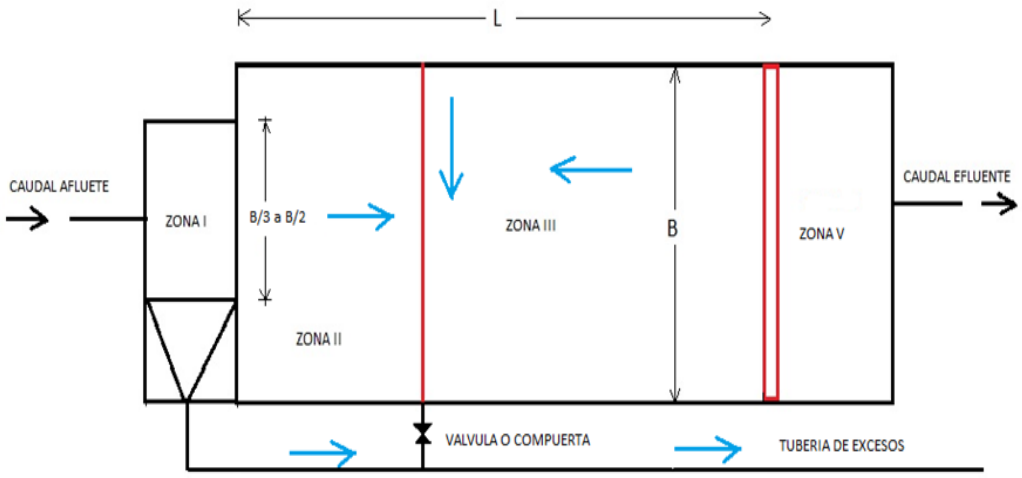
$$d = \sqrt{\frac{(0.056)(18)(0.01139)}{981(2.65-1)}} = 0.0027\ cm = 0.03\ mm \leq 0.05\ mm$$

- Verificando de la relación del periodo de retención hidráulico y el tiempo que tarda la partícula critica para ser removida:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_0} = \frac{0.224}{0.056} = 4$$

Bajo condiciones críticas, se removería partículas hasta de un diámetro de 0.03 mm y el diámetro máximo posible a remover seria 0.05 mm.

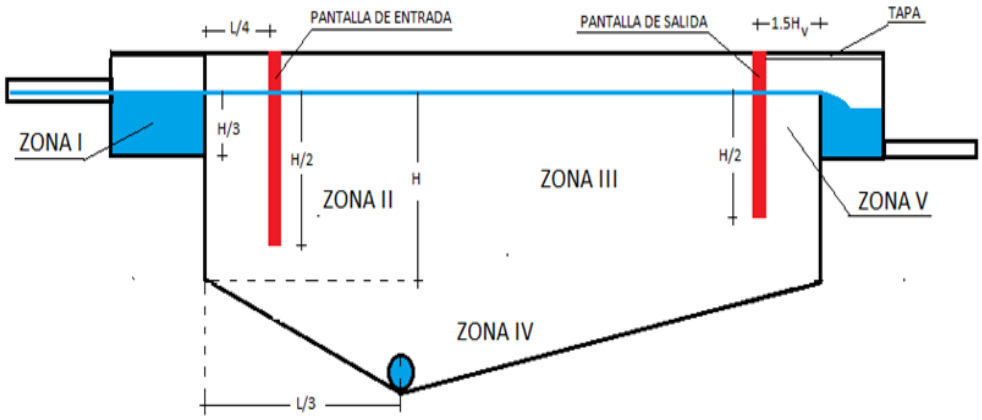
Figura 20. Vista en planta del desarenador.



Fuente: Adaptado de Texto de Hidráulica I (NELAME, 2012).

4.6.2. Dimensiones de los elementos del desarenador

Figura 21. Elementos del desarenador.



Fuente: Adaptado de Texto de Hidráulica I (NELAME, 2012).

Resumiendo, en la siguiente tabla cada uno de los elementos que componen el vertedero:

Tabla 26. Elementos del vertedero

Pantalla de salida:	
Profundidad	**0.50 m**
Distancia al vertedero de salida	**0.15 m**
Pantalla de entrada:	
Profundidad	**0.50 m**
Distancia a la cámara de aquietamiento	**1.50 m**
Vertedero de salida	
Altura del vertedero Hv	**0.01 m**
Velocidad del vertedero Vv	**0.200 m/s**
Ancho del vertedero Bv	**0.34 m**
Almacenamiento de lodo:	
Distancia al vertedero de salida	**0.15 m**
Distancia a la cámara de aquietamiento	**1.50 m**
Distancia de salida a la cámara de aquietamiento	**2.00 m**
Distancia de salida al vertedero de salida	**4.00 m**
Pendiente transversal	**20%**
Pendiente longitudinal (en L/3)	**20%**
Pendiente longitudinal (en 2L/3)	**10%**
Cámara de aquietamiento:	
Largo (adoptado)	**1.00 m**
Ancho	**0.67 m**
Rebose de la cámera de aquietamiento:	
Qexcesos	**0.002872 m3/s**
Altura del vertedero Hv	**0.01 m**
Velocidad del vertedero Vv	**0.300 m/s**

Fuente: elaboración propia

4.6.3. Diámetros de la tubería de excesos y lavado

Debido a la magnitud de los caudales, esta tubería resulta siempre de un diámetro mínimo de 8 plg (20 cm). Además del funcionamiento hidráulico de la conducción, otro criterio importante para la selección del diámetro es el tiempo de vaciado del tanque, el cual debe permitir una evacuación adecuada del agua en condiciones de limpieza, mantenimiento o emergencias, garantizando así un manejo seguro y eficiente de la estructura:

$$t_{vaciado} = \frac{2A_s}{C_D A_0 \sqrt{2g}} H^{\frac{1}{2}}$$

$$t_{vaciado} = \frac{2(8.78)}{0.22\frac{\pi}{4}(0.2032)^2\sqrt{2(9.81)}}\sqrt{1.4} = 929.85\ seg$$

$$t_{vaciado} = 958.036\ seg\ \approx 15.50\ min$$

- Suponiendo una cota de entrega del desagüe lavado de 631 m.

$$Q_{inicial} = 0.2785 C D^{2.63}\left(\frac{hp}{L}\right)^{0.54}$$

$$Q_{inicial} = 0.2785(150)(0.2032)^{2.63}\left(\frac{1.40}{100}\right)^{0.54} = 0.051\ \frac{m^3}{s}$$

$$V = \frac{(0.051)4}{\pi(0.2032)^2} = 1.562\ m/s$$

Quedando que por la tubería de desagüe pasará un caudal de 51 lps a una velocidad de1.562 m/s.

4.7. Cálculos hidráulicos de la red

4.7.1. Diámetros preliminares Tanque contra red (CMD)

El dimensionamiento de los diámetros preliminares de la conducción entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se realizó considerando el Caudal Máximo Diario (CMD = 5.07 lps), con el propósito de asegurar un suministro adecuado y continuo hacia la red bajo condiciones de máxima demanda diaria.

Tabla 27. Caudales concentrados CPD.

nodo	1	2	3	4	5	6	7	Σ Qc
Q(lps)	0.43	0.67	0.50	1.30	1.02	0.53	0.47	4.92

Fuente: elaboración propia

4.7.1.1. Criterios de diseño

Para el análisis hidráulico se establecieron los siguientes criterios:

- Caudal de diseño: CMD = 4.92 lps.
- Material de la tubería: PVC.
- Método de cálculo principal: Darcy–Weisbach.
- Método de verificación: Hazen–Williams.
- Coeficiente de rugosidad: C = 150.
- Velocidad admisible: 0.6 – 2.5 m/s.
- Pérdidas de carga unitarias admisibles: dentro de rangos técnicos recomendados.
- Tramos analizados: 12, 23, 34, 15, 26, 37 y tramo de suministro.

Para cada tramo se determina el caudal circulante, la longitud correspondiente y se sugiere un diámetro preliminar de tubería. Posteriormente, se verificaron las condiciones hidráulicas del

sistema mediante el cálculo de la velocidad del flujo y la pérdida de carga por kilómetro, con el fin de comprobar que estos valores se mantuvieran dentro de los rangos técnicos permisibles para garantizar un funcionamiento eficiente de la red.

Como verificación, se empleó la ecuación de Hazen–Williams:

$$K_{ij} = 10.67 \frac{1}{C_{HW}}^{1.852} \frac{L}{D_{IJ}^{4.87}} \quad (33)$$

De acuerdo con los cálculos realizados, se obtuvieron los siguientes resultados:

Los diámetros preliminares seleccionados (entre 2,50 cm y 7,50 cm) permiten transportar los caudales correspondientes a cada tramo sin exceder las velocidades máximas permitidas. Las velocidades de circulación obtenidas varían entre 0.62 m/s y 1.11 m/s, valores que se encuentran dentro del rango recomendado para tuberías de PVC, lo cual garantiza un funcionamiento hidráulico adecuado del sistema. Estas condiciones contribuyen a evitar problemas como la sedimentación causada por velocidades bajas o el desgaste excesivo de las tuberías debido a velocidades elevadas, favoreciendo así la eficiencia y durabilidad de la red de distribución.

Las pérdidas de carga unitarias obtenidas cumplen con los límites técnicos establecidos, lo cual garantiza un funcionamiento hidráulico adecuado del sistema. Estas condiciones permiten mantener presiones suficientes para el correcto suministro de agua a lo largo de la red de distribución, asegurando que el servicio llegue de manera eficiente a todos los puntos de consumo. Asimismo, contribuyen a evitar problemas de baja presión o fallas en el abastecimiento, favoreciendo la estabilidad y continuidad del servicio durante la operación del sistema.

La verificación de los diámetros mediante el método de Hazen–Williams mostró resultados coherentes con los obtenidos por el método de Darcy–Weisbach, presentando únicamente diferencias mínimas atribuibles a las hipótesis y condiciones propias de cada formulación. Esta comparación permite validar los cálculos realizados y confirmar que la selección de los diámetros preliminares para la conducción entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución es adecuada para el correcto funcionamiento hidráulico del sistema.

4.7.2. Diámetros preliminares Tanque contra red (CMH)

El dimensionamiento de los diámetros preliminares del sistema de conducción entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se realizó considerando la Hora Máxima Caudal (CMH = 7.90 l/s), el cual representa la condición más crítica de operación del sistema debido a la mayor concentración de consumo en un corto intervalo de tiempo. Asimismo, se consideraron las condiciones de operación de la red y las pérdidas de carga a lo largo de la conducción. A partir del análisis hidráulico realizado se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 28. Diámetros preliminares Tanque contra Red con QCMH

No	1	2	3	4	5	6	7
tramos	12	23	34	15	26	37	SUMINISTRO
Q(lps)	5.57	3.64	2.08	1.65	0.85	0.76	7.90
L(m)	330.70	145.10	402.50	350.30	206.80	135.70	380.50
vlim(m/s)	1.26	1.25	1.24	1.24	1.24	1.24	1.27
Dc(plg)	3.01	2.44	1.85	1.65	1.18	1.12	3.57
Dp(plg)	4.00	3.00	2.00	2.00	1.50	1.50	4.00
Dp(cm)	10.00	7.50	5.00	5.00	3.75	3.75	10.00
vt(m/s)	0.71	0.82	1.06	0.84	0.77	0.69	1.01
vt(m/s)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
HW	150	150	150	150	150	150	150
K	24404.93	43467.28	868611.09	755961.41	1811597.31	1188751.24	28080.06
hp(m)	1.63	1.32	9.38	5.28	3.69	1.99	3.59
hp/km	4.93	9.11	23.31	15.08	17.85	14.66	9.43
hp/km	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Fuente: elaboración propia

Los diámetros preliminares seleccionados permiten conducir los caudales máximos horarios dentro de velocidades adecuadas, evitando sedimentación y pérdidas excesivas por fricción. Asimismo, las pérdidas de carga son compatibles con un funcionamiento eficiente, garantizando que la red satisfaga la demanda en horas pico sin afectar la continuidad ni la presión del servicio.

4.7.3. Verificación de presiones en los nodos de la red de distribución (CMH)

La verificación de presiones en los nodos de la red de distribución se realizó considerando el Caudal Máximo Horario (CMH = 7.90 L/s), ya que esta condición representa el escenario más desfavorable de operación del sistema, debido a la mayor concentración de consumo en un corto período de tiempo.

- Presión mínima admisible: 5 m.c.a. en el punto de conexión con el medidor domiciliar.
- Presión máxima admisible en la red de distribución: 50 m.c.a., con el objetivo de evitar daños en las tuberías, accesorios y conexiones domiciliarias.
- Presiones máximas en la línea de conducción. Se permiten de acuerdo con las características del material de la tubería y el análisis hidráulico correspondiente, debidamente justificado mediante el cálculo de pérdidas de carga y la presión de trabajo del material empleado.

El dimensionamiento del tanque se basa en el balance entre la demanda de la comunidad y el régimen de bombeo, identificando déficits y excedentes para definir el volumen útil necesario que permita almacenar agua en períodos de baja demanda y abastecer en horas pico. Además, se consideran volúmenes complementarios en el cálculo.

Tabla 29. Redimensionamiento del tanque.

VOLUMEN DEL TANQUE	682.74 m3/dia	6.83 m3/dia
DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE		
relacion	altura	diametro
D=1 H	9.54 m	9.54 m
D=2 H	6.01 m	12.02 m
D=3 H	**4.59 m**	**13.76 m**
D=4 H	3.79 m	15.15 m
	4.08 m	14.60 m

Fuente: elaboración propia.

$$V_{tanque} = \frac{Q_C * 86400}{1000} = \frac{7.90 * 86400}{1000} = 682.74\, m^3/día$$

$$H_{tanque} = \sqrt[3]{\frac{4V}{\pi n^2}} = \sqrt[3]{\frac{4(682.74\, m^3)}{\pi(1)^2}}$$

Tabla 30. Constante K (capacidad del tanque de almacenamiento)

tabla 12.1.- Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento						
V **capacidad (cientos de m³)**	< 3	4-6	7-9	10-13	14-16	>17
k	2	1.8	1.5	1.3	1.0	0.7

Fuente: Adaptado del Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS), Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2017).

La presión disponible en cada nodo se determinó a partir de la línea piezométrica, considerando la cota del nivel de agua en el tanque de almacenamiento y restando las pérdidas de carga acumuladas a lo largo de la conducción y la red de distribución, según la expresión:

$$\left(Z + \frac{p}{\gamma}\right)_{FUENTE} = \left(Z + \frac{p}{\gamma}\right)_{CIRCUITO} + \sum hp_{FC} \quad (34)$$

donde:

- P=es la presión disponible en el nodo (m),
- HT= es la carga hidráulica en el tanque (m),
- hp_{FC}= son las pérdidas de carga acumuladas hasta el nodo (m),

- Z=es la cota topográfica del nodo (m).

Tabla 31. Presiones en los nodos.

nodo	1	2	3	4	5	6	**7**	T
cota (m)	669.00	640.00	647.00	654.00	626.50	645.00	**668.00**	672.00
$Z+\frac{P}{\gamma}$	673.00	671.37	670.05	660.67	667.72	667.68	**668.06**	676.59
$\frac{P}{\gamma}$	4.00	31.37	23.05	6.67	41.22	22.68	**0.06**	4.59

Fuente: elaboración propia

Este procedimiento se aplicó a cada nodo de la red, utilizando los caudales concentrados máximos horarios previamente calculados.

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis hidráulico, reflejados en las tablas de cálculo y en la simulación realizada, se verificó que:

Las presiones en la mayoría de los nodos cumplen con los criterios mínimos y máximos establecidos. El punto crítico del sistema se localiza en el nodo 7, el cual presenta la menor presión disponible debido a su mayor cota topográfica ya las pérdidas de carga acumuladas hasta dicho punto. Inicialmente, la presión en este nodo no cumplía con la presión mínima requerida, por lo que fue necesario realizar ajustes en el diseño hidráulico con el fin de garantizar que las presiones en toda la red se mantuvieran dentro de los rangos permisibles y asegurar un adecuado suministro de agua a los usuarios.

Con el fin de corregir la deficiencia de presión en el nodo crítico (nodo 7), se procedió a ajustar el nivel de carga hidráulica del sistema, adoptando una presión mínima de 5 m.c.a. en dicho nodo, conforme al criterio rural establecido.

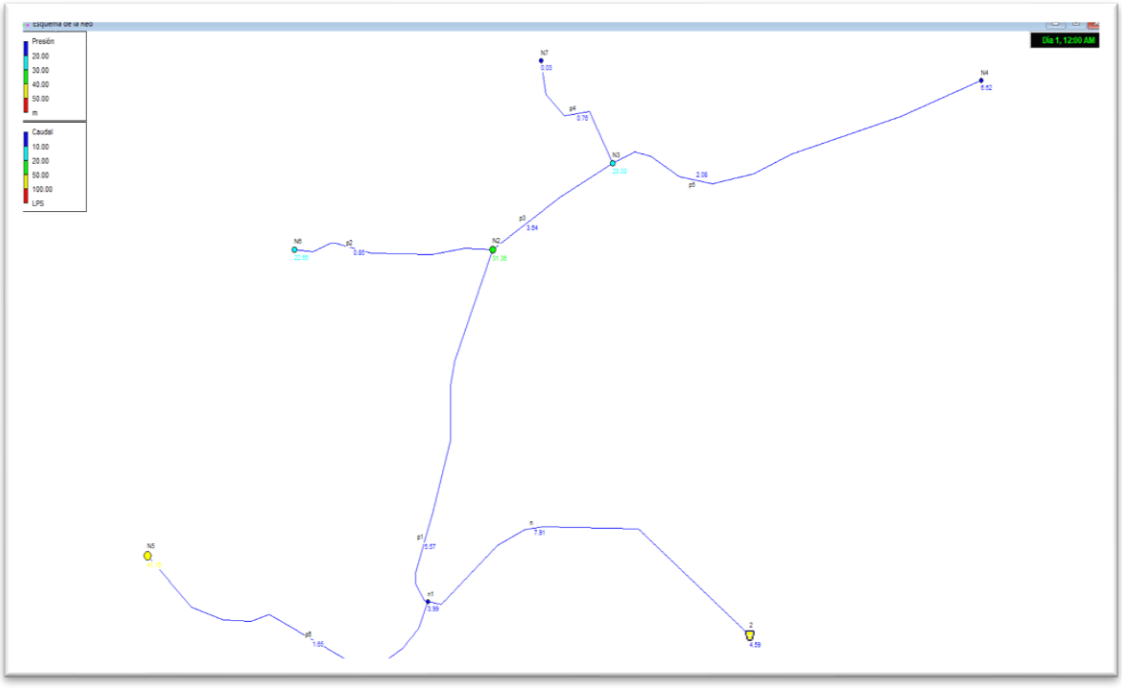
Para lograr esta condición, se optó por la construcción de una torre de soporte para el tanque con una altura de 4.42 m, lo cual permitió incrementar la línea piezométrica del sistema y mejorar las condiciones de presión en la red. Con esta solución se logró garantizar presiones adecuadas

en todos los nodos, asegurando así un suministro continuo y eficiente del agua potable hacia los diferentes puntos de consumo.

Además, se determina un volumen de almacenamiento de 787 litros por día, el cual resulta suficiente para atender las variaciones horarias de la demanda y contribuir a mantener la continuidad del servicio. Este volumen permite compensar las fluctuaciones en el consumo de agua a lo largo del día, garantizando una disponibilidad adecuada del recurso para la población abastecida.

