

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 Título del Proyecto

“Diseño Hidráulico de la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable para la comunidad de Yesera Norte”.

1.2 Problema actual

El agua potable es un servicio básico e indispensable para el desarrollo de los pueblos, considerada como la principal demanda de las urbes.

Es en este sentido que Bolivia, un país tercermundista en proceso de desarrollo, se ha dado la tarea de incrementar la cobertura de este servicio, aumentando considerablemente desde 1990 con altas inversiones en el sector. Sin embargo, la realidad refleja que la cobertura y la calidad de servicio siguen siendo las más bajas del continente. La inestabilidad política e institucional ha contribuido a la debilitación de las instituciones del sector a nivel nacional y de muchas instituciones locales.

Según el director ejecutivo de la autoridad de Fiscalización y Control Social de Agua Potable y saneamiento básico (AAPS), las coberturas de agua potable en el 2010 eran:

Cuadro 1.1. Coberturas del agua potable en Bolivia

		% Total
Agua Potable	Area Urbana	68%
	Area Rural	44%

Fuente: <http://www.eabolivia.com/economía>
Elaborado por: AAPS, mediante un monitoreo general (2010).

Observando el cuadro 1.1, vemos gran deficiencia entre las conexiones urbanas y rurales hecho que al pasar de los años se han ido agravando por un crecimiento poblacional desmedido y la falta de financiamiento.

No debemos olvidar que el agua potable es una necesidad. Las localidades que actualmente cuentan con los servicios de agua potable ya no necesitarán que sus habitantes (principalmente mujeres y niños) caminen largas distancias para llevar a su vivienda uno o dos cántaros de agua, que escasamente cubrían las necesidades de consumo y así como la preparación de alimentos de su familia. Como también podrán contrarrestar infecciones intestinales como diarrea, cólera y tifoidea, al mismo tiempo que podrán satisfacer otras necesidades como el aseo personal y lavado de ropa dentro de sus viviendas.

1.2.1. Planteamiento del problema

La necesidad de la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable para la comunidad de Yesera Norte se hace cada vez más evidente, debido a la antigüedad del sistema de agua potable existente, obra de toma, y a la necesidad de las familias que no cuentan con agua potable para poder beneficiarse de este importante servicio básico.

En la actualidad la comunidad se abastece de agua mediante un sistema que se encuentra con ciertas falencias, este sistema capta el agua de una fuente superficial (Rio) que abastece a 100 familias, no llegando a abastecer a la totalidad de familias existentes en la comunidad, además el tanque de almacenamiento actual presenta un almacenamiento de agua insuficiente.

De no realizar el mejoramiento y ampliación de este sistema, la población de Yesera Norte podría quedar sin agua potable debido a que el sistema ha cumplido un cierto periodo de tiempo donde la demanda de agua potable ha ido en aumento.

1.2.2. Formulación del problema

¿Hace falta la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable para la comunidad de Yesera Norte, que suministre agua apta para el consumo humano en la cantidad y calidad necesaria?

Una ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable de esta comunidad es de evidente necesidad, y conlleva una alta inversión económica, que será financiada por las entidades responsables ya que los vecinos no podrán hacerlo debido a que son de escasos recursos.

Mediante el diseño hidráulico la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable, se pretende dar facilidades y comodidades a los comunarios como ser un servicio constante y eficiente de tal manera que eleven su calidad de vida.

1.2.3. Sistematización del problema

¿Qué ventajas traerá la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable de la comunidad de Yesera Norte?

¿El sistema de agua potable, reducirá las enfermedades por el consumo de aguas no tratadas?

¿Qué perspectivas hacia el aprovechamiento del agua potable se creara en la población favorecida?

1.3 Objetivos del proyecto

1.3.1. Objetivo general

Mejorar las condiciones de vida de los pobladores de la comunidad de Yesera Norte, mediante la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable.

1.3.2. Objetivos específicos

La realización del presente diseño hidráulico apuntará a:

- Definir y diseñar una nueva obra de captación
- Realizar el trazo y dimensionamiento de la línea de aducción desde la obra de toma hasta la ubicación del tanque nuevo.
- Realizar el trazo y dimensionamiento de una línea de tubería desde la ubicación Tanque nuevo hacia el tanque antiguo.
- Realizar el trazo y dimensionamiento de la Red de distribución nueva y sus Conexiones domiciliarias correspondientes.
- Definir y diseñar un tanque de almacenamiento para satisfacer las demandas requeridas.
- Realizar el cálculo del presupuesto total que requerirá la construcción del proyecto en estudio.
- Determinar el cronograma de obra tomando en cuenta el tiempo que llevara el desarrollo de las diferentes actividades del proyecto.

1.4 Justificación del proyecto

“El saneamiento básico es considerado un importante indicador para medir la pobreza, por incluir al acceso adecuado al agua y a los servicios de saneamiento. La escasez nace de la desigualdad, la pobreza y el poder y no en la carencia de la disponibilidad física del agua”

De acuerdo con el informe del Ministerio de Medio Ambiente, el área urbana de Bolivia hay una cobertura de 62 %, y sumado con el porcentaje del área rural, se tiene en total 63 % de personas con acceso al agua potable en el país.

Estas cifras alarmantes, se plasman en la realidad que vive esta comunidad:

- Presentando un bajo nivel de vida, tanto en higiene y salud
- La alta vulnerabilidad ante enfermedades gastrointestinales.
- El retraso económico, que incide el invertir tiempo en acarrear agua desde puntos lejanos.

1.4.1. Justificación académica

Aplicar los conocimientos adquiridos en el diseño de sistemas de agua potable, de manera de interactuar el campo teórico con la aplicación práctica que conlleva el “diseño hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Yesera Norte”. Razones que argumentan el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del perfil.

1.4.2. Justificación técnica

Realizar el “diseño hidráulico de la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable para la comunidad de Yesera Norte”, determinando la ubicación de los componentes del sistema como el cálculo correspondiente a su diseño de los mismos, buscando que el sistema sea económico y técnicamente aceptable.

1.4.3. Justificación social

El agua potable es un servicio básico de dependencia humana, que toda población necesita para llevar un buen desarrollo de vida saludable. Es en este sentido que el “diseño hidráulico de la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable en la comunidad de Yesera Norte”, servirá a la mencionada comunidad como una propuesta técnica.

1.4.4. Justificación institucional

Se realizará este proyecto de ingeniería con el propósito de contribuir la extensión universitaria en la sociedad, apoyando técnicamente en la realización del “diseño hidráulico de la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable en la comunidad de Yesera Norte”, siendo adecuado a las necesidades de esta comunidad, lo que generaría un mejoramiento de aprovisionamiento de agua potable en la región del proyecto.

1.5 Marco de referencia

Para desarrollar la presente propuesta, es necesario definir los alcances y la metodología a emplear. Para lo cual se debe contar con la debida información y sobre todo definir todas las variables que limitarán el perfil del proyecto.

1.5.1. Marco teórico

1.5.1.1 El Agua

El agua es un compuesto formado por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno. Su fórmula molecular es H₂O.

El agua cubre el 72% de la superficie del planeta Tierra y representa entre el 50% y el 90% de la masa de los seres vivos. Es una sustancia relativamente abundante aunque sólo supone el 0,22% de la masa de la Tierra. Se puede encontrar esta sustancia en prácticamente cualquier lugar de la biosfera y en los tres estados de agregación de la materia: sólido, líquido y gaseoso. Se halla en forma líquida en los mares, ríos, lagos y océanos; en forma sólida, nieve o hielo, en los casquetes polares, en las cumbres de las montañas y en los lugares de la Tierra donde la temperatura es inferior a cero grados Celsius; y en forma gaseosa se halla formando parte de la atmósfera terrestre como vapor de agua.

El agua cubre tres cuartas partes de la superficie de la Tierra. El 3% de su volumen es dulce. De ese 3%, un 1% está en estado líquido, componiendo los ríos y lagos. El 2% restante se encuentra formando casquetes o banquisa en las latitudes próximas a los polos.

Es fundamental para todas las formas de vida conocidas. Las personas consumen agua potable la cual se denomina al agua que se encuentra en condiciones aptas para el consumo humano según unos estándares de calidad, la cual llega a los hogares a través de grifos.

Los recursos naturales se han vuelto escasos con la creciente población mundial y su disposición en varias regiones habitadas es la preocupación de muchas organizaciones gubernamentales. El suministro de agua potable al consumidor es un problema que ha ocupado al hombre desde la antigüedad. Ya en la Grecia clásica se construían acueductos y tuberías de presión para asegurar el suministro local. En algunas zonas se construían y

construyen cisternas o aljibes que recogen las aguas pluviales. Estos depósitos suelen ser subterráneos para que el agua se mantenga fresca y a salvo de la luz del sol.

1.5.1.2 Red de abastecimiento de agua potable

Un sistema de suministro de agua o de la red de suministro de agua es un sistema de componentes de ingeniería hidrológicos e hidráulicos que proporcionan suministro de agua.

Un sistema de suministro de agua incluye típicamente:

- Una cuenca de drenaje.
- Un punto de agua cruda colección donde se acumula el agua, como un lago, un río o las aguas subterráneas de un acuífero subterráneo. El agua bruta puede ser transferida mediante acueductos a nivel del suelo sin cubrir, túneles cubiertos o tuberías subterráneas de agua a las instalaciones de purificación de agua.
- Instalaciones de purificación de agua. El agua tratada se transfiere mediante las tuberías de agua.
- Instalaciones de almacenamiento de agua, tales como embalses, depósitos de agua o torres de agua. Sistemas de agua más pequeñas pueden almacenar el agua en cisternas o recipientes a presión.
- Una red de tuberías para la distribución de agua a los consumidores y otros puntos de utilización.

1.5.1.3 La captación y transferencia de agua cruda

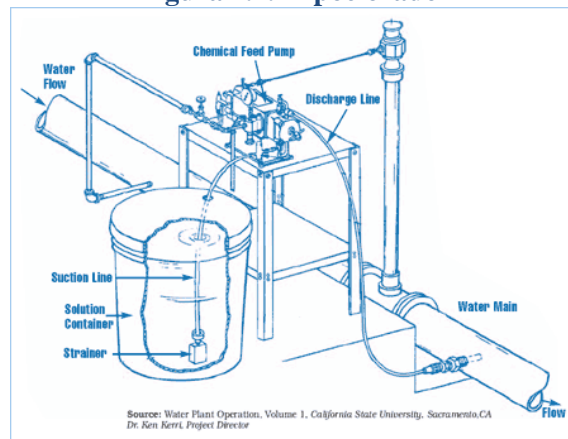
El agua cruda se obtiene de una fuente de agua superficial o de una fuente de agua subterránea en la cuenca que provee el recurso hídrico.

Presas y embalses superficiales son susceptibles a los brotes de algas tóxicas y bacterias, especialmente si el agua es calentada por el sol. La escorrentía de aguas pluviales llevan fertilizante al río, donde actúa como un nutriente para las algas. Tales brotes hacen que el agua no sea apta para el consumo humano.

Para que el agua cruda sea apta para el consumo humano se transfiere la misma a las instalaciones de purificación de agua con acueductos, túneles descubiertos, cubiertos o tuberías de agua subterráneas.

1.5.1.4 Tratamiento del agua

Figura 1.1. Hipoclorador



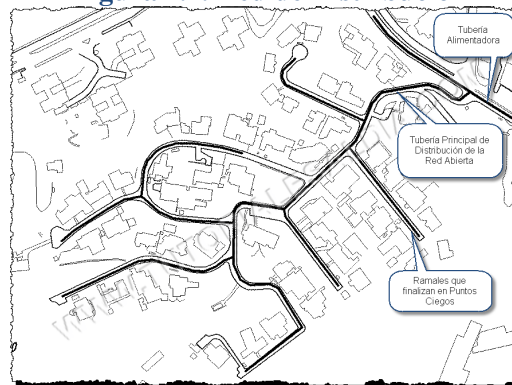
Fuente: www.revistavirtualpro.com

Prácticamente todos los grandes sistemas deben tratar el agua, un hecho que está estrechamente regulada por los organismos mundiales y estatales, como la Organización Mundial de la Salud o las EPSA. El Tratamiento de agua debe ocurrir antes de que el producto llegue al consumidor. La purificación del agua por lo general se produce cerca de los puntos de distribución final para reducir los costos y las posibilidades de que el agua se contamine después del tratamiento.

Plantas de tratamiento de aguas superficiales tradicionales por lo general consta de tres pasos: clarificación, filtración y desinfección.

1.5.1.5 Red de distribución de agua

Figura 1.2. Red de Distribución



Fuente: ingenieriacivil.tutorialesaldia.com

Se le da el nombre de red de distribución al conjunto de tuberías cuya función es la de suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad.

La unión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se hace mediante una tubería denominada “línea matriz”, la cual conduce el agua al punto o a los puntos de entrada a la red de distribución. El diseño depende de las condiciones de operación de la red de distribución tales como trazado, caudales y presiones de servicio.

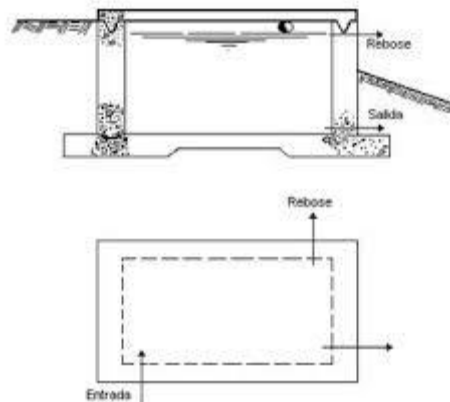
La red de distribución está conformada por tubería “principal” y de “conexiones domiciliarias”. La red de tuberías principales es la encargada de distribuir el agua en las diferentes zonas de la población, mientras que las tuberías de conexiones domiciliarias son las encargadas de transportar el agua hasta la calzada de la vivienda. El diseño o cálculo de la red de distribución se hace sobre la red principal; el diámetro de la tubería para conexiones domiciliarias se fija de acuerdo con las normas pertinentes.

Además de las tuberías, existen otros accesorios tales como válvulas de control o de incendios, válvulas de purga, hidrantes, cruces, codos, Tees., reducciones y tapones.

1.5.1.6 Almacenamiento de agua

Los sistemas de almacenamiento tienen como función suministrar agua para consumo humano a las redes de distribución, con las presiones de servicio adecuadas y en cantidad necesaria que permita compensar las variaciones de la demanda. Asimismo deberán contar con un volumen adicional para suministro en casos de emergencia como incendio, suspensión temporal de la fuente de abastecimiento y/o paralización parcial de la planta de tratamiento en caso que posea dichos componentes.

Figura 1.3. Tanque Semienterrado



Fuente: fluidos.eia.edu.co

- **Determinación del volumen de almacenamiento**

El volumen deberá determinarse con las curvas de variación de la demanda horaria de las zonas de abastecimiento o de una población de características similares así como también se permite la utilización de coeficientes empíricos.

- **Ubicación**

Los reservorios se deben ubicar en áreas libres. El proyecto deberá incluir un cerco que impida el libre acceso a las instalaciones.

- **Estudios Complementarios**

Para el diseño de los reservorios de almacenamiento se deberá contar con información de la zona elegida, como fotografías aéreas, estudios de: topografía, mecánica de suelos, variaciones de niveles freáticos, características químicas del suelo y otros que se considere necesario.

- **Vulnerabilidad**

Los reservorios no deberán estar ubicados en terrenos sujetos a inundación, deslizamientos u otros riesgos que afecten su seguridad.

- **Caseta de Válvulas**

Las válvulas, accesorios y los dispositivos de medición y control, deberán ir alojadas en casetas que permitan realizar las labores de operación y mantenimiento con facilidad.

- **Mantenimiento**

Se debe prever que las labores de mantenimiento sean efectuadas sin causar interrupciones prolongadas del servicio. La instalación debe contar con un sistema de “by pass” entre la tubería de entrada y salida o doble cámara de almacenamiento.

- **Volumen de Regulación**

El volumen de regulación es determinado para realizar la compensación de caudales que existe entre el caudal máximo diario y el caudal máximo horario

- **Volumen Contra Incendio**

Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios. El cálculo del volumen contra incendios no es obligatorio para poblaciones menores a 10.000 habitantes, sin embargo, el proyectista determinará su empleo en función de la importancia de la zona a servir, de la densidad poblacional y principalmente las posibilidades de ocurrencia.

- **Volumen de Reserva**

Este volumen prevé el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales de funcionamiento de los componentes del sistema situados antes del tanque de almacenamiento, o durante períodos de reparaciones y mantenimiento de obras de captación, conducción, tratamiento y/o en casos de falla en el sistema de bombeo.

1.5.1.7 Obras de Captación

Las obras de captación son todas aquellas que se construyen para reunir adecuadamente aguas aprovechables, su finalidad básica es asegurar bajo cualquier condición de flujo y durante todo el año la captación de gastos previstos.

El tipo de obra a emplearse es en función de las características de la fuente, de la calidad, de la localización y su magnitud. Pueden hacerse por gravedad, aprovechando la diferencia de nivel del terreno o por impulsión (bombas). Las dimensiones y características de las obras de toma deben permitir la captación de los caudales necesarios para un suministro seguro a la población.

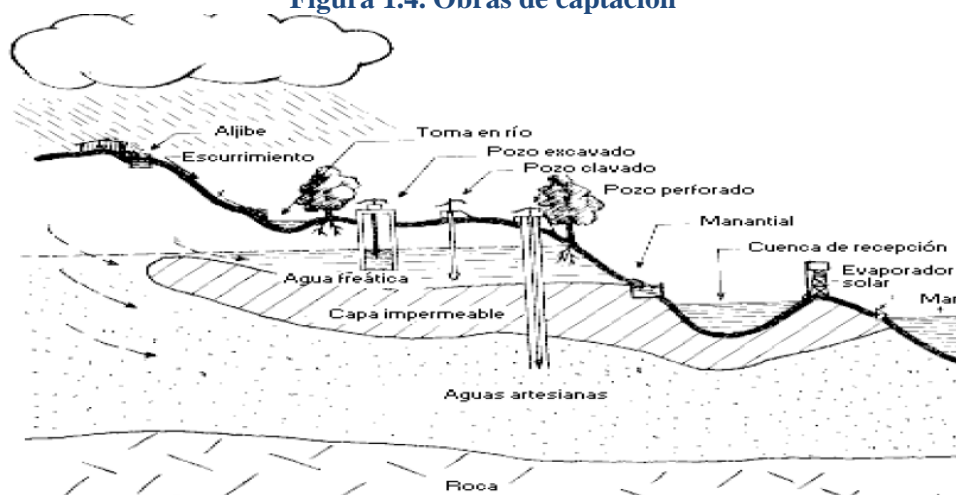
1.5.1.7.1 Captación de aguas superficiales

El propósito de la toma, es el de derivar la cantidad de agua necesaria a través de una estructura, para cubrir una demanda estipulada. Una toma debe cumplir los siguientes requisitos:

- Debe poder evacuar los caudales de crecida determinados por la hidrología, de modo que no cause ningún daño a la estructura.

- Debe ser capaz de captar el caudal de diseño ya sea en estación seca como en estación de lluvias.
- Debe captar agua de manera tal que no se contamine y en lo posible se produzca una mejoría de la calidad físico-química de las aguas.
- La carga sedimentada debe poder lavarse hidráulicamente, para ello serán necesarias estructuras adicionales.
- La selección del punto de toma debe ser por tanto, adecuado a los requerimientos que debe cumplir la toma. A veces se requiere la construcción de un pequeño dique en el río, que ayude a captar agua en la cantidad requerida pero ello dependerá de la topografía del sitio, de las condiciones geotécnicas, de la altura de las riberas de los ríos en el lugar del dique, de la cantidad de agua que se desea captar y de los costos que ello implique.

Figura 1.4. Obras de captación



Fuente: www.aguasaneitarias.com/capitulo2-obras-contruccion.html

Para fuentes superficiales sin regulación de caudal: Se supone un caudal del río superior al gasto máximo diario para cualquier época.

Las Estructuras recomendadas son:

- Dique toma.
- Dique toma con pozo de carga.
- lecho filtrante con galería colectora.
- Captación directa con Bombeo.
- Estructuras Flotantes.
- Filtro dinámico de grava y arena.

Bajo el punto de vista Hidráulico se debe determinar una altura de agua sobre las áreas de captación.

$$Q_{min} \text{ Aforado} > Q_{max} \text{ Diario}$$

Bajo el punto de vista Estructural: Las dimensiones de la Sección de transmisión deben diseñarse con el fin de contrarrestar:

- Empuje Hidráulico,
- Empuje de los Sedimentos.
- Los impactos sobre el Dique.

Para fuentes con regulación de caudal: La regulación de un río para compensar variaciones de caudal durante épocas de crecidas con los de estiaje supone el diseño y construcción de un dique o represa pero su utilización amerita una obra de captación adecuada para los diferentes niveles.

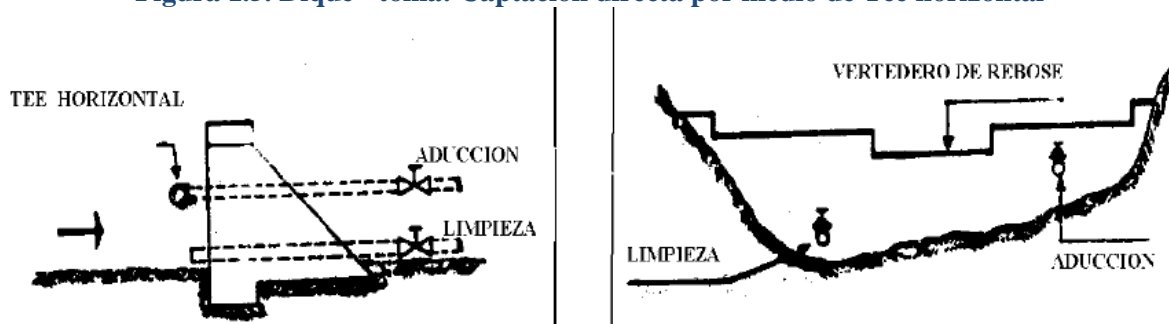
Las principales obras son:

- Torre toma.
- Sifón.
- Toma Sumergida.
- Estación de Bombeo con foso de succión.

