

DISEÑO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE AGUAS SERVIDA Y DISEÑO HIDRÁULICO DE PLANTA ELEVADORA DE AGUAS SERVIDAS PARA 3 LOTEOS EN COMUNA DE TOMÉ, REGIÓN DEL BÍO BÍO, CHILE.

M. Olate Riffo¹, C. Molina², S. Toledo³.

RESUMEN:

La comuna de Tomé, según el censo realizado en 2017 cuenta con una población total de 54.946 personas, las cuales fueron censadas de 18.319 hogares. Del total de hogares censado esta comuna cuenta con 19,6% de viviendas carentes de servicios básicos, es decir, no cuentan con servicios de agua potable o recolección de aguas servidas o ambas, siendo esta superior a la situación regional y país, con un 14,3% y 13,8% respectivamente. A partir de la necesidad que posee la comuna de Tomé y específicamente los loteos de Montesuma, Ñipas Interior 2 y Rucalhue, de disponer de servicios que entreguen agua potable y recolecten las aguas servidas, y por encontrarse fuera del territorio operacional de Essbio S.A. y bajo la cota de solera de la cámara más cercana del sistema de recolección de aguas servidas existente por calle Ñipas, se debe realizar el diseño de la red de agua potable, red de aguas servidas y una planta elevadora de aguas servidas, provocando una mejora en las condiciones de la zona, lo que implica desde la limpieza y restauración ambiental hasta la mejora de infraestructuras. En este documento se presenta el diseño de planos y el proceso de cálculo de agua potable, alcantarillado de aguas servidas y la de una planta elevadora de aguas servidas, los cuales se realizan a partir de planos topográficos entregados por la Municipalidad de Tomé. La red de colectores de aguas servidas debe ser diseñada de tal manera que sea capaz de sanear todo el sector y que su escurrimiento sea gravitacional hasta la planta elevadora de aguas servidas, la cual se encuentra en el punto más bajo de los loteos, y una vez ahí sea impulsada hasta la cámara existente de aguas servidas más cercana, propiedad de la empresa sanitaria Essbio S.A. También se incluye apoyo teórico, criterios para los cálculos hidráulicos necesario para su diseño, planos generales, detalle de cámaras, elementos más importantes de la planta elevadora de aguas servidas.

PALABRAS CLAVES: Servicios básicos, saneamiento, territorio operacional, cota solera.

ABSTRACT: The municipality of Tomé, according to the census conducted in 2017, has a total population of 54,946 people, who were surveyed across 18,319 households. Of the total households surveyed, this municipality has 19.6% of homes lacking basic services, meaning they do not have potable water or sewage collection services, or both. This percentage is higher than the regional and national averages, which are 14.3% and 13.8%, respectively. Given the need in the municipality of Tomé, and

¹ Estudiante de Ingeniería Civil, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, molate@ing.ucsc.cl

² Profesor Guía, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, Christian.molina@ucsc.cl

³ Profesor Informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, sofiatolledo@ucsc.cl

specifically in the neighborhoods of Montesuma, Ñipas Interior 2, and Rucalhue, for services that provide potable water and collect sewage, and due to being outside the operational territory of Essbio S.A. and below the elevation level of the nearest sewage collection system chamber on Ñipas street, the design of the potable water network, sewage system, and a sewage lift station must be carried out. This will improve the area's conditions, ranging from environmental cleanup and restoration to infrastructure improvements. This document presents the design of the plans and the calculation process for potable water, sewage systems, and the sewage lift station. These are developed based on topographic plans provided by the Municipality of Tomé. The sewage collector network must be designed in such a way that it can sanitize the entire area, with its flow being gravitational until it reaches the sewage lift station, which is located at the lowest point of the neighborhoods. Once there, the sewage will be pumped to the nearest existing sewage chamber, which is owned by the sanitation company Essbio S.A. The document also includes theoretical support, criteria for the hydraulic calculations needed for the design, general plans, chamber details, and the key elements of the sewage lift station.

KEYWORDS: Basic services, sanitation, operational territory, elevation level.

1. OBJETIVOS

1.1. Objetivos generales

Diseñar y calcular la red de distribución de agua potable, la red de recolección de aguas servidas y una planta elevadora, tomando en cuenta los criterios técnicos y normativas necesarias para proporcionar estos servicios de forma adecuada, eficiente y sostenible para la población de los loteos.

1.2. Objetivos específicos

- 1) Analizar la importancia de tener servicios de agua potable y alcantarillado, para mejorar la calidad de vida y el desarrollo integral de las familias.
- 2) Describir los componentes y el funcionamiento de la red de distribución de agua potable, asegurando un suministro continuo y adecuado, así como de la red de recolección de aguas servidas para su desalojo y posterior tratamiento, garantizando la protección del medio ambiente.
- 3) Identificar y resolver los desafíos técnicos en la instalación de sistemas de alcantarillado en zonas con topografía complicada y la necesidad de utilizar plantas elevadoras para el transporte adecuado de aguas servidas.
- 4) Presentar el diseño y cálculo de la red de distribución de agua potable y de recolección de aguas servidas, considerando las variables de caudal, diámetros de tuberías, periodos de diseño y las características topográficas proporcionadas en los planos de la SECPLA de Tomé.



- 5) Establecer los parámetros y criterios necesarios para el diseño de los elementos de la planta elevadora, así como la selección del equipo de bombeo.

2. INTRODUCCIÓN

Uno de los grandes desafíos hídricos es dotar de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población, debido, por un lado, al crecimiento demográfico acelerado y por otro, a las dificultades técnicas, cada vez mayores, que conlleva hacerlo. Contar con estos servicios en el hogar es un factor determinante en la calidad de vida y desarrollo integral de las familias. Sanear una zona con red de agua potable y alcantarillado, ya sea urbana, industrial o rural, puede tener tanto impactos sociales como técnicos significativos.

El impacto social que provoca tener acceso a agua potable y la recolección de aguas servidas son varias, como reducir las enfermedades provocadas por el agua contaminada, como diarreas, cólera, y otras infecciones, como también, que las familias al acceder a agua limpia para consumo, higiene y otros usos domésticos, provocando una mejora en las condiciones de vida diarias y fomentado un ambiente más saludable y seguro en el hogar. La construcción de las infraestructuras necesarias (red de agua potable, red de aguas servidas y planta elevadora de aguas servidas) crea empleos directos e indirectos en la zona, tanto durante la fase de construcción como en su posterior mantenimiento y operación, además, se puede generar empleos de áreas relaciones, como educación y concientización sobre el uso adecuado de estos servicios.

El impacto técnico que provoca la instalación de una red de agua potable y la red de aguas servidas son la mejora de la infraestructura urbana, la optimización de recursos hídricos y el impacto ambiental en la zona, controlando la contaminación en los cuerpos de aguas cercanos con aguas residuales no tratadas, mejorando la calidad del medio ambiente.

Una red de distribución de agua potable es el conjunto de tubos, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de servicios o de distribución hasta los arranques domiciliarios o hidrantes públicos. Su finalidad es proporcionar agua a los usuarios para consumo doméstico, públicos, comercial, industrial y para extinguir incendios. La red debe proporcionar este servicio todo el tiempo, en cantidad suficiente, con la calidad requerida por las normas y a una presión adecuada.

Es importante mencionar que una vez empleada el agua, esta debe ser desalojada mediante una red de alcantarillado, cuyo fin es la protección del medio ambiente. Para su control y disposición final, las aguas residuales deben ser transportadas hacia una planta de tratamiento de aguas servidas, donde serán tratadas, de acuerdo con las normas y leyes correspondientes, para luego ser devueltas a cuerpos de agua. El traslado se realiza por medio de la red de alcantarillado de aguas servidas que posee cada ciudad, estas escurren de forma gravitacional, sin embargo, hay sectores en los cuales no es posible que las aguas residuales escurran de forma gravitación por la topografía de la ciudad, por ende, es necesario tener una planta elevadora de aguas servidas, cuya función es transportar las aguas servidas por una tubería a

presión, desde un punto que se ubica bajo la cota necesario para escurrir gravitacionalmente, a otro que posee una cota mayor, donde se incorporan nuevamente a la red de recolección.

En Tomé hay 12 plantas elevadoras, entre ellas medianas y pequeñas, que sirven a una población específica. Las plantas pequeñas y medianas poseen cámaras de sección circular, conectadas entre sí con tuberías y la que describe este documento será de la misma sección. Una planta elevadora de aguas servidas consta básicamente de las siguientes partes: cámara de rejillas, pozo de aspiración y cámara de válvulas.

A continuación se mostrará el diseño y proceso de cálculo de la red de distribución de agua potable, red de recolección de aguas servidas y una planta elevadora pequeña, a partir del caudal y la altura de elevación obtenida de los planos topográficos entregados por el SECPLA de la Ilustre Municipalidad de Tomé. Se mostrará cuales son los cuidados y criterios para tener en cuenta en el diseño de los principales elementos y selección de los equipos de bombeo.

3. METODOLOGÍA

La metodología de trabajo es recopilar antecedentes del sector, tales como ubicación geográfica, estructuras existentes y posibles puntos de conexión para las redes de agua potable y aguas servidas, por medio de visitas a terreno y entrevistas con personal de esbbo y gente del mismo lugar.

También se realiza una proyección en la construcción de viviendas y la tasa de ocupación por vivienda, la cual implica tomar en cuenta varios factores claves, como el desarrollo económico y oportunidades laborales, acceso a infraestructura y servicios públicos, inmigración, etc. La tasa de crecimiento anual del lugar de estudio se extrapolará de los datos obtenidos del censo del año 2017, de la población total de ese año y la población proyectada para el año 2021, para la comuna de Tomé.

Para realizar el proyecto de forma correcta es necesario reunir la bibliografía adecuada, lo que significa, reunir el apoyo teórico y técnico necesario para detallar de forma ordenada los parámetros principales y fórmulas para el diseño de la red pública de agua potable, la red pública de recolección de aguas servidas y la planta elevadora de aguas servida

Para el diseño de la red pública de agua potable se utilizará el software EPANET, el cual realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de suministros a presión (Lewis, 2000), efectuando un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías y las presiones en los nudos, mediante el método del gradiente y la calculando las pérdidas con la fórmula de Hazen-Williams, todo esto acorde a los parámetros y a las ecuaciones de los caudales especificados en la norma Chilena NCh. 691 of 2015.

Para el diseño de la red de colectores de aguas servidas se debe establecer de forma adecuada los caudales de aguas residuales que se generan en la comunidad, considerando las componentes que constituyen el agua residual, el agua utilizada para el abastecimiento público y su relación con los caudales de agua residual, el origen de las aguas residuales y sus caudales y por último, los análisis de los datos relativos

a los caudales. El análisis del flujo en tuberías se basa en la aplicación de tres ecuaciones básicas de la mecánica de fluidos: la de la continuidad, la de la energía y la de la cantidad de movimiento. Los colectores se diseñan para trabajar en flujo libre por gravedad, utilizando la ecuación de Manning para flujos a sección llena para condiciones extremas y parcialmente llena para condiciones habituales. Los caudales, parámetros, condiciones y ecuaciones se especifican en la norma Chilena NCh. 1105 of 2009.

El cálculo de una planta elevadora de aguas servidas implica el diseño de un sistema hidráulico que permita levantar y transportar las aguas residuales de una zona baja a una más elevada, para su posterior tratamiento o disposición. El proceso de cálculo considera varios factores, incluyendo la capacidad del sistema, las características del flujo y la energía necesaria para elevar las aguas. El cálculo de una P.E.A.S involucra lo siguiente:

- Determinación de caudal a transportar.
- Cálculo de la altura manométrica total.
- Selección de la bomba adecuada.
- Diseño de la tubería de impulsión.

Para la realización de este proyecto se precede al análisis de proyectos, obras ejecutadas, catálogos técnicos de proveedores de elementos requeridos y entrevistas con ingenieros civiles y profesionales de la empresa de servicios sanitarios.

3.1. Área de estudio

Los loteos se encuentran ubicados en la ciudad de Tomé, por la calle Prolongación Ñipas, región del Bío Bío, como se muestra en la Figura 1. El proyecto cuenta con un total de 125 predios, entre los 3 loteos, que necesitan ser abastecido con agua potable y con un sistema de recolección de aguas servidas. El loteo de Montesuma cuenta con 38 predios, Ñipas Interior 2 con 20 predios y Rucalhue con 67 predios, donde en uno de los predios de este último se realizará la planta elevadora, la cual fue entregada por medio de un comodato por el propietario para ese fin. Al menos el 50% del sector se encuentra fuera del territorio operacional de Essbio S.A. como se ve en la Figura 2, por lo cual, en este documento se realiza el anteproyecto de ingeniería sanitaria. El área aproximada de los 3 loteos es de 45.222 m², donde, el loteo de Montesuma, Rucalhue y Ñipas interior 2 cuentan con un área aproximado de 17.350 m², 20.547 m² y 7.325 m² respectivamente y se delimitan como se muestra en la Figura 2.

3.1.1. Población actual

Por medio del levantamiento topográfico y entrevistas con los vecinos del sector se obtuvo la cantidad de viviendas actual, la cual es de 125. Otro dato que se obtuvo con las entrevistas fue la cantidad de personas que viven en cada hogar, y al realizar el promedio se determinó la densidad poblacional de cada vivienda, que es de 5 personas por vivienda. Al haber 2 puntos de conexión, la cantidad de vivienda serán diferentes, para la calle Antares es de 64 viviendas y la calle Rucalhue es de 61 viviendas. Con estos datos se puede determinar el total de la población actual de las 2 redes, como se muestra en la ecuación (1).

$$P_a = N_v \cdot Dp \quad (1)$$

Donde,

P_a = Población actual de habitantes,

N_v = Número de viviendas,

Dp = Densidad poblacional (hab/viv).

3.1.2. Periodo de diseño

El período de diseño se define como el tiempo durante el cual la red va a prestar un servicio eficiente a la población y un servicio de calidad. Para adoptar un período de diseño se deben tener en cuenta varios factores como la población de diseño, la vida útil de la infraestructura, costos y tasas de interés, facilidad de ampliación, entre otros.

Los períodos de diseño de las obras y acciones necesarias, para la planificación del desarrollo de los sistemas de agua potable y alcantarillado, se determinan, por un lado, tomando en cuenta que éste es siempre menor que la vida útil de los elementos del sistema. Considerando lo anterior, se recomienda que los periodos de diseño de las infraestructuras como redes de agua potable y alcantarillado sean de entre 10 y 20 años y para plantas elevadora de aguas servidas sean 20 años (Comisión Nacional del Agua, 2019). En el presente caso de adoptar un periodo de 20 para las 3 estructuras a diseñar.