Con el objetivo de validar los resultados analíticos obtenidos, se realizó una simulación hidráulica del sistema en el software EPANET, utilizando inicialmente los datos sin corrección y posteriormente incorporando la condición del tanque elevado. De esta manera fue posible comparar el comportamiento hidráulico del sistema en ambos escenarios y verificar el cumplimiento de las presiones y condiciones de operación dentro de la red de distribución.

Figura 22. Diseño de la red con software EPANET



Fuente: elaboración propia

Tabla 32. Datos preliminares de la red ingresados a EPANET

Estado de los Nudos de la Red

ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Nudo n1	669	0.69	672.99	3.99
Nudo N2	640	1.08	671.36	31.36
Nudo N6	645	0.85	667.65	22.65
Nudo N3	647	0.80	670.03	23.03
Nudo N7	668	0.76	668.03	0.03
Nudo N4	654	2.08	660.62	6.62
Nudo N5	626.50	1.65	667.66	41.16
Depósito 2	672	-7.91	676.59	4.59

Fuente: elaboración propia.

Tabla 33. Resultado de la simulación en EPANET considerando un tanque elevado

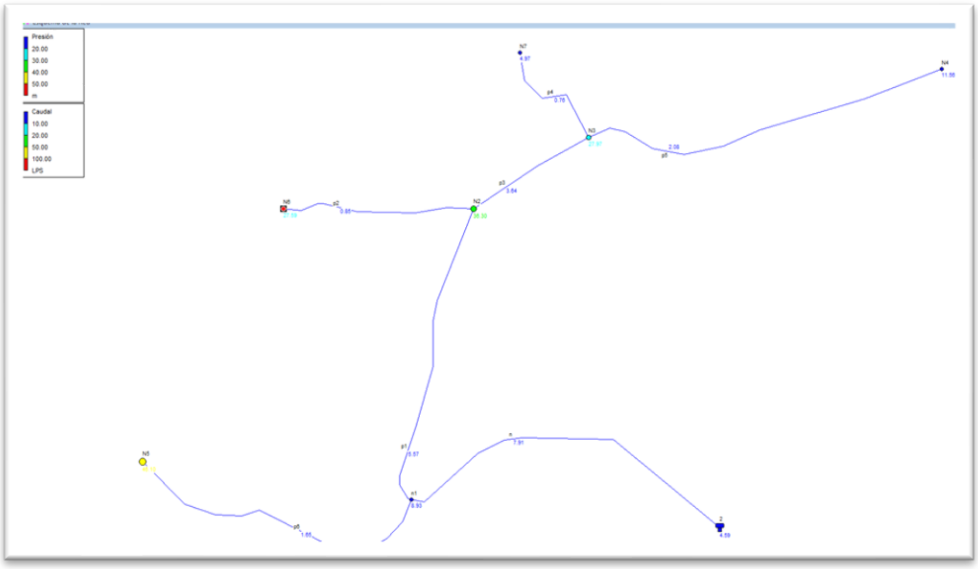
Estado de las Líneas de la Red

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km
Tubería p1	330.70	100	150	5.57	0.71	4.94
Tubería p2	206.8	37.5	150	0.85	0.77	17.90
Tubería p3	145.1	75	150	3.64	0.82	9.14
Tubería p4	135.7	37.5	150	0.76	0.69	14.71
Tubería p5	402.5	50	150	2.08	1.06	23.37
Tubería p6	350.3	50	150	1.65	0.84	15.21
Tubería n	380.5	100	150	7.91	1.01	9.46

Fuente: elaboración propia.

Corrigiendo, elevando la altura del tanque colocándolo en terreno elevado quedaría de la siguiente forma o colocando el tanque en una cota próxima a nivel de piso.

Figura 23. Simulación de la red considerando un tanque elevado



Fuente: elaboración propia.

Tabla 34. Resultados de demanda y presiones en los nodos de la red

Estado de los Nudos de la Red

ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Nudo n1	669	0.69	677.93	8.93
Nudo N2	640	1.08	676.30	36.30
Nudo N6	645	0.85	672.59	27.59
Nudo N3	647	0.80	674.97	27.97
Nudo N7	668	0.76	672.97	4.97
Nudo N4	654	2.08	665.56	11.56
Nudo N5	626.50	1.65	672.60	46.10
Depósito 2	676.94	-7.91	681.53	4.59

Fuente: elaboración propia

Tabla 35. Resultado de la tubería de la línea de conducción en EPANET

Estado de las Líneas de la Red

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km
Tubería p1	330.70	100	150	5.57	0.71	4.94
Tubería p2	206.8	37.5	150	0.85	0.77	17.90
Tubería p3	145.1	75	150	3.64	0.82	9.14
Tubería p4	135.7	37.5	150	0.76	0.69	14.71
Tubería p5	402.5	50	150	2.08	1.06	23.37
Tubería p6	350.3	50	150	1.65	0.84	15.21
Tubería n	380.5	100	150	7.91	1.01	9.46

Fuente: elaboración propia

4.7.3.1. Resultados de la verificación

El análisis de presiones realizado para los nodos de la red bajo la condición de Caudal Máximo Horario arrojó lo siguiente:

Las presiones disponibles en todos los nodos se mantienen por encima del valor mínimo admisible, garantizando el suministro continuo durante las horas de mayor consumo. Ningún nodo presenta presiones superiores al límite máximo establecido, evitando riesgos de fugas, roturas o daños en la infraestructura. Los nodos ubicados en zonas de mayor cota presentan presiones menores, pero dentro del rango aceptable, mientras que los nodos en cotas más bajas presentan presiones mayores, sin exceder los valores permisibles.

4.7.4. Sistema tanque contra red bajo condición de incendio

Con el propósito de garantizar la seguridad del sistema ante eventos extraordinarios, se realizó la verificación y corrección de los diámetros del sistema tanque contra red considerando la condición de Caudal Máximo Horario más incendio (CMH + Incendio), conforme a lo establecido en las Normas Técnicas para el Diseño de Abastecimiento y Potabilización del Agua (NTON 09-007-19), Gobierno de la República de Nicaragua.

Tabla 36. Caudales para incendios.

RANGO DE POBLACION		CAUDALES		CAUDALES POR TOMA
DE	A	GPM(LPS)	GPM(LPS)	GPM(LPS)
0	5000	NO SE CONSIDERA		
5001	10000	80(5)	200(13)	1 toma de 150 (9)
10001	15000	200(13)	550(35)	1 toma de 250 (16)
15001	20000	350(22)	550(35)	2 toma de 250 c/u (16)
20001	30000	550(35)	1000(63)	3 toma de 250 c/u (16)
30001	50000	1000(63)	1500(95)	2 toma de 500 c/u (31)
50000	100000 y más	1500 y más (95)		3 toma de 500 c/u (31) de acuerdo con la importancia del lugar

Fuente: Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 007-19), Gobierno de la Republica de Nicaragua.

De conformidad con lo establecido en la tabla de rangos de caudales de incendio de la normativa NTON 09 007-19, para poblaciones comprendidas entre 0 y 5000 habitantes no se requiere la consideración de caudales contra incendio en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable. En el presente proyecto, la población estimada es de 2221 habitantes, por lo que se encuentra dentro de dicho rango normativo.

En consecuencia, el caudal de incendio no ha sido contemplado en ninguna de las etapas del diseño hidráulico, garantizando así el cumplimiento de los criterios técnicos establecidos por la normativa vigente. Esta disposición responde a que, en sistemas de pequeña escala, la incorporación de caudales adicionales para eventos de incendio puede sobredimensionar innecesariamente las infraestructuras, tales como líneas de conducción, redes de distribución y

estructuras de almacenamiento, incrementando significativamente los costos de inversión y operación.

Asimismo, es importante señalar que el diseño del sistema se ha enfocado en satisfacer de manera eficiente y continua la demanda doméstica, institucional y, en su caso, comercial de la población proyectada, priorizando la cobertura, continuidad y calidad del servicio. La exclusión del caudal de incendio permite optimizar los recursos disponibles y asegurar la viabilidad técnica y económica del proyecto, sin contravenir las disposiciones normativas aplicables.

No obstante, en caso de futuras expansiones poblacionales que superen el umbral establecido por la normativa, o ante cambios en las condiciones de riesgo de la comunidad, se deberá evaluar la incorporación de sistemas complementarios de protección contra incendios, tales como hidrantes o reservas específicas, conforme a los lineamientos técnicos correspondientes.

4.8. Diseño de Estación de bombeo

4.8.1. Generalidades del sistema de bombeo

La estación de bombeo ha sido diseñada para impulsar el caudal requerido desde la cámara de recolección hacia el tanque de almacenamiento del sistema de distribución. En este caso particular, se trata de una configuración con succión positiva, debido a que el nivel del agua en la fuente se encuentra por encima del eje de la bomba, lo que garantiza condiciones favorables de operación hidráulica y reduce el riesgo de cavitación.

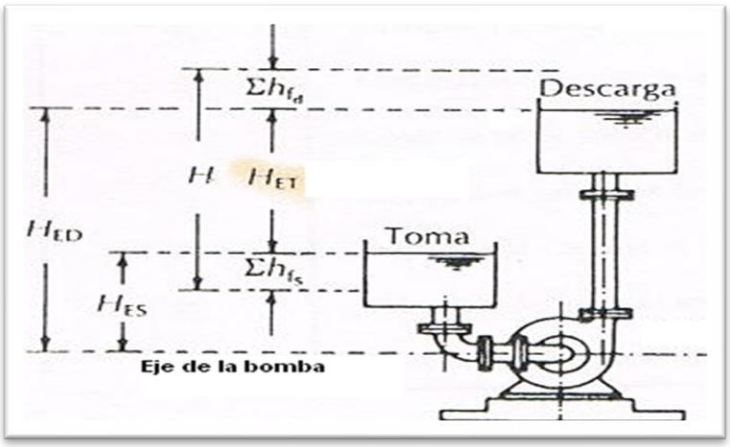
Tabla 37. Niveles característicos del sistema

Cota de posición de la bomba	**630.00 msnm**
Carga al Tanque	**681.53 msnm**
Carga del reservorio	**633.06 msnm**

Fuente: elaboración propia.

El caudal de bombeo adoptado será el caudal máximo día previamente calculado de 5.07 lps; Este caudal corresponde al requerido para satisfacer la demanda del sistema considerando el régimen de operación de la bomba.

Figura 24. Esquema de carga estática de succión



Fuente: Adaptado de Texto de Hidráulica I (NELAME, 2012).

4.8.2. Línea de Conducción

La carga estática de Total (H_{ED}) se compone de la carga estática de elevación menos la carga estática de succión positiva:

$$H_{ED} = 681.53 - 630 = 51.53\ m$$

La carga estática de succión es:

$$H_{ES} = 633.06 - 630 = 3.06\ m$$

La suma de ambas nos da la carga estática total

$$H_{ET} = 51.53\ m - 3.06\ m = 48.47\ m$$

Se tiene en cuenta que para encontrar la carga dinámica a este valor hay que sumarle las pérdidas tanto en la tubería de succión como en la impulsión.

4.8.2.1. Perdidas en la tubería de succión

- Diámetro preliminar de la tubería:

$$D = \sqrt{\frac{4(0.00492)}{\pi(1)}} = 0.080\ m = 3.1\ in$$

se propuso un diámetro de 4 pulgadas suponiendo que por ella la velocidad del flujo será de 1 m/s que será corregirá con el diámetro propuesto

$$\boldsymbol{D_{adop} = 4\ in}$$

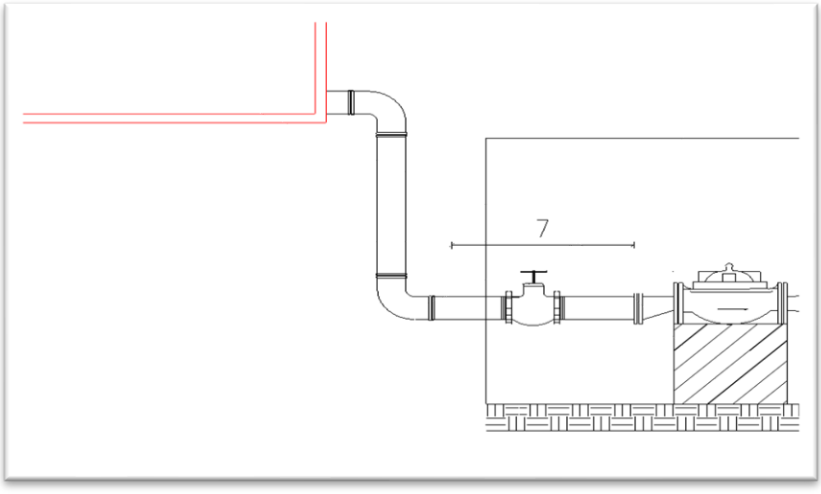
- Corrigiendo la velocidad a tubo lleno para que no presente cavitación:

$$V = \frac{4(0.00492)}{\pi(0.102)^2} = 0.61\ m/s$$

- Contando las pérdidas que existirán por accesorios:

La línea de succión tiene las siguientes características: por la topografía el largo de esta tubería será de 10.1 m, es una tubería de acero con lambda de 0.05, un diámetro de 4 pulgadas está compuesta por 3 codos, 1 válvula de compuerta y una ampliación gradual a la entrada de la bomba.

Figura 25. Esquema de la línea de conducción.



Fuente: elaboración propia

$$hp_s acc = \frac{{v_s}^2}{2g}(k) = \frac{0.63^2}{2(9.81)}(3(0.90) + 0.2 + 0.80 + 0.20) = 0.073\, m$$

Teniendo esto en cuenta podemos determinar la perdida por fricción tanto por Hazen Williams como por la ecuación convencional de Darcy Weishbach el cual el resultado de este último es:

$$hp_s tub = \lambda \frac{L_s}{D^5}\frac{8Q^2}{g\pi^2}$$

$$hp_s tub = (0.05)(\frac{10.1}{0.102^5})\left(\frac{8(0.0050)^2}{(9.81)\pi^2}\right) = 0.0933\, m$$

En cambio, con Hazen Williams necesitamos un valor K de rugosidad el cual es adimensional que está dada por la siguiente ecuación:

$$K_{ij} = 10.67\frac{1}{C_{HW}}^{1.852}\frac{L}{{D_{IJ}}^{4.87}}$$

$$K_{ij} = 10.67\frac{1}{150}^{1.852}\frac{10.1}{0.102^{4.87}} = 1042.95$$

- Con este valor K determinamos las perdidas:

$$hp_s tub = K_{ij} Q^{1.852}$$

$$hp_s tub = 1042.95(0.00492)^{1.852} = 0.0574m$$

- Calculamos las pérdidas totales:

  - Darcy Weisbach:

$$hp_s T = hp_s tub + hp_s acc$$

$$hp_s T = 0.0933 + 0.078 = 0.1665\, m$$

  - Hazen Williams:

$$hp_s T = hp_s tub + hp_s acc$$

$$hp_s T = 0.0554 + 0.078 = 0.1286\, m$$

Elegimos las pérdidas por Hazen-Williams ya que consideramos que el estado de flujo dentro de ellas será un flujo turbulento.

4.8.2.2. Pérdidas en la línea de conducción

Primero definimos el caudal de bombeo el cual definimos que el tiempo que el tiempo de bombeo sea de 8 horas, este caudal se define como:

$$\boldsymbol{Q_{bombeo} = \frac{24}{N} Q_{CPD}}$$

$$Q_{bombeo} = \frac{24}{8}(2.96) = 8.9\ lps$$

- Diámetro preliminar de la tubería con las ecuaciones de Bresse:

$$\boldsymbol{D = K_4\sqrt{Q} \quad \rightarrow \quad para\ N = 24\ horas}$$

$$\boldsymbol{D = 1.3\lambda^{1/4}\sqrt{Q} \quad \rightarrow \quad \lambda = \frac{N}{24} \quad para\ N < 24\ horas}$$

$$\lambda = \frac{8}{24} = 0.33$$

$$D = 1.3(0.33)^{1/4}\sqrt{(0.0089\ )} = 0.093\ m = 3.7\ in$$

Se propuso un diámetro de 4 pulgadas suponiendo que por ella la velocidad del flujo será de 1 m/s que será corregirá con el diámetro propuesto:

$$\boldsymbol{D_{adop} = 4\ in}$$

- Corrigiendo la velocidad a tubo lleno para que no presente cavitación:

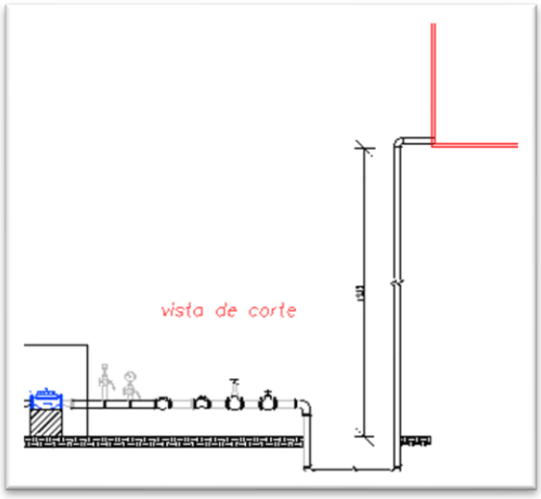
$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4(0.0089)}{\pi(0.102)^2} = 1.10\ m/s$$

Contando que existirán perdidas en la sarta de bombeo:

La sarta de bombeo constituye el conjunto de tuberías, válvulas y accesorios instalados en la línea de impulsión, cuya función es conducir el fluido desde la descarga de la bomba hasta el punto de entrega. Esta se integra dentro de este acápite para la evaluación hidráulica del sistema,

específicamente en la determinación de las pérdidas de carga totales, donde se consideran tanto las pérdidas mayores por fricción en la tubería como las pérdidas menores asociadas a accesorios como válvulas, medidores y dispositivos de control.

Figura 26. Esquema de la sarta de bombeo elaborado en AutoCAD.



Fuente: elaboración propia

$$hp_s sarta = \frac{{v_s}^2}{2g}(k) = \frac{1.10^2}{2(9.81)}(3 + 0.1 + 1 + 0.2 + 3 + 5) = 0.763\, m$$

La correcta estimación de estas permite definir con precisión la carga dinámica total que debe vencer la bomba, influyendo directamente en la selección de los elementos, su punto de operación y la eficiencia global del sistema. En la siguiente tabla se muestran los factores considerados:

Tabla 38. K recomendado para accesorios de acero en la sarta de bombeo.

Elemento	K recomendado
Válvula de aire	3
Manómetro	0.1
Medidor de flujo	1
Válvula de retención	3
Válvula de compuerta	0.2
Válvula de alivio	5

Fuente: Introduction to Fluid Mechanics, Robert W. Fox, 1978.