Según la calidad del agua, la captación puede ser:

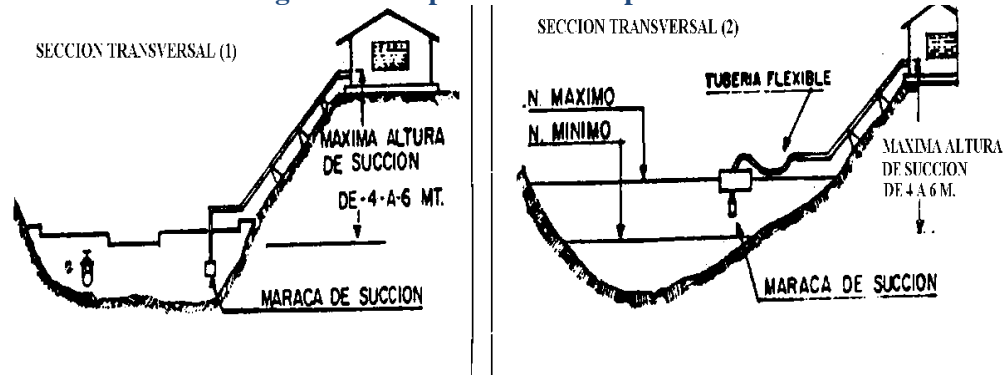
Captación Directa: Cuando la calidad física química y bacteriológica permite adoptar la cloración como mínimo tratamiento (Dique toma, Torre Toma, Estación de Bombeo).

Figura 1.5. Dique - toma: Captación directa por medio de Tée horizontal



Fuente: www.aguasantarias.com/capitulo2-obras-contruccion.html

Figura 1.6. Captación directa por bombeo



Fuente: www.aguasantarias.com/capitulo2-obras-contruccion.html

Presas derivadoras

Son estructuras de diversos materiales empotradas sobre los taludes y suelo firme del cauce, con la cortina orientada generalmente de manera diagonal al cauce, con dimensiones variables en función del caudal a conducir.

El objetivo de las presas de derivación es elevar el nivel del agua de una corriente para proporcionar los gastos requeridos por los canales de derivación, en forma regular. La obra sirve para interceptar los escurrimientos superficiales y conducirlos de manera controlada hacia áreas de cultivo donde puedan ser aprovechados sin provocar daños. La sedimentación del cauce se debe evitar para que no se obstruyan las bocatomas de derivación.

Estas presas constan de una cortina vertedora y una de toma. La primera, alojada en el cauce del río, y puede estar coronada por una batería de compuertas, mientras que la segunda, generalmente posee una compuerta para regular el gasto que va hacia el canal de derivación que se ubica a una margen del río. En la presa derivadora, la elevación de la cresta de la cortina corresponde al nivel mínimo del agua en el río necesario para derivar el gasto de diseño de la obra de toma. Este tipo de estructura requiere de colchones hidráulicos para amortiguar las avenidas de diseño. Este tipo de presas son, en general, de poca altura ya que el almacenamiento del agua es un objetivo secundario. Se recomienda que la presa cuente con un canal de desarenador para evitar el azolvamiento de la estructura. El trazo del canal desarenador deberá propiciar un fácil acceso del agua hacia él, su descarga deberá ser libre aguas abajo de la estructura de salida. El canal se iniciará en la cota apropiada del cauce con una sección y área hidráulica suficiente para

desalojar el gasto de diseño de la obra de toma. El alineamiento del canal deberá evitar, en lo posible, la obstrucción del canal por efecto de avenidas de la corriente. La plantilla del canal desarenador deberá quedar por lo menos 1m más abajo que la correspondiente a la obra de toma. En la revisión hidráulica del canal desarenador se deberá partir de un gasto mínimo igual al gasto de diseño de la obra de toma. La velocidad para sedimentación no debe exceder de 0.60 m/s. La velocidad de descarga del canal desarenador debe estar entre 1.50 y 2.50 m/s.

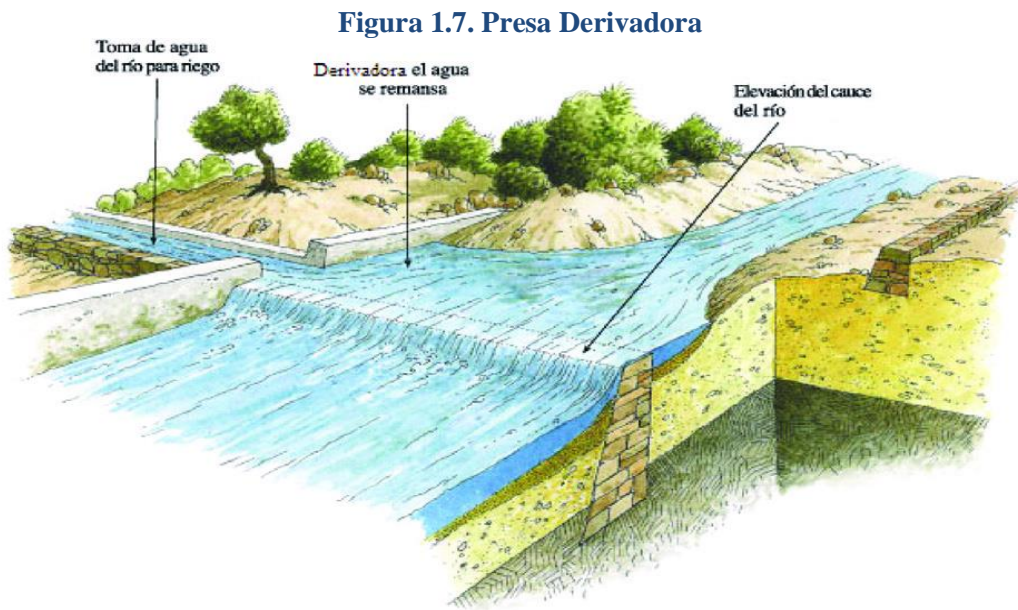
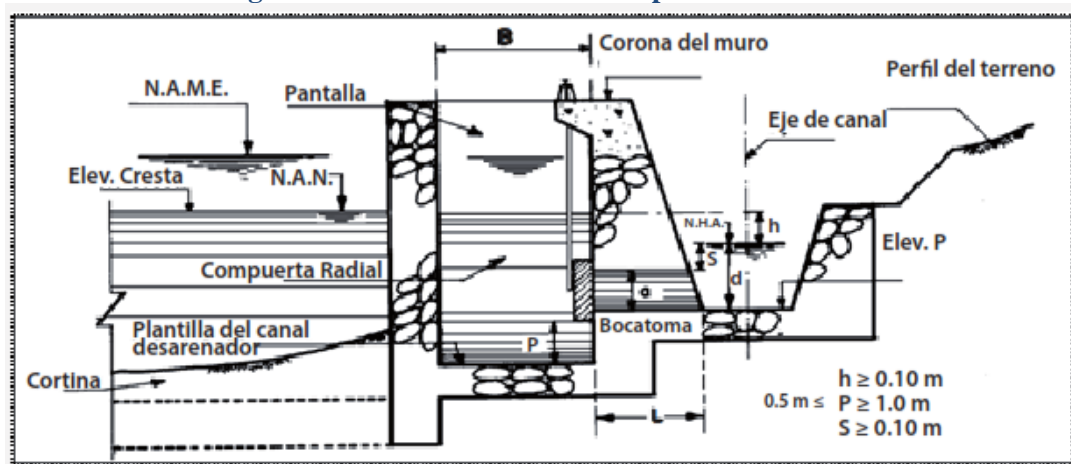


Figura 1.8. Sección transversal de presa derivadora



Dique toma

Tiene la finalidad el represamiento de las aguas de un río con el objeto de asegurar una carga hidrostática suficiente sobre el dispositivo y a su vez asegurar el gasto previsto. En vista de que representa un obstáculo interpuesto en el curso normal de un río sufrirá las consecuencias de la acción del agua que es la erosión y la sedimentación por lo que se debe tener en consideración lo siguiente:

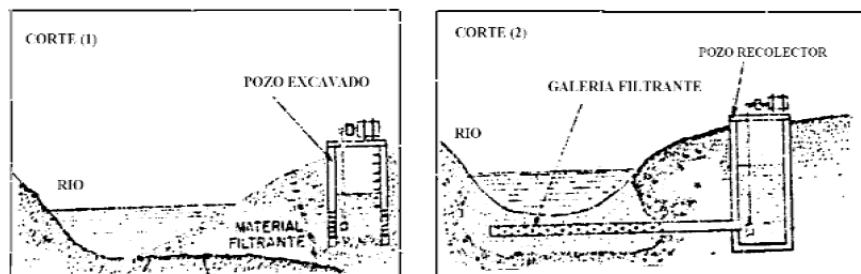
- Ubicar en sitios donde la cuenca hidrográfica presente el menos problema de erosión, esto es donde el cauce y la superficie del espejo de agua son estables hasta una distancia considerable aguas arriba.
- Debe diseñarse con un amplio margen de seguridad en cuanto a fundación, estabilidad y anclaje.
- Debe tomarse en cuenta el impacto de cantos rodados y material arrastrado durante las crecidas.
- Deben emplearse dispositivos de captación que aseguren el gasto previsto del sistema.

Captación Indirecta

Cuando la calidad bacteriológica o la turbidez ocasional del agua son objetables y se requiere el aprovechamiento de la filtración natural a través de estratos permeables conectados con el río. Ejemplo: Galería de Infiltraciones y Pozos recolectores.

Cuando la fuente superficial es un lago o una laguna, normalmente se capta por estación de Bombeo. Cuando los Ríos son anchos se usa una Estación de Bombeo dado que el Costo del Dique es muy alto.

Figura 1.8. Captación indirecta por medio de pozos o galerías



Fuente: www.aguasaneitarias.com/capitulo2-obras-contruccion.html

1.5.1.7.2 Captación de aguas sub-superficiales

Galerías de infiltración

Son obras de captación empleadas en casos de fuentes sub-superficiales o en aquellas fuentes superficiales que no reúnen las condiciones de potabilidad requerida o que tiene turbiedad por encima de los límites

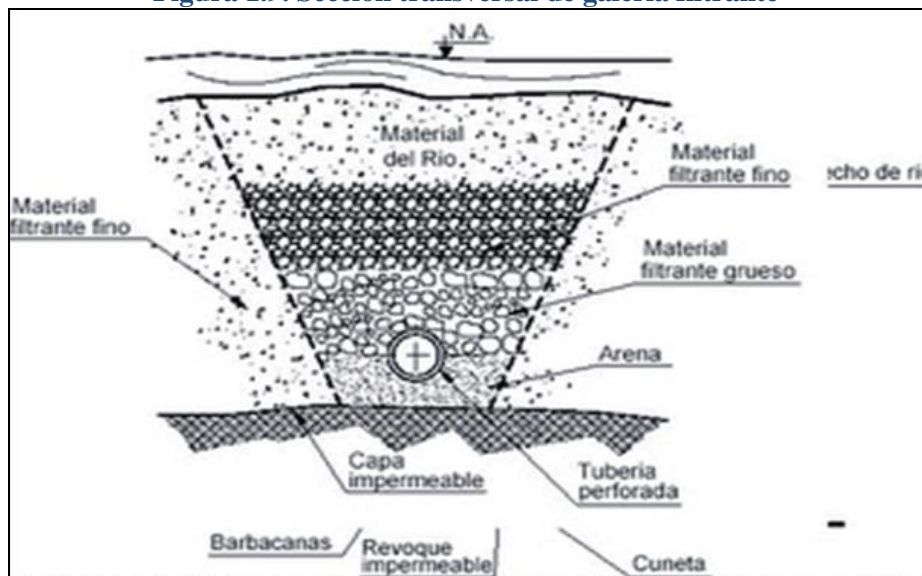
Las Galerías filtrantes, son pozos horizontales dotados de una cierta pendiente que recogen agua en toda su longitud. Son una forma simple de obtener agua filtrada.

Para que el proceso de filtrado sea completo las galerías deben construirse por lo menos a 15 m de la orilla del río o lago. Para su construcción se abre una zanja en las capas de arenas acuíferas y luego se recoge el agua mediante una tubería perforada con pendiente hacia un pozo central donde se bombea. La longitud de la zanja está en función de la cantidad de agua necesaria y de las dimensiones del acuífero.

Alrededor de la tubería colocada se ubican cantos rodados de 12 a 25 mm. El resto de la capa filtrante se formará con arena y grava granulada. El espesor del filtro debe ser de 30 cm a 40 cm desde la tubería hacia fuera.

Se construye con tubos ranurados o perforados de concreto o de asbesto cemento (A.C) o cloruro de polivinilo (PVC) rodeado de una capa de grava instalada en el estrato permeable.

Figura 1.9. Sección transversal de galería filtrante



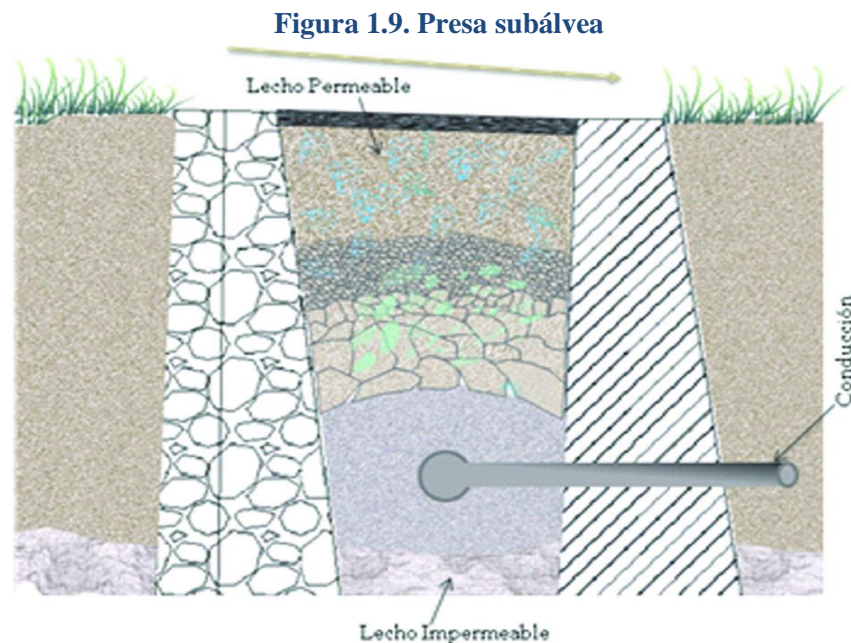
Fuente: www.aguasaneitarias.com/capitulo2-obras-construccion.html

Aguas arriba, aproximadamente 50 a 100 metros, normalmente se coloca bocas de visita. La galería se orienta de acuerdo a la dirección predominante del flujo subterráneo. Cuando la velocidad del río es pequeña y existe estratos de alta permeabilidad que conectan con el río la galería se instala paralela al mismo.

Presas Subálveas

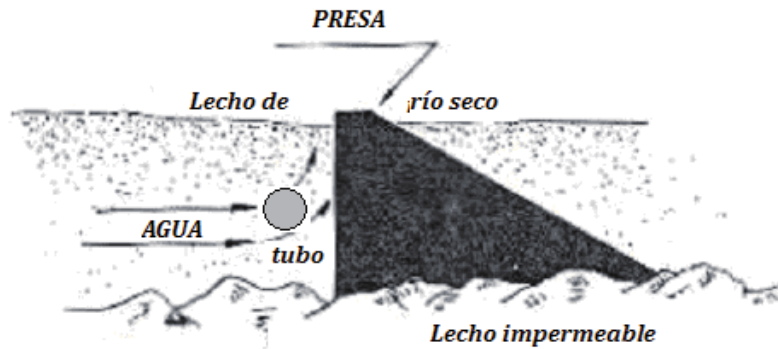
Las presas subálveas son aquellas que captan las aguas que fluyen ocultas en el lecho de un cauce, que da la impresión de estar seco, a través de una barrera o azud que las hace aflorar para su aprovechamiento.

A diferencia de las galerías filtrantes, las presas enterradas permiten la máxima captación de las aguas subálveas que fluyen en los aluviones de los ríos de zonas áridas y semiáridas. Este tipo de estructuras se construyen en cauces con lechos impermeables, cubiertos con espesores poco profundos de arenas y gravas (6.0 m), y donde sea factible el anclaje de la obra en ambas márgenes del cauce.



Esta captación se basa en la construcción de una barrera cuya coronación sobresale un poco del nivel del aluvión y su base se asienta en la capa impermeable. Al subir el nivel freático dentro del aluvión se intercepta con tubería ranurada (al menos 0.6 m por abajo del lecho del cauce) que la deriva por gravedad aguas abajo de la estructura para su aprovechamiento humano o ganadero.

Figura 1.10. Sección transversal presa subálvea



El lugar donde se tenga previsto la construcción de la presa subálvea deberá protegerse contra la erosión del fondo del cauce a través de gaviones aguas arriba de la estructura. El muro de la presa puede construirse de concreto, mampostería, o arcilla compactada, con un ancho de 0.6 m, y en su caso acompañada con una pantalla de geomembrana. La preparación para cimentar la estructura de la presa consiste en limpieza del sitio hasta encontrar roca sana. Al añadir un segundo muro impermeable aguas abajo, se configura una cámara de donde se puede canalizar el suministro de agua.

Estructuras complementarias: Canal de derivación, presa de gaviones, cámaras de inspección.

1.5.1.7.3 Manantiales

Las aguas freáticas alimentadas por las precipitaciones atmosféricas, se acuñan en las pendientes de los valles y desfiladeros de los ríos formando fuentes o manantiales cuyas aguas afloran a la superficie. La clasificación de los manantiales puede hacerse de acuerdo a varios aspectos, entre ellos la posición que ocupe en el terreno (por la topografía), por la litología y por la causa y el modo de su presencia. Pueden ser por gravedad o artesianos:

Los manantiales por gravedad ocurren cuando el estrato que produce agua, cubre un estrato impermeable y aflora a la superficie. También ocurren cuando la superficie de banda intercepta el nivel freático. Este tipo de manantial es particularmente sensible a fluctuaciones estacionales en el almacenamiento de aguas subterráneas y con frecuencia disminuye o desaparece durante periodos secos. Por lo general, los manantiales por

gravedad son fuentes de bajo rendimiento, pero cuando se desarrollan adecuadamente pueden ser satisfactorios para pequeños sistemas de agua.

Los manantiales artesianos provienen de acuíferos artesianos. Se originan porque el manto acuífero está cortado por un barranco o porque la formación sobre el acuífero artesiano se quiebra por una falla o cuando los acuíferos afloran a una menor elevación.

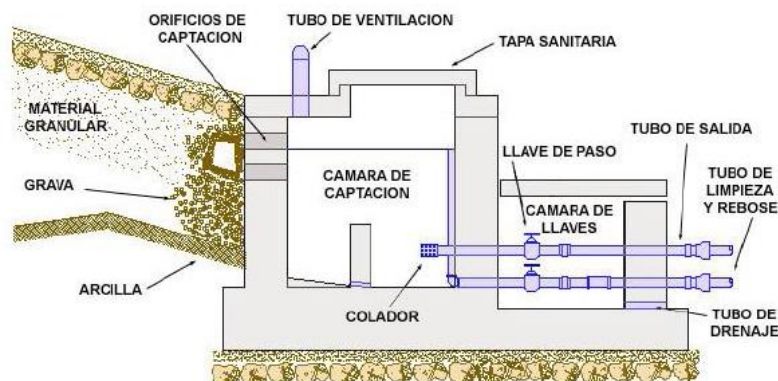
Generalmente, los manantiales artesianos son más seguros que los manantiales por gravedad, pero son particularmente sensibles al bombeo de pozos en el mismo acuífero. En consecuencia, los manantiales artesianos se pueden secar por el bombeo de pozos vecinos. Cuando se trata de manantiales y quebradas en general es suficiente interponer una pequeña presa, proveyendo de drenaje, rebose y bocatoma. En este caso la boca toma debe estar a una cierta altura sobre el fondo del dique para evitar la entrada de arenas, y estar cubierta con una malla protectora.

El drenaje debe ser capaz de permitir la descarga periódica de los sólidos sedimentados en la represa.

El rebose debe ser capaz de dejar pasar todo gasto en exceso del estipulado para el abastecimiento.

Cuando un manantial producido por afloramientos de acuíferos se desplaza en un lecho más o menos pequeño, cualquier tipo de caja de recepción interpuesta en ese lecho puede servir como obra de captación.

Figura 1.11. Captación Indirecta por Manantial



Fuente: www.aguasantarias.com/capitulo2-obras-construccion.html

Los criterios importantes para los manantiales incluyen la selección de un manantial de calidad aceptable, cantidad de agua necesaria y protección sanitaria del sistema de recolección.

Las medidas para desarrollar un manantial se deben diseñar de acuerdo con las condiciones geológicas predominantes. Como el acuífero de una captación está expuesto a contaminarse, se le protege recogiendo el agua en un depósito con cubierta hermética o impermeable que dispone de tubos de salida y rebose con rejilla metálica. Estos depósitos son cámaras colectoras cerradas e impermeables constituidas de concreto armado o mampostería de ladrillo o piedra.

Antes de iniciar la protección de un manantial hay que realizar un reconocimiento del terreno para obtener información acerca de la naturaleza del acuífero, la calidad del agua, el rendimiento de las distintas épocas del año, la topografía de la zona adyacente y la presencia de posibles fuentes de contaminación.