3.1.3. Población futura

Para calcular la población futura, tomando a consideración el período de diseño, se utilizó el método geométrico como en la ecuación (2), con una tasa de crecimiento poblacional del 0,47%, calculada con los datos de la población total del censo realizado por el INE en año el 2017 y la proyección para el año 2021 de la comuna de Tomé.

$$P_f = P_a \cdot (1 + r)^n \quad (2)$$

Donde,

P_f = Población futura de habitantes para “n” años,

P_a = Población actual de habitantes,

r = Tasa de crecimiento poblacional,

n = Periodo de diseño.

En la Tabla 1, se muestra la población a servir por la red de distribución ubicada por la calle Antares, extendiendo hasta el año de interés.

En la Tabla 2, se muestra la población a servir por la red de distribución ubicada por la calle Rucalhue, extendiendo hasta el año de interés.

En la Tabla 8, se muestra la población a servir por la red de recolección de aguas servidas que luego llega a la planta elevadora de aguas servidas, extendiendo hasta el año de interés.

Al aumentar la población a servir en el año 20 para los 3 casos, se debe calcular una nueva densidad poblacional, como se muestra en la ecuación (3), obteniendo una densidad poblacional de 5.49 (hab./viv.).

$$D_p = \frac{\text{Poblacion futura}}{\text{Viviendas actuales}} \quad (3)$$

3.2. Red de agua potable

El presente proyecto tiene como uno de los objetivos el diseño de un sistema de distribución de agua potable que permita el saneamiento integral de los 3 loteos del sector de Ñipas en la comuna de Tomé. Para cumplir con este objetivo, se contempla una extensión de la red de agua potable, proyectado en tuberías de policloruro de vinilo (PVC) con una presión nominal de 10 bares y de diámetro nominal de 110 milímetros. Las conexiones a la red existente se han proyectado a las matrices de policloruro de vinilo, de diámetro 110 milímetros, los cuales se encuentran por la calle Prolongación Ñipas y por la Avenida Bío Bío, por donde una matriz se encuentra por vereda contraria y la otra a favor, respectivamente, y con una presión de 15 m.c.a según lo indicado por Essbio S.A.

El dimensionamiento total o parcial de un sistema de agua potable se debe efectuar teniendo en consideración los conceptos, las estadísticas, los coeficientes y factores que se indican a continuación (Instituto Nacional de Normalización (INN), 2015).

Para configuración de la red se utilizó el método de ramales abiertos, por contar con una topografía irregular y el poblado es pequeño, dificultando la formación de circuitos. La red por la calle Antares se encuentra conformada por 15 nodos como se muestra en la Figura 3 y 15 tramos de tubería como se

muestran en la Figura 4 y la red por la calle Rucalhue se encuentra conformada por 12 nodos como se muestra en la Figura 5 y 13 tramos de tubería que se muestra en la Figura 6.

3.2.1. Diseño hidráulico

3.2.1.1. Dotación

Se entiende por dotación al caudal de agua asignada a cada habitante. Para determinar la dotación se toman varios factores como el clima, actividades productivas, calidad del agua, entre otros. Por consejo de la Ilustre Municipalidad y por empleados de la sanitaria se decidió optar por una dotación de 150 litros/habitantes/día.

3.2.1.2. Caudal medio diario

Es la cantidad de agua que utiliza una población durante un periodo de 24 horas. También este caudal se puede definir como el promedio de los consumos diarios en un periodo de 1 año. Para fines del diseño, el caudal o consumo medio está en función de la dotación y el número de habitantes, como se muestra en la ecuación (4).

$$Q_{md} = \frac{P_f \cdot D_p}{86400} \quad (4)$$

Donde,

Q_{md} = Caudal medio diario de agua potable(L/s),

P_f = Población total futura(hab),

D_p = Dotación de producción anual (L/hab/día),

3.2.1.3. Caudal máximo diario

El caudal máximo diario se define como el día de mayor demanda a partir de una serie de registros observados durante 365 días del año (Aguero P., 1997). Este caudal se utiliza para diseñar la línea de conducción. Para fines de diseño, este caudal se obtendrá al multiplicar el caudal medio por un factor de ampliación como se muestra en la ecuación (5). A dicho factor se le denomina factor del día de máximo consumo y su valor es 1,43, según lo calculado por la Superintendencia de Servicios Sanitarios (SISS) (2007).

$$Q_{máxd} = Q_{md} \cdot FDMC \quad (5)$$

Donde,

$Q_{máxd}$ = Caudal máximo diario de agua potable(L/s),

Q_{md} = Caudal medio diario de agua potable(L/s),

$FDMC$ = Factor del día de máximo consumo.

3.2.1.4. Caudal máximo horario

El caudal máximo horario se define como la hora de máximo consumo durante un año completo (Aguero P., 1997) Este caudal se utiliza para diseñar la red de distribución. Para fines de diseño, este caudal se obtendrá al multiplicar el caudal medio por un factor de ampliación como se muestra en la ecuación (6). A dicho factor se le denomina factor de la hora del máximo consumo y su valor es 1,5, según lo entregado por la SISS (2007).

(6)

$$Q_{máxh} = Q_{md} \cdot FHMC$$

Donde,

$Q_{máxh}$ = Caudal máximo horario de agua potable(L/s),

Q_{md} = Caudal medio diario de agua potable(L/s),

$FHMC$ = Factor de la hora del máximo consumo.

3.2.1.5. Velocidades del sistema

Es recomendable que las velocidades del sistema se mantengan dentro de ciertos límites. La velocidad máxima recomendada en las tuberías y sus elementos complementarios es de 3,0 m/s, este valor se fija para evitar el golpe de ariete y el desgaste excesivo de las tuberías.

3.2.1.6. Presiones del sistema

Las presiones de diseño en la red de distribución se deben verificar para los caudales de diseño. Para el caudal máximo horario, la presión mínima de diseño a nivel de terreno, excluyendo el arranque

domiciliario, debe ser 15 metros columna de agua y para el caudal máximo diario más el caudal de incendio, la presión mínima de diseño a la salida del grifo debe ser 5 metros columna de agua. Para la presión máxima de diseño, a nivel de terreno sobre la tubería, que corresponde a la presión estática, debe ser menos o igual a 70 metros columna de agua (Instituto Nacional de Normalización (INN), 2015)

3.2.1.7. Pérdidas de carga

La pérdida de carga en una tubería es debido a la resistencia de la tubería por el paso del agua, y se puede calcular utilizando tres fórmulas de pérdidas diferentes.

- La fórmula de Hazen-Williams.
- La fórmula de Darcy-Weisbach.
- La fórmula de Chezy-Manning.

La fórmula de Hazen-Williams es una ecuación explícita para las pérdidas por fricción. En esta característica radica la gran ventaja de las otras fórmulas. La fórmula es sencilla y su cálculo es simple, debido a que el coeficiente de fricción “C” no está en función de la velocidad ni del diámetro de la tubería. Para usar la fórmula de Hazen-Williams debe haber límites a ciertas características del fluido y del flujo, como que el fluido debe ser agua a temperaturas normales (5°C – 25°C), el diámetro de la tubería debe ser superior o igual a 75 mm. y la velocidad en las tuberías debe ser inferior a 3 m/s. Por esta razón se ha optado por utilizar esta fórmula y esta expresado en la ecuación (7).

$$h_f = \frac{10,674 \cdot Q^{1,852} \cdot L}{C_{HW}^{1,852} \cdot D^{4,871}} \quad (7)$$

Donde,

h_f = Pérdidas de carga friccional en la tubería (m),

Q = Caudal de circulación (m^3/s),

C_{HW} = Coeficiente de fricción de Hazen-Williams,

D = diámetro de la tubería (m),

L = Longitud de la tubería.

Para el presente diseño de redes de agua potable se utilizó tuberías de Policloruro de Vinilo (PVC) debido a su rapidez de instalación, menos posibilidad de fugas y mayor resistencia para trabajos en la intemperie. Por ello, según la **Tabla 3** se utilizó el coeficiente de fricción de Hazen y Williams de 150 para dicho material de tubería.

3.2.1.8. Pérdidas localizadas

Las pérdidas localizadas son debido al incremento de la turbulencia que se produce en los cambios de dirección, codos, accesorios, etc. El incluir o no tales pérdidas dependen del tipo de red modelada y de la precisión de los resultados deseados. En algunos casos se pueden despreciar, como cuando una tubería tiene valores grandes de la relación entre la longitud L y el diámetro D (L/D) y cuando la velocidad dentro de las tuberías es baja. La fórmula de las pérdidas localizadas esta expresada en la ecuación (8).

$$h_s = \frac{1}{2 \cdot g} \cdot \sum_{i=1}^n K_i \cdot V_i^2 \quad (8)$$

Donde,

H_l = Pérdidas de carga singulares(m),

K = Coeficiente de pérdidas singulares,

V = Velocidad del flujo(m/s),

g = Aceleración de gravedad (m/s^2).

La Tabla 4 proporciona el valor de algunos coeficientes de perdidas menores para algunos de los accesorios más comunes. Estos valores son solo indicativos, ya que el coeficiente depende la geometría del accesorio.

3.2.2. Cálculo de la red con el programa EPANET

Luego de obtener los parámetros necesarios se procede a modelar la red en el software de cálculo, a continuación se muestra el procedimiento a seguir para ingresar los datos al programa y su procesamiento.

EPANET es un programa que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión. El programa basa su cálculo en el método iterativo en Hardy Cross y para el análisis de las pérdidas de carga se utiliza Hazen-Williams (Lewis, 2000). El espacio de trabajo general de EPANET es el mostrado en la Figura 7.

El proceso de ingreso de datos en el programa se procede la siguiente manera:

- 6) Escogemos el parámetro de unidades de caudal y la fórmula de perdidas, como se muestra en la Figura 8.

- 7) Dibujamos los elementos que conforma la red, como los nodos, tuberías y punto de conexión (Figura 9) e ingresamos los datos de caudal (demanda base) previamente calculados y cota para los nodos (Figura 10) y la longitud, diámetro y rugosidad para las tuberías (Figura 11).

Para la asignación de la demanda base se utiliza en el método de los nodos, el cual consiste en asignarle el valor de la suma del caudal de cada vivienda conectada a la matriz entre 2 nodos al nodo final, siguiendo la dirección del fluido. Los datos de cota y demanda base de los nodos para el tramo 1 y tramo 2, se muestran en la Tabla 10 y Tabla 12, respectivamente.

Los datos de longitudes y diámetros de las tuberías de policloruro de vinilo para el tramo 1 y tramo 2, se muestran en la Tabla 11 y Tabla 13 en la.

- 8) Una vez realizado el modelamiento e ingresados los valores para el cálculo hidráulico de los 2 casos, se analiza para caudal máximo diario más el caudal de incendio y para el caudal máximo horario. Calculamos y el programa registra los resultados, obteniendo varios resultados, pero verificando las velocidades y las presiones.

3.3. Red de aguas servidas

El presente proyecto tiene como uno de los objetivos el diseño de un sistema de recolección de aguas servidas provenientes del uso doméstico, que permita el saneamiento integral de los 3 loteos del sector de Ñipas en la comuna de Tomé. Las obras sanitarias de alcantarillado tienen como finalidad esencial el saneamiento ambiental, recolectando y evacuando apropiadamente las aguas residuales (Instituto Nacional de Normalización, 2009). La instalación de la red se ha proyectado en cañerías de policloruro de vinilo (PVC) clase SN4, con diámetro de 200 milímetros y un valor de Manning de $n=0.013$.

Para cumplir con este objetivo, se contempla la construcción de una planta elevadora de aguas servidas, que reciba las aguas servidas del sector de extensión por medio de colectores, y luego las impulse hasta una cámara existente de propiedad de Essbio S.A.

3.3.1. Trazado de colectores y cámaras de inspección.

El proyecto contempla el diseño de dos colectores principales y ocho colectores laterales, que factibilizarán todo el sector en estudio. Las aguas servidas de los domicilios serán recolectadas por los colectores y conducidas gravitacionalmente hasta una Planta Elevadora, la cual se encontrará ubicada en los terrenos más bajos del sector, teniendo así una diferencia de cotas con la cámara de carga de 26,68 metros y una distancia de 303 metros.

Para el trazado de estos colectores es necesario tener en cuenta las cotas del terreno y la ubicación de la planta elevadora. Los trazados serán en tramos rectos y unidos entre sí por cámaras de inspección.

Las cámaras de inspección se proyectan en lugares donde nace el colector, en cambios de dirección, cambios de pendientes, cambios de diámetros, confluencia de dos o más tuberías, y a una distancia máxima de 120 metros para tuberías menores a 500 mm.

3.3.2. Diseño hidráulico

La población total por servir es de 681 habitantes entre los 3 loteos para el año de diseño, donde se proyectan 2 colectores principales, uno por la calle Rucalhue, en el cual proveerá de alcantarillado a 335 habitantes y el otro colector principal pasa por la calle Antares, el cual proveerá de alcantarillado a 346 habitantes.

3.3.2.1. Caudal medio diario de aguas residuales

El caudal medio diario de aguas servidas se calcula en base al caudal medio diario de agua consumida. Se utiliza la dotación de consumo, la población a servir por el alcantarillado, el coeficiente de recuperación y el factor de capacidad (Instituto Nacional de Normalización, 2009), como se muestra en la ecuación (9).

$$Q_{md\ AS} = \frac{P_f \cdot D_p \cdot R \cdot C}{86400} \quad (9)$$

Donde,

$Q_{md\ AS}$ = Caudal medio diario de aguas servidas(L/s),

P_f = Población total futura(hab),

D_p = Dotación de producción anual (L/hab/día),

R = Coeficiente de recuperación (0.8),

C = Factor de capacidad, el cual debe ser 1 o mayor a 1

3.3.2.2. Caudal máximo horario de aguas servidas

En la red hay una hora en un día del año en que el aporte de aguas residuales es máximo. Este caudal se usa para calcular la capacidad del sistema de alcantarillado, calculado para el final de periodo de diseño. El valor que se obtiene depende del número de habitantes a servir.

- 9) Para determinar este caudal en áreas con 1000 o más habitantes se utiliza el coeficiente de Harmon “M”, el que multiplicado por el caudal medio diario, entrega el caudal máximo horario, como se muestra en la ecuación (10) y (11).

$$Q_{m\acute{a}x\ hAS} = M \cdot Q_{md\ AS} \quad (10)$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{P}{1000}}} \quad (11)$$

Donde,

$Q_{ma\acute{a}x\ HAS}$ = Caudal máximo horario domestico de aguas servidas(L/s),

$Q_{md\ AS}$ = Caudal medio diario de aguas servidas(L/s),

M = Coeficiente de Harmon,

P = Población servida(P> 1 000 Habitantes).

- 10) Para población de menos de 100 habitantes (20 casas), se puede utilizar la tabla de caudales máximos instantáneos de la Boston Society of Civil Engineering (B.S.C.E.), como se ve en la Tabla 5.

- 11) Para poblaciones comprendidas entre 100 y 1 000 habitantes, se interpola entre el valor entregado por la B.S.C.E. para 20 casas, que es 3,6 L/s, y el caudal máximo horario calculado para 1 000 habitantes con el coeficiente de Harmon.