La línea de impulsión tiene una longitud de 659.8 m, será de acero con un valor de rugosidad lambda de 0.05 y un diámetro de 4 pulgadas igual que el diámetro de succión; teniendo esto en cuenta podemos determinar la perdida por fricción tanto por Hazen Williams como por la ecuación convencional de Darcy Weisbach el cual el resultado de este último es:

$$hp_stub = (0.05)(\frac{659.8}{0.102^5})\left(\frac{8(0.0089)^2}{(9.81)\pi^2}\right) = 20.1489\ m$$

En cambio, con Hazen Williams necesitamos un valor K de rugosidad el cual es adimensional que está dada por la siguiente ecuación:

$$K_{ij} = 10.67\frac{1}{C_{HW}}^{1.852}\frac{L}{D_{IJ}}^{4.87}$$

$$K_{ij} = 10.67\frac{1}{120}^{1.852}\frac{659.8}{0.102^{4.87}} = 68131.61$$

Con este valor K determinamos las perdidas:

$$hp_stub = K_{ij}Q^{1.852}$$

$$hp_stub = 68131.61(0.0089)^{1.852} = 10.9582\ m$$

Las pérdidas totales, compararlas y elegir la más desfavorable:

- Darcy Weisbach:

$$hp_IT = hp_stub + hp_sarta$$

$$hp_IT = 20.1489 + 0.763\ = 20.9122\ m$$

- Hazen Williams:

$$hp_IT = hp_stub + hp_sarta$$

$$hp_IT = 10.9582 + 0.763\ = 11.7214\ m$$

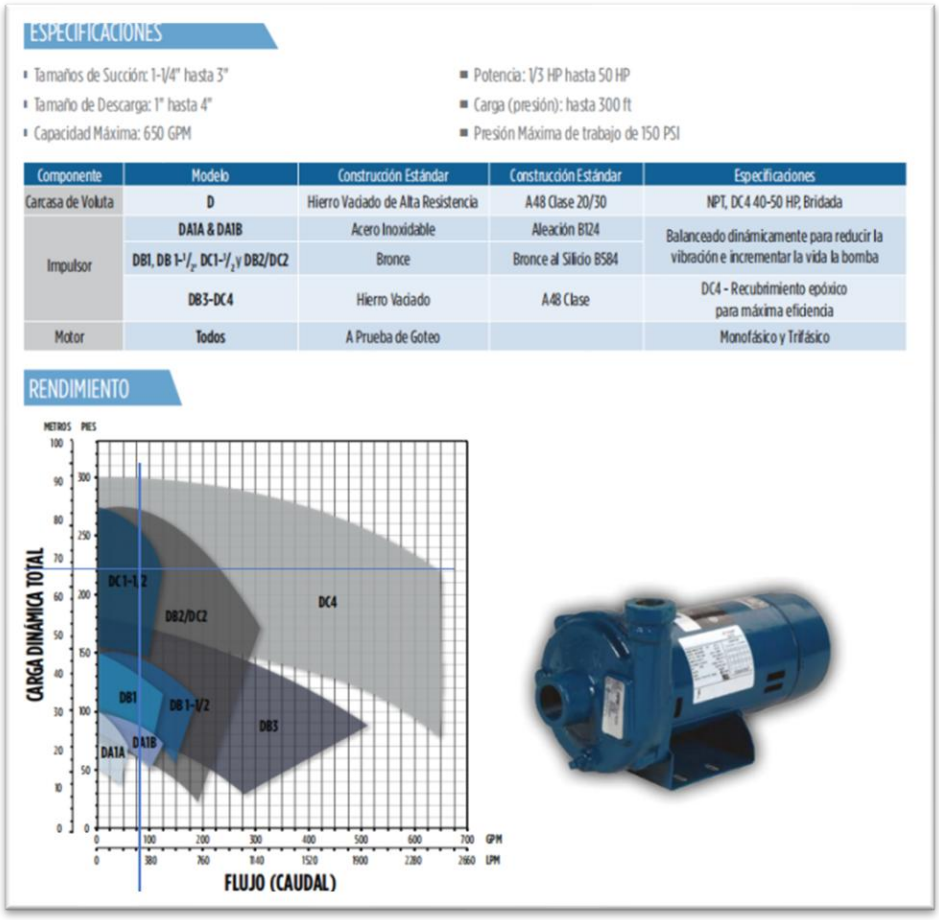
Dando unos valores casi similares y elegimos el valor de Hazen Williams y lo simulamos en Epanet.

4.8.3. Condiciones de operación de la bomba

A partir del análisis hidráulico del sistema de impulsión se definieron las condiciones de operación que debe cumplir la bomba para transportar el agua desde la captación hasta el tanque de almacenamiento.

Del fabricante de la bomba obtenemos los distintos modelos y sus especificaciones para poder elegir la que más conviene al proyecto teniendo tres opciones que cumplen con la carga del sistema y el caudal a bombear; elegimos el modelo DC1-1/2 el cual trabaja a 3600 RPM.

Figura 27. Especificaciones de la bomba



Fuente: catálogo de Franklin Water Pumps.

Con esta información podemos calcular la velocidad especifica de la bomba

$$N_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} = \frac{3600\ \text{rpm}\sqrt{141.80\ gpm}}{(60.32\ \text{m})^{3/4}} = 1980.46\ \text{rpm}$$

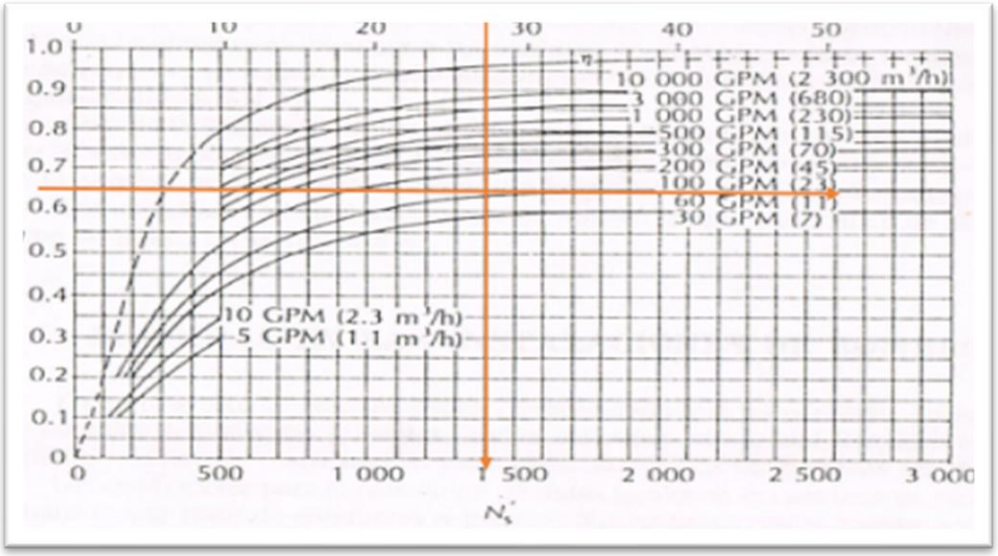
El tipo de bomba según el cuadro le corresponde a una bomba de flujo radial. Si vemos en el gráfico, también nos da una bomba tipo radial.

Tabla 39. Tipos y velocidades de bomba.

Tipo de bomba	Velocidad específica
Radial	Menor de 4000
Mixto	Entre 4000 y 8000
Axial	Más de 8000

Fuente: elaboración propia.

Figura 28. Curva de eficiencia de sedimentación.



Fuente: elaboración propia

Para determinar la potencia se necesita conocer la eficiencia de la bomba, que puede obtenerse de la figura, para valores de Ns =2074.06 rpm y Q=141 gpm, se valora con una eficiencia de η= 66%.

$$\boldsymbol{P_{bomba}} = \frac{\boldsymbol{\gamma HQ}}{75\boldsymbol{\eta}} = \frac{1000(60.32)(0.0089)}{75(0.66)} = 10.90\ \boldsymbol{HP}$$

La presión manométrica en el ojo del impulsor se obtiene aplicando la ecuación de Bernoulli entre la toma y dicho punto:

$$\frac{P_S}{\gamma} = H_{ES} - \left(\frac{{v_s}^2}{2g} + hp_s\right)$$

$$\frac{\boldsymbol{P_s}}{\boldsymbol{\gamma}} = 3.06 - \left(\frac{8(0.00492)^2}{\boldsymbol{g\pi}^2(0.102)^4} + 0.1286\right) = 2.91\ \boldsymbol{m}$$

Para conocer la presión absoluta basta agregar a este valor el de la presión atmosférica, que se define a partir de la carga barométrica y la presión atmosférica que está en función de la altura sobre el nivel del mar:

$$\boldsymbol{H_{bar}} = 10.33 - \frac{630}{900} = 9.63\ m$$

Interpolamos de la tabla con el valor de la cota de 630 msnm, obteniendo a partir del despeje de la ecuación el valor de la carga barométrica, variando levemente dicho valor:

Tabla 40. Variación de la presión atmosférica en función de la altitud.

Altitud (msnm)	Presión (atm)
0	1
250	0.971
500	0.942
750	0.914
1000	0.887
1250	0.86

Fuente: elaboración propia.

$$\boldsymbol{P_{bar}} = \boldsymbol{P_{atm}}\boldsymbol{e}^{-\mathbf{z}/8000} = (101325)\boldsymbol{e}^{-(630/8000)} = 93651\ \boldsymbol{Pa} \rightarrow \boldsymbol{H_{bar}} = \frac{\boldsymbol{P}}{\boldsymbol{\gamma}} = \frac{93651.76}{1000(9.81)} = 9.55\ \boldsymbol{m}$$

$$\left(\frac{\boldsymbol{P_s}}{\boldsymbol{\gamma}}\right)_{\boldsymbol{abs}} = 9.55 + 2.91 = \boldsymbol{12.46\ m}$$

Determinando la curva característica del proyecto seria con la línea piezométrica dejando la ecuación en función del caudal:

$$\boldsymbol{H = H_{ET} + \left[\left(\sum k + 1\right)\frac{8Q^2}{g\pi^2 {D_S}^4} + \lambda\frac{L}{{D_S}^5}\frac{8Q^2}{g\pi^2}\right] + \left[\left(\sum k + 1\right)\frac{8Q^2}{g\pi^2 {D_I}^4} + \lambda\frac{L}{{D_I}^5}\frac{8Q^2}{g\pi^2}\right]}$$

Dado que los diámetros de succión e impulsión son iguales esta ecuación se puede acortar esta ecuación:

$$\boldsymbol{H = H_{ET} + \left[\left(\sum k + 1\right)\frac{8Q^2}{g\pi^2 D^4} + \lambda\frac{L}{D^5}\frac{8Q^2}{g\pi^2}\right]}$$

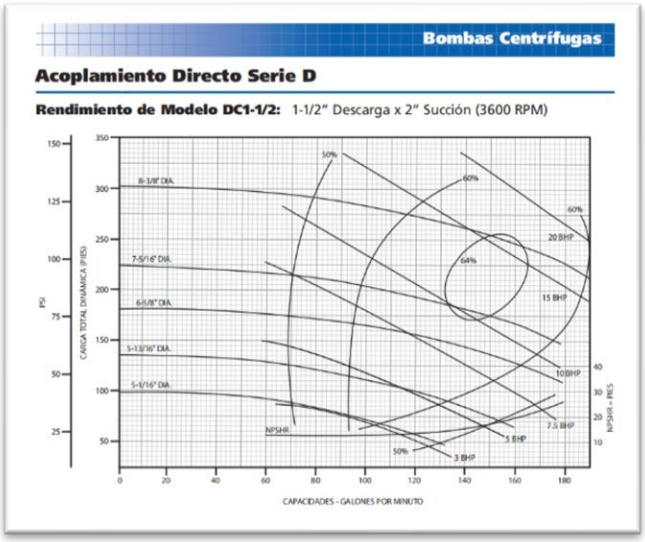
$$\boldsymbol{H} = 48.473 + \left[\left(\frac{1}{1000^2}\right)[3(0.90) + 0.2 + 0.80 + 0.20 + 3 + 0.1 + 1 + 0.2 + 3 + 5 + 1]\frac{8\boldsymbol{Q}^2}{\boldsymbol{g\pi^2}(0.102)^4} + (0.020)\frac{659.8+10.1}{(0.102)^5}\frac{8\boldsymbol{Q}^2}{\boldsymbol{g\pi^2}}\right]$$

Resultando en la ecuación de la curva característica del proyecto:

$$\boldsymbol{H} = 48.473 + 0.2696\, Q^2$$

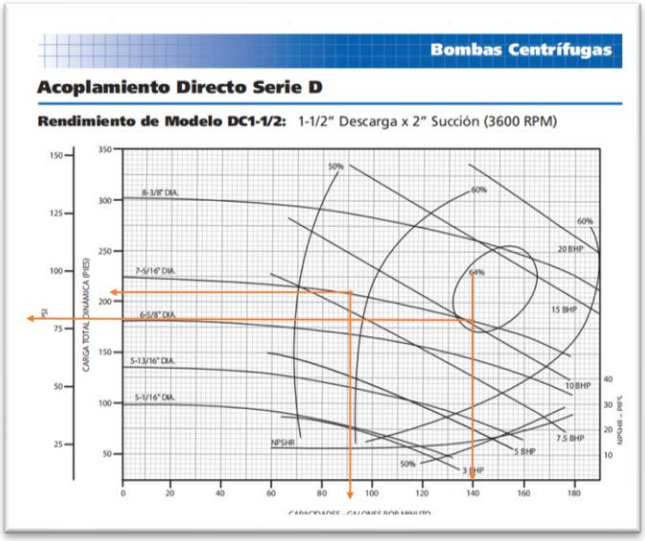
Ahora tenemos la curva de la bomba, pero no su ecuación hay que elegir una curva y hacer matrices para poder interceptarla con la curva del proyecto:

Figura 29. Curva de rendimiento de la bomba.



Fuente: catálogo de Franklin Water Pumps.

Figura 30. Intercepción para ecuación de curva característica.



Fuente: catálogo de Franklin Water Pumps.

Necesitamos que quede en función al caudal y encontrar los valores: A, B y C. Sacando valores de la curva hacemos una tabla para posteriormente escribirlas de forma de la siguiente ecuación:

$$Hm = AQ^2 + BQ + C$$

Q (LPS)	Hm (m)
1.26	67.86
6.31	62.53
8.83	55.51

$$Hm = A(1.26)^2 + B(1.26) + C = 67.86$$

$$Hm = A(6.31)^2 + B(6.31) + C = 62.53$$

$$Hm = A(8.83)^2 + B(8.83) + C = 55.51$$

$$Hm = \begin{bmatrix} 1.59 & 1.26 & 1 \\ 39.80 & 6.31 & 1 \\ 78 & 8.83 & 1 \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} 67.86 \\ 62.53 \\ 55.51 \end{pmatrix}$$

Invertimos la matriz y multiplicamos la matriz vectorial de las alturas manométricas así obtenemos los valores A, B y C:

$$\begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.026 & -0.079 & 0.052 \\ -0.396 & 0.793 & -0.396 \\ 1.458 & -0.875 & 0.417 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 67.86 \\ 62.53 \\ 55.51 \end{pmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.228 \\ 0.665 \\ 67.38 \end{Bmatrix}$$

Quedando la ecuación de la curva característica de la bomba de la siguiente forma:

$$Hm = AQ^2 + BQ + C$$

$$\boldsymbol{Hm = -0.228Q^2 + 0.665Q + 67.386}$$

Resolviendo las ecuaciones de la curva de la bomba y la curva característica del proyecto, como ecuaciones simultaneas, se encuentra que el punto de operación es la intersección entre estas dos curvas.

$$-0.228Q^2 + 0.665Q + 67.386 = 48.473 + 0.269Q^2$$

$$-0.228Q^2 - 0.269Q^2 + 0.665Q + 67.386 - 48.473 = 0$$

$$.-0.4976Q^2 + 0.665Q + 18.913 = 0$$

$$ax^2 + bx + c = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$Q = \frac{-0.665 \pm \sqrt{(0.665)^2 - 4(-0.4976)(18.913)}}{2(-0.4976)}$$

Teniendo dos resultados:

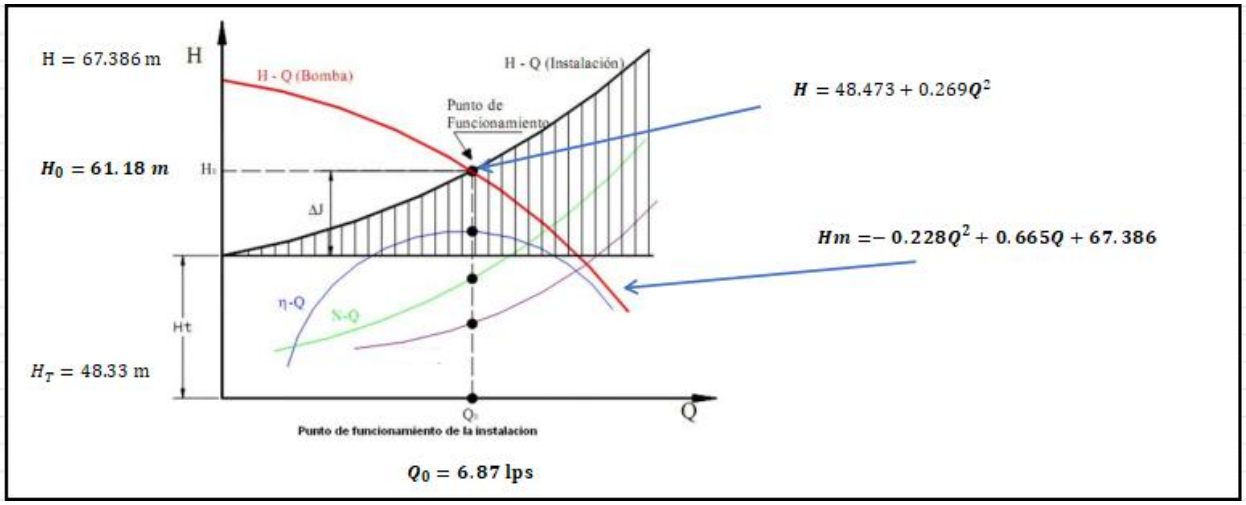
$$\boldsymbol{Q = 6.87\ lps}$$

Este será el punto de operación cuya carga se obtiene al evaluar el caudal en la curva del proyecto:

$$Hm(Q) = 48.473 + 0.269(6.87)^2 = 61.18\,m$$

Eso significa que a partir de este caudal la bomba operará

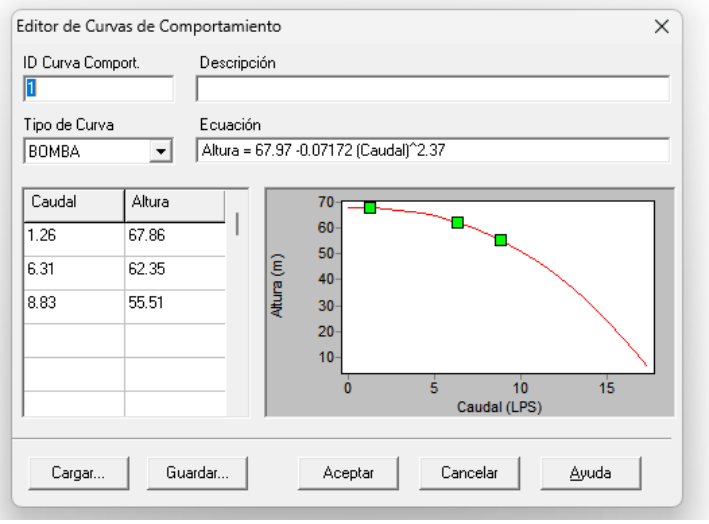
Figura 31. Ecuación de la curva de la bomba vs curva característica



Fuente: elaboración propia.