La excavación de la cámara hay que profundizarla en lo posible hasta encontrar una capa impermeable esta operación necesita cuidado sobre todo en terrenos fisurados para evitar que el agua se desvíe o desaparezca, por ningún motivo debe usarse dinamita o cargas explosivas. El tubo de descarga tiene por objeto evitar que se sumerjan recipientes en el depósito, si el agua hubiese de ser impulsado por falta de pendiente del terreno, se empleara una bomba.

Una vez construido y habilitado el manantial, conviene desinfectarlo con una fuerte concentración del cloro libre antes de integrar el agua al consumo. El sistema tiene que disponer de una tapa de registro con sello sanitario para evitar la entrada de agua contaminada u otro agente contaminante, en todo caso, los sistemas de disposición de excretas deben de estar suficientemente alejados, En la parte alta del manantial se construye una colectora de agua de lluvia.

1.5.1.7.4 Captación de aguas subterráneas.

Una de las fuentes de agua más utilizada para el abastecimiento de agua potable son las aguas subterráneas.

Las obras de captación de las aguas subterráneas más utilizadas son a través de pozos, estos se clasifican en primera instancia en profundos y poco profundos. Los primeros son pozos perforados y los segundos son excavados:

Pozos poco profundos (Aguas sub-superficiales y acuíferos libres someros)

- Pozos excavados
- Pozos hincados

Pozos Excavados

Los pozos excavados se constituyen y explotan para la captación de aguas poco profundas.

En general para aguas en primera napa los canales son pequeños. Los pozos deben ser revestidos. Los revestimientos pueden ser de ladrillos, piedras u hormigón. En la parte inferior del revestimiento se harán orificios apropiados para facilitar la entrada de agua. En la parte superior debe hacerse un relleno de hormigón como protección de cualquier contaminación (Sello Sanitario). Los pozos son circulares, se construyen a pala o en algunos casos con equipo mecánico. Si el terreno no es consistente se deberán utilizar entubados. El revestimiento debe fundarse en terreno resistente.

Para el diseño de los pozos se debe considerar los siguientes puntos:

Ubicación: se deben tener en cuenta las recomendaciones dadas para los pozos profundos.

Profundidad: se debe hacer ensayos de bomba en pozos de prueba para hallar el caudal que rinde el pozo para esa profundidad, es decir, el descenso de la napa se ha estabilizado. De acuerdo a las necesidades el pozo de prueba puede profundizarse hasta obtener el caudal requerido.

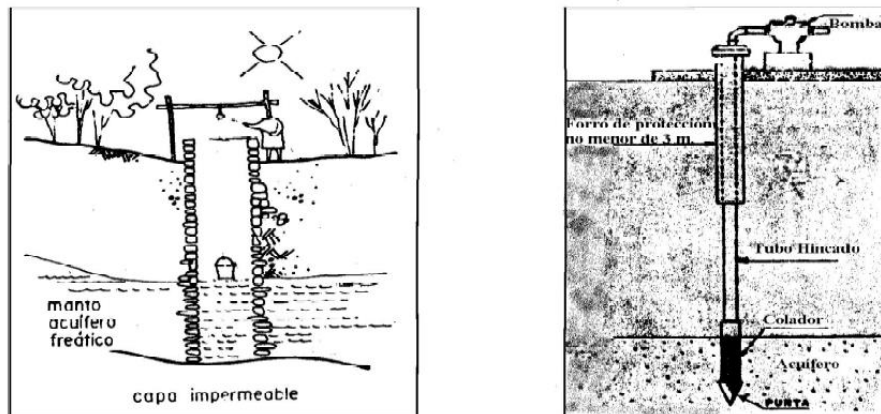
Diámetro: en general el diámetro del pozo tiene muy poca relación o influencia sobre el rendimiento del mismo. Si bien el caudal que se puede extraer de un pozo de diámetro pequeño es prácticamente igual a uno de mayor diámetro, el descenso de nivel en el más pequeño es mayor, y por lo tanto la velocidad de entrada al pozo es mayor (puede haber arrastre de arena). En general, el diámetro de los pozos excavados puede oscilar entre 1,25 – 2.0 m. Son utilizados para pequeños abastecimientos de casos aislados o centros rurales.

Su profundidad casi nunca sobre pasa los 10 - 20 m. El equipo de bombeo es colocado generalmente sobre una plataforma que se apoya en las paredes de los anillos.

Pozos Hincados

Los pozos clavados o hincados solamente pueden construirse en formaciones suaves que se encuentren relativamente libres de rocas o de cantos, utilizados solo en terrenos blandos o granulares donde se pueda efectuar el hincado sin grandes dificultades (Fig.3.9.b). Estos pozos se hincan por lo general hasta profundidades de 15 metros o mayores cuando las condiciones son favorables.

Figura 1.12. Pozos Excavados e Hincados



Fuente: www.aguasaneitarias.com/capitulo2-obras-construccion.html

Se construyen por medio de un anillos de hincado y el revestimiento se va haciendo a medida que avanza la excavación. El descenso se consigue por el propio peso del anillo a medida que se va excavando.

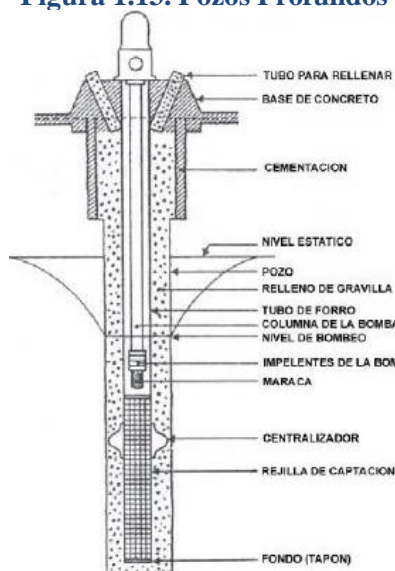
Los pozos clavados son bombeados por lo general utilizando la presión atmosférica. En tales casos el nivel estático del agua debe hallarse a una profundidad no mayor de 4.5 metros debajo de la superficie. Los tubos de pequeños diámetros de poca profundidad que se encajan en el subsuelo. Se utilizan la mayoría de las veces para instalaciones provisionales o privadas.

Pozos profundos (Aguas subterráneas)

Son obras de captación empleadas en aquellos casos en los cuales la fuente de abastecimiento seleccionada para una localidad, es profunda. El pozo, como obra de captación de un acuífero, está constituido por la rejilla de captación, el centralizador, la tubería de revestimiento, la empaquetadura de grava (caso de ser necesario), la bomba y los accesorios complementarios para el funcionamiento correcto durante el periodo de diseño. Un pozo es una estructura hidráulica que debidamente diseñada y construida permite efectuar la extracción económica del agua de una formación acuífera. Cuando adecuadamente se logra este propósito, es algo que depende de lo siguiente:

- Aplicación de los principios de la hidráulica del pozo y del comportamiento del acuífero.
- Destreza al perforar y construir pozos, lo que permite tomar ventaja de las condiciones geológicas.
- Una selección de los materiales, tal que asegure una larga duración de la estructura.

Figura 1.13. Pozos Profundos



Fuente: www.aguasantitarias.com/capitulo2-obras-contruccion.html

1.5.1.8 Aducción de Agua

1.5.1.8.1 Consideraciones generales

Los sistemas por gravedad constituyen un gran porcentaje de los sistemas de agua potable rurales. En general las fuentes de agua se encuentran alejadas de los centros poblados a los cuales se pretende servir, siendo preciso diseñar largas líneas de aducción. Esta característica de las mismas hace que debamos prestarles especial atención pues, de su correcto funcionamiento, depende en gran medida la calidad del servicio de todo el sistema.

1.5.1.8.2 Estudio del perfil longitudinal

Una vez que se cuenta con el mejor perfil longitudinal que se pueda obtener a partir de las condiciones propias del lugar, es necesario entrar a su estudio detallado tomando en cuenta los aspectos fundamentales que a continuación detallamos.

- La línea Piezométrica

En la figura 1.14. tenemos esquematizado un tramo de línea de aducción entre dos depósitos, llámense tanques, cámaras de distribución, rompe presión o cualquier combinación de las citadas anteriormente. La ecuación general de Bernoulli que representa la altura de energía en metros entre el extremo 1, aguas arriba y una sección a una distancia X del mismo es:

$$\frac{(V_1)^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{(V_x)^2}{2g} + \frac{p_x}{\gamma} + Z_x + h_f \quad \text{E.c. (1.1)}$$

Dónde:

V: velocidad del flujo en los puntos 1 y x respectivamente

g: Aceleración de la gravedad

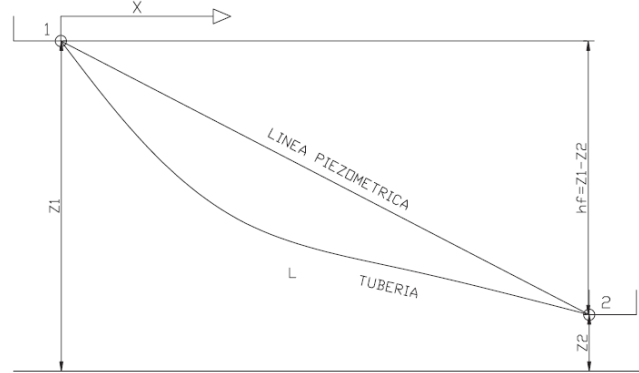
p: Presión del líquido en el punto considerado

γ: Densidad del líquido

Z: Elevación del punto considerado

hf: Pérdida de carga entre los puntos considerados

Figura 1.14. Línea Piezométrica



Fuente: Líneas de Aducción en Sistemas de Agua Potable

Vamos a suponer por simplicidad que utilizaremos un diámetro único en el tramo y que no existen accesorios que provoquen pérdidas locales. En estas condiciones y debido a la ecuación de continuidad:

$$Q_1 = Q_x \quad \text{E.c. (1.2)}$$

$$V_1 A = V_x A$$

$$V_1 = V_x$$

Lo que indica que la velocidad es constante. Por lo tanto, en ambos miembros se elimina el término de velocidad, quedando luego de despejar, hf:

$$p_x = \frac{p_1}{\gamma} + (Z_1 - Z_x) + h_f \quad \text{E.c. (1.3)}$$

En el punto 1, a la salida del tubo aguas arriba, la presión es cero despreciando la altura del agua en la cámara. En el punto 2 la altura de presión también debe ser cero pues es un punto de descarga a la atmósfera. De esta manera resulta para el tramo 1-2:

$$h_f = Z_1 - Z_2 \quad \text{E.c. (1.4)}$$

Es decir, la pérdida de carga entre 1 y 2 debe igualar a la diferencia de nivel entre estos dos puntos. Si la longitud del tubo se aproxima a la distancia horizontal X entre 1 y 2, o si la pendiente del tubo es bastante uniforme entre 1 y 2, o si finalmente no se requiere conocer con exactitud la presión en los puntos intermedios, se puede simplificar la solución al problema de encontrar el trazo de la línea piezométrica uniendo los puntos 1 y 2 mediante una línea recta como se muestra en la figura 1.13. En el siguiente capítulo analizaremos el

caso en que el trazo del tubo se aleja sensiblemente del valor de X y la pendiente no es uniforme.

A continuación corresponde encontrar el diámetro del tubo que permita transportar el caudal de cálculo dada la pendiente de la línea piezométrica:

$$S = \frac{h_f}{L} \quad \text{E.c. (1.5)}$$

$$S = \frac{(Z_1 - Z_2)}{L}$$

Para ello podemos utilizar cualquiera de las fórmulas prácticas para el cálculo de tuberías como por ejemplo, la fórmula de Darcy - Weisbach

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g} \quad \text{E.c. (1.6)}$$

Dónde:

- hf:** pérdida de carga por fricción (m)
- L:** longitud de la tubería (m)
- V:** Velocidad del tramo de tubería analizado (m³/s)
- D:** diámetro de la tubería (m)
- f:** factor de fricción (adim.)
- g:** gravedad (m/s²)

El factor de fricción se calcula con la expresión de colebrook - white, válida para flujo turbulento, tanto para tubos lisos como para tubos rugosos.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log_{10} * \left[\frac{e/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{f}} \right] \quad \text{E.c. (1.7)}$$

Dónde:

- f:** factor de fricción (adim.)
- Re:** Numero de Reynolds (adim.)
- D:** diámetro de la tubería (m)
- e:** rugosidad absoluta (m)

Cuadro 1.2. Valores del rugosidad absoluta

Material	e (10 ⁻³ mm)
PVC	0.0015
Acero	0.045
Hierro Galvanizado	0.15
Hierro fundido	0.15
Hierro fundido dúctil	0.25
Hormigón	0.3-3.0
Acero bridado	0.9-9.0

Fuente: Guía Técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10.000 habitantes

El número de Reynolds se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Re = \frac{D * v}{\nu} \quad \text{E.c. (1.8)}$$

Dónde:

- Re:** Número de Reynolds (adim.)
- D:** Diámetro de la tubería (m)
- V:** Velocidad en el tramo (m/s)
- V:** viscosidad cinemática (m²/s)

Cuadro 1.3. Valores de viscosidad cinemática (m2/s) a diferentes temperaturas

Temperatura (°C)	0	6	10	15	20	25	30
Viscosidad cinemática ν (x 10 ⁻² m2/s)	1.79	1.52	1.31	1.15	1.01	0.90	0.81

Fuente: Guía Técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10.000 habitantes

Al trabajarse con un sistema a presión o tubo lleno la velocidad se la calculara con la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad \text{E.c. (1.9)}$$

Dónde:

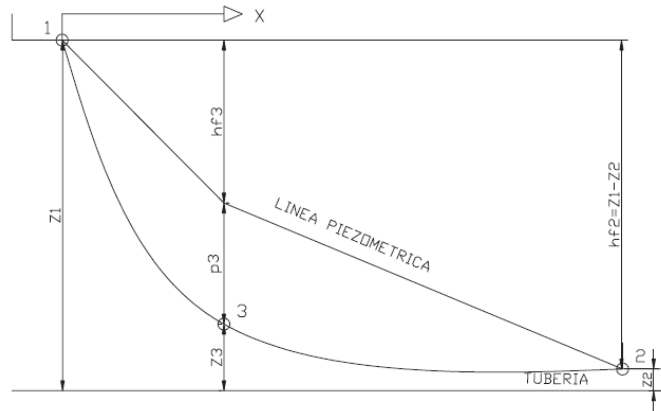
- Q:** Caudal (m3/s)
- D:** Diámetro de la tubería (m)
- V:** Velocidad en el tramo (m/s)

- Líneas de aducción con tramos muy sinuosos

Ya habíamos mencionado que el trazo de la tubería entre los puntos 1 y 2 se ha considerado como próximo a una línea recta para la aproximación de la línea piezométrica también a una recta entre 1 y 2. En la práctica sin embargo, se presentan casos como el de la figura 1.15. Donde se ha considerado un trazo con un primer tramo de pendiente muy

pronunciada en el que $L \gg X$. Ante esta situación el valor total de h_f entre 1 y 2 se mantiene, pero S ya no puede simplificarse como la pendiente de la recta que une los puntos 1 y 2.

Figura 1.15. Línea piezométrica tramo sinuoso



Fuente: Líneas de Aducción en Sistemas de Agua Potable

Ocurre en la práctica que el caudal de cálculo es más pequeño que aquel que puede ser transportado con el diámetro comercial elegido y el tubo funcionará parcialmente lleno. Nos percataremos de esta situación al analizar que seguramente hemos adoptado el mínimo diámetro comercial que puede llevar un caudal mayor al de cálculo. A fin de evitar el desperdicio de agua llevando un caudal mayor al necesario, es aconsejable que la obra de toma capte únicamente el caudal de cálculo, dejando escurrir libremente el resto.

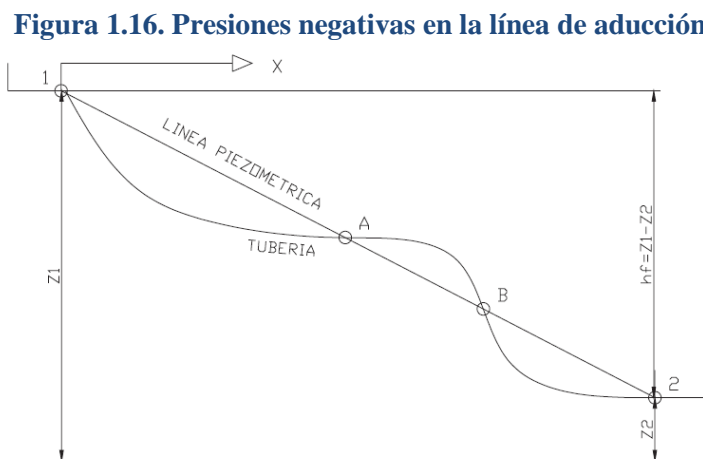
El caso de una tubería de aducción que funciona parcialmente llena es, por los fundamentos ya expuestos, muy usuales, en cuyo caso la línea piezométrica coincidirá con la superficie libre del agua en el tubo. El calculista en estos casos debe verificar el tirante hidráulico por tramos a buen criterio utilizando cualquier fórmula recomendada para tubería no forzada.

- **Ubicación de cámaras rompe presión**

Una vez definido el perfil longitudinal de la aducción y la línea piezométrica, la primera tarea a continuación es la verificación destinada a asegurarse de que no se superen las diferencias de altura previstas por norma y no se generen presiones negativas en punto alguno del trazo.

Generalmente, entre la obra de toma y el tanque de almacenamiento o primer punto de la red, la diferencia de altura supera aquella prevista por norma en cuyo caso es necesaria la colocación de cámaras rompe presión, tantas como sean necesarias para asegurar mantenerse dentro de diferencias de nivel aceptables.

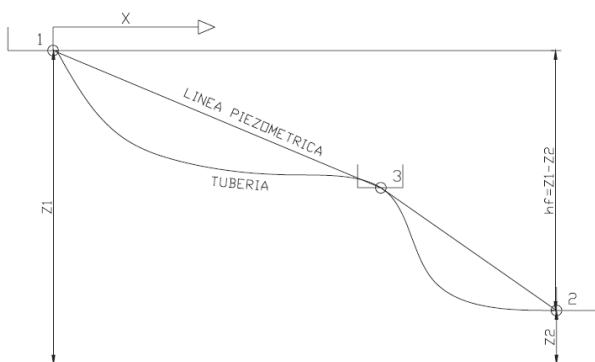
Sin embargo las cámaras rompe presión tienen una utilidad adicional que a veces se omite en el diseño y causa serias dificultades en el correcto funcionamiento hidráulico de la línea de aducción. En la figura 1.16. se esquematiza un tramo de línea de aducción entre dos cámaras que, vamos a suponer, han sido situadas en la única ubicación posible para evitar diferencias de altura superiores a las permitidas por la clase y diámetro de tubo o la norma. El trazo de esta línea tiene una concavidad entre las dos cámaras y la posición de las mismas respecto a la concavidad hace que la línea piezométrica se sitúe por debajo de la misma. En otras palabras, en el segmento AB mostrado en la figura 1.16. se producen presiones negativas que de no evitarse perturbarán seriamente el correcto funcionamiento del tubo reduciendo el caudal o simplemente no permitiendo el paso del líquido



Fuente: Líneas de Aducción en Sistemas de Agua Potable

Una forma práctica y económica de sortear esta dificultad es colocando una tercera cámara en C de manera que la línea piezométrica se reconforma como se muestra en la figura 1.17.

Figura 1.17. Presiones normales en la línea de aducción



Fuente: Líneas de Aducción en Sistemas de Agua Potable

Como se puede desprender del anterior análisis, existen casos en que el número de cámaras rompe presión debe ser superior al mínimo necesario para mantener diferencias de nivel aceptables, a fin de cumplir la condición adicional de que no existan tramos con presiones negativas.

De acuerdo al análisis, la línea de aducción puede funcionar a presión o a tubo parcialmente lleno. En el segundo caso podría suponerse que no existe la necesidad real de colocar cámaras rompe presión. Sin embargo existen razones por las cuales de todas maneras deben preverse dichas cámaras.

El cierre de válvulas aguas abajo o una obstrucción accidental de las mismas, no acompañada de un cierre de válvulas aguas arriba, ocasionará que el agua se vaya acumulando en el tubo hasta alcanzar el nivel del depósito o cámara superiores generando una presión estática equivalente a la diferencia de nivel entre ambos depósitos o cámaras.

Por esta razón es que aún en el caso de líneas de aducción funcionando parcialmente llenas se deben prever cámaras rompe presión de acuerdo a los desniveles máximos admisibles previstos por norma.

El caudal que la fuente puede suministrar en general es superior al de cálculo o pueden existir fuertes variaciones estacionales en el mismo. La falta de un vertedero o algún otro mecanismo de regulación del caudal en la obra de toma, así como algún error en la fase

constructiva, puede ocasionar que el caudal en la línea se eleve hasta alcanzar la máxima capacidad de transporte de la tubería ocasionando que ésta funcione imprevisiblemente a presión.

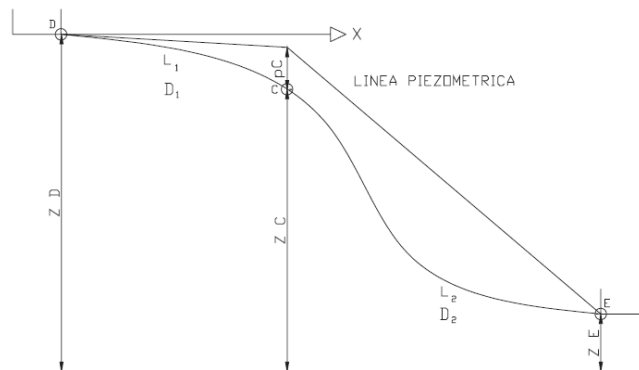
1.5.1.8.3 Cambios de diámetros

Un cambio de diámetro puede ser necesario en una línea de aducción por una diversidad de motivos, expondremos a continuación los dos de los más frecuentes.