3.3.2.3. Caudal de infiltración

Los aportes no previstos en las redes de alcantarillado sanitario pueden provenir de las aguas pluviales o pueden ser originados del subsuelo principalmente en terrenos saturados de agua freática, por medio de fisuras en los colectores, uniones de colectores con las cámaras de inspección, juntas mal ejecutadas y el material de las tuberías y cámaras de inspección. En el presente proyecto se considera un 20% del caudal máximo horario para el caudal de infiltración.

3.3.2.4. Caudal de diseño

Para la determinación del caudal de diseño portado por los colectores es la suma de los caudales que retornan al sistema de colectores y los cuales se usan para el dimensionamiento hidráulico, se considera la ecuación (12).

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x\ dAS} + Q_{inf} + Q_{ind} \quad (12)$$

Donde,

Q_d = Caudal de diseño (L/s),

$Q_{m\acute{a}x\ dAS}$ = Caudal máximo horario domestico de aguas servidas(L/s).

Q_{ind} = Caudal industrial(L/s),

Q_{inf} = Caudal de infiltración(L/s).

El caudal industrial es aquel proveniente de industrias de gran consumo de agua potable, pero en el presente proyecto se descarta la existencia de caudales industriales.

3.3.2.5. Caudales mínimos

El caudal mínimo es el menor caudal que puede escurrir por un colector en un determinado periodo del día. Estos caudales se utilizan para verificar si la velocidad de escurrimiento es superior o igual a la velocidad mínima de autolavado. Según lo establecido en la norma Chilena NCh 1105, para tuberías nacies y laterales se debe utilizar el valor del caudal máximo instantáneo entregado por la Boston Society of Civil Engineering u otro aceptado por la Autoridad Competente, para cañerías se debe utilizar el caudal medio diario (ecuación (13)) y para colectores, interceptores y emisarios, el caudal mínimo a utilizar es el 60% del caudal medio diario (ecuación (14)).

- a) Tuberías nacies y laterales idealmente utilizar Caudales máximos instantáneos de la B.S.C.E.
- b) Cañerías.

$$Q_{md\ AS} = \frac{Pf \cdot D_p \cdot R \cdot C}{86400} \quad (13)$$

- c) Colector, interceptor y emisarios.

$$12) Q_{md\ AS} = \frac{0,6 \cdot Pf \cdot D_p \cdot R \cdot C}{86400} \quad (14)$$

Donde,

$Q_{md\ AS}$ = Caudal medio diario de aguas servidas(L/s),

P_f = Población total futura(hab),

D_p = Dotación de producción anual (L/hab/día),

R = Coeficiente de recuperación,

3.3.2.6. Capacidad de las tuberías

La capacidad de la tubería se debe calcular con el diámetro interior (D), de modo que la altura (h) dentro de la tubería queda entre los límites que se indican:

- a) Para el caudal máximo de diseño, h/D:
 - 0,70;
 - 0,80, para casos debidamente justificados.

3.3.2.7. Velocidades

Las velocidades del agua en las tuberías quedaran dentro de los límites que se indican:

- a) La velocidad máxima es de 3,0 m/s o el valor aceptado por la autoridad competente para casos específicos;
- b) La velocidad mínima para boca llena (h=D) es de 0,60 m/s.

3.3.2.8. Pendientes

Los colectores por lo general tendrán pendientes iguales a las del terreno natural, debiendo calcularse considerando la distancia entre los centros respectivos de las cámaras de inspección de cada tramo. Se deben considerar pendientes mayores que las pendientes mínimas de la Tabla 6, si lo es técnicamente posible.

Las pendientes calculadas, serán las que determinen los caudales reales que produzcan autolavado en los colectores. Un colector tiene autolavado si posee una velocidad capaz de transportar las materias solidas en suspensión, por ende, los criterios de pendiente mínima son determinadas de la siguiente forma.

- a) Velocidad mínima a sección llena (h=D): 0,60 m/s
- b) h/D para caudal mínimo.

3.4. Planta elevadora de aguas servidas

Las plantas elevadoras son sistemas que permiten evacuar las aguas residuales en sectores donde no es posible un escurrimiento gravitacional hacia colectores, emisarios, plantas de tratamiento y disposición final, considerando principalmente el caudal a evacuar y la energía para vencer la altura geométrica total de elevación, las pérdidas por roce y singularidades (Instituto Nacional de Normalización (INN), 2000).

En este proyecto se realizó un trazado de los colectores de tal forma que las aguas residuales del área a sanear sean transportadas de forma gravitación hasta la planta elevadora, la cual se ubica en un sector de baja cota, para así elevar y descargar las aguas servidas hasta una cámara de inspección proyectada y luego este escurra gravitacionalmente a un colector público o cámara de inspección pública.

3.4.1. Estructura de una planta elevadora de aguas servidas

La planta elevadora fue diseñada de forma compacta para funcionar con bombas sumergibles. La estructura consta de tres compartimientos, la primera contiene una cámara de rejillas, la segunda es el pozo húmedo y el último es una cámara de válvulas.

3.4.1.1. Cámara de rejillas

La cámara de rejillas es una obra de hormigón similar a una cámara de alcantarillado y es el primer elemento en el curso de escurrimiento de las aguas servidas. En esta cámara se ubica el primer elemento de retención cuyo propósito es retener los elementos sólidos de gran tamaño, con la finalidad de evitar que lleguen hasta el pozo de las bombas y pudieran dañar estos elementos. En esta cámara debe instalarse un canastillo de limpieza, el cual debe poder retirarse convenientemente para poder eliminar los sólidos retenidos, debido a que al acumularse el material retenido por las barras, se produce un aumento en el nivel del agua en el canal de llegada y para que esto no ocurra, las rejillas deben limpiarse cuando se llega al nivel máximo definido.

La rejilla se fabrica con barras de acero soldadas a un marco y es colocada verticalmente o con una inclinación de 30 a 80° respecto a la horizontal. La rejilla se puede limpiar a mano o mecánicamente y las características para ambos casos se comparan en la Tabla 7.

Posteriormente de pasar por la cámara de rejillas, las aguas servidas son conducidas y almacenadas en el pozo de aspiración antes de su bombeo. El almacenamiento de aguas servidas en la cámara es para conseguir un volumen mínimo de tal forma de activar las bombas y así que exista suficiente sumersión en la aspiración de las bombas para eliminar la formación de vórtices y que la transición del caudal de las aguas servidas desde la alcantarilla a las tuberías de aspiración de las bombas sea lo más continuo posible, pero debido al almacenamiento se producirán gases, los cuales deben ser venteados al exterior de la cámara (Tchobanoglous, 1998, p. 395). En esta cámara se ubican las bombas sumergibles del sistema. Las dimensiones de cámara van a depender del caudal solicitante, tamaño de las bombas, altura de elevación y profundidad mínima de la PEAS (Jara Barra, 2011, p. 19).

3.4.1.2. Cámara de válvulas

La cámara de válvulas está situada adyacente a la de aspiración y contiene el conjunto de tuberías impulsión y sus correspondientes válvulas. Las válvulas por usar son las de retención y las de corte, las cuales permiten regular el funcionamiento de la impulsión y facilitar una mantención adecuada a la PEAS. Siempre debe ubicarse la válvula de retención entre la bomba y la válvula de corte y ambas deben ser instaladas de forma horizontal a la tubería de impulsión para impedir la sedimentación de los sólidos y obturación de la descarga (Tchobanoglous, 1998, p. 401). La válvula de retención se usa para evitar que el fluido retorne a la cámara húmeda desde la tubería de impulsión y funciona de forma automática con los cambios de presión, permitiendo la circulación del fluido en un sentido y bloquearlo en el contrario, y la válvula de corte sirven para detener o reanudar completamente el flujo de aguas servidas al ser accionada y generalmente se acciona de forma manual (Delgado Rogel, 2013).

3.4.1.3. Cámara de medidor de caudal

Esta cámara solo contiene el medidor de caudal, aunque también puede instalarse dentro de la cámara de válvulas. Generalmente se usa en casos de emergencias, cuando la PEAS deba evacuar las aguas servidas a un estero o un canal cercano, así la municipalidad puede tomar decisiones con la autoridad competente (Jara Barra, 2011, p. 22).

3.4.1.4. Cámara de ventosas

En caso de que la tubería de impulsión en algún punto queda más alta con respecto al nivel del resto se produce un bolsón de aire en el interior de la tubería, provocando que se obstruya la tubería de impulsión y la cámara contiene una válvula ventosa que permite liberar el aire y mantener el flujo limpio (Jara Barra, 2011, p. 22).

3.4.1.5. Tubería de impulsión

La tubería de impulsión es aquella que transporta las aguas residuales descargadas desde las bombas a presión hasta un punto de evacuación, el cual puede ser a un alcantarillado que funcione por gravedad o una estación depuradora (Tchobanoglous, 1998, p. 343).

La presión interna de la tubería es máxima en tramo adyacente al pozo de aspiración y disminuye hasta la presión atmosférica en el punto de descarga o cercano a él. El diseño de la tubería de impulsión depende directamente por el número, tamaño y tipo de bombas, por las velocidades mínimas del agua residual y por la capacidad para resistir las presiones internas máximas, incluyendo las debidas al golpe de ariete (Tchobanoglous, 1998, p. 422).

3.4.2. Diseño hidráulico de una planta elevadora de aguas servidas

Para el diseño de la instalación de la planta elevadora de aguas servidas se han tomado en consideración aquellas formuladas para la Instalación del Servicio de AP y Servicios de AS, el que en su concepción tomó en cuenta la demanda que el presente proyecto generaría

El periodo de previsión es de 20 años, considerando que la ejecución de las obras se realiza entre los años 2023, para entrar en operación el año 2024, con lo cual las obras se han proyectado para satisfacer la demanda del año 2044, como se muestra en la Tabla 8.

El caudal medio horario, el caudal máximo horario doméstico, el caudal de infiltración y el caudal mínimo se calculan con las mismas fórmulas y datos usadas en el diseño hidráulico de las aguas servidas, como se muestra en el apartado 3.3.2, solo cambiando la población a servir.

3.4.2.1. Cámara de rejillas

El canal de acceso de la cámara de rejillas es la estructura en la cual descarga la tubería del colector de conducción en la Planta Elevadora de Aguas Servidas. Se propone un canal de sección del mismo ancho de la tubería de llegada, esto con el fin de mantener constantes la velocidad y el tirante del agua. La longitud del canal de acceso no necesariamente habrá de ser calculada pero deberá ser suficiente para dar cabida a la basura que se aglomere en las rejillas y prevenir la acumulación de arena u otro material pesado, antes y después de la rejilla (Romero R, 2000). Para el diseño de la sección del canal de rejillas se usa la ecuación (15).

$$Q_d = V \cdot A \quad (15)$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño de la planta elevadora de aguas servidas (m^3/s),

V = Velocidad de las aguas servidas (m/s),

A = área de tubería (m^2),

Por otra parte, las velocidades de aproximación propuestas por Crites y Tchobanoglus (2000), son de 0,3 [m/s] para el caso de rejillas limpias y 0.6 [m/s] para rejillas obstruidas, donde la velocidad del fluido a través de la rejilla se debe encontrar entre estas dos velocidades. Con la velocidad para rejillas limpias se calcula el área libre y el tirante, como se muestra en la ecuación (16) y (17).

$$A_L = \frac{Q_d}{V_{reja\ limpia}} \quad (16)$$

$$h = \frac{A_L}{b} \quad (17)$$

Donde,

A_L = Área canal entrada (m²),

$V_{reja\ limpia}$ = Velocidad a través de la reja (m/s),

h = Tirante del flujo de canal (m),

b = Ancho del canal de entrada (m/s).

En la ecuación (18) y (19) se obtiene la suma de las separaciones entre barras y el largo de la rejilla, respectivamente, con los cuales se calcula el área de espacios que hay en la rejilla, como se muestra en la ecuación (20).

$$b_g = \left(\frac{b-e}{s+e} + 1\right) \cdot e \quad (18)$$

$$H = \frac{h}{\text{sen}(\theta)} \quad (19)$$

$$A_E = H \cdot b_g \quad (20)$$

Donde,

b_g = Suma de las separaciones entre barras (mm),

e = separación entre barras (mm),

H = Largo de rejilla (mm)

θ = Inclinación de rejilla (°)

A_E = Área libre (m/s).

La velocidad que fluye a través de los espacios de la rejilla se calcula mediante la ecuación (15), utilizando el área libre calculado en la ecuación (20). La cantidad de barras se obtiene como se muestra en la ecuación (21).

$$n^{\circ} = \frac{b_g}{e} - 1 \quad (21)$$

El procedimiento de verificación es comprobar que la pérdida de carga en la rejilla sea menor a 15 cm. Las pérdidas de carga a través de la rejilla se pueden estimar por medio de la ecuación (22), pero estas solo pueden ser aplicados para casos en que las rejillas estén limpias, ya que al saturarse con los residuos retenidos en las rejillas, la pérdida de carga aumenta. Una forma de estimar la pérdida de carga es suponer que parte del espacio disponible para el flujo de aguas servidas se encuentre obstruido, el cual será un 50% del área libre (Crites & Tchobanoglous, 2000).

$$H_f = \frac{1}{2g} * \left(\frac{Q}{CA}\right)^2 \quad (22)$$

Donde,

H_f = Pérdida de carga (m),

Q = Caudal de aproximación (m³/s),

C = Coeficiente de descarga: 0,60 para rejillas limpias y 0,50 para rejillas sucias,

A = Área efectiva de flujo de la rejilla (m²),

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

3.4.2.2. Pozo de aspiración o cámara húmeda

La cámara húmeda es donde se encuentran las bombas sumergibles, y tiene como finalidad albergar y mantener un volumen de aguas servidas necesario para que las bombas puedan trabajar de forma eficiente y garantizar que las bombas no arranquen frecuentemente, lo que provoca un rápido deterioro de ellas. Para el cálculo del volumen de la cámara húmeda (ecuación (24)) se basa en el tiempo de un ciclo entre partida y parada (ecuación (23)) para una configuración de bombas 1+1.



$$T_c = T_{llenado} + T_{vaciado} = \frac{V}{Q_e} + \frac{V}{Q_b - Q_e} \quad (23)$$

Donde,

T_c = Tiempo de un ciclo (s),

$T_{llenado}$ = Tiempo de llenado de la cámara húmeda (min),

$T_{vaciado}$ = Tiempo de vaciado de la cámara húmeda (min),

V = Volumen de la cámara húmeda (m³),

Q_e = Caudal de entrada (m³/s),

Q_b = Caudal de bombeo (m³/s).

$$V = \frac{T \cdot Q}{4} \quad (24)$$

Donde,

V = Volumen necesario (m³),

T = Tiempo de un ciclo de bombeo(s),

Q = capacidad de la bomba o caudal de bombeo (m³/s).