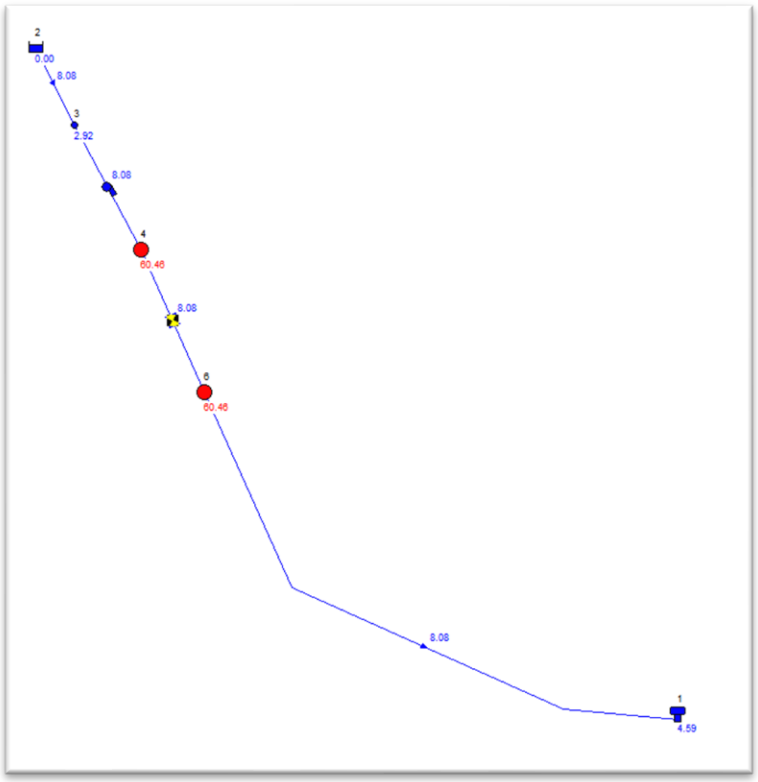
La simulación en EPANET para la condición de bombeo contra tanque, se obtienen resultados que permiten evaluar el comportamiento hidráulico del sistema, verificando presiones, caudales y el adecuado funcionamiento de la bomba y el tanque, lo cual es fundamental para validar y optimizar el diseño, para el diseño del sistema de abastecimiento de la comunidad de Jucuapa Abajo, se obtuvieron los siguientes resultados:

Figura 32. Curva de comportamiento de la bomba



Fuente: elaboración propia

Figura 33. Simulación de la línea de conducción en EPANET.



Fuente: elaboración propia

Tabla 41. Estado hidráulico de los nudos de la red (simulación en EPANET)

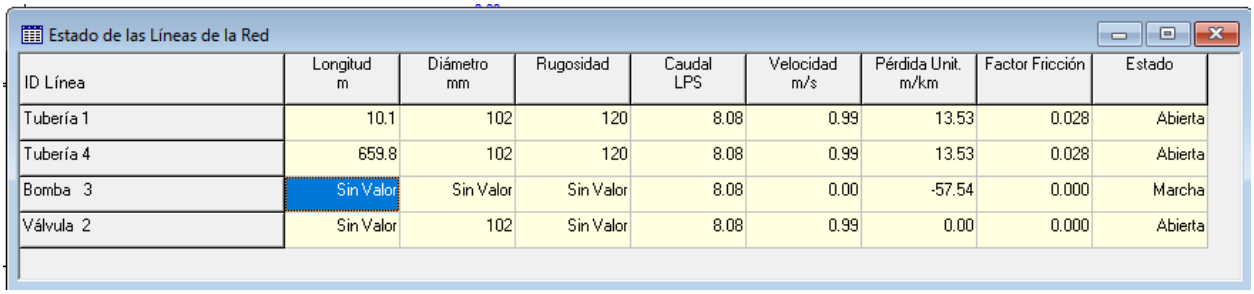
Estado de los Nudos de la Red

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Nudo 3	630	632.92	2.92
Nudo 4	630	690.46	60.46
Nudo 6	630	690.46	60.46
Embalse 2	633.06	633.06	0.00
Depósito 1	676.94	681.53	4.59

Fuente: elaboración propia

- Colocando una válvula para limitar el caudal en caso de ser necesario:

Tabla 42. Resultados de la simulación en EPANET al colocar una válvula



Estado de las Líneas de la Red

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km	Factor Fricción	Estado
Tubería 1	10.1	102	120	8.08	0.99	13.53	0.028	Abierta
Tubería 4	659.8	102	120	8.08	0.99	13.53	0.028	Abierta
Bomba 3	Sin Valor	Sin Valor	Sin Valor	8.08	0.00	-57.54	0.000	Marcha
Válvula 2	Sin Valor	102	Sin Valor	8.08	0.99	0.00	0.000	Abierta

Fuente: elaboración propia

4.8.4. Análisis de cavitación

Verificamos que la presión del agua en la entrada del impulsor de la bomba no descienda por debajo de la presión de vapor del agua. Si esto ocurriera, se formarían burbujas de vapor que posteriormente colapsan dentro del impulsor, produciendo el fenómeno conocido como cavitación, el cual puede generar vibraciones, pérdida de rendimiento y deterioro del equipo.

Para evitar este fenómeno se compara el NPSH disponible (NPSHD) del sistema con el NPSH requerido (NPSHR) por la bomba.

La estación de bombeo se encuentra a una elevación aproximada de 630 msnm, por lo que la presión barométrica expresada en columna de agua se calcula mediante:

$$H_{bar} = 10.33 - \frac{630}{900} = 9.63\ m$$

Este valor representa la presión atmosférica disponible que contribuye a alimentar la bomba.

La CNPSR a través de la curva de la bomba que otorga el fabricante y la carga total dinámica calculamos el coeficiente de Thomas seria:

$$\sigma = \frac{CNPS_R}{H} = \frac{3.810\ m}{60.323\ m} = 0.0632$$

La presión de evaporización depende de la temperatura del agua. Para una temperatura aproximada de 30 °C, se obtiene mediante el siguiente cuadro:

Tabla 43. Propiedades termo físicas del agua en función de la temperatura

Temperatura (°C)	Densidad ρ (kg/m^3)	Módulo de elasticidad K·10^3 (N/m^2)	Viscosidad dinámica $\mu 10^6$ (N·s/m^2)	Viscosidad cinematica $\nu \cdot 10^6$ (s/ʊ)	Tensión superficial σ (N/m)	Presión de vapor Pv (0PS)	Presión de vapor Pv (kPa)
0	999.8	1.98	1.787	1.785	0.0756	0.61	0.61
5	1000.0	2.05	1.518	1.518	0.0736	0.87	0.87
10	999.7	2.05	1.587	1.306	0.0746	1.23	1.23
15	999.1	2.10	1.307	1.140	0.0756	1.70	1.70
20	998.2	2.17	1.139	1.139	0.0725	2.23	2.23
25	998.2	2.22	1.002	1.003	0.0717	2.23	3.17
30	997.0	2.22	0.890	0.893	0.0785	3.33	4.24
35	995.7	2.25	0.798	0.800	0.0699	3.17	7.88
40	992.2	2.25	0.653	0.658	0.0681	7.98	7.38
50	988.1	2.29	0.547	0.658	0.0602	12.35	19.35
60	988.1	2.33	0.547	0.555	0.0662	18.92	10.34
70	983.2	2.58	0.466	0.474	0.0644	19.92	21.63
80	977.8	2.43	0.404	0.413	0.0644		21.63
90	965.3	2.38	0.363	0.474	0.0632		31.63
100	958.4	2.10	0.282	0.598	0.0589		38.64

Fuente: elaboración propia

$$P_v = 4.24\ KPa \ \rightarrow\ H_v = \frac{P_v}{\gamma_{agua}} = \frac{4.24\ x\ 10^3}{(1000)(9.81)} = 0.432\ m$$

4.8.4.1. Cálculo de CNPSD cuando HES= 3.06 m. (Datum en el eje de la bomba)

$$CNPS_D = \left[H_{bar} + H_{ES} - \left(\frac{V_s^2}{2g} + hp_{fs}\right)\right] - H_v$$

$$CNPS_D = \left[9.63 + 3.06 - \left(0.63 + \frac{8(0.00492)^2}{g\pi^2(0.102)^4}\right)\right] - 0.432$$

$$CNPS_D = 12.071\ m > CNPS_R = 3.81\ (no\ habrá\ cavitacion)$$

Esto indica que el sistema posee suficiente energía disponible en la succión para evitar la formación de cavitación.

4.8.4.2. Verificación mediante presión absoluta en el ojo del impulsor

También se verificó la presión absoluta en la entrada del impulsor mediante:

$$\frac{P_s}{\gamma} = H_{ES} - \left(\frac{V_s^2}{2g} + hp_s\right)$$

$$\frac{P_s}{\gamma} = 3.09 - \left(\frac{8(0.00492)^2}{g\pi^2(0.102)^4} + 0.148\right) = 2.873\ m$$

- La condición para evitar cavitación es:

$$\frac{P_s}{\gamma} + H_{bar} > H_v$$

$$2.873 + 9.63 = 12.50\ m > 0.432\ m\ \ (no\ habrá\ cavitacion)$$

- Esta condición también se cumple ampliamente.

Los resultados obtenidos muestran que el NPSH disponible es significativamente mayor que el NPSH requerido por la bomba, lo cual indica que el sistema opera con un margen de seguridad adecuado frente a la cavitación.

En consecuencia, no se presentará cavitación en la bomba durante su operación normal, garantizando un funcionamiento eficiente, estable y con menor riesgo de daños en el impulsor.

4.8.5. Golpe de ariete

Verificaremos la presión producida por el golpe de ariete teniendo en cuenta el diámetro de la tubería de 4 pulgadas (0.102 m), el espesor de la tubería el cual es de 4 mm (0.004 m), la velocidad del flujo de 1.10 m/s, módulo de elasticidad del material (PVC=2.8 x 10^8 kg/m^2) y el módulo de elasticidad del fluido (agua=2.08 x 10^8 kg/m^2)

- Primero determinamos la Celeridad que es la velocidad de propagación de ondas:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K\ \frac{D}{e}}}$$

- Relación módulo de elasticidad del fluido y la tuberia

$$K = \frac{K_{agua}}{E}$$

$$K = \frac{2.08\ x\ 10^8\ kg/m^2}{2.80\ x\ 10^8\ kg/m^2} = 0.7428$$

- Regresando a la ecuación:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.7428\ \frac{(0.102\ m)}{(0.004\ m)}}} = 1207.30\ m/s$$

- Periodo de propagación de onda:

$$T = \frac{2(659.80\ m)}{1207.30\ m/s} = 1.093\ s$$

- Carga producida por el golpe de ariete:

$$(\boldsymbol{T_p < T}) \qquad \frac{P_{GA}}{\gamma} = Hs = \frac{C * V}{g}$$

$$\frac{P_{GA}}{\gamma} = Hs = \frac{1207.30\ m/s * 1.10\ m/s}{9.81\ m/s^2} = 135.0387\ m$$

- Teniendo en cuenta la carga estática de impulsión la suma de ambas será la presión de diseño

$$H_{diseño} = H_{ED} + Hs$$

$$H_{diseño} = 51.39 + 135.0387 = 186.32\ m$$

Generalmente las tuberías están diseñadas para soportar hasta el 80% de su presión nominal, la cual suele ser aproximadamente 200 PSI (alrededor de 140 mca). Cuando en el sistema se presentan variaciones bruscas de presión, como las originadas por el cierre rápido de válvulas o la detención repentina de bombas, puede generarse el fenómeno conocido *como* golpe de ariete, el cual produce incrementos momentáneos de presión dentro de la tubería. Para evitar posibles daños estructurales o fallas en la red, se recomienda instalar válvulas de cierre lento que permitan una regulación gradual del flujo. Otra alternativa consiste en utilizar tuberías con mayor

capacidad de resistencia, por ejemplo, tuberías de 363 PSI, de manera que puedan soportar adecuadamente las sobrepresiones generadas y garantizar un funcionamiento seguro del sistema. Tubería seleccionada Clase PN25 con una presión aproximada de 363 PSI

4.9. Presiones hidrostáticas en los nodos

4.9.1. Determinación de clase de tuberías

Para analizar el comportamiento hidráulico del sistema de distribución, se realizó la determinación de las presiones hidrostáticas en los nodos de la red, considerando las condiciones de operación establecidas en el diseño. Este análisis permitió verificar que las presiones obtenidas se mantuvieran dentro de los rangos permitidos.

Tabla 44. Presiones hidrostáticas en los nodos.

nodo	1	2	3	4	5	6	7	T
cota (m)	669.00	640.00	647.00	654.00	626.50	645.00	668.00	675.59
$Z+\frac{P}{\gamma}$	680.21	680.21	680.21	680.21	680.21	680.21	680.21	680.21
$\frac{P}{\gamma}$	11.21 m	40.21 m	33.21 m	26.21 m	53.71 m	35.21 m	12.21 m	4.62
	15.95 psi	57.22 psi	47.26 psi	37.30 psi	76.43 psi	50.11 psi	17.38 psi	6.57 psi
	1.12 Kgf/cm2	4.02 Kgf/cm2	3.32 Kgf/cm2	2.62 Kgf/cm2	5.37 Kgf/cm2	3.52 Kgf/cm2	1.22 Kgf/cm2	0.46 Kgf/cm2
SDR	50	50	50	50	50	50	50	50
CLASE	50	50	50	50	50	50	50	50

Fuente: elaboración propia.

La determinación de la clase de tuberías se realizó considerando las presiones máximas que se presentan en los diferentes tramos del sistema de conducción y de la red de distribución. Este

proceso permite seleccionar tuberías que tengan la capacidad de resistir las cargas hidráulicas generadas durante la operación del sistema, incluyendo las presiones estáticas, dinámicas y posibles sobrepresiones. De esta manera se garantiza la seguridad, durabilidad y correcto funcionamiento de las tuberías a lo largo de la vida útil del sistema de abastecimiento de agua potable.

4.10. Cloración

Cabe destacar que en el país la demanda de cloro calculada para los sistemas de agua y saneamiento suelen estar entre los rangos de 2 mg/L y 3,5 mg/L de cloro total para producir 0,5 mg/L de cloro residual en el agua ya clorada, por 1 o tanto se define como una dosis "Normal: 3 mg/L" y en situaciones de emergencia se toma el máximo cloro admisible según (CAPRE, 1993), que es “Emergencia: 5 rnq/L"

Tabla 45. Dosificación de cloro.

Contenido existente en el afluente		Unidades	Símbolo
Amonio	0.15	mg/L	NH3
Hierro	0.006	mg/L	Fe2+
Manganeso	0.006	mg/L	Mn+
Sulfato	8.94	mg/L	SO2-4
Dureza Total	102.25	mg/L	CaCO3
Calcio	29.74	mg/L	Ca
Magnesio	6.82	mg/L	Mg
Bicarbonato	109.60	mg/L	
Carbonatos	0.4	mg/L	
Sodio	9.58	mg/L	Na
Potasio	2.4	mg/L	K
Flúor	0.08	mg/L	F

Fuente: CAPRE, 1993.

- Dosis de cloro para remoción de Amonio.

$$\frac{4.21\ mg/L}{1\ mg/L\ NH_3}(0.15\ mg/L\ NH_3) = 0.6315\ \ mg/L\ Ca(OCL)_2$$

- Dosis de cloro para remoción de Hierro (Fe^{2+}).

$$\frac{2.58\ mg/L\ Ca(OCL)_2}{1\ mg/L\ NH_3}(0.006\ mg/L\ Fe^{2+}) = 0.01548\ \ mg/L\ Ca(OCL)_2$$

- Dosis de cloro para remoción de Manganeso (Mn^{+}).

$$\frac{2.60\ mg/L\ Ca(OCL)_2}{1\ mg/L\ NH_3}(0.006\ mg/L\ Fe^{2+}) = 0.0156\ mg/L\ Ca(OCL)_2$$

- Dosis de cloro para remoción de compuestos

$$D.Componentes = 0.6315 + 0.01548 + 0.0156 = 0.66258\ mg/L\ Ca(OCL)_2$$

Determinación de la dosis de cloro para remoción de Microorganismos considerando la Temperatura 25° en el sitio y una concentración de microorganismos de 1500 NMP determinamos la velocidad cinética del cloro en el agua (K)

$$K = K_{20} * (1+\theta)^{(T-20)} = 0.1 * (1+0.07)^{(25-20)}$$

$$K = 0.1 * (1+0.07)^{(25-20)} = 0.1402\ min^{-1}$$

Seleccionamos un valor de LRV igual a 3 y calculamos la concentración de microorganismos en el efluente:

$$LRV = log_{10}\left(\frac{N}{N_0}\right) = log_{10}\left(\frac{concentración\ de\ microorganismos\ en\ el\ efluente}{concentración\ de\ microorganismos\ del\ afluente}\right)$$

$$concentración\ de\ microorganismos\ en\ el\ efluente = \frac{concentración\ de\ microorganismos\ del\ afluente}{10^{LRV}}$$

$$concentración\ de\ microorganismos\ en\ el\ efluente = \frac{1500\ {}^{NMP}/_{100\ ml}}{10^3}$$

$$concentración\ de\ microorganismos\ en\ el\ efluente = 1.5\ {}^{NMP}/_{100\ ml}$$

- Concentración de desinfectante

$$\frac{\left(\log_{10}\left(\frac{N}{N_0}\right)\right)}{-\mathrm{K} * \mathrm{t}} = \mathrm{C}^n$$

$$\mathrm{C} = \frac{\left(\log_{10}\left(\frac{1.5}{1500}\right)\right)}{-0.1402\ min^{-1} * 30\ \mathrm{min}} = 0.713\ mg/L\ Ca(OCL)_2$$

- Dosis total demandada se efectúa la siguiente ecuación:

$$\sum [Ca(OCL)_2] = D.Componenetes + D.R.Microorganismos + D.Cloro\ Residual$$

$$\sum [Ca(OCL)_2] = (0.66258 + 0.713 + 1) mg/L\ Ca(OCL)_2 = 2.376\ mg/L\ Ca(OCL)_2$$

Según el resultado final se necesitarán 2.376 mg/L de $Ca(OCL)_2$ para desinfectar el agua y preservar la dosis de cloro residual.

4.11. Caudal ecológico

Para garantizar la conservación del ecosistema del río, se establece un caudal ecológico equivalente al 10 % del caudal medio de la fuente, el cual debe mantenerse circulando aguas abajo de la captación. Este criterio permite asegurar que la extracción de agua para el sistema de abastecimiento no afecte significativamente las condiciones ambientales ni el equilibrio natural del cuerpo de agua:

$$Q_e = (Q_m) * (0.10)$$

$$Q_e = (137.99\ lps) * (0.10) = 13.80\ lps$$

Del cálculo realizado se obtiene un caudal ecológico de 13,80 l/s, valor que corresponde al 10% del caudal medio del río, estimado en 137,99 l/s. Este caudal deberá mantenerse circulando aguas abajo de la obra de captación con el fin de preservar las condiciones naturales.

4.12. Presupuesto de la obra

Tabla 46. Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Jucuapa Abajo, Matagalpa.

ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA Y SUB-ETAPA	U/M	CANTIDAD	MANO DE OBRA	PRECIO DE VENTA COMERCIAL	COSTO TOTAL
1		**PRELIMINAR**					**C$103,912.78**
	1.1	LIMPIEZA INICIAL					C$62,683.27
		LIMPIEZA MANUAL INICIAL	M²	2,542.93	C$22,564.84	C$24.65	C$62,683.27
	1.2	TRAZO Y NIVELACIÓN					C$41,229.50
		TRAZO DE EJE DE TUBERÍA DE AGUA POTABLE (INCLUYE ESTACAS DE MADERA), (NO INCLUYE EQUIPO DE TOPOGRAFÍA)	ML	2,049.18	C$179,645.69	C$20.12	C$41,229.50
2		**LÍNEA DE CONDUCCIÓN**					**C$109,676.00**
	2.1	TUBERÍA DE DE DIÁMETRO	M²				C$3,612.65
		TUBERÍA DE PVC ⌀= (SDR-26) (NO INCLUYE EXCAVACIÓN) (JUNTA CEMENTADA)	C/U	117.60	C$23,806.02	C$24.98	C$2,937.65
		CODO LISO PVC DE 45" POR DE DIÁMETRO	C/U	3.00	C$14,119.82	C$225.00	C$675.00
		PEGAMENTO PVC EN HUMEDO 1/4 GL	C/U	7.00			C$0.00
	2.2	VÁLVULAS Y ACCESORIOS					C$106,063.35

		BLOQUE DE REACCIÓN DE CONCRETO PARA ACCESORIOS MENORES A 6"	C/U	12.00	C$1,421.65	C$170.32	C$2,043.84
		VÁLVULA DE CHECK DE HIERRO FUNDIDO ⌀= EXTREMOS BRIDADOS	C/U	3.00	C$4,001.02	C$18,235.65	C$54,706.95
		VÁLVULA DE AIRE Y VACÍO DE PLÁSTICO ⌀ = 1" CON DIÁMETRO DE SALIDA LATERAL = (NO INCLUYE EXCAVACIÓN)	C/U	3.00	C$1,125.74	C$7,618.26	C$22,854.78
		CAJA PARA PROTECCIÓN DE VÁLVULA HECHA DE TUBO DE PVC ⌀= (SDR-41) (NO INCLUYE EXC)	C/U	6.00	C$403.25	C$1,845.69	C$11,074.14
		CAJA PARA PROTECCIÓN DE VÁLVULA HECHA DE TUBO DE PVC ⌀= (SDR-41) (NO INCLUYE EXC)	C/U	6.00	C$1,007.18	C$2,563.94	C$15,383.64
3		**RED DE DISTRIBUCIÓN**					**C$603,641.84**
	3.1	INSTALACIÓN DE TUBERÍA					C$603,641.84
		RELLENO Y COMPACTACIÓN MANUAL	M²	4,338.78	C$142,182.65	C$16.46	C$71,416.29
		EXCAVACIÓN PARA TUBERÍAS	M²	4,338.78	C$214,281.29	C$120.00	C$520,653.42
		TUBERÍA PVC ⌀ = (SDR-26) CON EMPAQUE ELASTOMERICA	C/U	358.61	C$125,539.00	C$20.00	C$7,172.13
		CODO LISO PVC DE 45° POR 2" DE DIÁMETRO	C/U	10.00		C$40.00	C$400.00
		TEE LISA DE 2" DE DIÁMETRO	C/U	8.00		C$95.00	C$760.00

		BLOQUES DE REACCIÓN DE CONCRETO DE 3000 PSI SIN REFUERZO (INCLUYE EXCAVACIÓN, FORMALETA Y RELLENO)	C/U	9.00		C$360.00	C$3,240.00
4		**TANQUE DE ALMACENAMIENTO**					**C$1,040,554.57**
	4.1	MOVIMIENTO DE TIERRA PARA TANQUE DE ALMACENAMIENTO	M²				C$311,016.00
		EXPLOTACIÓN O CORTE (MANUAL) EN BANCO DE PRÉSTAMO	M²	300.00	C$120.74	C$182.36	C$54,708.00
		RELLENO Y COMPACTACIÓN MANUAL	M²	300.00	C$85.19	C$189.56	C$56,868.00
		REVESTIMIENTO DE MATERIAL SELECTOS, ESPESOR 0.25M (INCLUYE ACARREO DE MATERIAL @ 5 KM)	M²	300.00	C$162.46	C$336.60	C$100,980.00
		EXCAVACIÓN MANUAL EN TERRENO NATURAL	M²	300.00	C$95.87	C$190.00	C$57,000.00
		ACARREO MANUAL DE TIERRA SUELTA CON CARRETILLA A DIST = 0 A 35 M)	M²	300.00	C$76.48	C$138.20	C$41,460.00
	4.2	TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE MAMPOSTERIA					C$729,538.57
		TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE CONCRETO CICLOPEO DE LTS (INCLUYE PINTURA)	C/U	1.00	C$715,984.23	C$538,126.52	C$538,126.52

		VÁLVULA DE PASE DE GAVETA DE BRONCE DIAM=2" CON PROTECTOR DE TUBO DE HIERRO GALVANIZADO (INCL EXCAVACIÓN)	C/U	2.00	C$3,795.96	C$9,231.89	C$18,463.78
		TUBERÍA DE HIERRO GALVANIZADO DIAM=2" (NO INCLUYE EXCAVACIÓN)	ML	15.00	C$573.21	C$1,336.95	C$20,054.21
		CAJA DE REGISTRO DE CONCRETO DE 2500 PSI DE 0.80m X 0.80m. H=0.60m	C/U	2.00	C$2,305.29	C$5,165.26	C$10,330.52
		RESPIRADERO DE TUBO DE HG DIAM= (INCLUYE ACCESORIOS)	C/U	8.00	C$983.38	C$3,765.26	C$30,122.08
		CODO HG DE X 90°	C/U	8.00	C$394.65	C$926.35	C$7,410.80
		IMPERMEABILIZACIÓN DE PAREDES DE TANQUE DE CONCRETO CICLOPEO CON SIKADUR -32T	M²	75.21	C$482.47	C$1,208.50	C$90,891.29
		PINTURA DE ACEITE PARA PAREDES EXTERIOR DE TANQUE	M²	123.65	C$84.12	C$114.35	C$14,139.38
5		**FUENTE Y OBRA DE TOMA**					**C$1,218,504.65**
	5.1	OBRAS DE CAPTACIÓN Y ESTACIÓN DE BOMBEO					C$26,489.98
		OBRA DE CAPTACIÓN Y ESTACIÓN DE BOMBEO	C/U	1.00	C$86,156.00	C$26,489.98	C$26,489.98
	5.2	CASETA DE CONTROL					C$195,983.75
		CASETA DE MAMPOSTERÍA CONFINADA + CUBIERTA TECHO. ÁREA 2.15M X 3.15, CONTROLES ELÉCTRICOS Y CLORACIÓN		1.00	C$151,156.82	C$195,983.75	C$195,983.75

	5.3	INSTALACIONES ELÉCTRICAS					C$996,030.92
		PANEL ELÉCTRICO AUTOMÁTICO CON LOGO CON PROGRAMA DE TRABAJO INTEGRADO CON TODAS SUS PROTECCIONES PARA EQUIPO DE BOMBEO DE 10 HP 230V TRIFÁSICO	C/U	1.00		C$103,598.84	C$103,598.84
		VARIADOR DE FRECUENCIA TRIFÁSICO 230V DE 20HP	C/U	1.00		C$235,126.23	C$235,126.23
		BANCO DE TRANSFORMADOR DE 1 X 25 KVA 120/240V/14.4V (INCLUYE ESTRUCTURA)	C/U	1.00		C$102,965.73	C$102,965.73
		POSTE DE CONCRETO CÓNICO, DE 40 FT 300DAN. (NO INCL ESTRUCTURA ELÉCTRICA)	C/U	6.00		C$5,059.32	C$30,355.92
		CABLE ACSR #1/0 (LÍNEA PRIMARIA)	ML	3,000.00		C$173.82	C$521,460.00
		CABLE TRIPLE #1/10 X 3 (ACOMETIDA)	ML	20.00		C$126.21	C$2,524.20
							C$0.00
6		**CONEXIONES**					**C$55,527.50**
	6.1	CONEXIONES DOMICILIARES					C$55,527.50
		CONEXIÓN DOMICILIAR CON ABRAZADERA O SILLETA LISA DE PVC DE 2" X 1/2" PARA AGUA POTABLE (INCL MEDIDOR)(NO INCL EXCAV)	C/U	70.00	C$7,689.89	C$432.00	C$30,240.00

		CONECIÓN DOMICILIAR CON TEE PVC 1 1/2" X 1/2" PARA AGUA POTABLE (NO INCL MEDIDOR) INCL EXCAV	C/U	70.00	C$6,794.37	C$361.25	C$25,287.50
7		**PLANTA DE PURIFICACIÓN**					**C$115,910.46**
	7.1	EQUIPO DE CLORACIÓN (COMPLETO)					C$115,910.46
		CLORADOR (DOSIFICADOR DE CLORO) PARA AGUA POTABLE				C$106,786.65	C$106,786.65
		CAJA DE REGISTRO DE LADRILLO CUARTERÓN 2" X 6" X 12" DE 0.60M, H=0.80				C$9,123.81	C$9,123.81
COSTO DIRECTO DEL PROYECTO							**C$3,247,727.79**
		COSTOS INDIRECTOS DE OPERACIÓN (15%)					C$487,159.17
		IVA (15%)					C$487,159.17
		IMPUESTOS MUNICIPALES (1%)					C$32,477.28
		IMPREVISTOS (10%)					C$324,772.78
		ADMINISTRACIÓN Y UTILIDADES (15%)					C$487,159.17
		COSTO TOTAL DEL PROYECTO					**C$5,066,455.36**

Fuente: elaboración propia

Tabla 47. Tabla resumen costos de etapas

ETAPA	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA Y SUB-ETAPA	COSTO TOTAL
1	**PRELIMINAR**	**C$103,912.78**
2	**LÍNEA DE CONDUCCIÓN**	**C$109,676.00**
3	**RED DE DISTRIBUCIÓN**	**C$603,641.84**
4	**TANQUE DE ALMACENAMIENTO**	**C$935,523.90**
6	**CONEXIONES**	**C$55,527.50**
7	**PLANTA DE PURIFICACIÓN**	**C$115,910.46**
COSTO TOTAL DEL PROYECTO DE AGUA POTABLE		**C$765,266.06**
COSTOS INDIRECTOS DE OPERACIÓN (15%)		C$487,159.17
IVA (15%)		C$487,159.17
IMPUESTOS MUNICIPALES (1%)		C$32,477.28
IMPREVISTOS (10%)		C$324,772.78
ADMINISTRACIÓN Y UTILIDADES (15%)		C$487,159.17
COSTO TOTAL DE LA OBRA		**C$5,066,455.36**

Fuente: elaboración propia

Capítulo V:

Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones

5.1.1. Mediante las encuestas aplicadas en la comunidad de Jucuapa Abajo, se determinó el tipo de vivienda predominante, el nivel de escolaridad y el acceso a los servicios básicos de sus habitantes. Esta información permitió evaluar las condiciones socioeconómicas actuales y plasmar la necesidad del proyecto de abastecimiento de agua potable.

5.1.2. La población proyectada se estimó mediante el método geométrico por viviendas, debido a que la comunidad no ha alcanzado su desarrollo máximo y no presenta una tasa de crecimiento fija. La proyección se realizó para un período de diseño de 20 años, conforme a la NTON 09 007-19, asegurando criterios técnicos adecuados para el dimensionamiento del sistema.

5.1.3. Mediante la evaluación de la fuente superficial y el proceso de toma de muestras del río Jucuapa, analizadas en los laboratorios de PIENSA UNI, se determinó que el recurso hídrico disponible es suficiente para abastecer a la comunidad durante el período de diseño. Asimismo, los análisis de calidad confirmaron que el agua cumple con los requisitos establecidos por el INAA según la NTON 09 007-19, por lo que únicamente requiere tratamiento de desinfección por cloro para su potabilización.

5.1.4. El estudio y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad “Jucuapa Abajo, municipio de Matagalpa, departamento de Matagalpa”, se ha efectuado aplicando las “NORMAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO Y POTABILIZACIÓN DEL AGUA (NTON 09 007-19)”, emitidas por ANA (Autoridad Nacional del Agua), empleando los softwares de diseño EPANET y AutoCAD para el esbozo de la red, obteniendo como resultado los diagramas de presiones de red y nodos, así como, los planos de la red de distribución y del tanque de almacenamiento.

5.1.5. Se elaboró un presupuesto detallado que permitió estimar los costos directos e indirectos de inversión, así como los costos asociados a la operación del sistema. Esta estimación garantiza una base financiera clara para la ejecución del proyecto de abastecimiento de agua potable y contribuye a evaluar su viabilidad económica.

5.2. Recomendaciones

5.2.1. Implementar programas permanentes de capacitación dirigidos a la población sobre la correcta administración, operación y mantenimiento del sistema de agua potable. Es fundamental fortalecer la organización comunitaria para garantizar una gestión eficiente y sostenible del servicio. Asimismo, desarrollar campañas de educación ambiental orientadas al uso racional del agua, promoviendo hábitos de ahorro y concientización sobre la importancia del recurso hídrico para la salud y el desarrollo de la comunidad.

5.2.2. Promover e incentivar jornadas de reforestación, especialmente en las áreas aledañas a la fuente de abastecimiento y zonas de recarga hídrica, con el objetivo de proteger el caudal disponible y reducir riesgos de erosión y contaminación. La conservación de la cobertura vegetal contribuirá a mantener la cantidad y calidad del recurso durante el período de diseño del sistema.

5.2.3. Hay que recomendar que ENACAL establezca un plan de mantenimiento preventivo y correctivo del sistema, que incluya inspecciones periódicas, limpieza de estructuras, revisión de válvulas y control del sistema de desinfección. Esto permitirá asegurar la correcta funcionalidad del sistema durante el horizonte de diseño y prolongar su vida útil.

5.2.4. Fomentar la realización constante de aforos en las distintas temporadas del año y en caso de afectaciones climatológicas o alteraciones a los recursos hídricos para enriquecer los recursos investigativos en la zona de Jucuapa Abajo, al igual que estudios de calidad de agua en las épocas de invierno, verano y en caso de variaciones climáticas. A su vez, el desarrollo de estudios sobre el tipo de suelo tanto de Jucuapa Abajo como de zona aledañas para el futuro desarrollo de esta zona, ya que se cuenta con poca información sobre el tema.

Capítulo VI:

Bibliografía

6.1. Bibliografía

ANA. (2023). *NTON 09 007-19 Diseño de Sistemas de Abastecimiento. Agua Potable.* Managua.

CAPRE. (1993). *Norma Regional de Calidad de Agua.* San José.

ENACAL. (2022). *Informe de gestión institucional/cobertura de agua potable en Nicaragua.* Managua.

Energía, A. D. (Mayo de 2024). *Energistyrelsen*. Obtenido de Energistyrelsen: https://ens.dk/en/analyses-and-statistics/socio-economic-assessments?utm_source

FISE, F. d. (2021). *Manual para la determinación de la dosis del cloro en la desinfección de agua.* Managua.

Mascle-Allemand, A.-L. (2014). *Programa para el impulso de asociaciones público-privadas en estados mexicanos.* México.

Matagalpa, A. M. (2024.). *Informe sobre crecimiento poblacional en el departamento de Matagalpa y sus alrededores.* Matagalpa.

Network, E. C. (2020). *EU Cap Network*. Obtenido de EU Cap Network: https://eu-cap-network.ec.europa.eu/projects/practice-abstracts/socioeconomic-impact-evaluation_en?utm

OPS, O. P. (2020). *Análisis Sectorial de Agua Potable y Saneamiento de Nicaragua.* Managua.

PhD. Lanza Mejía, N. J. (2012). *Hidraúlica I.* Managua.

Quíspe Limaylla, A. (2004). *Evaluación Socioeconómica de Programas de Desarrollo.* México: Plaza y Valdés, S.A. de C.V.

Capítulo VII:

Anexos

7.1. Informe fotográfico del sitio del proyecto

Figura 34. Caseta de bombeo existente.



Fuente: elaboración propia.

Figura 35. Elementos de la caseta de bombeo existente.



Fuente: elaboración propia.

Figura 36. Tubería de la caseta de bombeo.



Fuente: elaboración propia.

Figura 37. Válvulas de la caseta de bombeo existente.



Fuente: elaboración propia.

Figura 38. Medición de ancho de río.



Fuente: elaboración propia.

Figura 39. Aplicación de método de cuerdas.



Fuente: elaboración propia.

7.2. Fichas técnicas

Tabla 48. Ficha técnica de la bomba seleccionada.

PVC - CLASE 250 (SDR - 17 - ASTM-2241)									
DIAMETRO NOMINAL		Diámetro	Diámetro	Espesor	Longitud		Peso	Presión de Trabajo	
Plg.	mm.	Interior	Exterior	Pared	Pies	m	Kg/tubo	PSI	Kg/cm²
3/4	18	23.53	26.67	1.570	20.00	6.10	1.06	250.00	17.60
1	25	29.48	33.40	1.96	20.00	6.10	1.64	250.00	17.60
1 1/4	31	37.18	42.16	2.49	20.00	6.10	2.64	250.00	17.60
1 1/2	38	42.58	48.26	2.84	20.00	6.10	3.45	250.00	17.60
2	50	53.21	60.33	3.56	20.00	6.10	5.39	250.00	17.60
2 1/2	62	64.45	73.03	4.29	20.00	6.10	7.88	250.00	17.60
3	75	78.44	88.90	5.23	20.00	6.10	11.70	250.00	17.60
4	100	100.84	114.30	6.73	20.00	6.10	19.35	250.00	17.60
6	150	148.46	168.28	9.91	20.00	6.10	41.92	250.00	17.60
8	200	19.3.28	219.08	12.90	20.00	6.10	71.09	250.00	17.60
10	250	240.95	273.05	16.05	20.00	6.10	110.13	250.00	17.60
12	300	285.75	323.85	19.05	20.00	6.10	154.99	250.00	17.60

Fuente: catálogo de Franklin Water Pumps.

Tabla 49. Ficha técnica de la tubería seleccionada.

SDR	Presion de trabajo, kgf/cm² (psi)	Presion de trabajo (mca)	Presion de ruptura psi	Selección de valvula ventosa según el diametro de la tuberia	
11.0	28.0 (400)	280	976.5		
13.5	22.4 (320)	224	775		
17.0	17.5 (250)	175		tuberia (plg)	valvula (plg)
21.0	(200)		620	3 – 10	2
26.0	11.2 (160)	112	496	12 – 16	3
32.5	8.8 (125)	88	387.5	18 – 22	4
41.0	7.0 (100)	70	310	24 – 36	6
50.0	5.6 (80)	56			

Fuente: catálogo de Durman CAM.