- Evitar presiones negativas

En el caso de concavidades en el trazo de la línea de aducción entre dos depósitos, como ya mostramos en la figura 1.16., existe la alternativa de considerar un incremento de diámetro aguas arriba de la concavidad. La elección de la mejor alternativa dependerá de consideraciones económicas y requerimientos específicos como ser la imposición de una presión mayor a cero en el punto C de la figura 1.18.

Figura 1.18. Presiones normales en la línea de aducción

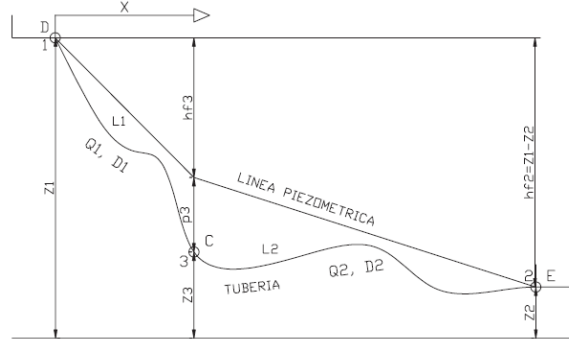


Fuente: Líneas de Aducción en Sistemas de Agua Potable

Esta vez resolveremos el problema de la presión negativa en el tramo AB mediante un incremento de diámetro. En contraste con el caso de la colocación de una cámara rompe presión, en el punto C la presión del líquido tendrá un determinado valor positivo p_C en lugar de cero.

- **Puntos de entrega de caudal**

Figura 1.19. Puntos de entrega de caudal



Fuente: Líneas de Aducción en Sistemas de Agua Potable

La aducción podría servir a más de una población y tener varias derivaciones. Lo más recomendable en estos casos es colocar cámaras derivadoras, pero en algunos casos como el mostrado en la figura 1.19., estas cámaras pueden romper inadecuadamente la presión en cuyo caso la derivación se debe hacer en forma directa del tubo principal de aducción. Al reducirse el caudal Q_1 a Q_2 pudiera resultar suficiente un diámetro menor entre 3 y 2.

1.5.1.8.4 Válvulas ventosa y purgadora de lodos

Como una última consideración a tratar, analizaremos brevemente el tema de las válvulas ventosas y purgadoras de lodos.

- Existe necesidad de colocar válvulas purgadoras de lodos en los puntos bajos de tuberías de aducción. Los sifones invertidos en líneas funcionando parcialmente llenas, merecen una especial atención pues la velocidad de circulación puede ser muy baja generando altos tiempos de detención y una fuerte deposición de sólidos.
- En cuanto a los puntos altos de la línea se deben colocar siempre válvulas ventosas o de purga de aire pues, debido a las variaciones en el caudal y la turbulencia del flujo, existe aire circulando, el cual tenderá a quedar atrapado en los puntos altos generando obstrucción al paso libre del líquido.

1.5.1.9 Red de Distribución

Es un sistema integrado por una serie de tuberías generalmente enterradas y sus piezas de unión y accesorios necesarios para operarla, cuya función principal es conducir agua en forma continua para la prestación del servicio a los consumidores en cantidad y con presión adecuada.

1.5.1.9.1 Tipos de redes

- Red abierta o ramificada

La red abierta o ramificada está constituida por tuberías que forman ramificaciones a partir de una línea principal. La red abierta puede superponerse en poblaciones semi dispersas y dispersas o cuando por razones topográficas o de conformación de la población no es posible un sistema cerrado.

- Red cerrada o anillada

La red cerrada o anillada está constituida por tuberías que forman circuitos cerrados o anillos. La red cerrada puede aplicarse en poblaciones concentradas y semi-concentradas mediante redes totalmente interconectadas o redes parcialmente interconectadas.

La red puede estar compuesta por una red de tuberías principales y una red de tuberías secundarias.

- Red mixta o combinada

De acuerdo a las características topográficas y distribución de la población, pueden aplicarse en forma combinada redes cerradas y redes abiertas.

1.5.1.9.2 Consideraciones generales

Para el diseño de redes de distribución se deben considerar los siguientes criterios:

- La red de distribución se deberá diseñar para el caudal máximo horario.
- Identificar las zonas a servir y de expansión de la población.
- Realizar el levantamiento topográfico incluyendo detalles sobre la ubicación de construcciones domiciliarias, públicas, comerciales e industriales; así también anchos de vías, áreas de equipamiento y áreas de inestabilidad geológica y otros peligros potenciales.

- Considerar el tipo de terreno y las características de la capa de rodadura en calles y en vías de acceso
- Para el análisis hidráulico del sistema de distribución se podrá utilizar el método de Hardy Cross, seccionamiento o cualquier otro método racional.
- Para el cálculo hidráulico de las tuberías se utilizará fórmulas racionales.
- El diámetro a utilizarse será aquel que asegure el caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red.
- En cuanto a la presión del agua, debe ser suficiente para que el agua pueda llegar a todas las instalaciones de las viviendas más alejadas del sistema.
- La velocidad mínima en ningún caso será menor de 0,3 m/s y deberá garantizar la auto limpieza del sistema. En general se recomienda un rango de velocidad de 0,5 – 1,00 m/s. Por otro lado, la velocidad máxima en la red de distribución no excederá los 2 m/s.
- El número de válvulas será el mínimo que permita una adecuada sectorización y garantice el buen funcionamiento de la red. Las válvulas permitirán realizar las maniobras de reparación del sistema de distribución de agua sin perjudicar el normal funcionamiento de otros sectores.

1.5.1.9.3 Materiales

Para la selección de los materiales de las tuberías se deberá tomar en cuenta los siguientes factores:

- Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.
- Resistencia a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas, tanto externas como internas.
- Características de comportamiento hidráulico del proyecto (presiones de trabajo, golpe de ariete).
- Condiciones de instalación adecuadas al terreno.
- Resistencia contra la tuberculización e incrustación.
- Vida útil de acuerdo a la previsión del proyecto.

Los materiales más comunes son:

- Policloruro de Vinilo (PCV)
- Polietileno
- Fierro Galvanizado
- Fierro Fundido
- Fierro Dúctil
- Acero

Por otro lado, se pueden distinguir dos tipos de tuberías: las tuberías de unión flexible y las de unión rígida.

Tuberías de unión rígida

- A simple presión, con espiga y campana; las uniones son ensambladas con pegamento.
- Roscadas, las uniones requieren de uniones simples para el empalme entre tuberías.

Tuberías de unión flexible

- A causa de las características especiales del anillo y campana de la unión flexible, se minimiza las operaciones de ensamble, esto facilita el centrado y conexión de los tubos, sin recurrir a mucha fuerza.

1.5.1.9.4 Procedimientos de cálculo

El diseño hidráulico podrá realizarse como redes abiertas, cerradas y combinadas.

Los cálculos deben realizarse tomando en cuenta los diámetros internos reales de las tuberías.

1.5.1.9.5 Redes abiertas

El Dimensionamiento de las redes abiertas o ramificadas se realizará de acuerdo con los siguientes criterios:

- Se admitirá que la distribución del caudal sea uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.

- La pérdida de carga en el ramal será determinada para un caudal igual al que se verifica en su extremo.
- Cuando por las características de la población se produzca algún gasto significativo en la longitud de la tubería, éste deberá ser considerado como un nudo más.

Se recomienda el uso de un caudal mínimo de 0,10 lps para el diseño de los ramales.

El diseño hidráulico se realizará teniendo en cuenta los siguientes criterios: Darcy – Weisbach, Hazen – Williams, Flamant.

1.5.1.9.6 Redes cerradas

El flujo de agua a través de ellas estará controlado por dos condiciones:

- El flujo total que llega a un nudo es igual al que sale.
- La pérdida de carga entre dos puntos a lo largo de cualquier camino, es siempre la misma.

Estas condiciones junto con las relaciones de flujo y pérdida de carga, nos dan sistemas de ecuaciones, los cuales pueden ser resueltos por cualquiera de los métodos matemáticos de balanceo.

En sistemas anillados se admitirán errores máximos de cierre:

- De 0,10mca de pérdida de presión como máximo en cada malla y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.
- De 0,01 lps como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas

Se recomienda el uso de un caudal mínimo de 0,10 lps para el diseño de los ramales.

Las redes cerradas no tendrán anillos mayores a 1km por lado.

1.5.1.9.7 Métodos para determinación de caudales

Redes cerradas

Para el cálculo de los caudales se puede disponer de los siguientes métodos:

- **Método de las Áreas**

Consiste en la determinación del caudal en cada nudo considerando su área de influencia. Este método es recomendable en localidades con densidad poblacional uniforme en toda la extensión del proyecto. El caudal en el nudo será:

$$Q_i = Q_u * A_i$$

Donde el caudal unitario de superficie se calcula por:

$$Q_u = Q_t / A_t \quad \text{E.c. (1.10)}$$

Dónde:

Qu: Caudal unitario superficial (L/s/Ha)

Qi: Caudal en el nudo “i” (L/s)

Qt: Caudal máximo horario del proyecto (L/s)

Ai: Área de influencia del nudo “i” (Ha)

At: Superficie total del proyecto (Ha)

- **Método de Densidad Poblacional**

Este método considera la población por área de influencia de cada nudo. Para la aplicación de este método se deberá definir la población en cada sector del área del proyecto.

El caudal por nudo será:

$$Q_i = Q_p * P_i$$

Donde el caudal unitario poblacional se calcula por:

$$Q_p = Q_t / P_t \quad \text{E.c. (1.11)}$$

Dónde:

Qp: Caudal unitario poblacional (L/s/hab)

Qt: Caudal total o caudal máximo horario para la totalidad de la población (L/s)

Qi: Caudal en el nudo “i” (L/s)

Pt: Población total del proyecto (hab)

Pi: población del área de influencia del nudo “i” (hab)

- **Método de la Longitud Unitaria**

Por este método se calcula el caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario entre la longitud total de la red.

Para obtener el caudal en cada tramo, se debe multiplicar el caudal unitario por la longitud del tramo correspondiente.

Entonces:

$$Q_i = q * L_i \quad \text{E.c. (1.12)}$$

Dónde:

$$q = Q_{mh} / L_t$$

q: Caudal unitario por metro lineal de tubería (L/s/m)

Q_i: Caudal en el tramo “i” (L/s)

Q_{mh}: Caudal máximo horario (L/s)

L_t: Longitud total de tubería del proyecto (m)

L_i: Longitud del tramo “i” (m)

- **Método de la Repartición Media**

Consiste en la determinación de los caudales en cada tramo del sistema, repartiéndolos en partes iguales a los nudos de sus extremos.

Por tanto, el caudal en un nudo, será la suma de los caudales de los tramos medios adyacentes.

El caudal de cada tramo puede ser calculado por el método de longitud unitaria.

- **Método del Número de Familias**

Por este método se calcula un caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario entre el número total de familias de la población.

El caudal en el nudo, será el número de familias en su área de influencia, multiplicado por el caudal unitario.

$$Q_n = q_u * N_{fn} \quad \text{E.c. (1.13)}$$

Dónde:

$$q_u = Q_{mh} / N_f$$

q_u: Caudal unitario (L/s/fam)

Q_n: Caudal en el nudo “n” (L/s)

Q_{mh}: Caudal máximo horario (L/s)

Nf: Número total de familias

Nfn: Número de familias en el área de influencia del nudo “n”

Redes abiertas

Si la red abasteciera a más de 30 conexiones, podrán emplearse cualquiera de los métodos indicados anteriormente para el cálculo de los caudales.

En caso de tener menos de 30 conexiones, la determinación de caudales por ramales se realizará por el método probabilístico o de simultaneidad.

Se recomienda aplicar la siguiente fórmula:

$$\text{QRAMAL} = k * \sum Qg \quad \text{E.c. (1.14)}$$

Dónde:

$$K = (x - 1)^{-0.5}$$

QRAMAL : Caudal de cada ramal (L/s)

Qg : Caudal por grifo (L/s). Este valor no será inferior a 0.1 l/s

k : Coeficiente de Simultaneidad. En ningún caso el coeficiente será menor a 0.20

x : Número de grifos ≥ 2

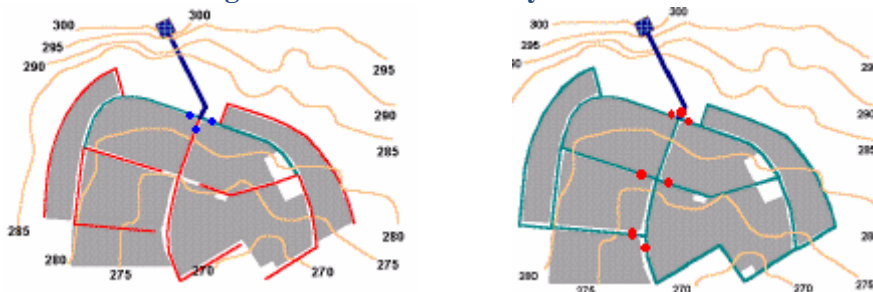
x : Número total de grifos en el área que abastece cada ramal

1.5.1.9.8 Consideraciones finales

Válvulas de seccionamiento

La ubicación y cantidad de válvulas de seccionamiento en una red de distribución se determinan con la finalidad de poder aislar un tramo o parte de la red en caso de reparaciones o ampliaciones, manteniendo el servicio en el resto de esta. Mientras mayor número de válvulas se tengan en la red, menor será la parte sin servicio en caso de una reparación, pero más costoso el proyecto. En poblaciones concentradas deben proveerse de una válvula de ingreso a la red y en los puntos donde exista un ramal de derivación importante.

Figura 1.20. Red Cerrada y Red abierta



Fuente: guía para el diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua

Válvulas de purga de lodos

Las válvulas de purga de lodos se ubicaran en los puntos de cotas más bajas de la red de distribución, en donde se pudieran acumular sedimentos, se deberán considerar sistemas de purga.

Válvulas reductoras de presión

Las válvulas reductoras de presión reducen automáticamente la presión aguas abajo de las mismas, hasta un valor prefijado. En los casos en que no se pueda acceder a una válvula reductora de presión se puede optar por el uso de una cámara rompe-presión.

Cámara de válvulas

Todas las válvulas deberán contar con cámara de válvulas para fines de protección, operación y mantenimiento. Las dimensiones de la cámara deberán permitir la operación de herramientas y otros dispositivos alojados dentro de la misma.

Cámaras rompe-presión

En la instalación de una cámara rompe-presión debe preverse de un flotador o regulador de nivel de aguas para el cierre automático una vez que se encuentre llena la cámara y para periodos de ausencia de flujo.

Anclajes

Se instalaran anclajes de seguridad (hormigón simple, ciclópeo, etc.) en los siguientes casos:

- En tuberías expuestas a la intemperie que requieran estar apoyadas en soportes o adosadas a formaciones naturales de roca.
- En los cambios de dirección tanto horizontales como verticales de tramos enterrados o expuestos, siempre que el cálculo estructural lo justifique.
- En tuberías colocadas en pendiente mayores a 60 grados respecto a la horizontal.

Los anclajes más comunes son para curvas horizontales y verticales, térs y terminaciones de tubería

Cámara distribuidora de caudales

La función de una caja divisora de flujo por gravedad, es dividir el flujo en dos o más partes, destinados a diferentes usos o reservorios de almacenamiento.

La caja divisora de flujo podrá emplearse en los siguientes casos:

- Cuando el proyecto considere más de un reservorio de almacenamiento, ya sea por grandes distancias, por diferencias de nivel o diferentes comunidades.
- Cuando existan diferentes usos del agua (consumo humano, riego, pecuaria).

Las ventajas de la caja divisora de flujo son: uso racional y equitativo del agua, disminución de costos de aducción y menor número de cámaras rompe-presión (cuando estas son requeridas).

1.5.2. Marco conceptual

- **Calidad del agua.-** Se expresa mediante la caracterización de los elementos y compuestos presentes, en solución o en suspensión, que desvirtúan la composición original.
- **Capacidad de almacenamiento.-** Volumen de agua que puede ser almacenado en un tanque.
- **Captación.-** Estructura o conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de la fuente.

- **Caudal máximo diario.-** Consumo máximo durante 24 horas observado en el periodo de un año sin tener en cuenta los gastos que se hayan presentado por razones de incendio, perdidas, accidentes y fuerza mayor.
- **Caudal máximo horario.-** Consumo máximo obtenido durante una hora en el periodo de un año sin tener en cuenta los gastos que se hayan presentado por razones de incendio, pérdidas, etc.
- **Caudal medio diario.-** Consumo durante 24 horas, obtenido como promedio de los consumos diarios en el periodo de un año.
- **Presión dinámica.-** Diferencia entre la presión estática y las pérdidas de carga producidas en el tramo respectivo, en el momento de flujo máximo.
- **Presión estática.-** Presión en un punto de la aducción o red considerando la ausencia de flujo en la misma o consumo nulo en la red.
- **Tanque de almacenamiento.-** Depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución destinado a almacenar agua y/o mantener presiones adecuadas en la red de distribución.
- **Tubería de conducción.-** Tubería comprendida entre la planta de tratamiento y/o el tanque de regulación y la red de distribución.

1.5.3. Marco espacial

El proyecto se lo realizará en la comunidad de Yesera Norte, ubicada en la primera sección de la provincia Cercado del departamento de Tarija.

1.5.4. Marco temporal

El proyecto se lo realizará en la materia de Proyecto de Ingeniería II

1.6 Alcance del proyecto

El presente proyecto de grado contemplará la obtención y recopilación de toda la información necesaria por parte del proponente, el diseño hidráulico de todo el sistema de agua potable desde su obra de captación el proceso de aducción hasta la red de distribución y una planificación de obra que nos proporcione el costo y tiempo necesarios para invertir en la materialización de esta propuesta.

Recopilación de toda la información necesaria.- Este será el primer paso antes de entrar al diseño hidráulico de todo el sistema de agua potable desde su obra de captación el proceso de aducción hasta la red de distribución y una planificación de obra que nos proporcione el costo y tiempo necesarios para invertir en la materialización de esta propuesta. Entrar al diseño hidráulico, buscar una buena información que garantice buenos resultados será lo primordial, para ello se plantea:

- Datos de la población.- que nos permitirá conocer el número de habitantes de la comunidad, su edad, ocupación o actividad económica y sus más frecuentes enfermedades. Datos que serán contrastados con los obtenidos tanto del INE en el 2001 como registros en la comunidad, con lo cual nos asegurara una buena calidad de estos.
- Un levantamiento topográfico.- necesario para el diseño hidráulico, buscando el mejor trazo en consenso de la comunidad de manera que no se tenga ningún problema para su posterior construcción.
- Estudio Hidrológico.- para asegurar un suministro se contrastara el caudal de diseño requerido por el sistema con el caudal mínimo del estudio de la fuente de captación de esta manera asegurando su funcionalidad en épocas de estiaje.
- Análisis de la calidad del agua.- se tomará una muestra de la fuente de captación y se la llevará a un laboratorio especializado. El mismo nos proporcionara datos confiables acerca de la calidad del agua y si requiere de algún tratamiento para su consumo.

El diseño hidráulico.- en base a toda la información se procederá al dimensionamiento de las estructuras comprometidas al sistema:

- La obra de toma
- El tren de potabilización según sea necesario de acuerdo al resultado de los análisis de laboratorio.
- El sistema de aducción y todas sus obras complementarias que se requieran en su recorrido.
- El tanque de regulación.
- La red de distribución.

La planificación de obra.- una vez concluida la etapa de diseño hidráulico, se procederá a la planificación de obra que comprenderá:

- Un presupuesto de obra.- el mismo nos permitirá saber el costo que se requiere para la construcción del sistema de agua potable, mostrando en detalle de precios unitarios, cómputos métricos, como un resumen de materiales necesarios.
- Un cronograma de actividades.- nos mostrara el tiempo necesario para la culminación de la obra como la ruta crítica de actividades.

Documentación final.- todo el trabajo será debidamente documentado y representado gráficamente por planos del diseño hidráulico

- Plano de la obra de toma
- Planos de la aducción
- Plano de obras complementarias
- Planos de la red de distribución
- Especificaciones Técnicas
- Presupuesto.

CAPÍTULO II. ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

2.1 Ubicación geográfica del proyecto

La comunidad de Yesera Norte, se encuentra situada en la primera sección de la provincia Cercado del departamento de Tarija.

Se ubica entre las siguientes coordenadas:

Figura 2.1. Coordenadas de ubicación de la comunidad Yesera Norte



Cuadro 2.1. Coordenadas de ubicación comunidad Yesera Norte

Punto	Este	Norte
P1	339294	7636594
P2	337785	7636650
P3	337807	7635666
P4	339554	7635538

Fuente: elaboración propia mediante el software google Earth Win 2011

Altura Media: 2200 m.s.n.m

2.2 Acceso a la zona del proyecto

Para llegar a este lugar se debe ingresar al primer cruce pasando la Comunidad de Santa Ana hacia la izquierda sobre la carretera hacia el Chaco, posterior a esto se dirigen sobre la vía secundaria hasta llegar a la Comunidad de Yesera Sud, seguimos la misma vía para pasar la Comunidad de Yesera Centro y finalmente llegar a la Comunidad de Yesera Norte cuya distancia desde la ciudad de Tarija es de 41.2 Km cuyos 21.1 Km son asfaltados y 20.1 son de tierra.

Cuadro 2.2. Distancias al área del proyecto

Tramo	Distancia	Tipo	Tiempo
Tarija-cruce carretera Entre Ríos	21.1 Km	Asfaltado	30 minutos
Cruce carretera Entre Ríos - Yesera Sud	7.7 Km	Tierra	20 minutos
Yesera Sud - Yesera Centro	6.22 Km	Tierra	15 minutos
Yesera Centro - Yesera Norte	6.18 Km	Tierra	15 minutos
TOTAL	41.2 Km		180 minutos

Fuente: plan de desarrollo municipal “Honorable Alcaldía de Padcaya”

Para ubicar la obra de toma de agua, es necesario caminar a pie por la serranía unos 4 km aproximadamente desde la comunidad.