Para la determinación del volumen mínimo (ecuación (25)) para la cámara, se considera el tiempo mínimo entre dos arranques o tiempo de ciclo de las bombas recomendados por el fabricante, asumiendo un tiempo de ciclo de 10 minutos o 600 segundos, según lo indica la normativa vigente.

$$V_{min} = T_{Cmin} \cdot \frac{Q_b}{4} \quad (25)$$

Donde,

V_{min} = Volumen mínimo de cámara húmeda (s),

T_{Cmin} = Tiempo de bombeo mínimo (s),

Q_b = Capacidad de la bomba o caudal de bombeo (s).

Para la determinación del volumen máximo (ecuación (26)) para la cámara, se debe asegurar un tiempo retención máxima de 30 minutos o 1800 segundos, con el objetivo de evitar el potencial desarrollo de condiciones sépticas y producción de malos olores (Tchobanoglous, 1998).

$$V_{max} = T_{Cmax} \cdot \frac{Q_b}{4} \quad (26)$$

Donde,

V_{max} = Volumen máximo de cámara húmeda (s),

T_{Cmax} = Tiempo de bombeo máximo (s),

Q_b = Capacidad de la bomba o caudal de bombeo (s).

El volumen útil es el volumen que existe en la cámara húmeda, medido entre los niveles de partida y parada de las bombas, y se calcula con la ecuación (27).

$$V_{util} = V_{min} + \frac{V_{max} - V_{min}}{5} \quad (27)$$

Luego de obtener el volumen útil, se procede a verificar los tiempos de ciclo tanto para el caudal medio, como para el caudal máximo horario de aguas servidas, para que el tiempo entre partidas de la bomba no debe superar los 30 minutos, y se calcula con la ecuación (23). También se verifica la cantidad de partidas por hora (ecuación (28)) que realiza la bomba, la cual no debe ser superior a 6 repeticiones por hora.

$$P_h = \frac{60}{T_c} \quad (28)$$

Donde,

P_h = Cantidad de partidas de la bomba en una hora (N°).

3.4.2.3. Equipos de elevación e impulsión

3.4.2.3.1. Altura de manométrica de elevación de la bomba

Para la elección de la bomba se debe calcular la altura total de elevación, la cual es la suma del desnivel geométrico entre el nivel mínimo de aguas servidas en la cámara húmeda y la cota más alta de la cámara que descarga la impulsión (ecuación (29)), ubicada en el tramo de impulsión o bien en la cámara de descarga más las pérdidas de carga por fricción y las perdidas singulares, como se muestra en la ecuación (30).

$$H_{geom} = C_{des} - C_{asp} \quad (29)$$

$$H_t = H_{geom} + h_f + \sum h_m \quad (30)$$

Donde,

H_t = Altura manométrica total (m),

H_{geom} = Altura geométrica total (m)

h_f = Pérdida de carga por rozamiento en la impulsión (m),

$\sum h_m$ = Pérdida de carga singular en la impulsión (m),

C_{asp} = Cota del nivel partida de aspiración de la bomba (m),

C_{des} = Cota del punto más alto de impulsión o el punto de descarga (m).

3.4.2.3.2. Tubería de impulsión

La determinación del diámetro de la tubería de impulsión es indispensable para la elección de bomba, debido a que las pérdidas de carga experimentadas en ella serán relevantes para calcular la altura a elevar por la bomba (Pihan Canales, 2005). El diámetro de la tubería de impulsión puede ser cualquiera dentro de un rango de velocidades recomendadas para que el escurrimiento del fluido evite la sedimentación y acumulación de aire al interior de las tuberías (Tchobanoglous, 1998).

En virtud de lo expuesto, existe un diámetro óptimo desde el punto de vista técnico económico, para el cual el costo de inversión tanto en equipo elevador como en la tubería de impulsión, más los costos operacionales, son mínimos. La ecuación (31) para el cálculo del diámetro óptimo, corresponde a la fórmula de Bresse:

$$D = K\sqrt{Q_d} \quad (31)$$

Donde,

D = Diámetro económico (m),

K = Coeficiente que depende de los costos de los equipos, costos operacionales y el factor de uso del equipo. Se asume igual a 0,9, según recomendaciones de diversos estudios nacionales.

Con el diámetro definido, se procede a verificar la velocidad de la red como se muestra en la ecuación (32), la cual dentro de la tubería de impulsión deben ser del orden de 1 m/s y 2 m/s, para que permita el arrastre de los sólidos suspendidos en el fluido.

$$V_t = \frac{Q_d}{Area_t} \quad (32)$$

V_t = Velocidad dentro de la tubería de impulsión (m/s),

$Area_t$ = Área interior de la tubería de impulsión (m²).

Luego de verificar la velocidad para el diámetro elegido para la tubería de impulsión, se procede a calcular las pérdidas de carga friccionales y perdidas de carga singulares.

Las Pérdidas friccionales de la tubería están dadas por las características de las cañerías de impulsión y fueron determinadas con la relación de Hazen – Williams. La pérdida de carga en una conducción, según la expresión señalada, será calculada como la ecuación (7)

Las pérdidas de carga singulares se calculan de acuerdo con los coeficientes de las piezas especiales, como se muestra en la Tabla 4, aplicadas a la velocidad respectiva, según la ecuación (8).

3.4.2.3.3. Selección de equipos de elevación

Una vez obtenida la información necesaria con respecto a la altura de elevación y el caudal de diseño de la planta proyectada se procede a elegir el equipo de impulsión, teniendo en cuenta que la potencia útil de la bomba sea mayor a la potencia absorbida (ecuación (33)) por ella, para un rendimiento de la bomba del 65%. Luego de cumplir con el parámetro anterior, se define el punto de operación de la bomba, esto se realiza con la gráfica de la curva de la bomba y la curva del sistema, donde la intersección de ambas curvas será el punto de operación de la bomba, obteniendo un caudal de funcionamiento nuevo para la



bomba, el cual se utiliza para verificar nuevamente las velocidades de la tubería de impulsión utilizando la ecuación (32).

$$P_t = \frac{\gamma \cdot Q_b \cdot H_t}{E_p} \quad (33)$$

Donde,

P_t = Potencia absorbida (kN·m/s),

γ = Peso específico del agua (kN/m³),

E_p = Rendimiento de la bomba (adimensional).

3.4.2.3.4. Verificación golpe de ariete

Debido a que al inicio de la impulsión y la salida del equipo de bombeo se ha instalado una válvula de retención, el análisis se realiza en este punto, que corresponde al más desfavorable con relación a la sobrepresión por el golpe de ariete.

El tiempo crítico de cierre está dado por el tiempo que se demora la onda de presión en recorrer la tubería y devolverse al mismo punto de análisis (Válvula de retención). Se calcula por medio de la ecuación (34) (Tchobanoglous, 1998).

$$T_c = \frac{2L}{a} \quad (34)$$

Donde,

T_c = Tiempo critico (s),

L = Longitud de la tubería de impulsión (m),

a = Celeridad de la onda de presión (m/s).

La celeridad de la onda depende de las propiedades físicas del fluido y de la tubería de impulsión como se muestra en la ecuación (35) (Tchobanoglous, 1998).



$$a = \frac{1440}{\sqrt{1 + C \cdot \left(\frac{K \cdot d}{E \cdot e}\right)}} \quad (35)$$

Donde,

a = Celeridad de la onda de presión (m/s),

C = 1, para tuberías con juntas de expansión,

K = Modulo de masa del agua (Kg/cm²),

d = Diámetro de la tubería (mm),

E = Modulo de elasticidad de la tubería (Kg/cm²),

e = Espesor de la pared de la tubería (mm).

Para determinar el tiempo de cierre o parada se utiliza la ecuación (36), calculada teóricamente y probada empíricamente por el Dr. Enrique Mendiluce (1987), hasta conseguir la aproximación máxima entre los resultados obtenidos, obteniendo la ecuación corregida.

$$T = C + K \cdot \frac{V \cdot L}{g \cdot H_t} \quad (36)$$

Donde,

T_b = Tiempo de cierre o parada (s),

C = Coeficiente C de Mendiluce que depende de la pendiente, es 1 cuando $H_t/L < 0,20$.,

K = Coeficiente K de Mendiluce que depende de la longitud de la impulsión, si $L < 2000$ m. se tiene:
 $K = 2 - 0,0005 \cdot L$

L = Longitud de la tubería de impulsión (m),

V = Velocidad de escurrimiento (m/s),

g = Aceleración de gravedad (m/s²),



H_t = Altura manométrica (m).

El tiempo de parada obtenida se debe comparar con el tiempo crítico de cierre calculado anteriormente, para verificar que tipo de cierre se produce en la válvula de corte y utilizar la ecuación apropiada para la sobrepresión producida por el golpe de ariete. Cuando el tiempo de parada sea inferior al tiempo de parada crítico, se obtiene un cierre rápido y se aplica la ecuación (37) de Allievi y en el supuesto que el tiempo de parada sea mayor al tiempo de parada crítico, se obtiene un cierre lento y se utiliza la ecuación (38) de Michaud. (Abreu et al., 1995)

$$\text{Cierre rapido} \rightarrow \Delta H = \frac{a \cdot V}{g} \quad (37)$$

$$\text{Cierre lento} \rightarrow \Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot T_b} \quad (38)$$

Donde,

ΔH = Sobrepresión o golpe de ariete (m.c.a.)

T_b = Tiempo de cierre o parada del equipo de bombeo (s),

V = Velocidad de escurrimiento (m/s),

L = Longitud de la tubería de impulsión (m),

a = Celeridad de la onda de presión (m/s),

g = Aceleración de gravedad (m/s^2).

La presión máxima es la suma entre la presión manométrica del sistema y la sobrepresión, la cual ocurre cuando se cierra súbitamente una válvula y se calcula con la ecuación (39).

$$H_{m\acute{a}x} = H_t + \Delta H \quad (39)$$

Donde,

$H_{m\acute{a}x}$ = Presión máxima junto a la válvula de retención (m.c.a.),

H_t = Altura manométrica (m.c.a.),



ΔH = Sobrepresión o golpe de ariete (m.c.a.).

Luego de obtener la presión máxima, se verifica que la presión máxima de trabajo de la tubería no sea superior a la presión máxima producto por el golpe de ariete.

La presión mínima o la subpresión máxima (ecuación (40)) es la diferencia entre la presión manométrica del sistema y la subpresión, la cual ocurre al efectuarse la apertura brusca de una válvula. La subpresión se calcula con la ecuación (41) o con la ecuación (42), dependiendo de que tipo de cierre se haya identificado anteriormente.

$$H_{min} = H_t - \Delta h \quad (40)$$

$$\text{Cierre rapido} \rightarrow \Delta h = \frac{a \cdot V}{g} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{V}{g \cdot H_m}} \right) \quad (41)$$

$$\text{Cierre lento} \rightarrow \Delta h = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot T_b} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{L \cdot V}{g \cdot H_t \cdot T_b}} \right) \quad (42)$$

Donde,

H_{min} = Subpresión máxima o presión mínima (m.c.a.)

Δh = Subpresión o golpe de ariete (m.c.a.)

T_b = Tiempo de cierre o parada del equipo de bombeo (s),

V = Velocidad de escurrimiento (m/s),

L = Longitud de la tubería de impulsión (m),

a = Celeridad de la onda de presión (m/s),

g = Aceleración de gravedad (m/s²).

4. MARCO NORMATIVO Y TEÓRICO

4.1. Normas aplicadas

- NCh 691 Of. 2015 - Agua Potable - Producción, conducción, almacenamiento y distribución - Requisitos de diseño.
- NCh 1105 Of. 2009 - Ingeniería sanitaria - Alcantarillado de aguas servidas - Diseño y cálculo de redes.
- NCh 2472 Of. 2000 - Aguas residuales - Plantas elevadoras - Especificaciones generales
- Superintendencia de Servicios Sanitarios (SISS) - “Estudio tarifario empresas de servicios sanitarios del Bio Bio S.A. (2007)”

4.2. Teoría hidráulica aplicadas

- Agüero P., R. (1997). – “Agua Potable Para Poblaciones Rurales: Sistemas de Abastecimiento por Gravedad sin Tratamiento.”
- Crites, R., & Tchobanoglous, G. (2000). - “Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones.”
- Lewis, R. (2000). - “Epanet 2: Manual de usuario.”
- López C., R. (1995). - “Elementos de diseño para acueducto y alcantarillados.”
- Mendiluce, E. (1987). - “El golpe de ariete en impulsiones.”
- Romero R, J. A. (2000). - “Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño.”
- Tchobanoglous, G. (1998). - “Ingeniería residual de aguas residuales: redes de alcantarillado y bombeo.”
- Tchobanoglous, G., & Burton, F. (1995). - “Ingeniería de aguas: residuales Tratamiento, vertido y reutilización”

5. RESULTADOS

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de cada etapa descrita anteriormente.

5.1. Red distribución de agua potable

El dimensionamiento de la red de agua potable se debe realizar teniendo en consideración los conceptos, los coeficientes y ecuaciones que se indicaron anteriormente en el capítulo 3.2.1. De ahora en adelante en los resultados de agua potable, la red de distribución que se proyecta por la calle Antares, se denomina Tramo 1 y la por la calle Rucalhue, se denomina Tramo 2.

Para determinar el caudal medio diario de potable, el caudal máximo diario y caudal máximo horario se utilizaron las ecuaciones (4), (5) y (6), respectivamente, teniendo como resultado los valores de la Tabla 9.

Calculados los caudales, se debe verificar las presiones máximas y mínimas para los nodos y las velocidades máximas para las tuberías. Para la determinación de dichos valores, se ingresan los datos de la Tabla 10 y Tabla 11 para el tramo 1 y los datos de la Tabla 12 y Tabla 13 para el tramo 2 al software de cálculo, llamado EPANET.

Una vez ingresado y modelado los datos, se obtiene los resultados de las presiones de los nodos y las velocidades de las tuberías para el caudal máximo diario más el caudal de incendio (A) y para el caudal máximo horario (B) del tramo 1 y tramo 2.

Las presiones y las velocidades del tramo 1 y del tramo 2 cumplen lo requerido por la normativa, para el caso A teniendo una presión mínima de 5 m.c.a. en el nodo que se ubica el grifo y para el caso B teniendo una presión mínima de 15 m.c.a. en los puntos de conexión domiciliaria, también en los 2 casos hay una presión menor a 70 m.c.a., cumpliendo con la presión máxima en los nodos, como se muestran en la Tabla 14 y Tabla 16. Las velocidades en las tuberías para el caso A y caso B no superan la velocidad máxima de 3 m/s, evitando el desgaste excesivo y el golpe de ariete, como se muestra en la Tabla 15 y Tabla 17.