7.3. Calidad del agua

Tabla 50. Resultados del estudio de calidad de agua en laboratorios de PIENSA UNI

Programa de Investigación, Estudios Nacionales y Servicios del Ambiente

INFORME DE ENSAYO DE AGUAS NATURALES

FQAN-2509-0134.03
LA-PT-08.RT01

NOMBRE DEL CLIENTE	DIRECCIÓN DEL CLIENTE		TELEFONO
UNI-DACA	Diseño de Abastecimiento de agua potable en la comunidad de Jucuapa Abajo, Municipio de Matagalpa, Departamento de Matagalpa		NR
ATENCION	**CARGO**	**EMAIL**	**CELULAR**
Maurício José Cruz Guevara /Alex Eduardo Rios Leiva	Estudiantes	maujose@gmail.com	8160-7772

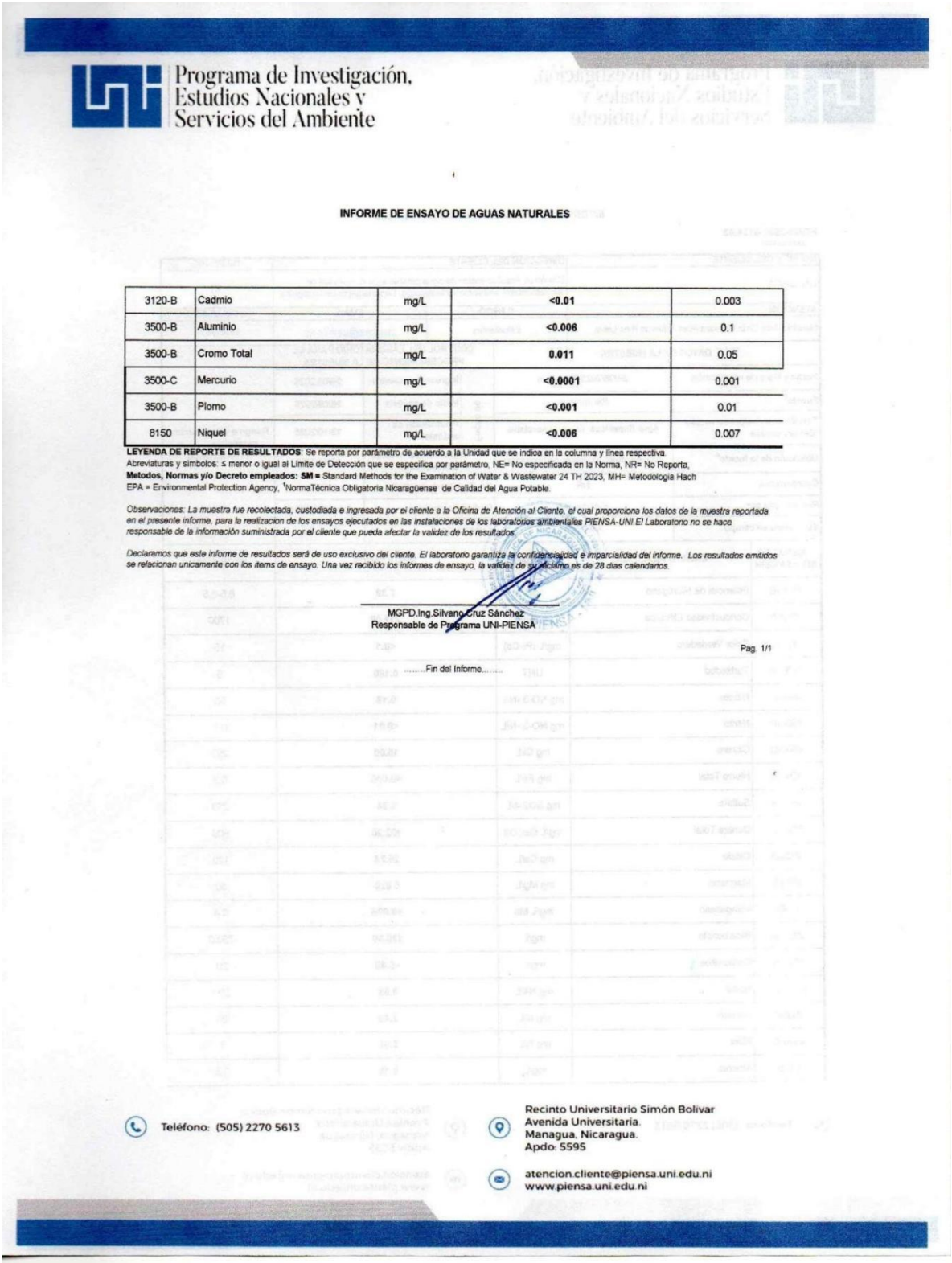
DATOS DE LA MUESTRA		CONTROL DEL LABORATORIO PARA EL PROCESAMIENTO DE LA MUESTRA			
Fecha y Hora de recolección	26/08/2025; 08:04 am	Fecha de	Ingreso de muestra	26/08/2025	Rango o valor máximo permisible o recomendado
Fuente#	Rio Jucuapa		Inicio de análisis	26/08/2025	
Tipo de muestra/preservación/ /Estado envase	Agua Superficial/ Térmica/ Aceptable		Finalización de análisis	13/10/2025	
Ubicación de la fuente#	Jucuapa abajo,Municipio de Matagalpa		Emisión del informe de resultados	13/10/2025	
Coordenadas	NR	No. Cadena de custodia		7202	
Recolectada por	Estudiantes	Código de muestra		LA-2508-0684	
Supervisor en campo	Alex Rios	Muestra No.		Tres (03)	

METODO SM // EPA/MH	ENSAYO REALIZADO	UNIDAD	RESULTADOS	NTON 03004
4500-B	Potencial de Hidrógeno	pH	**7.39**	6.5-8.5
2510-B	Conductividad Eléctrica	µS/cm	**211.00**	1700
2120-C	Color Verdadero	mg/L (Pt-Co)	**<0.1**	15
2130-B	Turbiedad	UNT	**0.180**	5
4500-B	Nitrato	mg NO-3 -N/L	**0.18**	50
4500-B	Nitrito	mg NO-2 -N/L	**<0.01**	0.1
4500-D	Cloruro	mg Cl/L	**10.00**	250
3500-B	Hierro Total	mg Fe/L	**<0.006**	0.3
4500-E	Sulfato	mg SO2-4/L	**8.94**	250
2340-C	Dureza Total	mg/L CaCO3	**102.25**	500
3500-B	Calcio	mg Ca/L	**29.74**	120
3500-B	Magnesio	mg Mg/L	**6.820**	60
8149	Manganeso	mg/L Mn	**<0.006**	0.4
2320-B	Bicarbonato	mg/L	**109.60**	750.0
2320-B	Carbonatos	mg/L	**<0.40**	20
ISE-121	Sodio	mg Na/L	**9.58**	200
3500-C	Potasio	mg K/L	**2.40**	30
4500-C	Flúor	mg F/L	**0.08**	1
8155	Amonio	mg/L	**0.15**	0.5

Teléfono: (505) 2270 5613
Recinto Universitario Simón Bolivar
Avenida Universitaria.
Managua, Nicaragua.
Apdo: 5595
atencion.cliente@piensa.uni.edu.ni
www.piensa.uni.edu.ni

Fuente: PIENSA UNI

Figura 40. Resultados del estudio de calidad de agua en laboratorios de PIENSA UNI



Programa de Investigación, Estudios Nacionales y Servicios del Ambiente

INFORME DE ENSAYO DE AGUAS NATURALES

3120-B	Cadmio	mg/L	**<0.01**	0.003
3500-B	Aluminio	mg/L	**<0.006**	0.1
3500-B	Cromo Total	mg/L	**0.011**	0.05
3500-C	Mercurio	mg/L	**<0.0001**	0.001
3500-B	Plomo	mg/L	**<0.001**	0.01
8150	Niquel	mg/L	**<0.006**	0.007

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva.
Abreviaturas y símbolos: ≤ menor o igual al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NE= No especificada en la Norma, NR= No Reporta,
Metodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 24 TH 2023, MH= Metodologia Hach
EPA = Environmental Protection Agency, [1]NormaTécnica Obligatoria Nicaragüense de Calidad del Agua Potable.

Observaciones: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada por el cliente a la Oficina de Atención al Cliente, el cual proporciona los datos de la muestra reportada en el presente informe, para la realizacion de los ensayos ejecutados en las instalaciones de los laboratorios ambientales PIENSA-UNI El Laboratorio no se hace responsable de la información suministrada por el cliente que pueda afectar la validez de los resultados.

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente. El laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe. Los resultados emitidos se relacionan unicamente con los items de ensayo. Una vez recibido los informes de ensayo, la validez de su reclamo es de 28 dias calendarios.

MGPD.Ing.Silvano Cruz Sánchez
Responsable de Programa UNI-PIENSA

Pag. 1/1

.....Fin del Informe.....

Teléfono: (505) 2270 5613

Recinto Universitario Simón Bolivar
Avenida Universitaria.
Managua, Nicaragua.
Apdo: 5595

atencion.cliente@piensa.uni.edu.ni
www.piensa.uni.edu.ni

Fuente: PIENSA UNI

7.4. Planos

7.5. Especificaciones técnicas

7.5.1. Pozo

7.5.1.1. Equipo de bombeo

El equipo de bombeo será de tipo no sumergible, considerando que la bomba con su motor eléctrico debe poseer un diámetro mínimo de 4 pulgadas.

7.5.1.1.1. Bomba.

El cuerpo de la bomba deberá ser fabricado en acero inoxidable, hierro dúctil o hierro fundido de grano fino, con una resistencia mínima de 30,000 psi. El material seleccionado deberá estar en relación directa con la carga total dinámica que la bomba desarrollará, garantizando la resistencia mecánica y durabilidad del conjunto. Esta deberá estar libre de imperfecciones como ampollas porosidades, picaduras o fisuras, y su maquinado deberá realizarse con precisión, cumpliendo con las dimensiones y tolerancias establecidas por el fabricante, para asegurar un ensamble correcto, estanqueidad y eficiencia hidráulica durante la operación.

El eje de la bomba deberá ser de acero inoxidable A582, clase 416, torneado y pulido, debidamente rectificado antes del ensamblaje de la unidad impulsora. La unión entre la bomba y el motor eléctrico será del tipo NEMA, garantizando una transmisión eficiente y segura. En la oferta deberá especificarse claramente el material de construcción de cada componente de la bomba, los cuales deberán coincidir con las especificaciones técnicas indicadas en este documento. La bomba deberá entregarse acompañada de su curva característica de operación, correspondiente a las mismas revoluciones del motor eléctrico con el cual se acoplará.

7.5.1.1.2. Motor.

El motor deberá ser del tipo trifásico, de inducción, jaula de ardilla. Tendrá montaje horizontal y se acoplará a la bomba mediante acoplamiento flexible o brida tipo NEMA, garantizando una transmisión alineada y eficiente. El motor deberá contar con carcasa cerrada con ventilación externa (TEFC) y un grado de protección mínimo IP55, adecuado para ambientes húmedos o con presencia de polvo.

Su aislamiento será clase F o superior, con factor de servicio no menor a 1.15, permitiendo tolerar sobrecargas momentáneas sin afectar su desempeño. La alimentación eléctrica será trifásica de 220/440 V, 60 Hz , con una velocidad nominal de 1750 o 3500 rpm , según la curva de operación de la bomba. El motor deberá ser de alta eficiencia (IE3 o equivalente NEMA Premium) y estar equipado con rodamientos sellados y lubricados para trabajo continuo. Asimismo, podrá operar **con** arranque directo, estrella-triángulo o mediante variador de frecuencia (VFD) para control de caudal y optimización energética.

7.5.1.1.3. Cable de alimentación.

El cable de alimentación del motor eléctrico que acciona la bomba centrífuga horizontal deberá ser adecuado para instalaciones en superficie, resistente a la intemperie, la humedad y las condiciones mecánicas del entorno. Cada conductor estará forrado con aislamiento termoplástico o termoestable tipo THHN/THWN o equivalente, diseñado para servicio continuo a 600 voltios y temperaturas de operación de hasta 90 °C.

Los conductores deberán ser de cobre electrolítico, con alta conductividad y recubiertos por una camisa externa de material resistente a la abrasión, aceites y agentes químicos. El cable deberá cumplir con las normas NEMA, UL y/o IEC aplicables para instalaciones industriales.

Asimismo, el cableado deberá dimensionarse según la potencia del motor y la distancia al tablero de control, evitando caídas de tensión excesivas y garantizando un funcionamiento eficiente y seguro del sistema. En caso de instalación a la intemperie, los conductores deberán ir canalizados o protegidos mediante tubería Conduit metálica o PVC, conforme a las normas eléctricas vigentes.

7.5.1.1.4. Válvula de retención vertical.

Las válvulas de retención vertical serán construidas de hierro dúctil GGG-50 o de un material tal que soporte el golpe de ariete del sistema de bombeo. Se deberá garantizar que no se descargue cuando el equipo de bombeo no esté operación. Serán de extremo roscado, diseñadas para presión de trabajo de 16 Bar (232 PSI) y una presión hidrostática mínima de 20,7 Bar (300 PSI). Esta deberá ser colocada en el extremo superior.

7.5.1.1.5. Codo de descarga.

El codo de descarga requerido consistirá en un plato soporte de 250 × 200 mm de diámetro exterior, con un espesor mínimo de 25 mm de HG, junto con un codo de 90° x 75 mm HG, el cual deberá tener la capacidad de soportar tanto la carga estática como la carga dinámica generada por el equipo de bombeo. Dicho plato soporte contará con orificios que permitirán la introducción del cable de alimentación eléctrica del motor, así como la instalación de una tubería PVC de 1 pulgada que será utilizada como tubo piezométrico para la medición de niveles o presiones. La tubería de columna se conectará directamente al codo de descarga mediante rosca, asegurando una unión segura y correctamente alineada con la línea de descarga del sistema de bombeo.

7.5.1.2. Válvula de compuerta con bridas.

Serán fabricadas conforme a las normas AWWA C-509, con hierro nodular (HN) que cumpla la normativa ASTM A-536, con compuerta de doble disco, asientos paralelos de bronce, vástago de bronce o acero inoxidable.

7.5.1.2.1. Válvula de retención horizontal (válvula check).

Deberá operar abierta, normalmente en condiciones de flujo normal. Cuando la presión de salida sea mayor a la presión aguas arriba, la válvula deberá cerrarse lentamente, controlando la velocidad de su apertura en prevención del golpe de ariete, Llevará colocadas en relieve el diámetro nominal, la presión nominal, el material, la marca de la fábrica y la fecha indicando el sentido de la corriente, tendrán interior y exteriormente un revestimiento protector. La presión de trabajo ser mínimo 200 psi. Las bridas serán conforme lo especifica AWWA C-508. Se recomienda utilizar la marca Apolo o el equivalente a esta.

7.5.1.3. Medidor maestro

El medidor maestro de agua será utilizado para medir el caudal de agua potable en las diferentes estaciones de bombeo del sistema de abastecimiento y deberá estar diseñado para operar bajo

las condiciones especificadas en estas especificaciones técnicas. Será del tipo medidor de velocidad con hélice propulsada, de esfera seca y lectura tipo recta con rodillos de cifras saltantes, cumpliendo en términos generales con las normas AWWA C-794-70. La indicación del totalizador contará con al menos seis rodillos de cifras; los primeros cinco rodillos indicarán metros cúbicos enteros hasta 99.99 m³, mientras que el sexto rodillo indicará décimas de metros cúbicos.

La indicación de las centésimas de metros cúbicos (10 litros) podrá realizarse mediante una aguja indicadora que gire en sentido horario sobre un círculo dividido en diez partes iguales o mediante un séptimo rodillo de cifra.

La totalización máxima será de 100,000 m³, y la lectura mínima será de diez litros. Los medidores contarán con bocas de unión solidaria a la caja, provistas de bridas del tipo redondo conforme a ASA B.16.1-1960 clase 125, especificando el diámetro y espesor de perforación, y cada boca traerá su respectivo compañero de brida (COMPANION FLANGE) con rosca hembra IP según ASA B.2.1-1960. Los ejes, piñones y cojinetes del tren de engranaje estarán fabricados con materiales durables y anticorrosivos; los piñones estarán correctamente sujetos, engranarán completamente entre sí y se deslizarán libremente, mientras que los cojinetes estarán firmemente afianzados para no abandonar su posición y podrán ser reemplazados con facilidad.

Los medidores deberán traer las siguientes marcas: el tamaño nominal estará indicado en alto relieve en ambos lados de la caja; la dirección de la corriente también estará fundida en alto relieve en ambos lados de la caja; la marca abreviada del fabricante junto con el número de fabricación se indicará en la tapa o en la cabeza, sobre el anillo de sujeción del cristal; y el sentido de la circulación estará igualmente fundido en alto relieve.

Además, los medidores deberán estar provistos de dispositivos para el sello de alambre, accesibles desde el exterior sin necesidad de desarmar el contador. Asimismo, contarán con una tapa protectora de bronce que cubra el cristal y que sea rebatible 180 grados para facilitar la lectura y el mantenimiento.

7.5.1.4. Manómetro de carga

El manómetro deberá ser adecuado para medir presiones entre 0 y 14 kg/cm², utilizando el sistema Bourdon. Será del tipo ASHCROTT DURAGAGE AND ACCESSORIES, iguales o

similares a los fabricados por Maming, Max Well, More, Inc. Stroford o Comertiend, USA, con escala circular de 4-1/2" de diámetro, carátula blanca y números negros, con lectura doble en kg/cm² y en metros de columna de agua. Además, estará provisto de un tubo de bronce fosforado, asegurando durabilidad y precisión en la medición.

7.5.2. Caseta de bombeo

7.5.2.1. Limpieza inicial

Esta sección comprende todo lo relacionado con remoción, desalojo y disposición final de todos los materiales producto de la limpieza y/o desbrozo de todas las áreas en donde se realizarán las obras definitivas del proyecto. Este trabajo comprende la eliminación y despeje del terreno de todos los árboles, arbustos, troncos, cercas vivas, matorrales y cualquier otra vegetación, además de tacones y hojarasca, para así facilitar el trabajo y evitar todo daño o deformación de la obra. Las labores de limpieza y desbroce se harán de una sola vez en toda el área de implantación de la caseta. Cabe hacer notar, que este parte no incluye la remoción de la capa vegetal.

7.5.2.2. Concreto

Deberá poseer un F'c = 150 kg/cm². Se utilizará en acera. El revenimiento máximo será de 12 cm. Se deberán cumplir las normas mínimas constructivas del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC). En la fabricación, transporte y colocación del concreto deberán de cumplirse todas las recomendaciones del American Concrete Institute (A.C.I), contenidas en el último informe del comité A.C.I. 301.

7.5.2.3. Materiales

7.5.2.3.1. Cemento

Deberá utilizarse en la preparación de mezclas de hormigón, será de una marca conocida de cemento Portland Tipo I, corresponderá en todo con las especificaciones ASTM C-150-09. Deberá llegar al sitio de la construcción del sistema en sus empaques originales y enteros, ser completamente fresco y no presentar señales de endurecimiento. Todo cemento dañado o ya

endurecido será rechazado por el supervisor. El cemento tendrá que ser almacenado en bodegas secas, sobre tarimas de madera, en estibas de no más de 10 sacos.

7.5.2.3.2. Agua

El agua a emplear en la mezcla de concreto deberá ser potable y limpia, y estar libre de grasas y aceites, de materia orgánica, sales, ácidos, álcalis o impurezas que puedan afectar la resistencia y propiedades físicas del concreto o del refuerzo. Deberá ser aprobada por el ingeniero supervisor.