2.3 Descripción de la zona

La comunidad de Yesera Norte presenta las siguientes características:

Clima: Se tiene un clima frío por las alturas de 2.001 a 3.000 msnm, cuyas temperaturas varían de 12° a 17,5° C lo que nos indica tener un clima frío semiárido.

Fisiografía: La comunidad se encuentra en la Provincia Fisiográfica de la Cordillera Oriental, en el gran paisaje de colinas donde se presentan a nivel de paisaje de altas, medias y bajas, abarcan un área de 100 Km², con un porcentaje de ocupación del 4 por ciento, presentando normalmente, cimas sub redondeadas a redondeadas, con divisoria de aguas poco discernibles. Con ligera, moderada a fuertemente disectadas, con pendientes de moderadamente escarpados 15-30 por ciento a fuertemente escarpados 30 - 60 por ciento, con mucha rocosidad en la superficie y abundante pedregosidad superficial. Las pendientes son afectadas por movimientos en masa. La litología está constituida, en orden de importancia, por lutitas, limolitas y areniscas de origen sedimentario, como también por material de rocas metamórficas como cuarcitas.

Los suelos varían de muy superficiales a moderadamente profundos, con erosión laminar y surcos. Son moderadamente bien a bien drenados, pardo amarillentos oscuros, de textura franco arcillosa, con contenidos bajos a medios de materia orgánica, mientras la disponibilidad de nutrientes es baja a media.

Topografía: La topografía presenta una clase de pendiente ligeramente ondulado (2-5%) y un sector adicional ondulado (5-8%).

Suelo: La identificación del tipo de suelo en base a (FAO 1990).

Se trata de suelos que ocurren frecuentemente en regiones semiáridas, formados

básicamente por un proceso de translocación de carbonatos de calcio desde los horizontes superficiales a un horizonte de acumulación a cierta profundidad en el perfil. Estos suelos principalmente se forman en sedimentos aluviales, lacustrinos y coluviales, en material rico en bases y en terrenos de relieve plano u ondulado. Manifiestan una moderada a fuerte estructura en bloques a prismas; también hay suelos poco profundos cuando presentan una capa cementada por carbonato de calcio de estructura laminar o masiva. El desarrollo del perfil es de los horizontes A-B (t-k-w)- C (k); el horizonte A, es ócrico y sobre un horizonte B cámbrico o árgico. Estos suelos dominan en la unidades de suelos, como consociacioncalcisol, ubicadas en las unidades de: C,P,LP,f,UC,fo; C,P,LP,f,UC,fe; C,P,LP,mf,UC,fo; C,L,LFL,m,UL,fo; y como asociación calcisol – lixisol, se encuentra en las unidades de: C,L,LFL,m,UL,o; C,L,LFL,l,UL,lo.

2.4 Aspectos sociales

2.4.1. Población beneficiaria

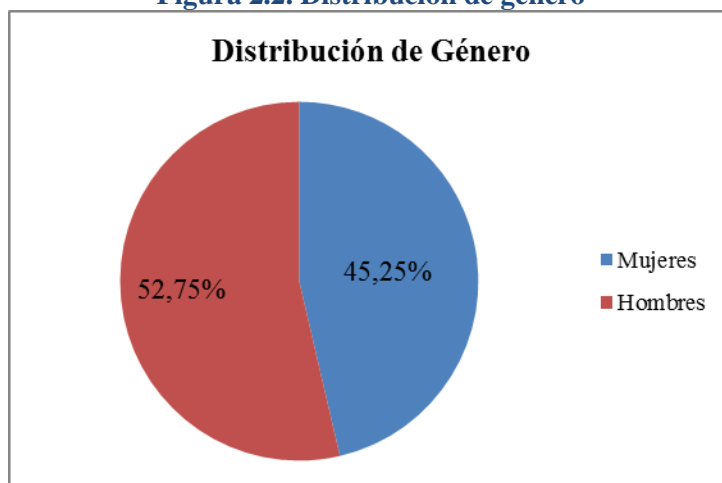
Actualmente se cuenta con una población de 400 personas en la comunidad de Yesera Norte que se distribuyen de la siguiente manera:

Cuadro 2.3. Número de beneficiarios según censo 2013

Mujeres	Hombres	Total
211	189	400
52,75%	47,25%	100%

Fuente: censo de elaboración propia
Fecha del censo: 29 de marzo del 2013

Figura 2.2. Distribución de género



Fuente: censo de elaboración propia
Fecha del censo: 29 de marzo del 2013

2.4.2. Actitud de los comunarios ante el proyecto

El proyecto “Diseño hidráulico de la ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable en la comunidad de Yesera Norte” es una propuesta de solución a la necesidad de agua potable que esta población requiere.

Por parte de la comunidad, esta iniciativa es respaldada por los pobladores, esperando contar con el servicio por los grandes beneficios que traerá para ellos. Con una alta expectativa por parte de los comunarios que con este proyecto se podrá solicitar financiamiento para la etapa de ejecución.

2.5 Actividad económica de la población

De acuerdo a los datos recopilados se puede apreciar:

Cuadro 2.4. Actividad socioeconómica por número de familias según censo 2013

Actividad	Nº Familias	Porcentaje (%)
Agricultura	92	61,33%
Empleados	58	38,66%
Total	150	100%

Fuente: censo de elaboración propia
Fecha del censo: 29 de Marzo del 2013

Según el cuadro 2.4 se puede apreciar que la principal actividad de la comunidad de Yesera Norte es la agricultura, constituyéndose en su principal fuente económica.

Aunque se evidencia actividades menores como:

- La crianza de animales como: Vacas, chivos, ovejas, cerdos, caballos entre otros

2.6 Servicios básicos

2.6.1. Salud

En el tema de salud, según los datos recopilados mediante censo y encuestas realizadas, se puede comprobar que los comunarios de la zona no presentan problemas de salud graves ya que organizan campañas de salud a lo largo de todo el año, siendo la enfermedad más recurrente la respiratoria.

2.6.2. Vivienda

Conformado por 105 viviendas construidas en un 80% de materiales de adobe y calamina, un 20% de ladrillo, concreto y calamina. Con un promedio de 4 personas por vivienda en toda la comunidad de Yesera Norte.

2.6.3. Educación

La comunidad de Yesera Norte dispone un centro educativo que cuenta hasta el bachillerato.

2.7 Organizaciones

La comunidad de Yesera Norte está representada por el corregidor, que ejerce la autoridad en forma anual apoyándose en personas elegidas a través del voto además de la conformación de comisiones, las mismas van informando y consensuando actividades en la comunidad, mediante una reunión que se realiza a cabo cada segundo domingo del mes.

2.8 Descripción del Sistema Actual

La infraestructura para el abastecimiento de agua potable de la comunidad de Yesera Norte, se compone de un solo sistema cuyas características son las siguientes:

2.8.1. Obra de Toma

La obra de toma del actual sistema en funcionamiento en la comunidad de Yesera Norte es de protección de Vertiente tipo bofedal ya que la vertiente es de tipo difuso, la obra de toma posee los siguientes componentes:

- 1 caja colectora.
- 1 tubería perforada.
- Tubería de inicio 2”.
- 1 muro de protección.

Figura 2.3. Protección de Vertiente tipo bofedal



2.8.2. Tanque de almacenamiento

El actual sistema de agua potable en la comunidad de Yesera Norte cuenta con dos tanques de almacenamiento, el primero se halla ubicado inmediatamente después de la obra de toma, mientras que la segunda se halla ubicada antes de la red de distribución.

Cuadro 2.5. Características de los tanques de almacenamiento

Tanque Nº	Ubicación			Dimensiones			Detalle
	Norte	Este	Cota	Largo	Ancho	Alto	
1	-	-	-	3,20	1,10	1,70	-
2	7.636.287,82	339.378,53	2187,74	4,35	4,35	1,80	Posee un sistema de cloración tradicional con botella de plástico

Fuente: elaboración propia

2.8.3. Red de Distribución

La actual red de distribución que provee de agua potable a la comunidad de Yesera Norte presenta las siguientes características:

Cuadro 2.6. Características de la red de distribución

Tubería	Longitud (km)	Clase	Diámetro (plg)	Material
Principal	6,00	-	2	PVC
Secundaria	2,00	-	2 1/2	PVC

Fuente: elaboración propia

2.9 Descripción de las obras proyectadas

La infraestructura para el abastecimiento de agua potable de la comunidad de Yesera Norte, se verá mejorado y ampliado en cuanto a las obras cuyas características son las siguientes:

2.9.1. Obra de Toma

La obra de toma proyectada se puede describir como tipo sub superficial mediante un muro interceptor con tuberías de avenamiento la cual toma las siguientes dimensiones:

Cuadro 2.7. Características de la obra de toma

Característica	Dimensiones (m)			Detalle
	Largo	Ancho	Alto	
Tuberías de avenamiento	4,75	-	-	D=4" PVC con perforaciones de 1 cm
Muro Interceptor tipo azud	1,80	6,65	1,20	H°C°
Colchón Disipador	6,50	6,65	0,30	H°C°

Fuente: elaboración propia

2.9.2. Línea de Aducción

Se realizara el diseño de una solo red de aducción la cual a lo largo de su recorrido hace necesaria la utilización obras de arte como pasos de quebrada, cámara de ventosas, purgadoras de lodos y cámaras rompe presiones las cuales presentan las siguientes características:

Cuadro 2.8. Características de la línea de aducción

Característica	Dimensiones (m)			Detalle
	Largo	Ancho	Alto	
Tubería de aducción C-15	+ de 3805	-	-	D=11/2" PVC
Pasos de quebrada	20,40,75,100	-	-	D=11/2" FG + accesorios
Cámaras ventosa	0,70	0,70	0,65	H°C° + accesorios
Cámaras purga lodos	0,70	0,70	0,65	H°C° + accesorios
Cámara Rompe presión	2,50	1,40	1,45	H°C° + accesorios
Tubería de aducción hacia el sistema existente C-15	+ de 1803,77	-	-	D=11/2" PVC

Fuente: elaboración propia

2.9.3. Tanque de Almacenamiento

El nuevo tanque de almacenamiento abastecerá de agua a la nueva red de distribución como a la red de distribución ya existente, presentando las siguientes características:

Cuadro 2.9. Características del tanque de almacenamiento

Tanque N°	Ubicación			Dimensiones			Detalle
	Norte	Este	Cota	Largo	Ancho	Alto	
1	7.636.671,99	337.730,08	2289,37	5,90	5,90	1,80	Posee un hipoclorador de carga constante con su caseta.

Fuente: elaboración propia

2.9.4. Red de Distribución

La nueva red de distribución proyectada para la comunidad de Yesera Norte Presentara las siguientes características.

Cuadro 2.10. Características de la red de distribución

Tubería	Longitud (km)	Clase	Diámetro (plg)	Material
Principal	+ de 1966,684	15	1 – 11/2	PVC
Secundaria	+ de 851,656	15	1	PVC
Conexiones Domiciliarias	2348,65	15	1/2	PVC

Fuente: elaboración propia

Finalmente se presenta como mejora la línea de tubería que alimenta al tanque de la red de distribución existente, ya que dicha tubería puede directamente empalmarse a la red mediante el by pass.

Como ampliación se propone la nueva red de distribución además de todas las obras nuevas como: una nueva obra de toma, una nueva línea de aducción, etc. que conformaran el abastecimiento de agua potable de la comunidad de Yesera Norte.

CAPÍTULO III. ESTUDIOS PRELIMINARES

Para diseñar un sistema de agua potable se debe tomar en cuenta que el suministro sea constante en la cantidad y calidad requeridas para consumo humano. Por tanto en el presente acápite se desarrollará los estudios preliminares que vayan a validar esta condicionante.

Se trabajará sobre:

- Un estudio topográfico, sobre el cual se emplazará el diseño del sistema.
- Un estudio de la calidad del agua, que valide la aptitud de la misma para consumo humano.
- Cuantificación del agua, para validar la continuidad del servicio en la cantidad necesaria.

3.1 Estudio topográfico

El mismo consistió en un levantamiento topográfico que se detalla en el siguiente informe topográfico.

3.1.1. Introducción

El presente informe expone la metodología y equipos utilizados en el levantamiento topográfico, así como la ubicación de los puntos de control y referencia al nivel medio del mar.

Cabe mencionar que antes de la ejecución del estudio no se encontraron puntos de control del levantamiento topográfico, lo que no permitía la posibilidad de realizar verificaciones y replanteos.

En una primera etapa el trabajo de campo comprendió el levantamiento topográfico de Ubicación y perimétrico, con curvas de nivel cada 5 m para las curvas mayores y cada 1m para las curvas menores, utilizándose como cotas de referencia al nivel medio del mar, enlazadas a coordenadas UTM (Universal Transversal Mercator).

Para establecer el control altimétrico y de posición se estableció una Red de apoyo que está compuesta de dos poligonales abiertas de control básico horizontal y vertical compuesta de los puntos de cambio en la posición del equipo topográfico, realizando su referencia en base a las coordenadas obtenidas con GPS (Global Positioning System) y la herramienta google earth, y corrección mediante las poligonales abiertas.

3.1.2. Objetivo

El objetivo, comprende un levantamiento topográfico para la elaboración del Proyecto de Grado 2: “DISEÑO HIDRÁULICO DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE YESERA NORTE”.

3.1.3. Ubicación

La comunidad de Yesera norte se encuentra ubicada en la Provincia Cercado del Departamento de Tarija situada a 41.2 km de la ciudad de Tarija.

Cuadro 3.1. Coordenadas de ubicación comunidad Yesera Norte

Punto	Este	Norte
P1	339.294,00	7.636.594,00
P2	337.785,00	7.636.650,00
P3	337.807,00	7.635.666,00
P4	339.554,00	7.635.538,00

Fuente: elaboración propia mediante el software google Earth Win 2011

3.1.4. Metodología de Trabajo

La metodología del trabajo establecido a nivel de campo y gabinete, se ha adecuado a la precisión requerida por el proyecto y al programa presentado en el calendario de actividades del perfil elaborado en la materia de proyecto de grado 1.

- Para la ejecución de la topografía, se consideró una brigada de campo, dirigidos por un topógrafo (Univ. Juan Bernardo Tastaca Vásquez) y acompañados por miembros de la comunidad.
- La brigada de Topografía ha estado compuesto por un Jefe de Brigada (topógrafo), Nivelador, Digitador, 2 Auxiliares de Topografía (Alarifes miembros de la comunidad)
- En cuanto a trabajos de gabinete se contó con los equipos de: una computadora de escritorio.
- El estudio topográfico se realizó utilizando el método de reubicación mediante triangulación a base de dos puntos conocidos, poligonal, trazo, nivelación y secciones, con equipos de precisión, como una estación total Sokkia SET530RK3
- Durante el trazado de las poligonales abiertas se ha colocado hitos monumentados con estacas de madera pintadas, rocas pintadas y sus respectivas referencias para su fácil identificación.

3.1.5. Descripción del levantamiento topográfico

3.1.5.1 Generalidades

El levantamiento topográfico se efectuó de manera directa, utilizando para ello una estación total o taquímetro electrónico. Todas las coordenadas que se muestran en los planos de planta han sido referidas al sistema UTM WGS 84 y amarradas a dos BM (TX1 – TX2) establecidas mediante GPS (Global Positioning System).

3.1.5.2 Equipos utilizados y personal utilizado

- 1 GPS navegador marca Garmin modelo MAP76CSX
- 1 Estación Total marca Sokkia, modelo SET530RK3, con precisión angular de 5", alcance de 5000 m con prisma y memoria interna de 10.000 puntos.
- 2 Prismas
- 3 Radios Motorola
- 1 Topógrafo (Univ. Juan Bernardo Tastaca Vásquez)
- 2 Personal Auxiliar (Alarifes)

3.1.5.3 Descripción de los trabajos

3.1.5.3.1 Altimetría – Nivelación.

En la Comunidad de Yesera Norte cerca de la ubicación de la obra de toma, se estableció 1 BM que fue representado mediante el pintado de su descripción sobre una roca fuera del alcance de los trabajos, referido a otros puntos inamovibles, estos puntos inamovibles son 2 BM's (TX1 – TX2) establecidos mediante GPS (Global Positioning System).

Figura 3.1. BM's (TX1 – TX2) y BM 1



Fuente: fotografías de elaboración propia

Cuadro 3.2. BM's establecidos para la nivelación

Descripción	Norte	Este	Cota	Referencia
BM1	7.636.018,61	334.519,80	2.502,53	Se encuentra en una roca visible cercana a la ubicación de la obra de toma
BM2 (TX1)	7.635.995,18	334.487,93	2.505,88	Se encuentra en roca visible sobre el curso de la Quebrada Mal Paso
BM3 (TX2)	7.635.998,02	334.488,31	2.505,92	Se encuentra en roca visible sobre el curso de la Quebrada Mal Paso

Fuente: elaboración propia

3.1.5.3.2 Planimetría

Para los trabajos de planimetría se realizó dos poligonales abiertas. Las cuales están enlazadas a dos BM's (TX1 – TX2), cuya corrección se realizó mediante las poligonales, para su correcta referenciación se usó los puntos obtenidos mediante GPS (Global Positioning System) y para la ubicación usamos la herramienta google earth.

Cuadro 3.3. Errores finales en las poligonales

Poligonal	Salida		Cierre		Error final (cm)
	Norte	Este	Norte	Este	
Poligonal 1	7.635.998,02	334.488,31	7.636.294,83	339.369,34	6,7
Poligonal 2	7.636.670,06	337.740,78	7.635.736,24	339.306,53	5,5

Fuente: elaboración propia

Cuadro 3.4. Datos de la Poligonal 1

Nº	Norte	Este	Descripción
1	7.635.998,02	334.488,31	TX2
2	7.636.023,55	334.512,67	A1
3	7.636.073,93	334.548,57	A3
4	7.636.203,77	334.673,15	A5
5	7.636.367,45	334.966,64	A7
6	7.636.393,43	335.049,65	A9
7	7.636.463,86	335.267,25	A11
8	7.636.470,86	335.423,56	A13
9	7.636.485,98	335.494,66	A15
10	7.636.487,69	335.615,84	A17
11	7.636.481,66	335.670,61	A19
12	7.636.482,75	336.075,66	A21
13	7.636.556,59	336.240,42	A23
14	7.636.709,04	336.496,18	A25
15	7.636.787,49	336.738,82	A27
16	7.636.797,86	336.976,46	A29
17	7.636.852,77	337.275,66	A31
18	7.636.681,41	337.747,31	BM3
19	7.636.614,45	338.135,47	A33
20	7.636.502,80	338.549,17	A35
21	7.636.394,15	338.807,01	A37
22	7.636.430,09	338.926,58	A39
23	7.636.365,70	339.021,11	A41
24	7.636.308,35	339.355,46	A43
25	7.636.294,83	339.369,34	BM6

Fuente: elaboración propia

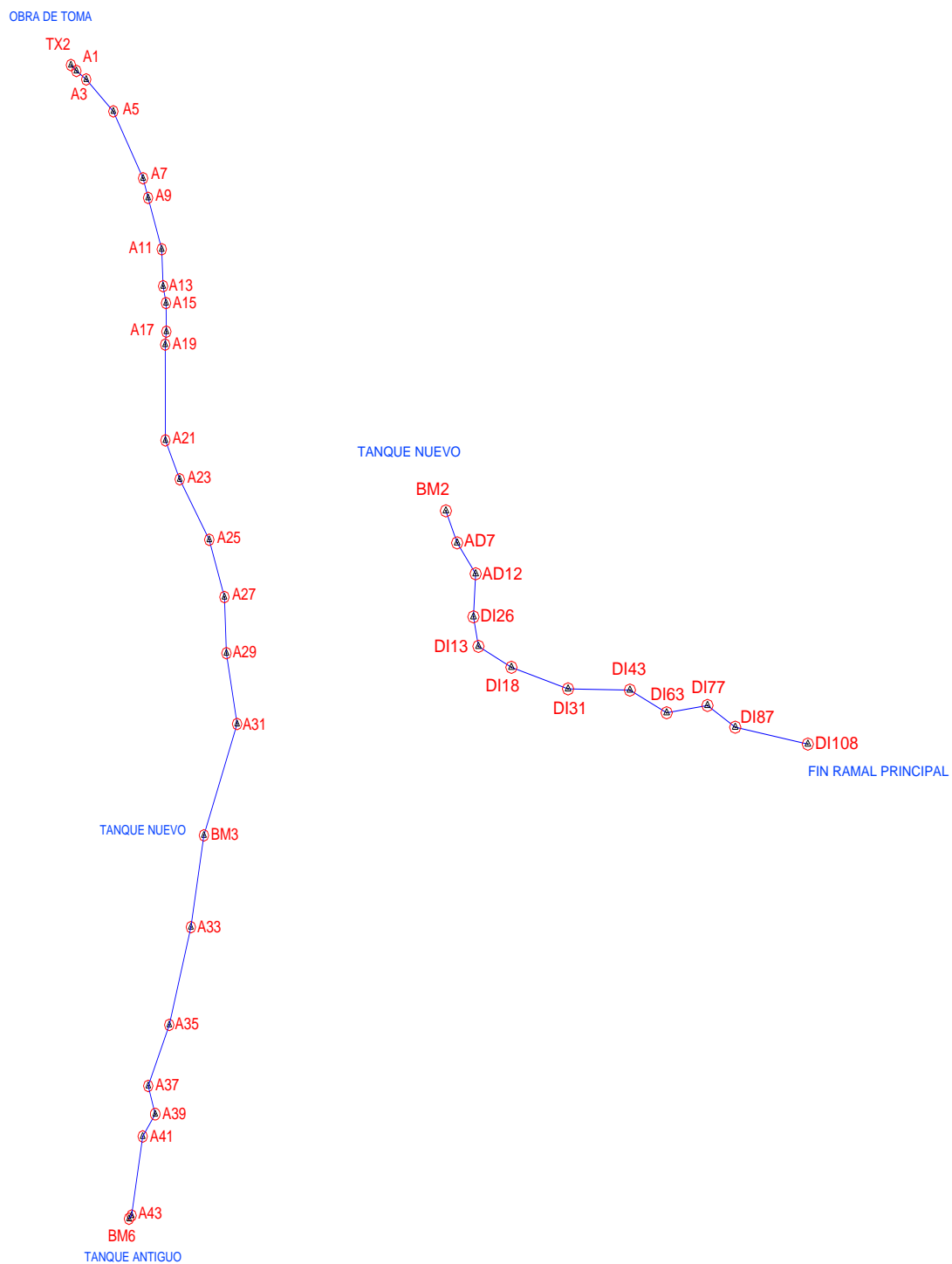
Cuadro 3.5. Datos de la Poligonal 2

N°	Norte	Este	Descripción
1	7.636.670,06	337.740,78	BM2
2	7.636.541,91	337.789,51	AD7
3	7.636.418,13	337.869,52	AD12
4	7.636.245,82	337.860,01	DI26
5	7.636.127,55	337.881,54	DI13
6	7.636.043,69	338.024,23	DI18
7	7.635.957,26	338.269,31	DI31
8	7.635.952,40	338.536,83	DI43
9	7.635.861,60	338.695,80	DI63
10	7.635.890,95	338.872,34	DI77
11	7.635.804,01	338.992,39	DI87
12	7.635.736,24	339.306,53	DI108

Fuente: elaboración propia

La poligonal 1 recorre desde la obra de toma hasta el tanque antiguo, y la poligonal 2 desde el tanque nuevo hasta el final del ramal principal:

Figura 3.2. Poligonales



Fuente: elaboración propia

3.1.6. Reporte Fotográfico

Figura 3.3. Personal de Topografía



Fuente: fotografía de elaboración propia

Figura 3.4. Punto de cambio de estación



Fuente: fotografía de elaboración propia

Figura 3.5. Punto de cambio A29



Fuente: fotografía de elaboración propia

El reporte de coordenadas del levantamiento topográfico, se encuentra disponible en el ANEXO 1 (Reporte de Coordenadas del levantamiento topográfico).