5.2. Red de distribución de aguas servidas

El dimensionamiento de la red de distribución de aguas servidas se debe realizar teniendo en consideración los conceptos, los coeficientes y ecuaciones que se indicaron anteriormente en el apartado 3.3. De ahora en adelante en los resultados de aguas servidas, la red de distribución que se proyecta por la calle Antares, se denomina Colector 1 y la por la calle Rucalhue, se denomina Colector 2.

El diseño y análisis hidráulico de la red se realizó aplicando la ecuación de Manning, utilizando tablas, nomogramas y el programa Excel, basándose en la relación de la fórmula de Manning con la pendiente, caudal y velocidad para condiciones de flujo a sección llena y a sección parcialmente llenas en las tuberías.

La red consta de 20 cámaras de inspección de diferentes tamaños y tipos (Tabla 18), conectadas entre sí por medio de colectores (Tabla 19).

Para determinar el caudal de diseño, primero se debe calcular el caudal medio de aguas servidas (ecuación (8)), caudal máximo horario instantáneo aplicando lo explicado en el apartado 3.3.2.2 y el caudal de infiltración que se considera como un 20% del caudal anterior. El caudal de diseño es la suma de los caudales calculados anteriormente, como se muestra en la ecuación (11), teniendo como resultados los valores de la Tabla 20.

Los caudales mínimos permiten verificar que se produzcan velocidades de autolavado en las tuberías, la capacidad de las tuberías se verifica calculando el caudal máximo de diseño ($h/D=0,7$) y se compara con el caudal de diseño (Q_d), las velocidades de las tuberías deben ser menor a 3 m/s para la velocidad del caudal de diseño (Q_d) y las velocidades mínimas para la velocidad a boca llena ($h=D$) deben ser mayor a 0,6 m/s Tabla 21.

5.3. Planta elevadora de aguas servidas

La longitud del canal de acceso no necesariamente habrá de ser calculada pero deberá ser suficiente para dar cabida a la basura que se aglomere en las rejillas. Las condiciones del diseño se muestran en la Tabla 22. El procedimiento de verificación es comprobar que la pérdida de carga en la rejilla sea menor a 15 cm., para ello se hace lo indicado en el apartado 3.4.2.1, obteniendo los resultados observados en la Tabla 23 y cumpliendo con la pérdida de carga en la rejilla.

El diseño del pozo se calculará para los caudales máximos por desaguar de las instalaciones domiciliarias de las viviendas, las cuales descargan a la cámara de inspección ubicada en el punto donde convergen los dos colectores principales y que se encuentra en las afueras del terreno donde se ubicara la P.E.A.S. En la Tabla 24 se muestra el resumen del caudal de diseño para planta elevadora de aguas servidas.

El pozo de aspiración se diseñará para condiciones donde debe poseer un volumen mínimo que asegure un tiempo de retención de 10 minutos y debe poseer un volumen máximo, de tal forma que las aguas servidas no permanezcan almacenadas por un periodo mayor de 30 minutos, para evitar la septización de estas. Utilizando las ecuaciones indicadas en el apartado 3.4.2.2, obtendremos las dimensiones del pozo de aspiración, como se muestra en la Tabla 25.

Para efecto de la geometría del pozo de acumulación, se considera una planta rectangular de las dimensiones que se muestran en la Tabla 26, también se muestran las profundidades de las plantas y cota de operación. En la Tabla 27 se muestra la altura geométrica de elevación, producto del desnivel que hay entre la cota del nivel mínimo del pozo de acumulación y la cota del punto más alto de la impulsión.

La impulsión va a constar de una parte de acero de un diámetro nominal de 75 mm. con un largo de 18 metros y la otra parte será de P.V.C C-10 de un diámetro nominal de 90 mm. con un largo de 303 metros. Se debe verificar que las velocidades de las tuberías cumplan con lo permitido, como se muestra en la Tabla 28. Luego de eso se calculan las pérdidas de cargas regulares a partir de las formula de Hazen-Williams y las pérdidas de cargas singulares de acuerdo a los coeficientes de piezas especiales, obteniendo resultados presentes en la Tabla 29 y Tabla 30, respectivamente. Teniendo las perdidas en función del caudal, obtendremos la curva del sistema y también la altura total de elevación, como se muestra en la Tabla 31. Después de calculadas las pérdidas en la red, se procede a determinar los puntos de funcionamiento del sistema para 20 años.

Al tener la curva del sistema se procede a elegir el equipo de impulsión, la cual es una bomba sumergible SLV.80.80.110.2.51D.C de marca Grundfos. Los detalles de la bomba y la curva de rendimiento se adjuntan en el anexo 6 y también en la Tabla 32.

El tiempo de cierre crítico y tiempo de parada del equipo de bombeo deben compararse para determinar qué tipo de cierre se produce en la válvula de corte (Tabla 33). Obtenido el tipo de cierre, se calcula el golpe de ariete para los dos casos, obteniendo la presión máxima junto a la válvula retención y la presión mínima, teniendo como resultados los valores de la Tabla 34 y se compara con la resistencia de las tuberías y la presión de vaporización del agua, respectivamente.

6. CONCLUSIÓN

La correcta realización del anteproyecto de la red de distribución de agua potable, la red de recolección de aguas servidas y la planta elevadora de aguas servidas, siguiendo la metodología antes mencionada, son fundamentales para asegurar el acceso a servicios básicos de calidad y mejorar las condiciones de vida de la población en los loteos. Es crucial considerar tanto los aspectos técnicos como las normativas vigentes para garantizar que estos sistemas sean eficientes, sostenibles y operen de manera continua.

La importancia de estos servicios destaca su rol esencial en la mejora de la calidad de vida, al proporcionar agua potable segura y un sistema adecuado de alcantarillado, lo que contribuye al bienestar de las familias y al desarrollo integral de la comunidad. Además, asegurar un funcionamiento adecuado de las redes, tomando en cuenta la necesidad de suministros constantes de agua potable y un sistema de evacuación eficaz de aguas servidas, para evitar problemas sanitarios y proteger el medio ambiente. También tendrán mayor seguridad debido a la instalación de nuevos hidrantes contra incendios.

El proyecto se ha elaborado contemplando el crecimiento demográfico y un periodo de diseño determinados por las estructuras a construir. La determinación de la población para realizar el diseño se basó en varios aspectos como: Análisis estadísticos (censos), normativas emitidas para la ocupación de lotes en la urbanización y análisis de la población de saturación, aunque recopilando y analizando los puntos anteriores, se puede asegurar que sea totalmente preciso. Sin embargo, se debe utilizar un método que mejor represente la situación actual de la zona de estudio y su tendencia de crecimiento poblacional. Por lo tanto, se concluye que se utilizara la estimación de población futuras con el método de crecimiento geométrico en la presente tesis. El proyecto se ha realizado para un periodo de diseño de 20 años.

En los puntos de conexión a la matriz de agua potable y en el inicio de la red se dispone una presión de 15 m.c.a., debido a esto al principio se ve una presión menor a la permitida, la cual se le debe solicitar un aumento de esta en los puntos de conexión para cumplir con los requisitos, pero en general, a todos los domicilios les llegara una presión mínima de 15 m.c.a., cumpliendo con la presión que debe haber en cada arranque domiciliario, como también la presión máxima en las tuberías no superan 70 m.c.a., cumpliendo con la normativa. La presión a la salida del grifo en casos de incendios es mayor a 5 m.c.a. para los 2 tramos, cumpliendo con establecido en la normativa. Las velocidades del sistema cumplen con lo establecido en la norma NCh 691 Of. 2015, cumpliendo con una velocidad mínima para que no se produzca la deposición de sedimentos en las tuberías, además agregando tapones recirculantes en cada nodo que no tenga continuación para ayudar con lo antes mencionado.

Producto del desnivel natural del terreno algunos colectores se encuentran con pendientes muy fuertes, produciendo un desgaste excesivo en las tuberías, por lo cual, si fuera necesario se debe aumentar el diámetro nominal de los colectores afectados, provocando una disminución del desgaste, con previa verificación. En todos los colectores se produce al menos 1 vez al día el autolavado, debido a que las velocidades mínimas son mayores a las velocidades de autolavado y mayores a 0.6 m/s, provocando que no queden depositados los solidos en las tuberías.



Se diseñó una planta elevadora de aguas servidas, con 2 bombas, una en operación y la otra en stand-by, de capacidad de 7,75 litros/segundo y una altura de punto de operación de 39,57 metros columna de agua, logrando elevar más que la altura total de elevación del agua residual, hasta el punto de conexión. También se cumple con los tiempos de ciclo mínimos y máximos, teniendo un tiempo de retención mayor a 10 minutos y menor a 30 minutos.

La planta elevadora de aguas servidas calculada logra reunir las mejores características constructivas, teniendo en cuenta la seguridad que la estructura no fallara ante cualquier evento. La sección de las cámaras será rectangular, porque brindan una mayor superficie interior, la cual favorece el movimiento de los operadores en su interior y además, es de ayuda para el volumen neto de acumulación del pozo y para la distribución de las piezas especiales en la cámara de válvulas, como también para la limpieza de la cámara de rejillas.

El golpe de ariete se produce cuando se interrumpe súbitamente la energía que propulsa la columna de agua en la línea de impulsión, o por el cierre rápido de una válvula de regulación del flujo a la salida de la bomba, provocando una presión interna a todo lo largo de la tubería.

Debido a que el tiempo de cierre de la válvula es mayor que el tiempo crítico de cierre, se debe calcular la sobrepresión y Subpresión para un cierre lento, además producto de esto no es necesario colocar un dispositivo para controlar el golpe de ariete.

La presión máxima producto del golpe de ariete no sobrepasa la presión máxima de trabajo de la tubería de PVC PN10 (100 m.c.a.), por lo que no es necesario instalar un dispositivo protector contra el golpe de ariete para la sobrepresión y las tuberías seleccionadas cumplen con lo requerido.

La presión mínima o subpresión máxima, producto del golpe de ariete corresponden a valores mayores a la presión de vaporización del agua, por lo tanto no se produce cavitación en la impulsión, debido a esto la selección de la bomba es adecuada y cumple con todo lo requerido.

En conclusión, los diseños de redes de agua potable, redes de alcantarillado y la planta elevadora de aguas servidas presentados en esta tesis son confiables y pueden ser analizados en diferentes situaciones, dado que han sido validados de forma adecuada según el procedimiento establecido en el apartado 3.2.1 para redes de agua potable, en el apartado 3.3.2 para redes de alcantarillado y en el apartado 3.4.2 para la planta elevadora de aguas servidas.

7. Bibliografía

- Abreu, J., Cabrera, E., Iglesias, P. L., & Izquierdo, J. (1995). *El golpe de ariete en tuberías de impulsión. comentarios a las expresiones de Mendiluce*. <https://doi.org/10.4995/ia.1995.2676>
- Agüero P., R. (1997). *Agua Potable Para Poblaciones Rurales: Sistemas de Abastecimiento por Gravedad sin Tratamiento*. SER.
- Allievi, L. (1903). *Teoría générale del moto pertúbalo dell'aqua nei tuni in pressione*. Tip. dell'unione cooperativa.
- Comisión Nacional del Agua. (2019). *Manual de Agua Poable, Alcantarillado y Saneamiento. "Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado"*. [s.n.].
- Crites, R., & Tchobanoglous, G. (2000). *Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones*. California: McGraw-Hill.
- Delgado Rogel, A. (2013). *Ingeniería de detalles de una planta elevadora de aguas servidas de capacidad $Q=11,5$ L/s y $H=6,0$ m. de bombas sumergible*. (Tesis de pregrado, Universidad Austral de Chile).
- Instituto Nacional de Normalización. (2009). *Ingeniería sanitaria - Alcantarillado de aguas servidas - Diseño y cálculo de redes*". Norma Chilena Oficial. NCh 1105 Of 2009 .
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2000). *Aguas residuales - Plantas elevadoras - Especificaciones generales*. Norma Chilena. NCh 2472 Of 2000.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2015). *Agua potable - Producción, conducción, almacenamiento y distribución - Requisitos de diseño*. Norma Chilena Oficial. NCh 691 Of 2015.
- Jara Barra, R. (2011). *Análisis técnico económico de pozo húmedo de plantas elevadoras de aguas servidas*. (Tesis de pregrado, Universidad técnica Federico Santa María).
- Lewis, R. (2000). *Epanet 2: Manual de usuario*. U.S. Environmental Protection Agency. https://epanet.es/wp-content/uploads/2012/10/EPANET_Manual_Usuario.pdf
- López C., R. (1995). *Elementos de diseño para acueducto y alcantarillados*. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Mendiluce, E. (1987). *El golpe de ariete en impulsiones*. Bellisco.
- Pihan Canales, K. (2005). *Sistema de recolección de aguas servidas para el sector Alto Guacamayo*. (Tesis de Pregrado, Universidad Austral de Chile).



Romero R, J. A. (2000). *Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño*. Escuela Colombiana de Ingeniería.

Sadarriaga, J. (2007). *Hidráulica de Tuberías: Abastecimiento de Agua, Redes, Riegos*. Alfaomega.

Superintendencia de Servicios Sanitarios (SISS). (2007). *Estudio tarifario empresas de servicios sanitarios del Bio Bio S.A.* [s.n.].

Tchobanoglous, G. (1998). *Ingeniería residual de aguas residuales: redes de alcantarillado y bombeo*. McGraw-Hill.

Tchobanoglous, G., & Burton, F. (1995). *Ingeniería de aguas: residuales Tratamiento, vertido y reutilización*. McGraw-Hill.