7.5.2.3.3. Agregados

Entiéndase por agregados, la arena y la grava empleados en la mezcla de concreto, los cuales deberán ser clasificados según su tamaño, y deberán ser almacenados de forma ordenada para evitar que se revuelvan, se ensucien, o se mezclen con materiales extraños. Deben cumplir con todas las especificaciones de las normas ASTM para los agregados de concreto designación C-33-67. La grava deberá ser limpia, pura y durable, el tamaño máximo permitido de agregado grueso será de 1/5 de la dimensión mínima de la formaleta de los elementos, o de ¾ del espaciamiento libre entre varillas de refuerzo, según recomendaciones de la norma ACI-211.1-81.
La arena deberá ser limpia, libre de materia vegetal, mica, limo, materias orgánicas, etc. La calidad y granulometría de la arena debe ser tal que cumpla con los requisitos de las especificaciones ASTM C-33-59. Para que permita obtener un concreto denso sin exceso de cemento, así como de la resistencia requerida.

7.5.2.3.4. Bloques de concreto hueco

Tendrán un tamaño de 0.15m x 0.20m x 0.40m, color y textura uniforme. La resistencia mínima del bloque a la compresión será de Fy= 55 kg/cm2 (780 psi). El bloque deberá ser curado totalmente antes de salir de la fábrica y en el transporte se tomarán precauciones para evitar descascaramientos y fracturas. Los bloques deberán presentar superficies y cantos nítidos y duros. Sus dimensiones serán como se indiquen en los planos.

7.5.2.3.5. Repellos y finos

Este capítulo abarca todos los trabajos del proyecto que conlleve la actividad d repello y afinado de superficies, es aplicable a todos los elementos que componen el presente proyecto.

Deberá usarse recubrimientos en muros de bloque a base de mortero cemento-arena, proporción. 1: 4 (interior y exterior). El repello deberá protegerse bien contra secados muy repentinos y contra los efectos del sol y viento hasta que haya fraguado lo suficiente para permitir rociarlo con agua, se curará durante 7 días con abundante agua. El fino se aplicará a golpes de llana de madera, sobre la superficie repellada, dándole el espesor mínimo necesario para cubrir las desigualdades de la superficie, puliéndola enseguida. Las superficies deberán rociarse con agua por lo menos durante tres días.

7.5.2.3.6. Estructura de techo

Este trabajo comprende el suministro de equipo, mano de obra, materiales, herramientas y servicios necesarios para llevar a cabo la construcción de la estructura de techo de acuerdo con los planos constructivos y estas especificaciones.

7.5.2.3.7. Construcción

Durante la construcción de la viga corona, se deberán instalar las platinas con forma, dimensiones y sitios indicados. Al terminar el fraguado de la viga corona, las platinas deben de estar bien empotradas a la viga. Terminada esta actividad, se procederá a la pintura de la estructura, esperar que seque, y ya está lisa para recibir la cubierta de techo.

7.5.2.3.8. Cubierta de techo

Se suplirán todos los materiales, mano de obra y accesorios necesarios para construir los techos libres de filtraciones. El tipo de lámina a instalar deberá tener acero SAE100 de bajo contenido de carbón grado A, con límite de fluencia mínimo de 33000 psi acatando la normativa ASTM A-446, con un recubrimiento de 55% de aluminio, 43% zinc y 1.5% de silicio. Aluminizado por medio de un proceso de inmersión continúa. El calibre de la lámina deberá ser de clase 26. Esta lámina deberá tener al menos una capa de AZ50, equivalente a 0.1542 kg/m2 en ambas caras de la lámina.

7.5.2.3.9. Acabado y pintado

Se le dará dos manos de pintura anticorrosiva color rojo, esperando que la primera seque completamente para dar aplicación a la segunda capa, no deberán dejarse espacios sin pintar, la aplicación de estas capas deberá ser parejas, de tal forma que se observe una lámina lisa y uniforme de pintura y color.

7.5.2.3.10. Piso

Este acápite implica el suministro e instalación de todos los materiales y mano de obra necesarios para la correcta instalación y acabado de piso. El tipo de piso a utilizar es el tipo corriente, color rojo de 0.25m x 0.25m x 3.00m de espesor, mejor conocido como ladrillo terrazo. Los ladrillos deben ser colocados sobre la superficie ya nivelada, bien alineados y afirmados en su posición, ejerciendo ligeros golpes en el centro con un mazo de madera o caucho.

7.5.3. Suministro e instalación de tuberías y accesorios

Comprende el suministro de todos los materiales, herramientas, equipo, mano de obre y dirección técnica necesarios para instalar las tuberías, con válvulas y accesorios, de acuerdo con lo especificado en este acápite. Las actividades constructivas incluyen: replanteo topográfico, limpieza inicial, excavación, relleno y compactación, encofrado, arriostramiento de zanjas, remoción de agua, instalación de tuberías y accesorios, estructuras de aditamentos especiales.

7.5.3.1. Tuberías y accesorios de cloruro de polivinilo (PVC)

Toda la tubería plástica para instalar será tipo 1, grado 1 (14254-B) según lo estipula la ASTM D-1784 (Estándar Specification for Rigid Poly(vinyl) Chloride) (PVC) Compounds and Chlorinated Poly(Vinyl Chloride) (CPVC) Compounds La tubería deberá obtenida de acuerdo a las normas CS-256-71 o ASTM D-2241-73 “Tubería Plástica de Cloruro de Polivinilo (PVC)”. La tubería se adquirirá en piezas de longitud estándar de fabricación de 6 metros.

Los tubos que tengan un diámetro igual o inferior a 50 mm (2") deberán contar con extremos tipo espiga y campana, los cuales se conectarán utilizando juntas cementadas. Para realizar esta unión se empleará un cemento solvente, compuesto por una solución de PVC clase 1254-B, que debe cumplir con la norma ASTM D-2564-72. En cambio, los tubos con diámetros iguales o

superiores a 75 mm (3") se ensamblarán mediante una junta rápida (Push-on-joint), integrada al tubo y equipada con un empaque de hule.

Los accesorios fabricados en PVC deberán ser de tipo Cédula 41 y cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM D-2466-69. Por su parte, los accesorios que utilicen empaques de goma deberán ajustarse a la especificación ASTM D-3212 y estar diseñados para conectarse adecuadamente con las tuberías, conforme al sistema de unión que se haya elegido.

7.5.3.2. Tuberías y accesorios de Hierro Galvanizado (H°G°)

La tubería de hierro galvanizado será de tipo estándar, Cédula 41, y deberá cumplir con las normas ASTM 120-65 y ASTM A90-39. Se entregará en tramos de 6 metros, con roscas estándar en ambos extremos, junto con sus correspondientes elementos de unión. Estas uniones estarán conformadas por camisas de hierro galvanizadas con rosca estándar, diseñadas para acoplarse a los extremos de los tubos. Los accesorios de hierro galvanizado deberán cumplir con las especificaciones ASTM, contar con rosca hembra tipo IRON PIPE (IP), y estar fabricados para conectarse adecuadamente con tuberías de hierro galvanizado.

7.5.3.3. Válvulas

Todas las válvulas y accesorios deberán corresponder en tamaño a lo especificado en los planos. Siempre que sea factible, se procurará que los componentes del mismo tipo provengan de un único fabricante. Cada válvula y accesorio deberá tener grabado en una zona visible el nombre del fabricante, la dirección del flujo y la presión de operación, en letras moldeadas sobre la superficie de la pieza.

7.5.3.3.1. Válvulas de compuerta HF con conexiones de bridas

Las válvulas deberán ser fabricadas conforme a la norma AWWA C-509, utilizando hierro nodular (HN) que cumpla con los requisitos de la norma ASTM A-536. Contarán con puerta de doble disco, asientos paralelos de bronce y vástago elaborado en bronce o acero inoxidable. Estarán equipados con rueda de operación que cierre en el sentido horario, y tendrán un protector de recubrimiento tanto en su superficie interna como externa. Los extremos estarán provistos de

bridas según la norma AWWA C-111 para conexión con tubería de hierro fundido (HF), y también con extremos lisos para empalme con tubería de PVC. Estas válvulas deberán estar diseñadas para resistir una presión de trabajo de 250 psi. Se sugiere el uso de la marca Apolo o algún equivalente. Las válvulas con bridas se colocarán en los sistemas de bombeo y conexiones de tanque, mientras que los de extremos lisos se utilizarán en las líneas de conducción y redes de distribución.

7.5.3.3.2. Válvulas de compuerta de bronce

Las válvulas de 2” (50mm) de diámetros o menores, serán de bronce, tendrán extremos de rosca hembra que se unirán mediante adaptadores machos a las tuberías de PVC.

7.5.3.3.3. Válvulas de aire y vacío

Las válvulas de aire y vacío se instalarán en la línea de impulsión y estarán diseñadas para liberar eficientemente grandes volúmenes de aire acumulado en sistemas presurizados. El orificio de salida deberá tener un área igual o superior al orificio de entrada. La estructura de la válvula incluye cuerpo, tapa, deflector (bafle), flotador y asiento. El deflector tendrá como función proteger al flotador del impacto directo del aire y agua, evitando que se cierre de forma anticipada. El asiento deberá estar firmemente fijado a la tapa sin deformaciones y permitir su fácil extracción cuando requiera mantenimiento.

7.5.3.4. Juntas Dresser

Serán de Hierro Fundido y servirán de acople o unión directa entre los accesorios de H°.G°. de extremos lisos y los extremos maquinados de la tubería de PVC.

7.5.4. Instalaciones de tuberías y accesorios

7.5.4.1. Excavación de zanja

Las excavaciones de zanjas se realizarán de acuerdo con las dimensiones indicadas en los planos. El fondo de la zanja se conformará de tal forma que resulte un apoyo uniforme y continuo para la superficie inferior del tubo y óptimo para acomodar las campanas o juntas. La alineación de la tubería se hará de acuerdo con la línea indicada en los planos, o donde lo decida el

ingeniero a cargo, quien podrá ordenar cambios en la alineación donde lo estime conveniente. Si en el fondo de la zanja se encuentran materiales inestables tales como basura o materiales orgánicos, deberán ser removidos y sustituidos por material granular.

7.5.4.2. Instalación de válvulas

En los sitios indicados en los planos se instalarán válvulas de compuerta. Estas deberán instalarse sobre bases de concreto con varillas de anclaje de acuerdo con los detalles indicados en los planos. Toda válvula deberá ser instalada de tal forma que la tuerca para operar quede en posición vertical. Las cajas de protección de las válvulas se instalarán a nivel con la superficie del terreno.

7.5.4.3. Remoción de agua

Se utilizarán bombas u otro tipo de equipo para remover el agua de las zanjas u otras excavaciones. Se requiere que toda zanja se mantenga seca y no se permitirá que la tubería o alguna estructura sean colocadas en presencia de agua.

7.5.4.4. Relleno y compactación

Las zanjas no deberán rellenarse hasta que la tubería sea sometida a una prueba hidrostática. Para relleno solamente deberá usarse materiales seleccionados provenientes de la excavación. El relleno será colocado y apisonado en capas que no excedan los 10.0 cm. Si los materiales de la excavación no son aptos para el relleno, deberá colocarse material apto para este fin. No se permitirán piedras en el relleno alrededor del tubo y las piedras de más de 0.10 cm serán extraídas de todo relleno, lo mismo que madera, basura y materia orgánica.

7.5.4.5. Disposición de materiales excavados

Los materiales extraídos de la zanja serán colocados y dispuestos de tal manera que no obstruyan el tráfico de vehículos y peatones en los caminos o entradas a las casas.

7.5.4.6. Bloques de reacción

Deberán colocarse bloques de reacción en los puntos donde los accesorios (tee, reductores, codos, etc.) sean de diámetro de 2" o mayor. Todos los bloques de reacción se construirán en tierra firme y las dimensiones de estos deberán estar de acuerdo con lo indicado en los planos.

7.5.4.7. Restauración de superficies

Deberá restaurarse a su condición original toda superficie removida durante la ejecución de la obra, incluyendo calles, caminos de acceso, etc.

7.5.4.8. Conexiones domiciliares

La alineación de las conexiones deberá hacerse a 90° respecto a la tubería de alimentación de la conexión. La perforación de la tubería de alimentación se hará en un costado del tubo. Antes de colocar la abrazadera o silleta el tubo debe limpiarse para dejar una superficie uniforme y lisa donde se ajuste completamente el accesorio. Las tuercas de la abrazadera deben presionarse uniformemente y lo suficiente para garantizar una conexión hermética, pero que no llegue a ocasionar ruptura de la tubería. Después de efectuada la perforación del tubo deberán removerse los restos de material que puedan haber quedado.

7.5.5. Tanque

7.5.5.1. Concreto

El concreto a utilizarse tendrá una resistencia mínima a la compresión de fc = 210 kg/cm (3000 psi) a los 28 días de edad debidamente probado por medio de ruptura de cilindros standard.

Los agregados componentes del concreto (arena y grava) deberán estar bien graduados y limpios de tierra, grasa o cualquier otro material que pueda perjudicar la calidad del concreto.

El agua a utilizarse en la mezcla del concreto deberá ser potable y estar libres de impurezas orgánicas, ácidos, álcalis, sales u otras sustancias que puedan ser nocivos para el concreto.

Una vez colado el concreto se hará de tal manera que no segregue sus componentes. Se deberá utilizar vibradores mecánicos para garantizar una distribución uniforme del material, a fin de evitar cualquier hueco o ratonera en el concreto.

Inmediatamente después de colado el concreto, debe ser protegido del secado prematuro, manteniéndolo húmedo.

7.5.1.2. Acero de refuerzo

El acero principal de refuerzo debe ser corrugado del tipo A.S.T.M A-40 con un límite de influencia de fy = 2800 kg/cm (40 kgl).

Las varillas de refuerzo deberán estar limpias de trazos de oxidación, grasas, aceites u otros materiales que puedan afectar la adherencia con el concreto.

Los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo deberán ser:

a) Concreto colado con el suelo 7.5 cm.

b) Losas, muros y nervaduras 2 cm.

c) Los traslapes y empalmes de varillas individuales de refuerzo deberán cumplir con las siguientes longitudes mínimas de anclaje:

Diámetro= 1/2 " L= 0.40 cm

d) Los empalmes de varillas individuales deberán hacerse de manera escalonada y con una separación mínima de traslape de 0.60 cm.

7.5.1.3. Concreto ciclópeo

La piedra bolón o de rio a utilizarse, deberá presentar una estructura compacta, homogénea exenta de grietas, fractura o signos de intemperización, el tamaño máximo será de 0.15 cm. El volumen de piedra bolón ocupara como máximo el 60% el volumen total del muro.

7.5.1.4. Impermeabilidad de superficie

Se deberá impermeabilizar las superficies interiores del tanque usando productos específicos para agua potable que cumpla con la certificación ANSI/NSF61, se puede usar el producto CIM 1061 o similar.

7.5.1.5. Preparación de superficie

Las superficies deben estar limpias y secas, el concreto debe haber curado por un mínimo de 28 días.

7.5.1.6. Aplicación del sellador CIM 1061

Aplicar el producto directamente a la superficie limpia y seca, para su aplicación se seguirá las recomendaciones del fabricante. Este producto es un recubrimiento de uretano, ideal para revestir hormigón ya que la protege contra ataques físico, químico y bacteriano. Posee buena resistencia a la erosión, la corrosión y abrasión.

7.5.1.7. Tiempo de curación

Una vez aplicado el producto CIM 1061, esperar 2 semanas para la puesta en funcionamiento del tanque, lavando y desinfectando adecuadamente las superficies tratadas.

7.5.1.8. Mortero

El mortero a utilizarse para la unión de las unidades de mampostería deberá tener una resistencia a la compresión no menor de 240 kg/cm (3400 psi) a los 28 días de edad. Se mezclará la arena y el cemento en proporción de 1 de cemento por 3 de arena por volumen.

7.5.1.9. Formaletas

Deberán ajustarse a las dimensiones presentada en los detalles de estos planos, y su espesor será de 1" o más, el descimbrado de la losa se hará a los 21 días de colocado el concreto. El descimbrado lateral de vigas y columnas podrá efectuarse a las 48 horas mínimo.

7.5.1.10. Costo y presupuesto

El cálculo del costo y presupuesto del proyecto representa uno de los aspectos centrales para el presupuestista, tanto por la importancia de obtener el costo real del proyecto, como de poder saber la manera en que estarán distribuidos los costos directos en los cuales tenemos, mano de obra, materiales, transporte y equipo, de la misma manera, dominar los costos indirectos y las utilidades. Del buen cálculo de estos costos dependerá la determinación de la rentabilidad del proyecto.

Para el cálculo de los costos antes mencionados se tomarán como guías bases el catálogo de etapas y sub-etapas del NUEVO FISE, para proyectos de sistemas de agua potable y las normas

de rendimiento horario del NUEVO FISE. Y aplicaremos el IVA y el IM al costo de los materiales del proyecto.

Todos los costes deben considerarse en términos reales y para ello debe considerarse el factor tiempo en el análisis. Dependiendo del tipo de proyecto que se evalúa, deberá trabajarse con costos totales o diferenciales esperados a futuro.

7.5.6. Parámetros considerados para la estructura de costos

7.5.6.1. Costo directo

Se calculará para cada concepto de obra, y se dividirá entre las respectivas cantidades de obra estimadas con su unidad de medida para obtener el costo unitario directo para cada concepto. Los recursos o componentes de cada costo unitario directo podrán ser de cuatro tipos: maquinaria o equipos, mano de obra, materiales y herramientas.

7.5.6.2. Costos indirectos

Serán los costos en los que se incurrirán de manera global para realizar la construcción, mantenimiento o reparación de un punto dañado de la red en un plazo establecido, sin que vayan a ser aplicados directamente en la realización de una actividad o concepto de la obra. Entre los costos indirectos tenemos los siguientes grupos:

7.5.6.3. Costos administrativos

Son los costos en los que se incurren por mantener el personal administrativo de campo el tiempo que dure el proyecto, y estos generalmente son:

- Salarios, prestaciones sociales, transporte, alimentación y dormida del personal de campo.
- Mobiliario y equipo de oficina.
- Formatos y papelería.
- Impresiones y fotocopias de informes y avalúos.

7.5.6.4. Costos de utilidad

Son los costos previstos que un contratista espera obtener como ganancias por ejecutar la construcción, reparación o mantenimiento, de un sitio crítico de la red (terrestre o acuática) en la jurisdicción de una municipalidad en un plazo establecido. Este costo se representa en forma de porcentaje de la sumatoria de los costos directos, indirectos y de administración central, con un rango entre el 3% y el 20%. Este costo fluctúa en la medida en que se comporta la oferta y la demanda del sector construcción.

7.5.6.5. Costos de operación

Son los costos en los que incurre permanentemente para operar el tiempo que dure el proyecto. Estos generalmente son:

- Movilización y desmovilización.
- Equipo liviano y herramientas.
- Alquileres de bienes inmuebles.
- Combustibles y lubricantes.
- Señalamiento preventivo.
- Seguridad, protección e higiene ocupacional.
- Medidas de mitigación de impacto ambiental.
- Costos por servicios especializados.

Son los costos en que se incurre por la contratación de servicios profesionales, estos generalmente son:

- Laboratorio de materiales.
- Informática de proyectos.
- Mantenimiento preventivo especializado de equipos.
- Supervisión de trabajos.
- Asesoría jurídica.

- Asesoría técnica.

7.5.6.6. Costos imprevistos

Son los costos en que se incurre por acontecimientos o circunstancias no previstas. Estos generalmente son:

- Errores de diseño.
- Errores de presupuesto.
- Ampliación injustificada de plazo.
- Incremento de costos no reconocibles.

7.5.6.7. Costos de administración central

Son los costos previstos en que puede incurrir un contratista al atender y monitorear con su administración central de construcción, reparación o mantenimiento de un sitio crítico de la red en un plazo establecido.