3.2 Estudio de la Calidad del Agua

El término calidad del agua es relativo, referido a la composición del agua en la medida en que esta es afectada por la concentración de sustancias producidas por procesos naturales y actividades humanas. Como tal, es un término neutral que no puede ser clasificado como bueno o malo sin hacer referencia al uso para el cual el agua es destinada.

Por tanto la condicionante de potabilidad hace referencia a la calidad del agua, cuyos parámetros se encuentran estandarizados, en nuestro país por la norma Boliviana NB – 512.

Para tal efecto se sometió una muestra de agua de la fuente a un análisis físico, químico y bacteriológico mediante un laboratorio especializado en el tema (RIMH Laboratorio de Aguas, Suelos, Alimentos y Análisis Ambiental). Debajo hacemos un análisis de resultados.

Cuadro 3.6. Parámetros de control y resultados del Informe de Calidad de agua

NUMERO	TIPO DE ANÁLISIS	UNIDADES	VALORES MÁXIMOS	RESULTADOS
	Análisis Organolépticos			
1	Aspecto			Cristalina
2	Sabor			Insaboro
3	Olor			Inodora
4	Color	Unid, ALPHA	15	-
	Análisis In Situ			
5	Temperatura	°C		22,60
6	Ph		6,5 – 9,0	6,40
7	Conductividad	µs/cm	1500	30,80
	Análisis Físicos			
8	Sólidos Totales Disueltos	mg/l	1000	13,22
	Análisis Químicos			
9	Alcalinidad Total	mg/l	370	12,00
10	Carbonatos	mg/l	-	0,00
11	Bicarbonatos	mg/l	-	12,00
12	Índice de Langelier		(-0,5 a 0,5)	-3,53
13	Dureza	mg/l	500	12,74
14	Calcio	mg/l	200	3,00
15	Cloruros	mg/l	250	0,22
16	Sulfatos	mg/l	400	6,93
17	Magnesio	mg/l	150	1,27
18	Sodio	mg/l	200	2,00
19	Potasio	mg/l	-	0,30

Fuente: Informe de calidad de agua

3.2.1. Aspecto

El aspecto representa más que todo, la percepción que el usuario puede tener de la calidad del agua y si es apta para el consumo humano. Al ser el agua cristalina no existen mayores problemas

3.2.2. Sabor

Está dado por sales disueltas en ella. Los sulfatos de hierro y manganeso dan sabor amargo. En las calificaciones de un agua desempeña un papel importante, pudiendo ser agradable u objetable.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que es Insabora.

3.2.3. Olor

Está dado por diversas causas. Sin embargo los casos más frecuentes son:

- Debido al desarrollo de microorganismos,
- A la descomposición de restos vegetales,
- Olor debido a contaminación con líquidos cloacales industriales,
- Olor debido a la formación de compuestos resultantes del tratamiento químico del agua.

Las aguas destinadas a la bebida no deben tener olor perceptible.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que es Inodora.

3.2.4. Ph

El pH óptimo de las aguas debe estar entre 6,5 y 8,5, es decir, entre neutra y ligeramente alcalina, el máximo aceptado es 9. Las aguas de pH menor de 6,5, son corrosivas, por el anhídrido carbónico, ácidos o sales ácidas que tienen en disolución. Para determinarlo usamos métodos colorimétricos o potenciométricos.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos un pH de 6,4 que al estar próximo al valor mínimo admisible se puede adoptar como aceptable.

3.2.5. Conductividad

El agua es más o menos conductora de la electricidad dependiendo de las sales que contenga en disolución, aumentando con su concentración y temperatura. Por lo tanto es un valor bastante utilizado junto con el TDS para la medida del total de las sales en disolución del agua.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que la conductividad presenta un valor de 30,80 $\mu\text{s}/\text{cm}$ menor al valor máximo admisible de 1500 $\mu\text{s}/\text{cm}$.

3.2.6. Sólidos Totales Disueltos

Los sólidos disueltos totales (SDT) comprenden las sales inorgánicas (principalmente de calcio, magnesio, potasio y sodio, bicarbonatos, cloruros y sulfatos) y pequeñas cantidades de materia orgánica que están disueltas en el agua.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que los sólidos totales disueltos presentan un valor de 13,22 mg/l menor al valor máximo admisible de 1000mg/l.

3.2.7. Alcalinidad Total

Está representada por sus contenidos en carbonatos y bicarbonatos. Eventualmente se puede deber a hidróxidos, boratos, silicatos, fosfatos. Las soluciones acuosas de boratos tienen un pH 8,3 y las de ácido carbónico 4,3. Por estas razones se toman estos pH como puntos finales. Como indicadores de estos puntos se utilizan fenolftaleína (pH 8,3) y heliantina (pH 4,2).

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que la alcalinidad total presenta un valor de 12,00 mg/l menor al valor máximo admisible de 370 mg/l.

3.2.8. Carbonatos y Bicarbonatos

Están relacionados estrechamente con la alcalinidad total ya que determinan el valor de dicho parámetro.

3.2.9. Índice de Langelier

El valor del índice de Langelier del agua de consumo debe estar comprendido entre -0'5 y +0'5 por normativa

- Si su signo es negativo y mayor a -0'5: el agua está desequilibrada y es corrosiva, por lo que se debería de aumentar su alcalinidad y/o pH
- Si el índice de Langelier toma un valor igual a 0: el agua tiene un equilibrio perfecto
- Si el valor del índice de Langelier está comprendido entre -0'5 y +0'5: el agua está equilibrada también y cumple con el RD 140/2003, pero tendrán que realizarse, esporádicamente, análisis de agua para verificar que continúe entre esos parámetros. De todas formas, los parámetros entre los cuales se considera que el agua es equilibrada depende del uso que le demos al agua. Por ejemplo, el agua de piscina se estima que para ser equilibrada su índice de Langelier debe estar comprendido entre -0'3 y +0'3.
- Si su signo es positivo y mayor a 0'5: el agua es está desequilibrada y es incrustante, por lo que se debería de reducir su alcalinidad y/o pH

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que el índice de langelier presentan un valor de -3,53 mg/l mayor al menor valor admisible de -0,5 que implica que debe evitarse de usar material metálico para las tuberías dado que solo usamos pasos de quebrada no existirían inconvenientes.

3.2.10. Dureza

Se habla de aguas duras o blandas para determinar calidad de las mismas. Las primeras tienen alto tenor de sales de calcio y magnesio disueltas. Las blandas son pobres en estas sales.

- Bicarbonato de calcio y magnesio: Dureza Temporal.
- Sulfato y cloruro de calcio y magnesio: Dureza Permanente.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que la dureza presenta un valor de 12,74 mg/l menor al valor máximo admisible de 500 mg/l.

3.2.11. Calcio

La presencia de Ca en agua potable la dota de "sabor" que dependerá del anión mayoritario presente. Al mismo tiempo intervendrá en fenómenos de incrustación/agresión en tuberías y depósitos de almacenamiento de agua potable.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que el calcio presenta un valor de 3,00 mg/l menor al valor máximo admisible de 200 mg/l.

3.2.12. Cloruros

Todas las aguas contienen cloruros. Una gran cantidad puede ser índice de contaminación ya que las materias residuales de origen animal siempre tienen considerables cantidades de estas sales. Un agua con alto tenor de oxidabilidad, amoníaco, nitrato, nitrito, caracteriza una contaminación y por lo tanto los cloruros tienen ese origen. Pero si estas sustancias faltan ese alto tenor se debe a que el agua atraviesa terrenos ricos en cloruros. Los cloruros son inocuos de por sí, pero en cantidades altas dan sabor desagradable.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que los cloruros presentan un valor de 0,22 mg/l menor al valor máximo admisible de 250 mg/l.

3.2.13. Sulfatos

Una alta concentración de sulfato en agua potable tiene un efecto laxativo cuando se combina con calcio y magnesio, los dos componentes más comunes de la dureza del agua.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que los sulfatos presentan un valor de 6,93 mg/l menor al valor máximo admisible de 400 mg/l.

3.2.14. Magnesio

Se encuentra generalmente en las aguas en cantidades mucho menores que el calcio, pero su importancia biológica es grande, ya que es indispensable en el desarrollo de ciertos sistemas enzimáticos, actuando igualmente en la constitución de los huesos. Una persona adulta debe de tomar por término medio 200 a 300 mg por día. Si la cantidad de magnesio en el agua es muy grande, puede esta actuar como laxante e incluso adquirir un sabor amargo.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que el Magnesio presenta un valor de 1,27 mg/l menor al valor máximo admisible de 150 mg/l.

3.2.15. Sodio

La mayoría de los suministros de agua contienen sodio y una concentración baja no es un problema. Sin embargo, las concentraciones elevadas de sodio aumentan el efecto corrosivo del agua.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que el Sodio presenta un valor de 2,00 mg/l menor al valor máximo admisible de 200 mg/l.

3.2.16. Potasio

El nivel de potasio en el agua potable depende del tipo de tratamiento utilizado. El agua que pasa a través de permanganato de potasio tiene niveles más bajos de potasio que el agua que utiliza suavizante de potasio a base de agua. El nivel de potasio que se encuentra en el agua potable es lo suficientemente bajo como para no ser una preocupación para las personas sanas.

De acuerdo a nuestro análisis de calidad de agua tenemos que él Potasio presenta un valor de 0,30 mg/l y su valor máximo no está definido por la norma.

El informe de la calidad del agua, se encuentra disponible en el ANEXO 2 (Informe de Calidad de Agua).

De acuerdo al informe y el análisis antes realizado, el agua se encuentra dentro de los parámetros admisibles de acuerdo a la norma, siendo apta para el consumo humano.

3.3. Estudio Hidrológico

En cuanto al estudio de la hidrología, a continuación se mostrará el cálculo empleado para la determinación de los caudales de diseño: Caudal mínimo para garantizar el suministro y el máximo para garantizar la obra de toma.

Tomando en cuenta la cuenca de aporte Quebrada Mal Paso (ver Fig. 3.1), para la deducción del caudal máximo se empleará el método racional.

$$Q = \frac{C * i * A}{3,6} \quad \text{E.c. (3.1)}$$

Dónde:

Q: caudal máximo, en (m³/s).

C: coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones.

i: intensidad de lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un período de retorno dado, en (mm/hr).

A: área de la cuenca en (km²).

Figura 3.6. Cuenca del proyecto



PERIMETRO: 4.71 (km)
AREA: 1.29 (km²)
H = 2960m-2560m = 400 m
L = 1052.8777 m
S = 37.99 %

Dónde:

H: diferencia de alturas
(cotasup.- cota inf.)

L: longitud del cauce principal

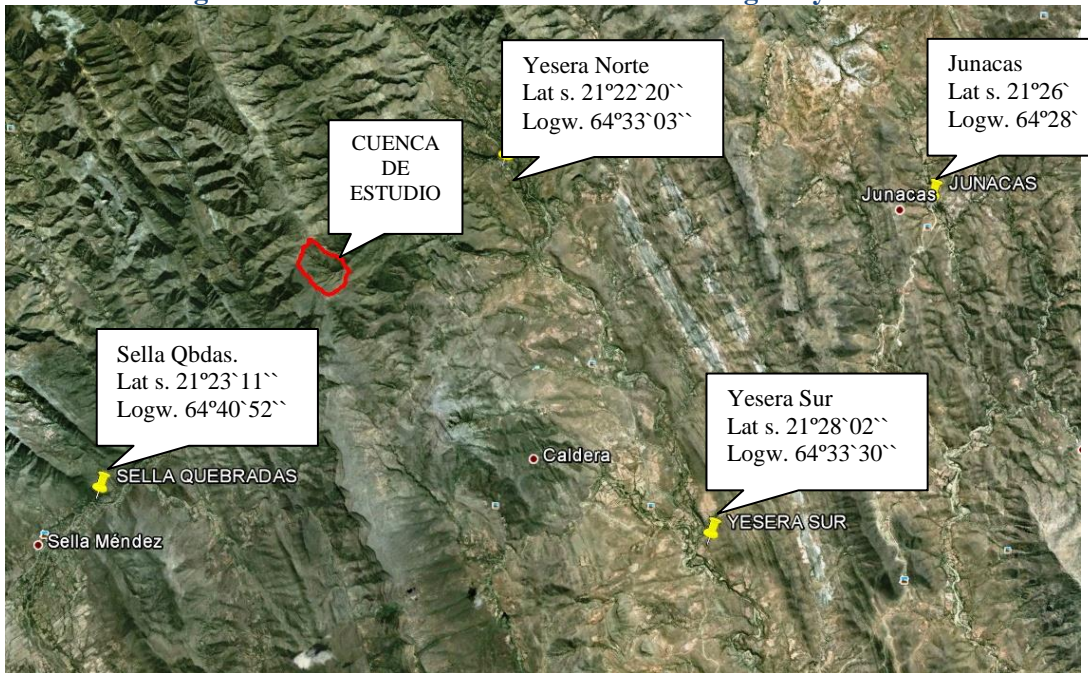
Fuente: Elaboración propia mediante el software google Earth Win 2011

3.3.1. Precipitaciones

Dentro la cuenca determinada si existen estaciones meteorológicas y se emplearan también estaciones cercanas a la cuenca, Para el análisis de Lluvias máximas y caudales máximos en la cuenca de estudio se usaran las estaciones de Yesera Norte y Sella Quebradas mientras que para la estimación de las precipitaciones mínimas y caudales mínimos usaremos todas las estaciones abajo mostradas.

- Estación de Yesera Norte
- Estación de Yesera Sur
- Estación de Junacas (fuera de la cuenca)
- Estación de Sella Quebradas (fuera de la cuenca)

Figura 3.7. Ubicación de Estaciones Climatológicas y Pluviométricas



Fuente: Elaboración propia mediante el software google Earth Win 2011

Los datos proporcionados por el Senamhi, de estas estaciones meteorológicas se encuentran a disposición. (Ver ANEXO 9 (Datos del SENAMHI)).

Para la siguiente información seleccionada de lluvias máximas, en mm, en el rango de años dados (1977-2010), se calcula:

Cuadro 3.7. Precipitaciones máximas en 24 h

AÑO	ESTACIÓN YESERA NORTE		AÑO	ESTACIÓN SELLA QBDAS.	
	P(mm) máx. 24 hrs.			P(mm) máx. 24 hrs.	
1977	42,0		1977		
1978	38,0		1978		
1979	53,2		1979		
1980	42,3		1980		
1981	73,0		1981		
1982	40,2		1982		
1983	35,2		1983		
1984	97,0		1984		
1985	46,0		1985		
1986	68,0		1986		
1987	48,2		1987	60,3	
1988			1988	65,8	
1989			1989	38,1	
1990			1990	88,5	
1991	67,0		1991	80,0	
1992	52,0		1992	40,0	
1993	71,0		1993	63,0	
1994	49,5		1994	80,5	
1995	51,0		1995	52,1	
1996			1996	52,0	
1997	47,5		1997		
1998	55,0		1998		
1999	52,5		1999	62,5	
2000	69,0		2000	72,4	
2001	47,0		2001	49,5	
2002	59,0		2002	55,6	
2003	45,0		2003	63,4	
2004	30,0		2004	30,0	
2005	52,5		2005	76,5	
2006	43,5		2006	39,0	
2007	56,0		2007	78,0	
2008	68,0		2008	80,4	
2009	40,0		2009	70,6	
2010	43,0		2010	52,0	
2011	64,5		2011	60,0	
2012	35,0		2012	84,0	

Fuente: Datos extraídos del SENAMHI.

ESTACIÓN	YESERA N.	SELLA QBA.
n	32,00	24,00
media	52,53	62,26
desviastd.	14,04	16,11
Moda	46,22	55,01
Caracteris.	0,55	0,53
Moda pon.	49,99	
Caract. Po.	0,54	

- Cálculo del promedio:

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{N}$$

- Cálculo de la desviación:

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}}$$

- Cálculo de la moda:

$$Ed = \bar{X} - 0,45 * S_x$$

- Cálculo de la característica:

$$Kd = \frac{S_x}{0,557 * Ed}$$

Resumen

Los mismos son ponderados, de acuerdo al número de datos que presentan en la serie:

- Edp=49,99
- Kdp=0,54

Con estos valores se calcula la altura de lluvia máxima horaria, según el valor del tiempo de concentración se aplicará la ecuación (3.2) para tiempos de concentración entre (2 h < Tc < 24 h).

$$htT = E dp * \left(\frac{t}{\alpha}\right)^{\beta} * (1 + K dp * \log T) \quad \text{E.c. (3.2)}$$

Dónde:

htT: altura de lluvia máxima horaria (mm)

t: tiempo de lluvia (h)

β: gradiente de precipitación, exponente que varía 0.2 y 0.3

α: equivalente de lluvia diaria (h)

T: período de retorno (años)

Para la obtención de la altura de lluvia máxima horaria para tiempos de concentración ($T_c < 2h$) se usara el método gráfico.

Nota:

- “T” será igual a 20 años de acuerdo a recomendación de la norma de agua potable.
- “t” debe ser igual al “T_c” tiempo de concentración de la cuenca, en el caso que se analicen lluvias máximas.
- “α” dispone valores de acuerdo al tamaño de la cuenca:

Para cuencas pequeñas $< 20 \text{ km}^2$ (2 h)

Para cuencas grandes $\geq 20 \text{ km}^2$ (12 h).

- “β” se define como la gradiente de precipitaciones en la curva h-D-T, mediante estudios elaborados en base a estaciones patrones en Bolivia se ha determinado que el valor de “β” varía entre 0.2 a 0.3 razón por la cual se asume un valor de $\beta = 0,2$ para la obtención de resultados del lado de la seguridad.

3.3.2. Caudales

3.3.2.1. Caudal máximo

- **Cálculo del tiempo de concentración:**

Se calcula por medio de expresiones empíricas, las cuales dependen de las características físicas de la cuenca:

Chereke.-

$$T_c = \left[0.871 * \frac{(L)^3}{H} \right]^{0.385} \quad \text{E.c. (3.3)}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración (hrs.)

L = Longitud del rio (km)

H = Diferencia de cotas (m)

Giandotti.-

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + (1.5 * L)}{25.3 * j * L} \quad \text{E.c. (3.4)}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración (hrs.)

L = Longitud del rio (km)

j = Pendiente directa del rio (decimal)

A = Área de la cuenca (Km²)

California.-

$$T_c = 0.066 * \left[\frac{L}{j^{0.5}} \right]^{0.77} \quad \text{E.c. (3.5)}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración (hrs.)

L = Longitud del rio (km)

j = Pendiente directa del rio (decimal)

Ventura Heras.-

$$T_c = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{j}} \quad \text{E.c. (3.6)}$$

Dónde:

Tc = Tiempo de concentración (hrs.)

A = Área de la cuenca (km²)

j = Pendiente directa del rio (decimal)

Kirpich.-

$$Tc = 0.06626 * \left[\frac{L^2}{j} \right]^{0.385}$$

E.c. (3.7)

Dónde:

Tc = Tiempo de concentración (hrs.)

L = Longitud del rio (km)

j = Pendiente directa del rio (decimal)

Temez.-

$$Tc = 0.3 * \left[\frac{L}{j^{0.25}} \right]^{0.76}$$

E.c. (3.8)

Dónde:

Tc = Tiempo de concentración (hrs.)

L = Longitud del rio (km)

j = Pendiente directa del rio (decimal)

Resumen de Cálculo del tiempo de concentración:

Cuadro 3.8. Resumen Calculo del Tiempo de Concentración

Formula	Tc (hrs.)	unidad
Chereke	0.10022138	Hr.
Giandotti	0.60584813	Hr.
California	0.09967755	Hr.
Ventura H.	0.09231207	Hr.
Kirpich	0.10007022	Hr.
Temez	0.37496341	Hr.