8. ANEXOS

8.1. Anexo N°1: Figuras.

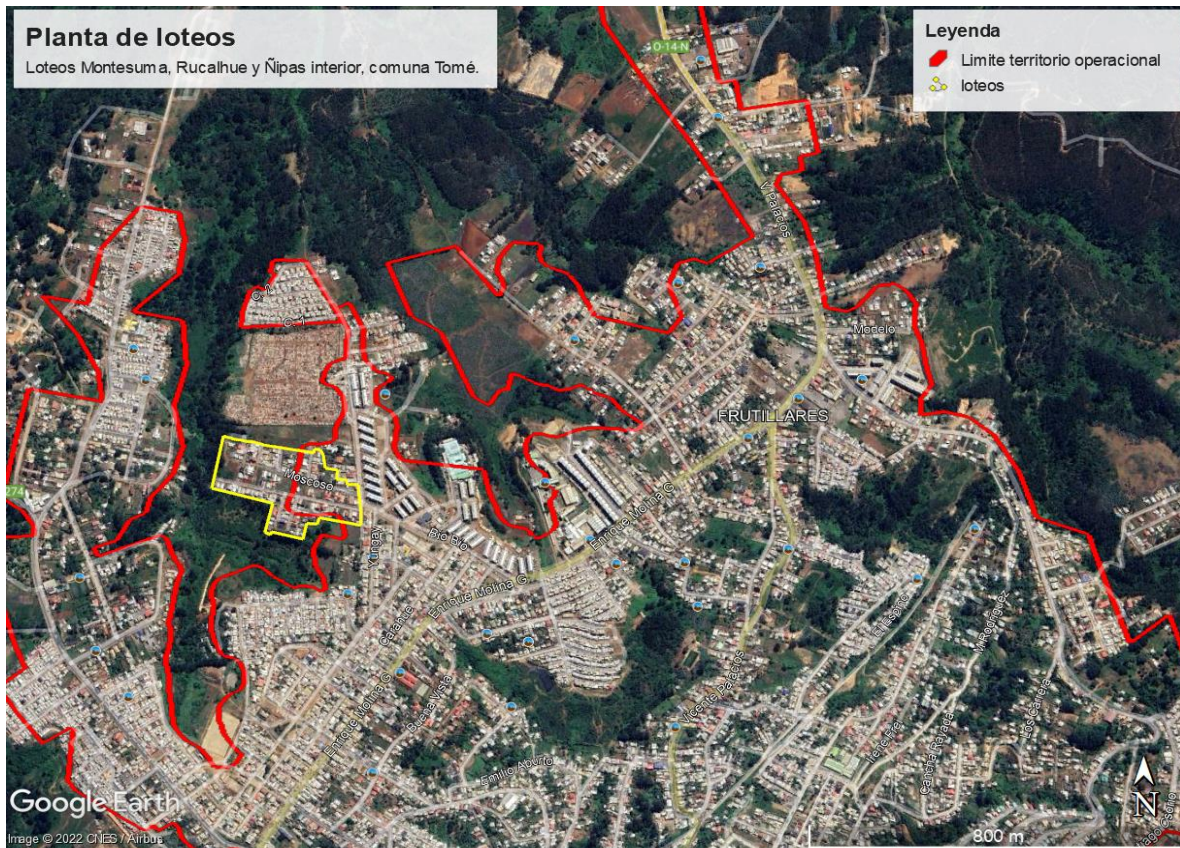


Figura 1. Ubicación satelital de los loteos de Montesuma, Ñipas Interior 2 y Rucalhue. Se muestra el límite del territorio operacional de Essbio S.A.

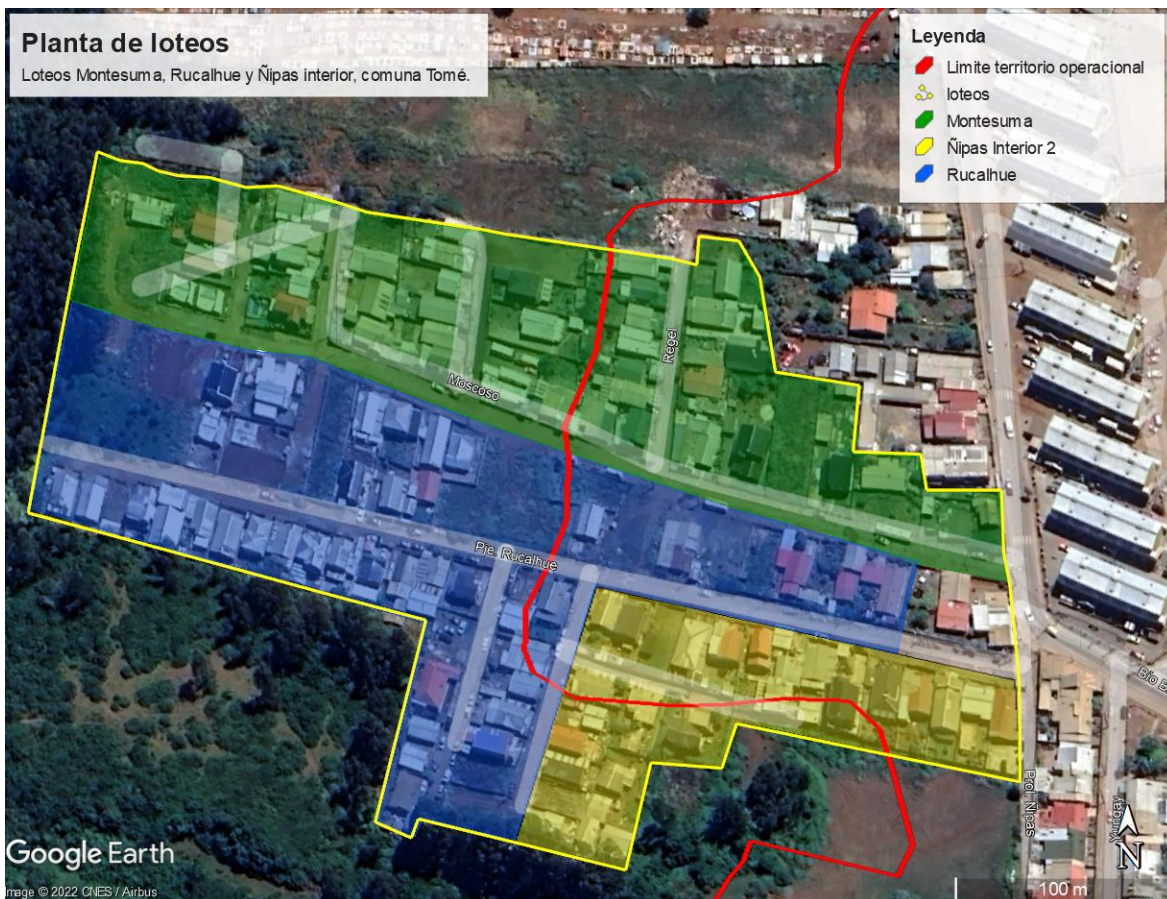


Figura 2. Planta de loteos. Se muestra el área de los loteos de Montesuma, Ñipas Interior 2 y Rucalhue, donde se muestra el límite del territorio operacional de Essbio S.A.

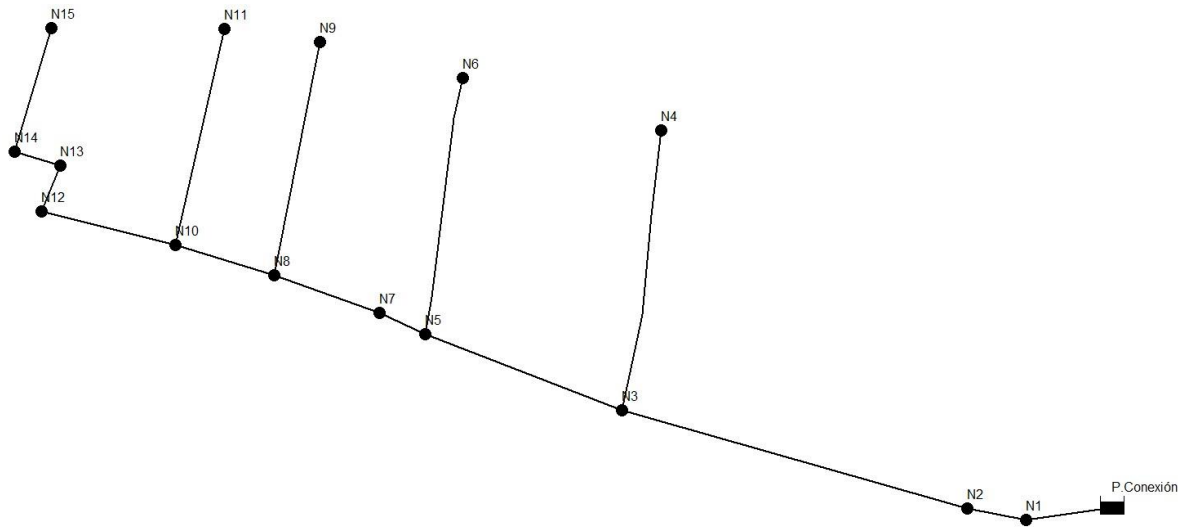


Figura 3. Nodos de la red de distribución de agua potable de la calle Antares.

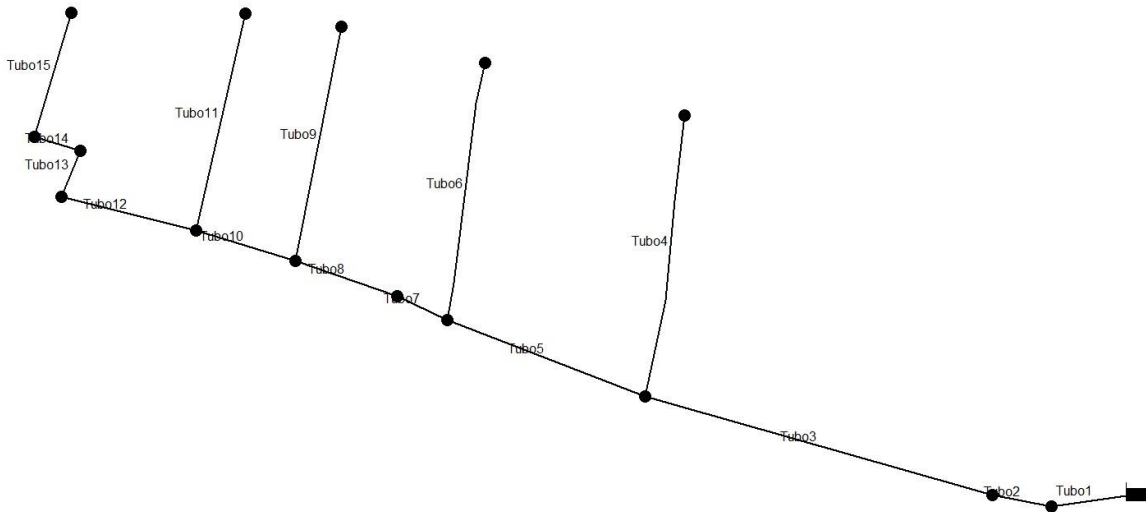


Figura 4. Tubos de la red de distribución de agua potable de la calle Antares.

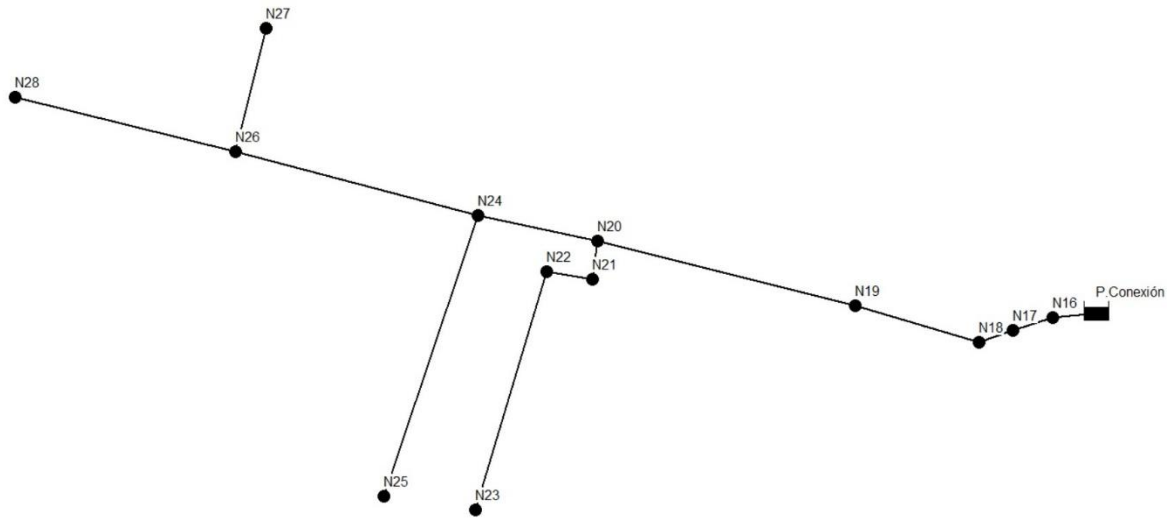


Figura 5. Nodos de la red de distribución de agua potable de la calle Rucalhue.

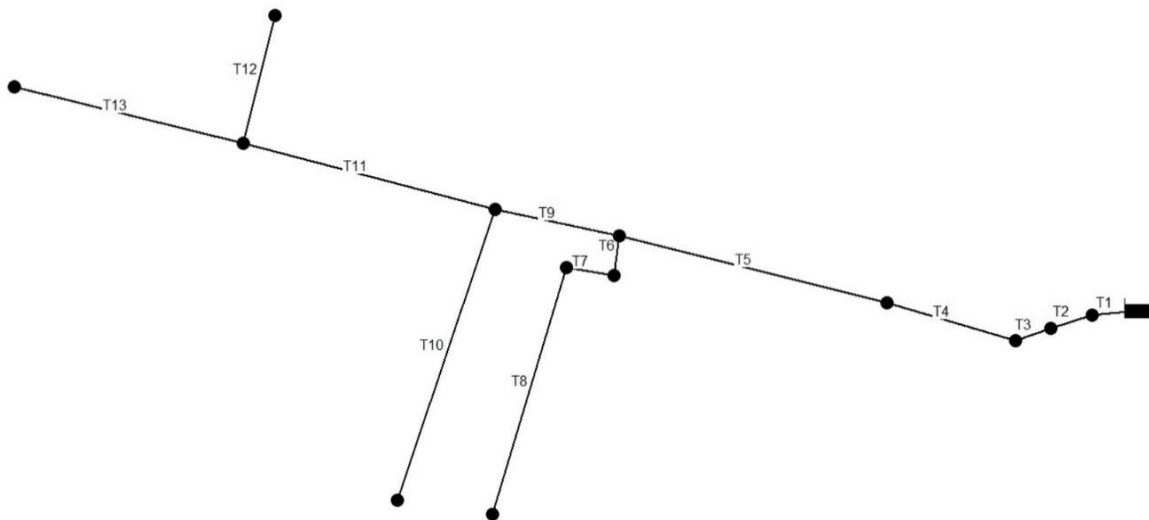


Figura 6. Tubos de la red de distribución de agua potable de la calle Rucalhue.

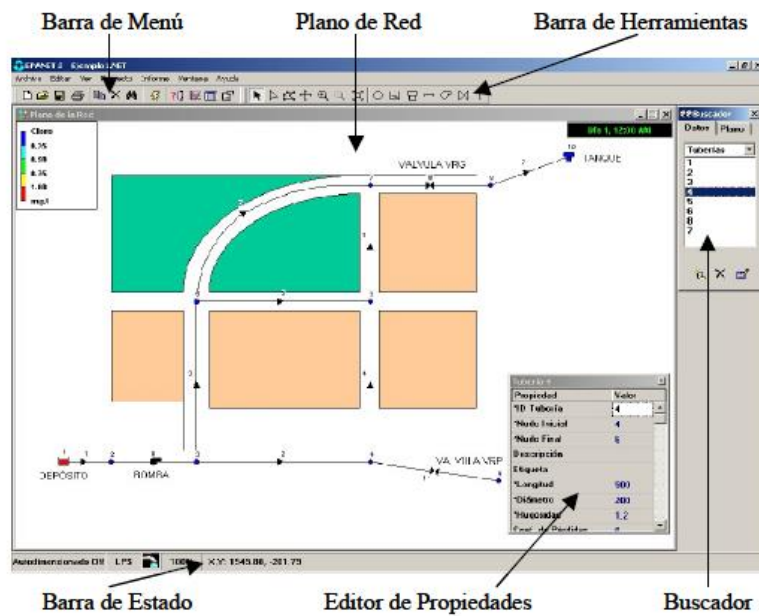


Figura 7. Vista general del programa EPANET.