7.5.6.8. Impuestos

Se representan en forma de porcentaje de la sumatoria de los costos directos, indirectos, de administración central y de utilidad, siendo actualmente el 1% del impuesto municipal y el 15% del valor agregado, que se aplica a la misma sumatoria anterior, pero agregándole el impuesto municipal.

7.5.7. Criterios considerados para la elaboración de presupuesto

7.5.7.1. Mano de obra

Algunos de los precios se tomaron de las normas establecidas por el FISE 2012. Y como en años anteriores se realizó un reajuste al salario del 13% en el sector de la construcción, se le aumentó este porcentaje al salario. Otros se calcularon como un porcentaje del precio de los materiales, 30%.

7.5.7.2. Transporte

- Se cotizó a un conductor de camión en cuanto realiza un viaje a la comunidad Jucuapa Abajo.
- Utilización de equipos y herramientas. Se calcularon como un porcentaje del precio de los materiales 8%.

7.5.7.3. Impuestos

- Costos indirectos de operación, 15 % del subtotal de los costos directos.
- Impuestos sobre el valor agregado 15% del subtotal de los costos directos.
- Impuesto municipal 1% del subtotal de los costos directos.
- Imprevistos 10% del subtotal de los costos directos.
- Gastos administrativos y utilidades 15% del subtotal de los costos directos.

7.5.8. Beneficios del proyecto

El proyecto no tiene razón de ser si no genera beneficios que sean mayores que los costos que implican conseguirlos. Más aun, todo costo que se aplique en un proyecto debe ser consistente con los objetivos establecidos, los cuales se concentran en beneficios. Sin embargo, el análisis de beneficios es una materia compleja en tanto surgen dificultades en varios planos tales como: la identificación, en la medición o cuantificación, en el momento en que se producen, en los beneficiarios que se apropian de los beneficios.

7.5.8.1. Identificación de beneficios

Los beneficios del proyecto están en estrecha relación con los problemas detectados, y son los que dan origen a los objetivos planteados en el proyecto.

Beneficios:

1) Disminución de tiempo ocupado en acarreo de agua.

2) Mejorar el abastecimiento de servicios sanitarios para reducir las enfermedades que derivan de la falta de agua o del empleo de aguas infectadas.
3) Aumento de la cantidad de agua disponible, satisfacer el crecimiento de la demanda de agua.
4) Acceso a agua potable segura y limpia, acrecentando el bienestar económico y social, y mejorando la efectividad económica en el aprovechamiento de los servicios.
5) Aumento en la continuidad de la disponibilidad de agua.
6) Beneficios para la salud pública.
7) Incremento en el valor de la propiedad.

Universidad Nacional de Ingeniería

Índice

Capítulo I: Generalidades 1
1.1. Introducción 2
1.2. Antecedentes 3
1.3. Justificación 4
1.4. Objetivos 5
1.4.1. Objetivo general 5
1.4.2. Objetivos específicos 5
Capítulo II: Marco Teórico 6
2.1. Definición de Evaluación Socioeconómica 7
2.1.1. Evaluación socioeconómica 7
2.2. Levantamiento topográfico 7
2.3. Censo de población 8
2.3.1. Tasa de crecimiento 8
2.3.2. Población de diseño 8
2.4. Período de diseño 8
2.5. Demanda y tipos de consumo 9
2.5.1. Dotación 9
2.5.2. Consumo Doméstico 9
2.5.3. Consumo Comercial 9
2.5.4. Consumo Industrial 10
2.5.5. Consumo Público 10
2.5.6. Pérdidas en el sistema 10
2.5.7. Variación de la demanda 10
2.5.8. Factores de demanda máxima 11
2.6. Calidad del agua 12
2.6.1. Parámetros fisicoquímicos 12
2.6.2. Periodos de diseño 13
2.6.3. Velocidades permisibles 13
2.6.4. Presiones máximas y mínimas 14
2.6.5. Diámetro mínimo 14
2.6.6. Cobertura de tuberías 14

2.7. Cálculo hidráulico 15
2.7.1. Fórmula de Hazen-Williams 15
2.7.1.1. Coeficiente de capacidad hidráulica 15
2.7.2. Diámetro económico 16
2.7.3. Pérdidas de la columna dentro del pozo 16
2.7.4. Carga dinámica total 16
2.7.5. Potencia hidráulica de la bomba y motor 17
2.7.6. Velocidad de la línea de conducción 18
2.7.7. Golpe de ariete 18
2.7.8. Capacidad del tanque de almacenamiento 19
2.8. Sistema de agua potable 20
2.8.1. Línea de conducción 20
2.8.2. Captación de agua 20
2.8.3. Pozo 21
2.8.4. Pozo perforado 21
2.8.5. Estación de bombeo 21
2.8.5.1. Elementos de la estación de bombeo 22
2.8.5.2. Ubicación de la estación 22
2.8.5.3. Caseta de control 22
2.8.5.4. Fundaciones del equipo de bombeo 23
2.8.6. Componentes del sistema de bombeo 23
2.8.6.1. Equipo de bombeo 23
2.8.6.2. Línea de conducción 23
2.8.6.3. Accesorios 24
2.9. Almacenamiento 24
2.9.1. Tanque superficial 25
2.9.2. Tanques elevados 25
2.10. Red de distribución 25
2.10.1. Tipos de red 26
Capítulo III: Diseño Metodológico 27
3.1. Información del área en estudio 28
3.2. Límites de la comunidad Jucuapa Abajo 29
3.3. Descripción del sitio 29

3.4. Población y viviendas 29
3.5. Estudio de la fuente de abastecimiento 30
3.5.1. Estudio fisicoquímico del agua 30
3.5.2. Aforo de la fuente de agua 30
3.5.3. Análisis de calidad de la fuente de abastecimiento 31
3.5.3.1. Análisis químico 32
3.5.3.2. Análisis bacteriológico 32
3.6. Estudio socioeconómico 33
3.7. Levantamiento topográfico 33
3.8. Diseño de plano de curvas de nivel 33
3.9. Cálculo de población de diseño 34
3.10. Determinación de las dotaciones de agua 34
3.11. Cálculo de caudales de diseño 34
3.12. Determinación de las ecuaciones para el cálculo hidráulico 36
3.13. Determinación del tipo de red de distribución 38
3.14. Uso del software EPANET para análisis hidráulico 38
3.14.1. Parámetros de diseño 38
3.15. Evaluación de puntos en el sistema que requieran accesorios 39
3.16. Elaboración de planos y especificaciones técnicas de construcción 39
3.17. Elaboración del presupuesto de la obra 40
Capítulo IV: Análisis e interpretación de resultados 42
4.1. Estudio de la fuente de agua 43
4.1.1. Estudio fisicoquímico del agua 43
4.1.2. Aforo de la fuente de agua 44
4.1.3. Cálculo del caudal 45
4.1.4. Análisis de la calidad de la fuente de abastecimiento 47
4.1.4.1. Análisis bacteriológico 47
4.2. Estudio socioeconómico 48
4.2.1. Población por sexo y edad 48
4.2.2. Ocupación/manutención 49
4.2.3. Escolaridad 50
4.2.4. Principales problemas que enfrenta la comunidad 51
4.2.5. Apoyo de la comunidad al proyecto 52

4.2.6. Familia y estado de las viviendas....52
4.3. Estudio de población y consumo....53
4.3.1. Población de diseño....53
4.3.2. Dotación....55
4.3.3. Consumo promedio diario....55
4.3.4. Perdidas en el sistema....56
4.3.5. Demanda del máximo día....56
4.3.6. Demanda de la hora máxima....56
4.3.7. Cálculo de las áreas tributarias en los nodos de la red de distribución....57
4.3.7.1. Cálculo de los caudales concentrados en los nodos....58
4.4. Diseño de la obra de captación....60
4.4.1. Criterio hidráulico de diseño de la bocatoma....61
4.4.2. Corrección por contracción de la vena líquida....62
4.4.3. Diseño hidráulico de la rejilla de fondo....62
4.4.4. Ancho del canal de aducción....63
4.4.5. Dimensionamiento de la rejilla....64
4.4.6. Niveles de agua en el canal....65
4.4.7. Diseño de la cámara de recolección....67
4.4.8. Diseño del desagüe del caudal de excesos....68
4.4.9. Diametro de tubería de desagüe....69
4.5. Dimensiones del vertedero....70
4.5.1. Cálculo de las alturas de los muros de contención....71
4.5.2. Diseño de la tubería bocatoma al desarenador....73
4.6. Desarenador....78
4.6.1. Condiciones de diseño del desarenador....78
4.6.2. Dimensiones de los elementos del desarenador....82
4.6.3. Diámetros de la tubería de excesos y lavado....84
4.7. Cálculos hidráulicos de la red....85
4.7.1. Diámetros preliminares Tanque contra red (CMD)....85
4.7.1.1. Criterios de diseño....85
4.7.2. Diámetros preliminares Tanque contra red (CMH)....87
4.7.3. Verificación de presiones en los nodos de la red de distribución (CMH)....88
4.7.3.1. Resultados de la verificación....94
4.7.4. Sistema tanque contra red bajo condición de incendio....94

4.8. Diseño de Estación de bombeo 96
4.8.1. Generalidades del sistema de bombeo 96
4.8.2. Línea de Conducción 97
4.8.3. Condiciones de operación de la bomba 103
4.8.4. Análisis de cavitación 111
4.8.4.1. Cálculo de CNPSD cuando HES= 3.06 m. (Datum en el eje de la bomba) 112
4.8.4.2. Verificación mediante presión absoluta en el ojo del impulsor 113
4.8.5. Golpe de ariete 113
4.9. Presiones hidrostáticas en los nodos 115
4.9.1. Determinación de clase de tuberías 115
4.10. Cloración 116
4.11. Caudal ecológico 118
4.12. Presupuesto de la obra 119
Capítulo V: Conclusiones y Recomendaciones 126
5.1. Conclusiones 127
5.2. Recomendaciones 128
Capítulo VI: Bibliografía 129
6.1. Bibliografía 130
Capítulo VII: Anexos 131
7.1. Informe fotográfico del sitio del proyecto 132
7.2. Fichas técnicas 135
7.3. Calidad del agua 136
7.4. Planos 138
7.5. Especificaciones técnicas 139
7.5.1. Pozo 139
7.5.1.1. Equipo de bombeo 139
7.5.1.1.1. Bomba. 139
7.5.1.1.2. Motor. 139
7.5.1.1.3. Cable de alimentación. 140
7.5.1.1.4. Válvula de retención vertical. 140
7.5.1.1.5. Codo de descarga. 141
7.5.1.2. Válvula de compuerta con bridas. 141
7.5.1.2.1. Válvula de retención horizontal (válvula check) 141
7.5.1.3. Medidor maestro 141

7.5.1.4. Manómetro de carga 142
7.5.2. Caseta de bombeo 143
7.5.2.1. Limpieza inicial 143
7.5.2.2. Concreto 143
7.5.2.3. Materiales 143
7.5.2.3.1. Cemento 143
7.5.2.3.2. Agua 144
7.5.2.3.3. Agregados 144
7.5.2.3.4. Bloques de concreto hueco 144
7.5.2.3.5. Repellos y finos 145
7.5.2.3.6. Estructura de techo 145
7.5.2.3.7. Construcción 145
7.5.2.3.8. Cubierta de techo 145
7.5.2.3.9. Acabado y pintado 146
7.5.2.3.10. Piso 146
7.5.3. Suministro e instalación de tuberías y accesorios 146
7.5.3.1. Tuberías y accesorios de cloruro de polivinilo (PVC) 146
7.5.3.2. Tuberías y accesorios de Hierro Galvanizado (H°G°) 147
7.5.3.3. Válvulas 147
7.5.3.3.1. Válvulas de compuerta HF con conexiones de bridas 147
7.5.3.3.2. Válvulas de compuerta de bronce 148
7.5.3.3.3. Válvulas de aire y vacío 148
7.5.3.4. Juntas Dresser 148
7.5.4. Instalaciones de tuberías y accesorios 148
7.5.4.1. Excavación de zanja 148
7.5.4.2. Instalación de válvulas 149
7.5.4.3. Remoción de agua 149
7.5.4.4. Relleno y compactación 149
7.5.4.5. Disposición de materiales excavados 149
7.5.4.6. Bloques de reacción 149
7.5.4.7. Restauración de superficies 150
7.5.4.8. Conexiones domiciliares 150
7.5.5. Tanque 150
7.5.5.1. Concreto 150

7.5.1.2. Acero de refuerzo....151
7.5.1.3. Concreto ciclópeo....151
7.5.1.4. Impermeabilidad de superficie....151
7.5.1.5. Preparación de superficie....151
7.5.1.6. Aplicación del sellador CIM 1061....152
7.5.1.7. Tiempo de curación....152
7.5.1.8. Mortero....152
7.5.1.9. Formaletas....152
7.5.1.10. Costo y presupuesto....152
7.5.6. Parámetros considerados para la estructura de costos....153
7.5.6.1. Costo directo....153
7.5.6.2. Costos indirectos....153
7.5.6.3. Costos administrativos....153
7.5.6.4. Costos de utilidad....154
7.5.6.5. Costos de operación....154
7.5.6.6. Costos imprevistos....155
7.5.6.7. Costos de administración central....155
7.5.6.8. Impuestos....155
7.5.7. Criterios considerados para la elaboración de presupuesto....155
7.5.7.1. Mano de obra....155
7.5.7.2. Transporte....156
7.5.7.3. Impuestos....156
7.5.8. Beneficios del proyecto....156
7.5.8.1. Identificación de beneficios....156

Universidad Nacional de Ingeniería

Índice de tablas

Tabla 1. Parámetros fisicoquímicos del agua. 12
Tabla 2. Periodos de diseño de los diferentes componentes del sistema de agua potable. 13
Tabla 3. Coeficiente de rugosidad (C) en la fórmula de Hazen-Williams. 15
Tabla 4. Parámetros fisicoquímicos del agua extraída. 43
Tabla 5. Aforo del río....46
Tabla 6. Análisis bacteriológico....47
Tabla 7. Ocupación/Ingresos de la población encuestada. 49
Tabla 8. Proyección poblacional para un período de 20 años 54
Tabla 9. Caudal comercial, público, industrial y consumo promedio....56
Tabla 10. Caudales de Diseño: Máximo Día (CMD) y Máximo Hora (CMH)....57
Tabla 11. Caudales en los nodos (lps)....58
Tabla 12. Caudales totales de entrada y salida....59
Tabla 13. Caudales CMD en los nodos....60
Tabla 14. Tabla resumen del diseño de la rejilla 65
Tabla 15. Resumen del detalle del canal....67
Tabla 16. Resumen del detalle de la calmara de recolección....68
Tabla 17. Cálculo de cotas para los muros de contención y el canal de conducción....72
Tabla 18. Cotas de la cámara de recolección 73
Tabla 19. Relaciones hidráulicas de tubería....75
Tabla 20. Relación de llenado energía/velocidad en la tubería 75
Tabla 21. Relaciones hidráulicas para velocidad de llenado 76
Tabla 22. Línea de la bocatoma – desarenador 77
Tabla 23. Viscosidades cinemáticas del agua....78
Tabla 24. Clasificación de materiales en base a su tamaño....79
Tabla 25. Hazen-Williams en función del grado de remoción....80
Tabla 26. Elementos del vertedero....83
Tabla 27. Caudales concentrados CPD. 85
Tabla 28. Diámetros preliminares Tanque contra Red con QCMH....87
Tabla 29. Redimensionamiento del tanque. 88
Tabla 30. Constante K (capacidad del tanque de almacenamiento)....89
Tabla 31. Presiones en los nodos. 90
Tabla 32. Datos preliminares de la red ingresados a EPANET 92

Tabla 33. Resultado de la simulación en EPANET considerando un tanque elevado 92
Tabla 34. Resultados de demanda y presiones en los nodos de la red.....93
Tabla 35. Resultado de la tubería de la línea de conducción en EPANET 94
Tabla 36. Caudales para incendios. 95
Tabla 37. Niveles característicos del sistema.....96
Tabla 38. K recomendado para accesorios de acero en la sarta de bombeo. 101
Tabla 39. Tipos y velocidades de bomba. 104
Tabla 40. Variación de la presión atmosférica en función de la altitud. 105
Tabla 41. Estado hidráulico de los nudos de la red (simulación en EPANET) 110
Tabla 42. Resultados de la simulación en EPANET al colocar una válvula 111
Tabla 43. Propiedades termo físicas del agua en función de la temperatura.....112
Tabla 44. Presiones hidrostáticas en los nodos. 115
Tabla 45. Dosificación de cloro. 116
Tabla 46. Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Jucuapa Abajo, Matagalpa.....119
Tabla 47. Tabla resumen costos de etapas.....125
Tabla 48. Ficha técnica de la bomba seleccionada. 135
Tabla 49. Ficha técnica de la tubería seleccionada. 135
Tabla 50. Resultados del estudio de calidad de agua en laboratorios de PIENSA UNI 136

Universidad Nacional de Ingeniería

Índice de figuras

Figura 1. Macrolocalización - Municipio de Matagalpa. 28
Figura 2. Microlocalización - Municipio de Matagalpa. 28
Figura 3. Porcentaje poblacional por sexo 48
Figura 4. Porcentaje de ingresos (manutención/ocupación) 49
Figura 5. Ingresos de las familias 50
Figura 6. Escolaridad de la población 51
Figura 7. Principales problemas que enfrenta la comunidad 51
Figura 8. Apoyo de la comunidad al proyecto 52
Figura 9.Estado de las viviendas 53
Figura 10. Esquema de áreas tributarias elaborado en AutoCAD 57
Figura 11. Diseño de la bocatoma 61
Figura 12. Ancho de canal de aducción 63
Figura 13. Canal de conducción 65
Figura 14. Cámara de recolección 67
Figura 15. Diseño de la rejilla de la bocatoma 69
Figura 16. Cabezal de descarga 71
Figura 17. Tubería de la bocatoma al desarenador 73
Figura 18. Datos de la tubería de la bocatoma al desarenador 74
Figura 19. Elementos de la línea de la bocatoma al desarenador 77
Figura 20. Vista en planta del desarenador. 82
Figura 21. Elementos del desarenador. 82
Figura 22. Diseño de la red con software EPANET 91
Figura 23. Simulación de la red considerando un tanque elevado 93
Figura 24. Esquema de carga estática de succión 97
Figura 25. Esquema de la línea de conducción. 98
Figura 26. Esquema de la sarta de bombeo elaborado en AutoCAD. 101
Figura 27. Especificaciones de la bomba 103
Figura 28. Curva de eficiencia de sedimentación. 104
Figura 29. Curva de rendimiento de la bomba 106
Figura 30. Intercepción para ecuación de curva característica. 107
Figura 31. Ecuación de la curva de la bomba vs curva característica 109
Figura 32. Curva de comportamiento de la bomba 109

Figura 33. Simulación de la línea de conducción en EPANET. 110
Figura 34. Caseta de bombeo existente.....132
Figura 35. Elementos de la caseta de bombeo existente. 132
Figura 36. Tubería de la caseta de bombeo.....133
Figura 37. Válvulas de la caseta de bombeo existente.....133
Figura 38. Medición de ancho de río. 134
Figura 39. Aplicación de método de cuerdas. 134
Figura 43. Resultados del estudio de calidad de agua en laboratorios de PIENSA UNI 137