Tc	0.098070305	hr
----	-------------	----

Adoptando un T_c de h, por ser un valor promedio conservador entre las fórmulas de Chereke, California, Ventura Heras y Kirpich antes expuestas.

Para luego evaluar según el caso la ecuación (3.2) o el método gráfico, como el T_c es menor a 2 h se aplicara el método gráfico.

Donde la altura de lluvia máxima diaria será:

$$hdT = Edp * (1 + Kdp * \log T) \quad \text{E.c. (3.9)}$$

Dónde:

hdT: altura de lluvia máxima diaria (mm)

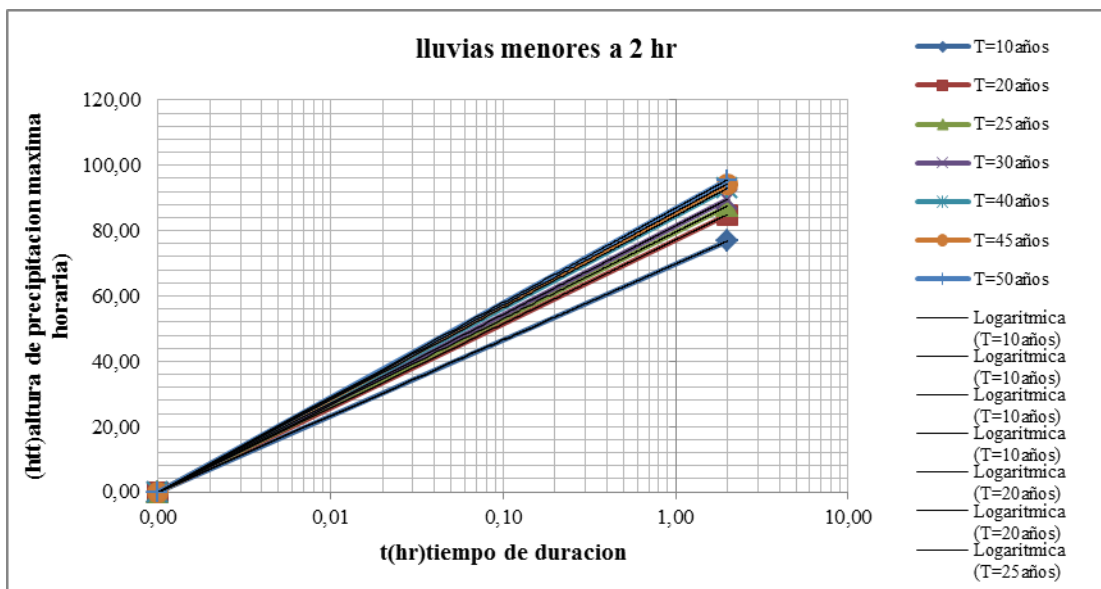
Edp: moda ponderada

Kdp: Característica ponderada

T: periodo de retorno (años)

Aplicando la ecuación (3.2) para tiempos de concentración ($2 \text{ h} < T_c < 24 \text{ h}$) y el método gráfico en tiempos de concentración ($T_c < 2 \text{ h}$) como se muestra en la figura (3.3), para diferentes tiempos de duración de lluvias en horas y tiempos de retorno se tiene:

Figura 3.8. Método Grafico ($T_c < 2 \text{ h}$)

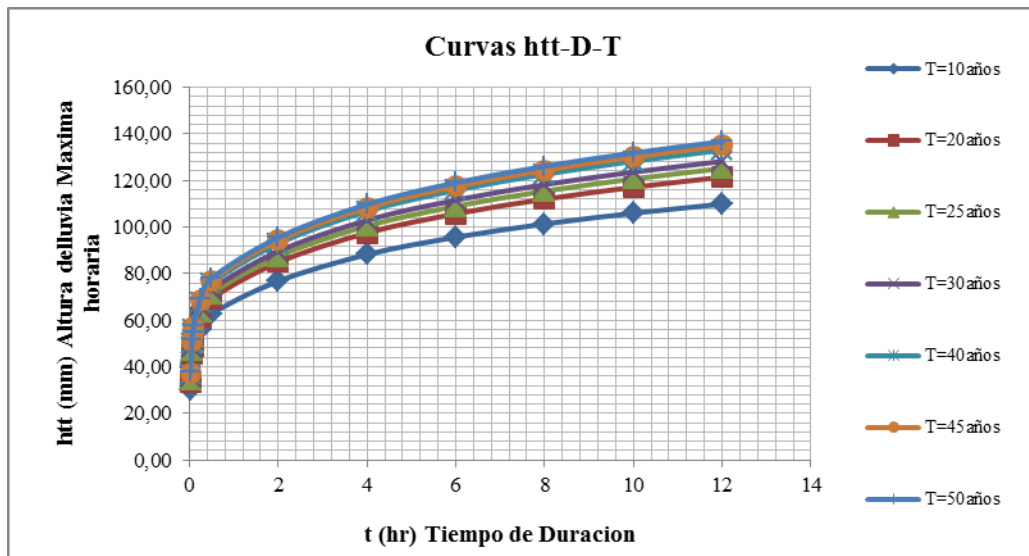


Resumiendo todo el proceso de cálculo se presentan los siguientes resultados:

Cuadro 3.9. Alturas de lluvia máxima horaria

T (años)	htt (Altura de lluvia máxima horaria) (mm)											
	0.02	0.06	0.08	0.098	0.25	0.5	2	4	6	8.00	10	12
10	30,30	41,39	44,30	46,36	55,81	62,81	76,82	88,25	95,70	101,37	105,99	109,93
20	33,45	45,72	48,94	51,21	61,67	69,41	84,90	97,53	105,76	112,03	117,14	121,49
25	34,49	47,14	50,45	52,79	63,56	71,54	87,50	100,51	109,00	115,46	120,73	125,21
30	35,33	48,28	51,67	54,07	65,11	73,28	89,63	102,95	111,65	118,26	123,66	128,25
40	36,66	50,09	53,61	56,10	67,55	76,02	92,98	106,81	115,83	122,69	128,29	133,05
45	37,19	50,83	54,40	56,92	68,54	77,14	94,35	108,38	117,54	124,50	130,18	135,02
50	37,68	51,49	55,11	57,67	69,43	78,15	95,58	109,79	119,07	126,12	131,88	136,77

Figura 3.9. Curvas htt - D - T



Determinándose una altura de precipitación horaria de: htT: 48,70 mm para un T (Periodo de Retorno) de 20 años

- **Cálculo de la intensidad máxima de lluvia:**

$$i = \frac{htT}{Tc} \quad \text{E.c. (3.10)}$$

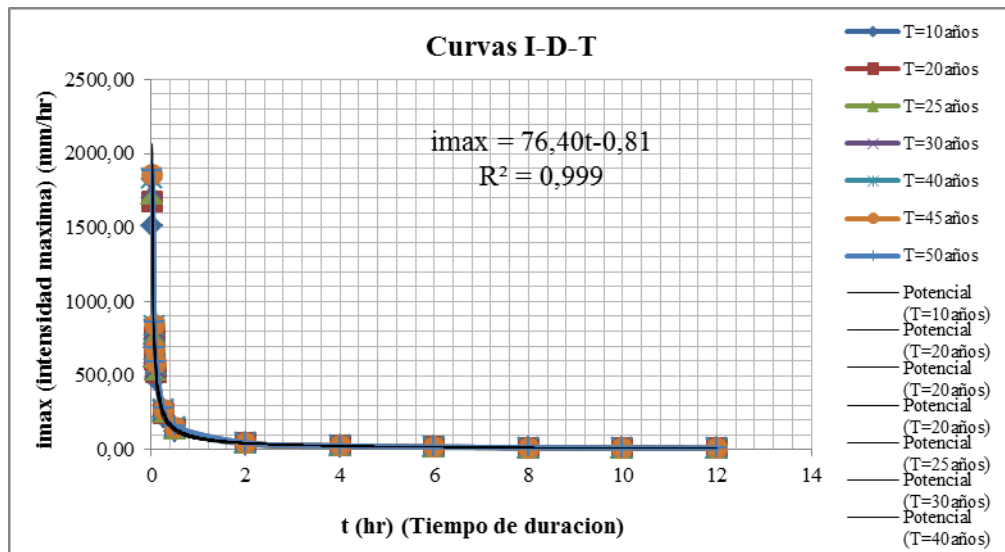
Mediante la evaluación de la ecuación 3.10, se tendrá:

Cuadro 3.10. Intensidades de lluvia

T (años)	imax (intensidad máxima) (mm/hr)											
	0.02	0.06	0.08	0.098	0.25	0.5	2	4	6	8.00	10	12
10	1505.88	686.05	550.69	470.10	222.04	124.96	38.21	21.95	15.87	12.60	10.54	9.11
20	1664.63	758.34	608.71	519.63	245.43	138.12	42.23	24.26	17.54	13.93	11.65	10.07
25	1715.68	781.60	627.39	535.57	252.96	142.36	43.53	25.00	18.07	14.36	12.01	10.38
30	1757.31	800.58	642.63	548.58	259.11	145.82	44.59	25.61	18.51	14.71	12.30	10.63
40	1823.24	830.60	666.72	569.14	268.82	151.28	46.26	26.57	19.21	15.26	12.76	11.03
45	1850.13	842.86	676.56	577.55	272.79	153.52	46.94	26.96	19.49	15.48	12.95	11.20
50	1874.24	853.84	685.38	585.07	276.35	155.52	47.55	27.31	19.75	15.69	13.12	11.34

Con estos datos se graficará y obtendrá una ecuación para Tc: 20 años del proyecto.

Figura 3.10. Curvas I - D - T



De donde se obtiene:

$$i = 76.400 * T_c^{-0.81} \quad \text{E.c. (3.11)}$$

$$i = 76.400 * 0.098^{-0.81}$$

$$i = 501,12 \text{ (mm/h)}$$

- **Cálculo del coeficiente de escorrentía:**

La determinación del coeficiente de escorrentía se la realizará por medio de la siguiente ecuación:

$$c = \frac{FA + FP + FV}{3} \quad \text{E.c. (3.12)}$$

Dónde:

- FA:** Factor de escorrentía por el área de la cuenca
- FP:** factor de escorrentía por la precipitación media anual
- FV:** factor de escorrentía por cubierta verde de la cuenca.

Estos factores son propuestos:

Adoptando:

FA: 0.2 (para cuencas de área < 10 km²)

FP: 0 - 0.05 (para precipitaciones medias anuales menores a < 800 mm), como las estaciones más cercanas (Est. Yesera Norte y Est. Sella Quebradas) se tiene una Pmed anual entre ambas estaciones de 635,8 mm se adopta FP: 0.05

De acuerdo al factor por cubierta verde se tiene:

Cuadro 3.11. Coeficientes de Escurrimiento

terreno constituido con pasto	95 %	0,01 A 0,30
terreno cubierto con bosque	5 %	0,05 A 0,20
terreno sin cultivar	0 %	0,25 A 0,50

$$FV = 95\% * (0.01) + 5\% * (0.05)$$

$$FV = 0.012$$

Luego mediante la ecuación (3.12), se tiene:

$$c = \frac{FA + FP + FV}{3}$$

$$c = \frac{0.20 + 0.05 + 0.012}{3}$$

$$c = 0.0872$$

- Evaluando la ecuación (3.1), método racional obtenemos:

$$Q = \frac{C * i * A}{3,6}$$

$$Q = \frac{0.0872 * 501.12 * 1.29}{3,6}$$

$$Q = 15.71 \text{ m}^3/\text{s}$$

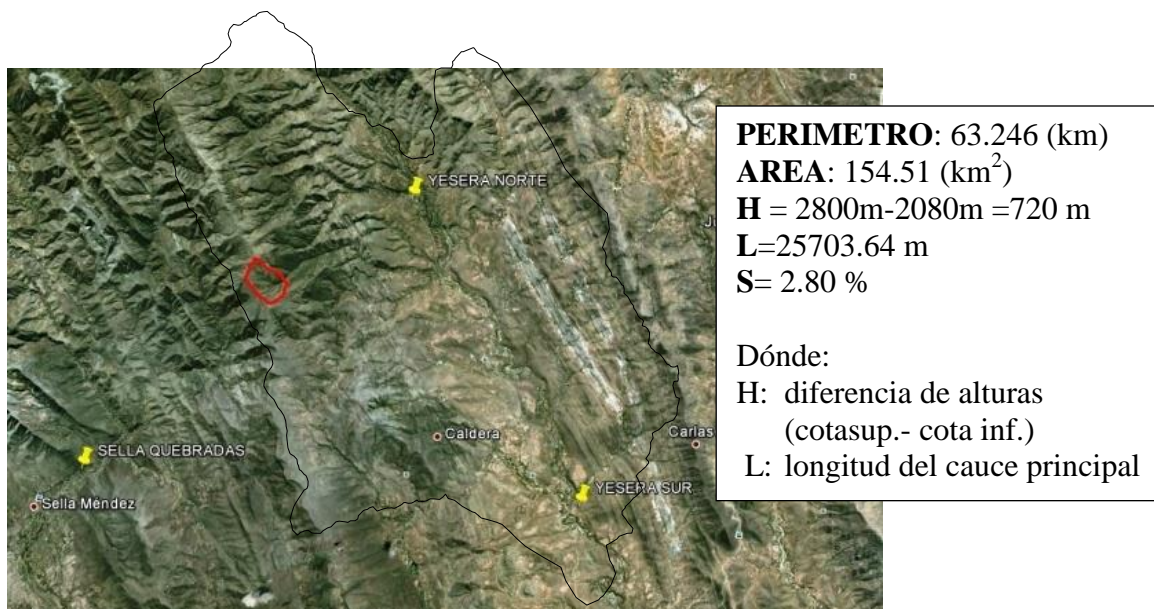
3.3.2.2. Caudal mínimo

El caudal mínimo se calculará mediante el método de las pérdidas, aplicado a la cuenca Yesera para posteriormente extrapolar los resultados a cuenca del proyecto (cuenca Quebrada Mal Paso).

Se parte de datos de alturas de precipitación de la cuenca con datos de aforos trabajando con las estaciones que formen parte de la cuenca o estén próximas a ella, entre estas:

- Estación de Yesera Norte
- Estación de Yesera Sur
- Estación de Junacas (fuera de la cuenca)
- Estación de Sella Quebradas (fuera de la cuenca)

Figura 3.11. Estaciones próximas a la cuenca patrón (Yesera)



Fuente: Elaboración propia mediante el software google EarthWin 2011

Se parte de datos de alturas de precipitación de la cuenca que presenta datos de aforos. Además de estaciones que pertenezcan a la misma o estén próximas a ella.

Cuadro 3.12. Altura de precipitación anual (mm)

AÑO	Yes Nor	Yes Sur	Sella Qbdas	Junacas
1977	728.7			
1978	755.2			524
1979	752.8			798.3
1980	566.9			467.4
1981	875.2			611.3
1982	707.8			536.1
1983	403.1			413.5
1984	986.9			915.5
1985	716.7			644
1986	820.3			733
1987	599.1		533.8	573.1
1988			742.8	700
1989			537.3	318
1990			747.2	213.9
1991	620.5		595.7	190.9
1992	597		584	361.3
1993	669		640.8	527.9
1994	469.5		504.2	485.1
1995	597		665.5	503.9
1996			603.3	418.3
1997	616.5			465.5
1998	494.5			329.4
1999	652.5		625.8	601.6
2000	632.5		644.1	549.6
2001	603		658.8	601.3
2002	505.5	351.4	542.4	583.3
2003	684.2	456.7	466.3	
2004	561.1	376.4	532.1	
2005	693.8	563.2	525.3	
2006	737	466.2	648.8	
2007	717.5	422.3	687.1	
2008	933.8	712	784.2	
2009	603.5	425	524.1	
2010	525	318.3	627.5	
2011	665.5	474.9	696.5	
2012	621.6		806.0	

Fuente: Datos extraídos del SENAMHI

Evaluando para cada estación sus parámetros

Cuadro 3.13. Parámetros de cada Estación (Media, Desviación Std y N° de datos)

	M(h)	S(h)	N° datos
Yes Nor	659,79	127,87	32
Yes Sur	456,64	113,44	10
Sella Qbda	621,82	91,84	24
Junacas	522,65	169,52	25

Los mismos serán ponderados para unificar los parámetros de acuerdo al número de datos:

Cuadro 3.14. Ponderación de Parámetros (Media, Desviación Std y N° de datos)

	M(h)p	S(h)p	CV
Yes Nor	589,77	155,65	26,39
Yes Sur			
Sella Qbda			
Junacas			

Para determinar las precipitaciones mínimas medias anuales se aplica la siguiente ecuación:

$$P = 1 - (1 - r)^{\frac{1}{N}} \quad \text{E.c. (3.13)}$$

Dónde:

- P:** Probabilidad o frecuencia
- r:** Riesgo con el que se calcula el proyecto
- N:** Vida útil del proyecto

Se calcula las probabilidades para diferentes valores de N y r asumidos:

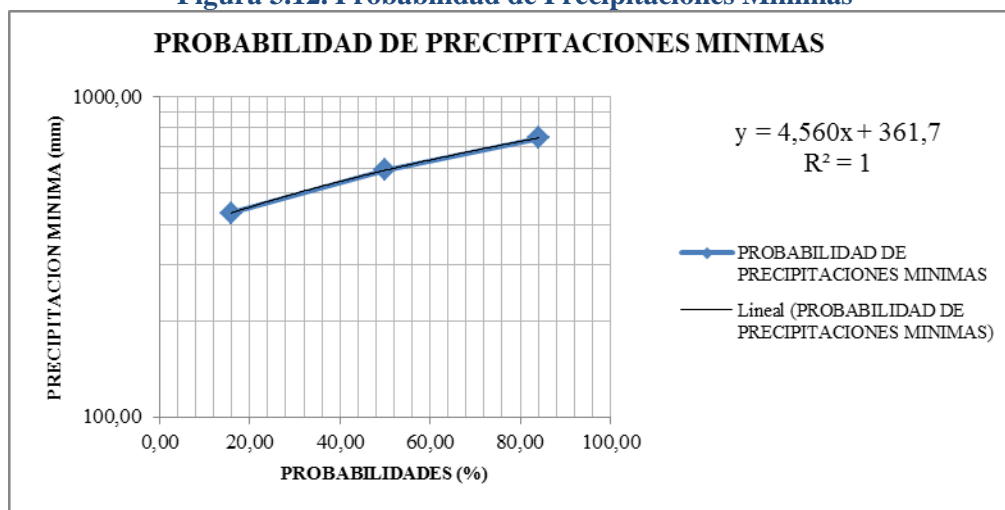
Cuadro 3.15. Probabilidad para diferentes Periodos de Vida Útil y Riesgos

N (años)	RIESGO (%)			
	20	30	40	50
10	2.21	3.50	4.98	6.70
20	1.11	1.77	2.52	3.41
30	0.74	1.18	1.69	2.28
50	0.45	0.71	1.02	1.38

Para el presente proyecto se tomará la probabilidad para N=20 años y un r de 20%

Se gráfica y ajusta una recta en papel probabilístico

Figura 3.12. Probabilidad de Precipitaciones Mínimas



Con los valores de probabilidad y aplicando la ecuación calibrada se calculan las alturas de precipitación mínima anual para la cuenca:

$$\text{E.c. (3.14)}$$

Dónde:

$$H_p = 4.656 * P + 361.7$$

HP: altura de precipitación (mm/año)

P: Probabilidad calculada.

Precipitación mínima anual en (mm) para la cuenca para diferentes años y riesgos:

Cuadro 3.16. Precipitaciones Mínimas (mm)

N (años)	RIESGO (%)			
	20	30	40	50
10	371,76	377,68	384,41	392,24
20	366,76	369,76	373,20	377,23
30	365,08	367,09	369,40	372,12
50	363,73	364,94	366,34	367,98

Luego partiendo de la ecuación del balance hídrico:

$$P = E + I + R \quad \text{E.c.(3.15)}$$

Dónde:

E: Pérdidas por evapotranspiración

I: Pérdidas por infiltración

R: Escurrimiento superficial

Ya que no se disponen de caudales aforados en la cuenca de interés, se trabajará con los datos existentes de la cuenca que encierra a la nuestra (Yesera)

Cuadro 3.17. Caudales Medios Mensuales Estación Yesera Sur (m3/s)

Año	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	MEDIA
2002-2003	0.2492	0.0948	0.9843	0.3201	0.0000	2.6360		0.0646	0.0033	0.0000	0.0000	0.0000	0.3957
2003-2004	0.0000			1.0750	0.1187	0.2190	0.3217		0.0504	0.0006		0.0018	0.2234
2004-2005	0.0000		0.2197	0.8519		0.8063	0.0935		0.0431	0.0043	0.0005	0.0000	0.2244
2006-2007			0.0175	1.0330	0.7903	0.3455	0.5081	0.1567			0.0025		0.4077
MEDIA	0.0831	0.0948	0.4072	0.8200	0.3030	1.0017	0.3078	0.1107	0.0323	0.0016	0.0010	0.0006	0.2636

Cuadro 3.18. Precipitaciones Medias Mensuales Estación Yesera Sur (mm)

Año	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	TOTAL
2002-2003	76.7	11.4	51.9	59.5	64.6	128	0	0	0	0	0	8.2	400.3
2003-2004	38	35	123.4	75.4	49.5	76.5	23	2	0	1	0	6.2	430
2004-2005	26.5	59	57.3	133	152.5	41.1	4	0	0	0	0	5	478.4
2006-2007	22	13	60	131	69	56	0	1	0	0	0	0	352
MEDIA	40.8	29.6	73.15	99.725	83.9	75.4	6.75	0.75	0	0.25	0	4.85	415.175

Cuadro 3.19. Resumen precipitación anual – caudales medios anuales

Periodo	P. anual (mm)	Qmed (m3/s)	Caudal (mm)
2002-2003	400.30	0.39	80.75
2003-2004	430.00	0.22	45.59
2004-2005	478.40	0.22	45.79
2006-2007	352.00	0.40	83.20

Luego aplicando la ecuación (3.15):

$$E + I = P - R$$

Dónde: E+I: equivalen a las pérdidas.