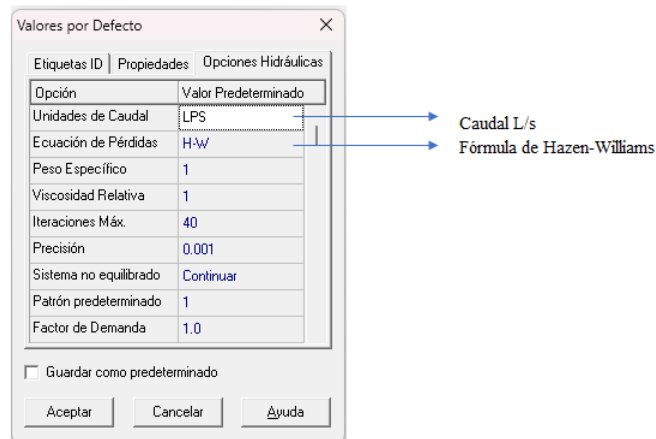


Figura 8. Opciones hidráulicas de EPANET.

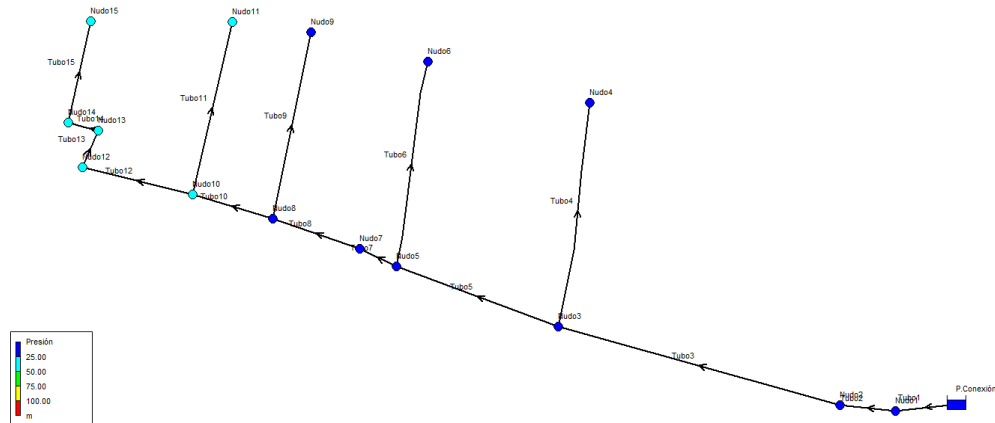


Figura 9. Modelamiento de la red en EPANET.

Propiedad	Valor
*ID Conexión	Nudo4
Coordenada-X	6101.51
Coordenada-Y	9075.41
Descripción	
Etiqueta	
*Cota	106.6
Demanda Base	0.188
Patrón de Demanda	
Categoría de Demanda	1
Coef. Emisor	
Calidad Inicial	
Fuente de Calidad	

Figura 10. Ingreso de datos hidráulicos en nodos en EPANET.

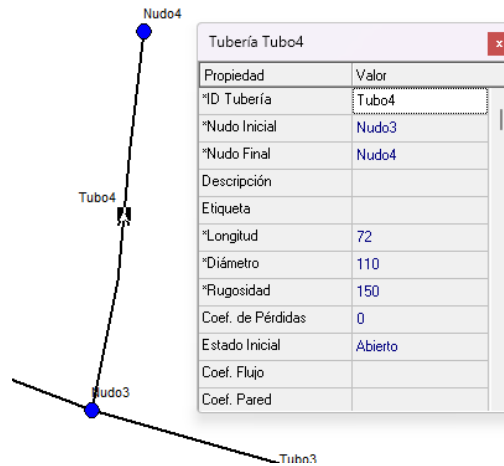


Figura 11. Ingreso de datos hidráulicos en tuberías en EPANET.

8.2. Anexo N°2 Tablas resumen

Tabla 1. Proyección de la población a servir para el tramo 1.

Año	Población (Habitantes)
2022	320
2023	322
2027	328
2032	335
2037	343
2042	351

Tabla 2. Proyección de población a servir para el tramo 2.

Año	Población (Habitantes)
2022	305
2023	306
2027	312

2032	320
2037	327
2042	335

Tabla 3. Coeficiente de fricción “C” de la fórmula de Hazen y Williams.

Material de tubería	"C"
Acero remachado (nuevo)	110
Acero remachado (usado)	85
Acero soldado (nuevo)	130
Acero soldado (usado)	90
Hierro fundido (nuevo)	130
Hierro fundido (15-20 años)	100
Hierro fundido (> 20 años)	90
Concreto (buena terminación)	130
Concreto (terminación común)	120
Asbesto-cemento	140
Plástico (PVC)	150

Fuente: Elementos de Diseño de Acueductos y Alcantarillados (López C., 1995).

Tabla 4. Coeficientes de pérdida de algunos accesorios.

Elemento	Coef. Perdidas
Reducción gradual	0,15
Ampliación gradual	0,30
Compuerta abierta	1,00
Válvula abierta	
de ángulo	5,00
de compuerta	0,20
de globo	10,00
Te de paso directo	0,60
Te de paso lateral	1,30
Te salida bilateral	1,80
Válvula de pie	1,75
Válvula de retención	2,50



Entrada normal al tubo	1,00
Entrada de borda	1,00
salida del tubo	1,00

Fuente: Elementos de Diseño de Acueductos y Alcantarillados (López C., 1995).

Tabla 5. Caudales máximos instantáneos de la Boston Society of Civil Engineering

Unidades de viviendas conectadas	Caudal (L/s)
1	0.44
2	0.76
3	1.07
4	1.33
5	1.58
6	1.70
7	1.90
8	2.05
9	2.23
10	2.40
11	2.55
12	2.70
13	2.84
14	2.98
15	3.08
16	3.20
17	3.30
18	3.40
19	3.50
20	3.60

Fuente: Norma Chilena NCh 1105 of 2009.

Tabla 6. Pendientes mínimas para tuberías de diámetro nominales de 175 mm a 500 mm en tanto por mil ‰.

Pendientes				
Diámetro nominal(mm)	Tramos no iniciales		Tramos iniciales	
	Mínimas recomendables	criticas	Mínimas recomendables	criticas
175	5‰	3‰	10‰	7‰
200	5‰	3‰	10‰	6‰
250	4‰	3‰	-	-
300	3‰	2‰	-	-
350	3‰	2‰	-	-
400	3‰	2‰	-	-
500	3‰	2‰	-	-

Fuente: Norma Chilena NCh 1105 of 2009.

Tabla 7. Parámetros de diseño para rejas de barras.

Concepto	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Tamaño de la barra		
Anchura (cm)	0,6-1,5	0,6-1,5
Profundidad (cm)	2,5-7,5	2,5-7,5
Separación (cm)	2,5-5,0	1,5-7,5
Inclinación respecto a la vertical (°)	30-45	0-45
Velocidad de aproximación (m/s)	0,3-0,6	0,6-0,9
Perdida de carga admisible (cm)	15	15

Fuente: (Crites & Tchobanoglous, 2000, p. 249)

Tabla 8. Proyección de población de los 3 loteos para la PEAS.

Año	Población
	Habitantes
2024	620
2025	623

2029	635
2034	650
2039	665
2044	681

Tabla 9. Caudales de diseño de la red de distribución de agua potable.

Característica	Tramo 1	Tramo 2	Unidad
Total habitantes	351	335	Hab.
Caudal medio diario	0.61	0.58	L/s
Caudal máximo diario	0.87	0.83	L/s
Caudal máximo horario	1.31	1.25	L/s
Caudal de incendio	16	16	L/s

8.3. Anexo N°3: Tablas de agua potable.

Tabla 10. Demanda de caudales por nodos del tramo 1.

	Cota	Demanda Base A	Demanda Base B
ID Nudo	m	L/s	L/s
Conexión N1	112.4	0	0
Conexión N2	112.1	0	0
Conexión N3	109.9	0.123	0.184
Conexión N4	106.6	0.150	0.225
Conexión N5	104.7	0.082	0.123
Conexión N6	104.9	0.150	0.225
Conexión N7	103.7	16.027	0.041
Conexión N8	100.7	0.027	0.041
Conexión N9	100.6	0.068	0.102
Conexión N10	95.7	0.014	0.020
Conexión N11	93.4	0.123	0.184
Conexión N12	89.2	0.054	0.082



Conexión N13	88.7	0	0
Conexión N14	88.1	0	0
Conexión N15	86.7	0.054	0.082

Tabla 11. Longitudes de las tuberías del tramo 1.

	Longitud	Diámetro
ID Línea	m	mm
Tubería T1	9	110
Tubería T2	124	110
Tubería T3	72	110
Tubería T4	65	110
Tubería T5	58	110
Tubería T6	17	110
Tubería T7	34	110
Tubería T8	51	110
Tubería T9	34	110
Tubería T10	49	110
Tubería T11	43	110
Tubería T12	9	110
Tubería T13	4	110
Tubería T14	40	110

Tabla 12. Demanda de caudales por nodos del tramo 2.

	Cota	Demanda Base A	Demanda Base B
ID Nudo	m	LPS	LPS
Conexión N16	112.2	0	0
Conexión N17	112.3	0	0
Conexión N18	112	0	0
Conexión N19	111.9	16.082	0.123
Conexión N20	109.4	0.109	0.164



Conexión N21	109.2	0	0
Conexión N22	109	0	0
Conexión N23	104.1	0.095	0.143
Conexión N24	105.8	0.041	0.061
Conexión N25	92.79	0.136	0.205
Conexión N26	99.73	0.164	0.245
Conexión N27	99.78	0.027	0.041
Conexión N28	90.9	0.177	0.266

Tabla 13. Longitudes de tuberías del tramo 2.

	Longitud	Diámetro
ID Línea	m	mm
Tubería T15	2.2	110
Tubería T16	10.6	110
Tubería T17	50	110
Tubería T18	83	110
Tubería T19	9	110
Tubería T20	4	110
Tubería T21	83	110
Tubería T22	39	110
Tubería T23	93	110
Tubería T24	79	110
Tubería T25	27	110
Tubería T26	70	110

Tabla 14. Presiones de los nodos del caso A y caso B del tramo 1.

ID Nudo	Presión A	Presión B
	m	m
Nodo N1	15	15
Nodo N2	15.06	15.28

Nodo N3	14.14	17.42
Nodo N4	17.44	20.72
Nodo N5	17.77	22.62
Nodo N6	17.57	22.42
Nodo N7	18.37	23.62
Nodo N8	21.36	26.61
Nodo N9	21.46	26.71
Nodo N10	26.36	31.61
Nodo N11	28.66	33.91
Nodo N12	32.86	38.11
Nodo N13	33.36	38.61
Nodo N14	33.96	39.21
Nodo N15	35.36	40.61

Tabla 15. Velocidades y perdidas unitarias de las tuberías del caso A y caso B del tramo 1.

ID Línea	Caudal A	Velocidad A	Pérd. Unit. A	Caudal B	Velocidad B	Pérd. Unit. B
	L/s	m/s	m/km	L/s	m/s	m/km
Tubería T1	17.13	1.8	24.91	1.29	0.14	0.21
Tubería T2	17.13	1.8	24.91	1.29	0.14	0.21
Tubería T3	0.15	0.02	0	0.23	0.02	0.01
Tubería T4	16.86	1.77	24.18	0.88	0.09	0.1
Tubería T5	0.15	0.02	0	0.23	0.02	0.01
Tubería T6	16.63	1.75	23.56	0.53	0.06	0.04
Tubería T7	0.6	0.06	0.05	0.49	0.05	0.04
Tubería T8	0.09	0.01	0	0.09	0.01	0
Tubería T9	0.24	0.03	0.01	0.37	0.04	0.02
Tubería T10	0.12	0.01	0	0.18	0.02	0.01
Tubería T11	0.11	0.01	0	0.16	0.02	0
Tubería T12	0.05	0.01	0	0.08	0.01	0
Tubería T13	0.05	0.01	0	0.08	0.01	0
Tubería T14	0.05	0.01	0	0.08	0.01	0

Tabla 16. Presiones de los nodos del caso A y caso B del tramo 2.

ID Nudo	Presión A	Presión B
	m	m
Nodo N16	14.9	14.9
Nodo N17	15	15.05
Nodo N18	14.91	15.22
Nodo N19	13.74	15.24
Nodo N20	16.23	17.72
Nodo N21	16.44	17.93
Nodo N22	16.66	18.15
Nodo N23	21.53	23.02
Nodo N24	19.83	21.32
Nodo N25	32.86	34.35
Nodo N26	25.92	27.41
Nodo N27	25.87	27.36
Nodo N28	34.75	36.24

Tabla 17. Velocidades y pérdidas unitarias de las tuberías del caso A y caso B del tramo 2.

ID Línea	Caudal A	Velocidad A	Pérd. Unit. A	Caudal B	Velocidad B	Pérd. Unit. B
	LPS	m/s	m/km	LPS	m/s	m/km
Tubería T15	16.83	1.77	24.1	1.25	0.13	0.19
Tubería T16	16.83	1.77	24.1	1.25	0.13	0.19
Tubería T17	16.83	1.77	24.1	1.25	0.13	0.19
Tubería T18	0.75	0.08	0.08	1.13	0.12	0.16
Tubería T19	0.09	0.01	0	0.14	0.02	0
Tubería T20	0.09	0.01	0	0.14	0.02	0
Tubería T21	0.09	0.01	0	0.14	0.02	0
Tubería T22	0.54	0.06	0.04	0.82	0.09	0.09
Tubería T23	0.14	0.01	0	0.2	0.02	0.01
Tubería T24	0.37	0.04	0.02	0.55	0.06	0.04
Tubería T25	0.03	0	0	0.04	0	0
Tubería T26	0.18	0.02	0.01	0.27	0.03	0.01

8.4. Anexo N°4: Tablas de aguas servidas.

Tabla 18. Dimensiones de las cámaras de inspección de aguas servidas.

C.I.	Tipo	Diámetro		Altura			Escal.
		Cuerpo	Canaleta	Total	Cuerpo	Chimenea	
N°		M	mm	m	m	m	N°
1	e	1.3	200	1	-	-	2
2	a	1.3	200	5.77	2.86	2	18
3	e	1.3	200	0.6	-	-	0
4	a	1.3	200	3.87	1.10	1.86	11
5	e	1.3	200	0.6	-	-	0
6	a	1.3	200	2.17	1.10	0.16	6
7	e	1.3	200	1	-	-	2
8	a	1.3	200	2.99	1.10	0.98	8
9	a	1.3	200	3.75	1.10	1.74	11
10	a	1.3	200	2.48	1.10	0.47	7
11	e	1.3	200	0.6	-	-	0
12	a	1.3	200	3.08	1.10	1.07	9
13	e	1.3	200	1	-	-	2
14	a	1.3	200	2.99	1.10	0.98	8
15	e	1.3	300	1	-	-	2
16	a	1.3	200	2.32	1.10	0.31	6
17	e	1.3	200	1	-	-	2
18	a	1.3	200	4.59	1.678	2	14
19	e	1.3	200	0.6	-	-	0
20	e	1.3	200	1	-	-	2

Tabla 19. Población futura conectada a cada colector y el largo entre las cámaras de inspección.

Designación	Cámara N°		Viviendas	Pobl.	Largo
	Inicial	Final	Parcial		
				(hab)	(m)

COLECTOR 1	1	2	15	83	137
COLECTOR 1	2	4	3	138	29
COLECTOR 1	4	6	12	259	73
COLECTOR 1	6	8	12	335	77
COLECTOR 1	8	9	0	335	27
LATERAL 1-1	3	2	7	39	86
LATERAL 1-2	5	4	10	55	88
LATERAL 1-3	7	6	2	11	41
COLECTOR 2	20	18	9	50	113
COLECTOR 2	18	16	6	143	68
COLECTOR 2	16	14	4	226	54
COLECTOR 2	14	12	2	291	31
COLECTOR 2	12	10	2	324	47
COLECTOR 2	10	9	0	346	23
LATERAL 2-1	19	18	11	61	67
LATERAL 2-2	17	16	11	61	50
LATERAL 2-3	15	14	10	55	47
LATERAL 2-4	13	12	4	22	42
LATERAL 2-5	11	10	4	22	44

Tabla 20. Valores de los caudales de diseño para cada tramo entre cada cámara para la población futura.

Designación	Qmd	Qmin	Qmh	Qall	Qd
	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
COLECTOR 1	0.12	3.10	3.10	0.62	3.72
COLECTOR 1	0.19	0.12	3.67	0.73	4.40
COLECTOR 1	0.36	0.22	3.90	0.78	4.68
COLECTOR 1	0.47	0.28	4.04	0.81	4.85
COLECTOR 1	0.47	0.28	4.04	0.81	4.85
LATERAL 1-1	0.05	1.93	1.93	0.39	2.32
LATERAL 1-2	0.08	2.39	2.39	0.48	2.87
LATERAL 1-3	0.02	0.77	0.77	0.15	0.92
COLECTOR 2	0.07	2.25	2.25	0.45	2.70
COLECTOR 2	0.20	0.12	3.68	0.74	4.42

COLECTOR 2	0.31	0.19	3.83	0.77	4.60
COLECTOR 2	0.40	0.24	3.96	0.79	4.75
COLECTOR 2	0.45	0.27	4.02	0.80	4.82
COLECTOR 2	0.48	0.29	4.06	0.81	4.87
LATERAL 2-1	0.08	2.56	2.56	0.51	3.07
LATERAL 2-2	0.08	2.56	2.56	0.51	3.07
LATERAL 2-3	0.08	2.39	2.39	0.48	2.87
LATERAL 2-4	0.03	1.32	1.32	0.26	1.59
LATERAL 2-5	0.03	1.32	1.32	0.26	1.59

Tabla 21. Verificaciones hidráulicas de colectores proyectados para la población futura.

Designación	Vd	Vmin	Qmax	Vaut	Vmax	Verif.	Verif.	Verif.	Verif.
			h/D=0.70		h=D	Capac.	Autolav.	Vel. Max.	Vel. Mín.
	(m/s)	(m/s)	(ls)	(m/s)	(m/s)				
COLECTOR 1	1.33	1.26	61.10	0.41	2.54	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 1	1.40	0.46	61.10	0.41	2.54	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 1	1.81	0.71	86.41	0.40	3.59	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 1	2.44	1.03	129.62	0.40	5.38	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 1	1.84	0.77	86.41	0.40	3.59	OK	OK	OK	OK
LATERAL 1-1	0.59	0.56	23.67	0.42	0.98	OK	OK	OK	OK
LATERAL 1-2	0.61	0.57	22.31	0.42	0.93	OK	OK	OK	OK
LATERAL 1-3	0.87	0.83	61.10	0.39	2.54	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 2	1.21	1.14	61.10	0.40	2.54	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 2	1.40	0.47	61.10	0.41	2.54	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 2	2.02	0.76	101.02	0.40	4.19	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 2	2.52	1.02	136.63	0.40	5.67	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 2	2.27	0.94	117.00	0.40	4.86	OK	OK	OK	OK
COLECTOR 2	1.13	0.48	43.21	0.42	1.79	OK	OK	OK	OK
LATERAL 2-1	0.62	0.59	22.31	0.42	0.93	OK	OK	OK	OK
LATERAL 2-2	1.26	1.19	61.10	0.40	2.54	OK	OK	OK	OK
LATERAL 2-3	1.39	1.31	72.30	0.40	3.00	OK	OK	OK	OK
LATERAL 2-4	1.03	0.97	61.10	0.39	2.54	OK	OK	OK	OK
LATERAL 2-5	0.59	0.55	27.33	0.41	1.13	OK	OK	OK	OK

8.5. Anexo N°5: Tablas de la planta elevadora de aguas servidas.

Tabla 22. Condiciones de diseño para canal de acceso y la dimensión de este.

Características	Año 20	Unidad
Reja limpia		
Velocidad	0.3	m/s
Área transversal	0.021	m ²
Altura tirante	0.110	m
Borde libre	0.200	m
Altura de borde del canal	0.310	m
Reja obstruida		
Velocidad	0.6	m/s
Área transversal	0.011	m ²
Altura tirante	0.055	m
Borde libre	0.200	m
Altura de borde del canal	0.255	m
Sección canal de acceso		
Altura de tirante	2.107	cm
Ancho de canal	0.19	m
Borde libre	0.200	m
Altura de borde del canal	0.310	m

Tabla 23. Condiciones del diseño para rejas.

Características	Año 20	Unidad
Ancho canal	191	mm
Alto del canal	439	mm
Espesor de barras	5	mm
separación entre barras	25	mm
Inclinación reja	45	°
Ancho barras	50	mm

Largo de barras	431	mm
Cantidad de barras	7.0	N°
Ancho barras totales	35	mm
Ancho efectivo libre	156	mm
Altura tirante	11	cm
Área efectiva libre	0.0172	m ²
Caudal máximo diseño	0.0063	m ³ /s
Velocidad entre las rejillas	0.37	m/s
Coef. descarga rejilla sucia	0.5	
Perdida de carga	2.75	cm

Tabla 24. Resumen de caudales de diseño de la P.E.A.S.

Características	Cantidad	Unidad
Total viviendas servidas	124	Viv.
Densidad habitacional	5.49	Hab/ Viv.
Total habitantes servidos	681	Hab.
Superficie servida	4.10	Ha.
Coeficiente de Recuperación	0.8	Valor Medio
Dotación de diseño	150	Lts/Hab/Dia.
Caudal medio aguas servidas	0.95	Lts/Seg.
Caudal máximo horario aguas servidas	4.68	Lts/Seg.
Caudal de infiltración	0.47	Lts/Seg.
Caudal de diseño PEAS	6.32	Lts/Seg.

Tabla 25. Calculo de volumen del pozo de aspiración.

Características	Cantidad	Unidad
Geometría pozo de aspiración	Rectangular	
Largo de pozo de aspiración	1.5	m.
Ancho de pozo de aspiración	2	m.
Área sección pozo	3	m ² .
Volumen mínimo calculado	0.95	m ³ .

Volumen máximo calculado	2.84	m ³ .
Tirante de funcionamiento	0.5	m ³ .
Volumen útil adoptado	1.5	m ³ .

Tabla 26. Geometría del pozo de aspiración y las cotas de funcionamiento de la bomba sumergible.

Características	Cantidad	Unidad
Geometría pozo de aspiración	Rectangular	
Largo de pozo de aspiración	1.5	m.
Ancho de pozo de aspiración	2	m.
Área sección pozo	3	m ² .
Tirante de funcionamiento	0.5	m.
Cota radier entrada a cámara de rejillas	86.53	m.s.n.m.
Cota radier entrada al pozo de bombas	86.37	m.s.n.m.
Cota alarma	86.07	m.s.n.m.
Cota nivel de partida	85.97	m.s.n.m.
Cota nivel de parada	85.47	m.s.n.m.
Cota radier pozo de aspiración	85.17	m.s.n.m.
Volumen efectivo pozo	1.5	m.s.n.m.

Tabla 27. Altura geométrica de elevación.

Características	Cantidad	Unidad
Cota nivel mínimo pozo de aspiración	85.47	m.c.a.
Cota punto más alto de impulsión	111.85	m.c.a.
cota descarga cámara existente	111.85	m.c.a.
Desnivel geométrico	26.38	m.

Tabla 28. Verificación de velocidades para el arrastre de sólidos.

Características	Tramo 1	Tramo 2	Unidad
Caudal de diseño impulsión	6.32	6.32	Lts/Seg.
Material impulsión	Acero	PVC C-10	
Diámetro nominal	75	90	mm.
Espesor de la cañería	0	4.7	mm.

Diámetro interior de la impulsión	75	80.6	mm.
Longitud de la impulsión	18	303	m.
Velocidad	1.43	1.24	m/Seg.
1 m/s > Velocidad > 2m/s	Velocidad OK	Velocidad OK	

Tabla 29. Perdida de carga regular en la impulsión.

Características	Tramo 1		Tramo 2		Unidad
Material impulsión	Acero		PVC C-10		0
Caudal Máximo a Impulsar	6.32		6.32		Lts/Seg.
Coefficiente de Hazen- Williams	100		150		0
Diámetro nominal	75		90		mm.
Espesor de la cañería	0		4.7		mm.
Diámetro interior de la impulsión	75		80.6		mm.
Longitud de la impulsión	18		303		m.
Velocidad	1.43		1.24		m/Seg.
Perdida de carga v/s Caudal	11391	$Q^{1.852}$	63729	$Q^{1.852}$	
Perdida de carga unitaria	0.05		0.02		m/m.
Perdida de carga por tramo	0.96		5.39		m.c.a.
Perdida de carga total	6.35				m.c.a.

Tabla 30. Perdida de carga por singularidades en la impulsión.

Características	Tramo 1		Tramo 2		Unidad
Salida Bomba	1	1	0	1	
Codo 1/4	3	0.3	3	0.8	
Codo 1/8	0	0.2	1	0.5	
Codo 1/16	0	0.1	2	0.3	
Válvula de retención	1	2.5	0	2.5	
Válvula cuerpo ovalado	2	5	0	5	
Cruz	1	1.8	0	1.2	
Conexión Descarga	0	1	1	1	
Ampliación	0	1.5	0	1.8	
Medidor de caudal	1	1.5	0	2.5	
	$\Sigma K_i =$	17.7	$\Sigma K_i =$	4.5	
Material	Acero		PVC C-10		
Caudal Máximo a Impulsar	6.32		6.32		Lts/Seg.



Coficiente de Hazen- Williams	100	150	
Diámetro nominal	75	90	mm.
Espesor de la cañería	0	4.7	mm.
Diámetro interior de la impulsión	75	80.6	mm.
Longitud de la impulsión	18	303	m.
Velocidad	1.43	1.24	m/Seg.
Perdida de carga v/s Caudal	46269 Q^2	8819 Q^2	
Perdida de carga unitaria	0.103	0.001	m/m.
Perdida de carga por tramo	1.85	0.35	m.c.a.
Perdida de carga singular total	2.20		m.c.a.

Tabla 31. Curva del sistema de impulsión.

Características	Tramo 1		Tramo 2		Unidad
Material	Acero		PVC C-10		
Altura geométrica de elevación	26.38				m.c.a.
Perdida de carga regular	11391	$Q^{1.852}$	63729	$Q^{1.852}$	
Perdida de carga Singular	46269	Q^2	8819	Q^2	
Altura total de elevación	35.08				m.c.a.

Tabla 32. Características de la bomba sumergible.

Características	Cantidad	Unidad
Caudal de diseño	6.32	Lts/Seg.
Desnivel geométrico	26.38	m.
perdidas de carga regulares	6.35	m.
perdidas de carga singulares	2.20	m.
Altura total de elevación	35.08	m.
Marca motobomba	GRUNDFOS	
Modelo	SLV.80.80.110.2.51D.C	
Curva		
Caudal punto de operación	7.75	Lts/Seg.
Altura punto de operación	39.57	m.c.a.
Paso de solidos	80	mm.
Potencia de motor	12.5	Kw.
Corriente nominal	21.6	A.
Voltaje	380	V.

Frecuencia	50	Hz.
Velocidad Nominal	2947	rpm.
Arranque	Directa	
Conexión salida	80	mm.
Peso aproximado	177	Kg.
Esquema de funcionamiento	1+1	

Tabla 33. Tiempo critico de cierre de golpe de ariete y el tiempo de cierre por detención de la bomba.

Características	Cantidad	Unidad
Material	PVC C-10	
Longitud de la Impulsión	303	m.
Diámetro Nominal	90	mm.
Espesor de la Cañería	4.7	mm.
Diámetro Interior de la impulsión	75	mm.
Peso Especifico del Agua	1000	Kg/m ³
Aceleración de Gravedad	9.81	m/Seg ² .
Módulo de Compresión del Agua	21150	Kg/cm ² .
Módulo de Elasticidad de la Cañería	30000	Kg/cm ² .
Celeridad de la Onda	378.2	m/Seg.
Tiempo Critico	1.60	Seg.
Material	Acero	
Longitud de la impulsión	18	m.
Velocidad	1.43	m/Seg.
Altura Manométrica	35.08	m.c.a.
C (1 para Vo > 0.5 m/Seg.)	1	
k (Para L ≤ 2000 m.)	1.8395	
Tiempo de Cierre Equipo de Bombeo	2.88	Seg.
Tb > Tc = Cierre lento		

Tabla 34. Presión máxima y mínima junto al equipo de bombeo.

Características	Cantidad	Unidad
Celeridad de la onda	378.16	m/s
Velocidad de escurrimiento	1.24	m/s
Longitud de impulsión	321	m
Tiempo de Cierre Equipo de Bombeo	2.88	m
Altura manométrica	39.57	m.c.a.



Sobrepresión	28.11	m.c.a.
Presión máxima	67.68	m.c.a.
Presión máxima (67,68 m.c.a.) < PVC PN10 (100 m.c.a.) = Cumple		
Subpresion	20.74	m.c.a.
Presión mínima	18.83	m.c.a.
Presión mínima (18.83 m.c.a.) > Presión vaporización del agua (0,24 m.c.a.) = Cumple		