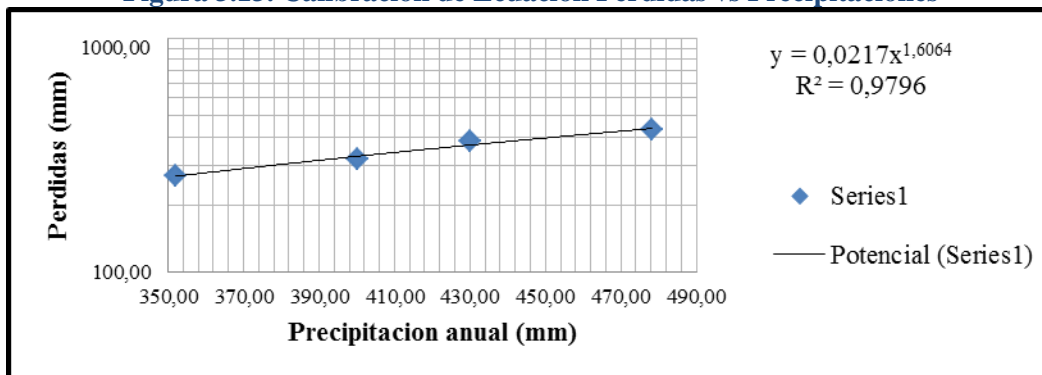
En los datos del cuadro 3.15, se calculan las pérdidas correspondientes a los años tomados en cuenta:

Cuadro 3.20. Perdidas Medias Anuales (mm)

Periodo	P. anual (mm)	Caudal (mm)	Perdida (mm)
2002-2003	400.30	80.76	319.54
2003-2004	430.00	45.60	384.40
2004-2005	478.40	45.80	432.60
2006-2007	352.00	83.21	268.79

De los datos del Cuadro 3.15, se calibra una ecuación de (pérdidas vs precipitaciones):

Figura 3.13. Calibración de Ecuación Perdidas vs Precipitaciones



Obteniendo la siguiente ecuación:

$$Perd. = 0,0217 * P^{1,6064} \quad \text{E.c. (3.16)}$$

Dónde:

Per: pérdidas de evaporación transpiración e infiltración (mm)

P: precipitación media anual (mm)

Reemplazando a esta ecuación con la precipitación mínima hallada para una N=20 años y un r=20% de 366.76 mm se adquiere una pérdida de 285.68mm.

Luego mediante la ecuación del balance hídrico se determina el caudal mínimo:

$$P = Per + R$$

$$R = P - Per$$

$$R_{min} = 81.08 \text{ mm}$$

Transformando a (m³/s): $R_{min} = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$

Como este caudal es calculado para la cuenca Yesera se extrapolarán los datos según las características hidrológicas de las dos cuencas:

Calculando un coeficiente de área:

$$Ca = \frac{A1 * i1 * H1}{A2 * i2 * H2} \quad \text{E.c. (3.17)}$$

Dónde:

A1: Área de la cuenca en estudio (Mal Paso)

A2: Área de la cuenca patrón (Yesera)

i1: Pendiente de la cuenca en estudio (Mal Paso)

i2: Pendiente de la cuenca patrón (Yesera)

H1: Pendiente de la cuenca en estudio (Mal Paso)

H2: Pendiente de la cuenca patrón (Yesera)

Cuadro 3.21. Características de las cuencas

	CUENCA 1	CUENCA 2
Caracteris.	Cuenca sin Q aforados	Cuenca con Q aforados
Cuenca	Quebrada Mal Paso	Rio Yesera
Depart.	Tarija	Tarija
Prec. (H) mm	635.8	562.575
Pendiente (i) %	37.99	2.8
Área (A) km²	1.29	154.51

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando la ecuación (3.17), se tiene:

$$C_A = 0.128$$

El mismo se le adaptará al caudal mínimo de la cuenca Yesera para extrapolar el caudal mínimo de la cuenca de la Quebrada Mal paso

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = C^A * R_{\text{min}}$$

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = 0.128 * 0.40 \text{ m}^3\text{/s}$$

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = 0.051 \text{ m}^3\text{/s}$$

El cual se distribuirá de acuerdo a los coeficientes de los caudales medios mensuales del río Yesera, obteniendo de esta los porcentajes de distribución de caudales respecto al promedio anual:

Cuadro 3.22. Porcentaje de Distribución de Caudales Medios Mensuales Rio Yesera

Año	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	MEDIA
%	31.51	35.96	154.44	311.03	114.93	379.95	116.74	41.97	12.24	0.62	0.38	0.23	100.00

Los mismos serán multiplicados por el caudal mínimo para la cuenca Mal Paso:

Cuadro 3.23. Distribución de Caudales Medios Mensuales Quebrada Mal Paso

Qmin	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	MEDIA
m3/s	0,016	0,018	0,079	0,158	0,058	0,193	0,059	0,021	0,006	0,0003	0,0002	0,0001	0,051
lt/s	16,024	18,287	78,542	158,178	58,449	193,227	59,368	21,344	6,224	0,315	0,193	0,116	50,856

Determinándose: un caudal mínimo de 0.116 l/s para una N=20 años y un r=20%

La hidrología mostrada anteriormente es un método de estimación, por lo que debe ser validada mediante aforos realizados directamente en el punto establecido para la ubicación de la obra de toma.

Siguiendo lo antes mencionado, la hidrología será contrastada con datos de aforo realizados.

El tipo de aforo que se empleó, es el volumétrico, con un balde de 18 litros graduado cada litro, se midió el tiempo de llenado en esos intervalos arrojando los siguientes resultados:

Cuadro 3.24. Primer Aforo Quebrada Mal Paso

Fecha: 19 Septiembre de 2012			
Hora: 12:53			
Observaciones	Tiempo (s)	Volumen (lt)	Caudal (lt/s)
1	9,34	18	1,93
2	9,11	18	1,98
3	10,16	18	1,77
4	8,86	18	2,03
5	9,22	18	1,95
Promedio	9,338	18	1,93

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 3.25. Segundo Aforo Quebrada Mal Paso

Fecha: 25 Septiembre de 2012			
Hora: 14:15			
Observaciones	Tiempo (s)	Volumen (lt)	Caudal (lt/s)
1	9,54	18	1,89
2	9,32	18	1,93
3	10,11	18	1,78
4	8,96	18	2,01
5	10,24	18	1,76
Promedio	9,634	18	1,87

Fuente: Elaboración propia.

Obteniendo un caudal mínimo de 1.87 lt/s en la Quebrada Mal Paso, la cual recibe a su vez el caudal de vertientes, estos caudales forman parte del aforo en la Quebrada, por lo que para hacer un estudio más a detalle se procedió a aforar también ambas vertientes que se encuentran ubicadas, la primera en el margen derecho y la segunda en el izquierdo, presentando los siguientes aforos respectivamente:

Cuadro 3.26. Primer Aforo Vertiente 1 (Margen Derecho)

Fecha: 19 Septiembre de 2012			
Hora: 13:54			
Observaciones	Tiempo (s)	Volumen (lt)	Caudal (lt/s)
1	22,12	18	0,81
2	21,95	18	0,82
3	22,35	18	0,81
4	21,87	18	0,82
5	22,25	18	0,81
Promedio	22,108	18	0,81

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 3.27. Segundo Aforo Vertiente 1 (Margen Derecho)

Fecha: 25 Septiembre de 2012			
Hora: 14:55			
Observaciones	Tiempo (s)	Volumen (lt)	Caudal (lt/s)
1	23,11	18	0,78
2	22,95	18	0,78
3	22,87	18	0,79
4	23,05	18	0,78
5	22,54	18	0,80
Promedio	22,904	18	0,79

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 3.28. Primer Aforo Vertiente 2 (Margen Izquierdo)

Fecha: 19 Septiembre de 2012			
Hora: 14:36			
Observaciones	Tiempo (s)	Volumen (lt)	Caudal (lt/s)
1	34,23	18	0,53
2	33,97	18	0,53
3	34,12	18	0,53
4	34,02	18	0,53
5	33,85	18	0,53
Promedio	34,038	18	0,53

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 3.29. Segundo Aforo Vertiente 2 (Margen Izquierdo)

Fecha: 25 Septiembre de 2012			
15:30			
Observaciones	Tiempo (s)	Volumen (lt)	Caudal (lt/s)
1	35,4	18	0,51
2	35,82	18	0,50
3	35,66	18	0,50
4	36,01	18	0,50
5	35,92	18	0,50
Promedio	35,762	18	0,50

Fuente: Elaboración propia.

Obteniendo caudales mínimos con los siguientes valores:

$$Q_{vert1} = 0.79 \text{ lt/s}$$

$$Q_{vert2} = 0.50 \text{ lt/s}$$

Analizando los resultados mediante la hidrología y los aforos se puede evidenciar que no existe una correlación aceptable entre los mismos, por lo que el método utilizado para la estimación de caudal mínimo mediante hidrología no se ajusta a las condiciones de nuestra cuenca de estudio.

Con el análisis antes expuesto tomaremos como real el valor obtenido mediante el aforo en la Quebrada Mal Paso que toma en cuenta a su vez las dos vertientes presentes en el área de estudio, debido a que refleja la realidad de nuestra cuenca de aporte.

$$Q_{min} = 1.87 \text{ lt/s}$$

Figura 3.14. Punto de Aforo Quebrada Mal Paso



3.3.2.3. Caudal Ecológico

El caudal explotado de 0.732 l/s de la fuente de captación equivale al 39.12% del caudal mínimo (1.87 l/s), siendo el límite permitido por norma del 20 % del mismo.

Ante esta situación cabe aclarar que la fuente de agua tiene un completo derecho de uso por los habitantes de la población de Yesera Norte, además de que se verifico que aguas debajo de nuestra cuenca de estudio no se tiene ninguna obra de captación que pueda ser afectada, y tampoco se prevé el uso de estas aguas para otras actividades a largo plazo además del sistema de agua potable para la comunidad de Yesera Norte.

CAPÍTULO IV. INGENIERÍA DEL PROYECTO

Para la etapa de diseño del sistema se empleará los criterios de diseño y sugerencias vertidas por la norma Boliviana NB-689 y la guía técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10000 habitantes que está basada en la norma NB689, que establece su uso obligatorio sobre el territorio nacional en marco al artículo segundo de la resolución ministerial N° 230 emitida el 7 de septiembre del año 2004.

4.1 Parámetros de diseño

4.1.1. Índice de crecimiento poblacional

El índice de crecimiento poblacional se la evalúa de acuerdo a los datos obtenidos por el censo realizado en el presente año (2013) versus el censo realizado en el 2001 por el INE, de esta manera se tendrá un índice de crecimiento veraz.

Según censo ejecutado el año 2001, en la comunidad de Yesera Norte se contaba con 362 personas y según el censo efectuado el 2013, en la actualidad se cuenta con 400 personas.

Existiendo un crecimiento de 38 personas en 12 años, lo cual indica un crecimiento de 3.16 personas por año. Entonces:

Si $362 \rightarrow 100\%$

$38 \rightarrow X\%$

$X = 10.49\%$ en doce años

$X = 0,87\%$ por cada año.

Siendo el índice de crecimiento poblacional anual de: 0,87 %. En este caso se adoptara un índice de crecimiento de 1% siendo el valor mínimo recomendado por la norma.

4.1.2. Población horizonte

La población futura es el crecimiento histórico de la población o crecimiento que ha sido observado para diferentes períodos de tiempo.

La población futura para poblaciones menores a 5000 habitantes se la puede calcular con los siguientes métodos:

Cuadro 4.1. Métodos de cálculo de población

Método	Población (habitantes)	
	Hasta 5000	De 5001 a 10000
Geométrico	x	x
Exponencial	x (1)	x (1)
Curva logística	---	x (2)

(X) = Optativo

(1) = Recomendable

(2) = Sujeto a justificación

Fuente: Norma Boliviana NB 689

- Crecimiento geométrico:

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t \quad \text{E.c. (4.1)}$$

- Método exponencial:

$$Pf = Pa * e^{\frac{i*t}{100}} \quad \text{E.c. (4.2)}$$

Dónde:

Pf: población futura (hab.)

Pa: Población actual (hab.)

t: Período de diseño (años)

i: índice de crecimiento anual (%)

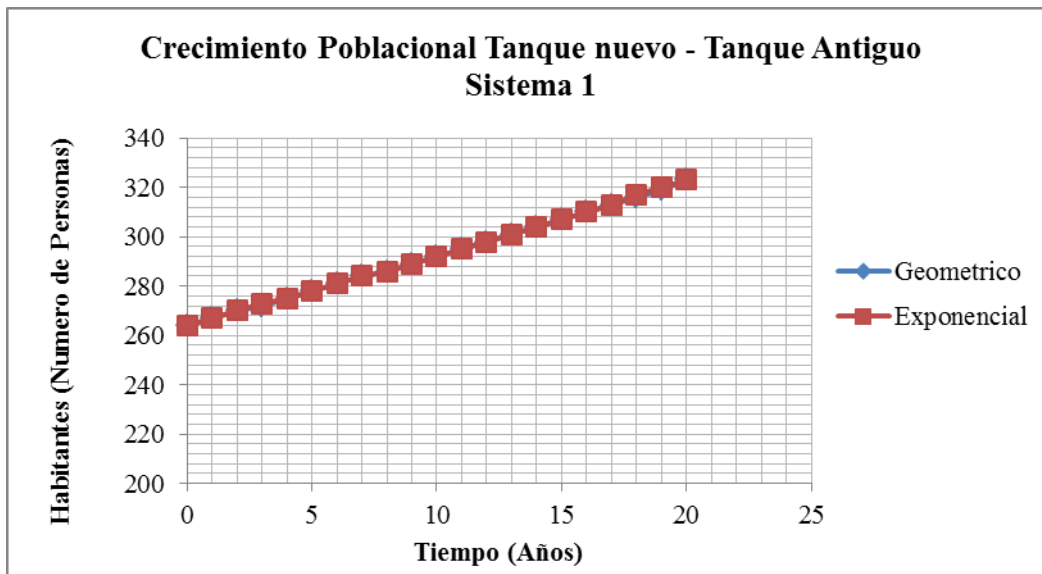
Aplicando las ecuaciones (4.1) y (4.2) se tiene para N=20 años se tiene:

Cuadro 4.2. Crecimiento Poblacional Aducción Tanque Nuevo - Tanque Antigo Sistema 1

Años	Tiempo	Geométrico	Exponencial
2013	0	264	264
2014	1	267	267
2015	2	270	270
2016	3	272	273
2017	4	275	275
2018	5	278	278
2019	6	281	281
2020	7	284	284
2021	8	286	286
2022	9	289	289
2023	10	292	292
2024	11	295	295
2025	12	298	298
2026	13	301	301
2027	14	304	304
2028	15	307	307
2029	16	310	310
2030	17	313	313
2031	18	316	317
2032	19	319	320
2033	20	323	323

Fuente: Aplicación de la ecuación (4.1 y 4.2)

Figura 4.1. Crecimiento Poblacional Aducción Tanque Nuevo - Tanque Antigo Sistema 1



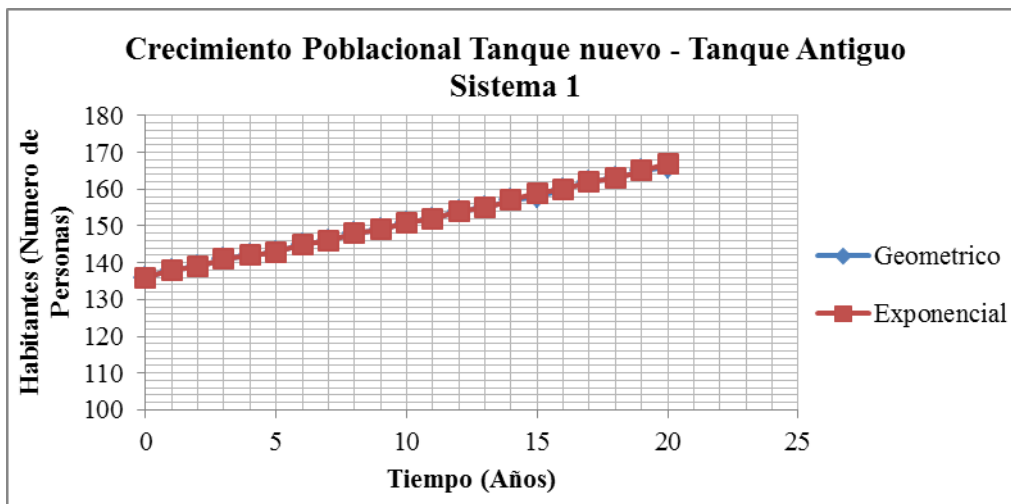
Adoptando los resultados del método exponencial para el diseño del proyecto se tiene una población de: 323 habitantes para un periodo de diseño de 20 años.

Cuadro 4.3. Crecimiento Poblacional Tanque Nuevo - Red de Distribución Sistema 2

Años	Tiempo	Geométrico	Exponencial
2013	0	136	136
2014	1	138	138
2015	2	139	139
2016	3	141	141
2017	4	142	142
2018	5	143	143
2019	6	145	145
2020	7	146	146
2021	8	148	148
2022	9	149	149
2023	10	151	151
2024	11	152	152
2025	12	154	154
2026	13	155	155
2027	14	157	157
2028	15	158	159
2029	16	160	160
2030	17	162	162
2031	18	163	163
2032	19	165	165
2033	20	166	167

Fuente: Aplicación de la ecuación (4.1 y 4.2)

Figura 4.2. Crecimiento Poblacional Tanque Nuevo - Red de Distribución Sistema 2



Adoptando los resultados del método exponencial para el diseño del proyecto se tiene una población de: 167 habitantes para un periodo de diseño de 20 años.

4.1.3. Dotación media diaria

Para determinar las necesidades de agua potable en zonas habitadas, se deben considerar los siguientes factores:

- Nivel económico de la población y tamaño propiedades.
- Clima del lugar.
- Capacidad de las fuentes

El primer factor es importante, ya que la capacidad económica condiciona las necesidades de las familias. En consecuencia, los consumos en los sectores de nivel económico elevado son mayores. Conviene recordar, que la dotación debe cubrir las necesidades de la población en cuanto a los servicios domésticos, aseo personal, limpieza, riego de jardines y pérdidas en el sistema.

En cuanto al factor clima, su influencia se refleja en los grandes consumos registrados en poblaciones con clima cálido, en relación con los templados y fríos. En muchos casos la disponibilidad de agua en la fuente limita la dotación.

Cuadro 4.4. Dotaciones medias

Zona	DOTACIÓN MEDIA (l./hab./día)			
	POBLACIÓN (habitantes)			
	Hasta 500	501 – 2000	2001 – 5000	5001 – 10000
Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100
Valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140
Llanos	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180

Fuente: Norma Boliviana NB 689

Para la zona de los valles con una población hasta 500 habitantes, la dotación media varía entre 50 y 70 (l/hab/día). Se adoptará el valor de 70 (l/hab/día), por las expectativas de desarrollo de la comunidad.

4.1.4. Dotación futura

El valor de la dotación futura la podemos obtener de la siguiente ecuación:

$$Df = Do * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t \quad \text{E.c. (4.3)}$$

Dónde:

Df : Dotación futura

- Di:** Dotación inicial
- d:** Variación anual de la dotación (0.5 – 1 %)
- t:** periodo de diseño

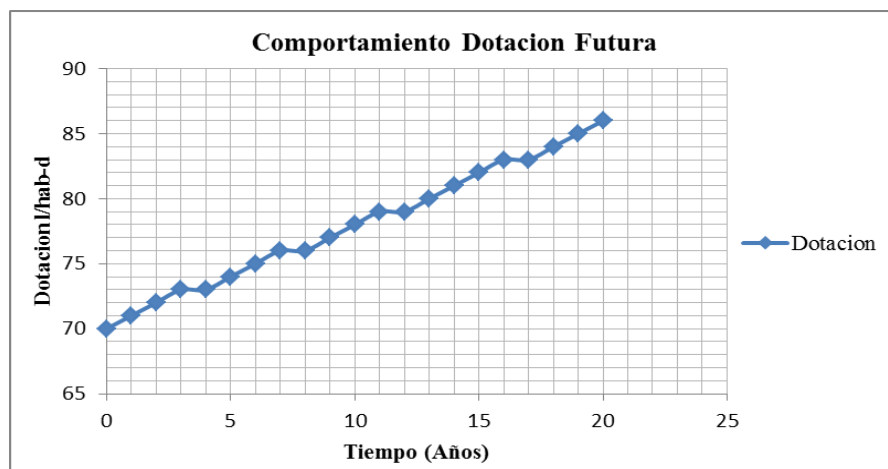
Aplicando la ecuación (4.3) se tiene:

Cuadro 4.5. Dotación futura

Años	Tiempo	Variación	Geométrico
2013	0	1	70
2014	1	1	71
2015	2	1	72
2016	3	1	73
2017	4	1	73
2018	5	1	74
2019	6	1	75
2020	7	1	76
2021	8	1	76
2022	9	1	77
2023	10	1	78
2024	11	1	79
2025	12	1	79
2026	13	1	80
2027	14	1	81
2028	15	1	82
2029	16	1	83
2030	17	1	83
2031	18	1	84
2032	19	1	85
2033	20	1	86

Fuente: Aplicación de la ecuación (4.3)

Figura 4.3. Comportamiento de la dotación futura



Aplicando el método geométrico para la obtención de la dotación futura, se tiene una dotación futura de: 86 lt/hab*día con un periodo de diseño de 20 años.

4.1.5. Consumo medio diario

Es el consumo durante 24 horas obtenido como promedio de los consumos diarios observados en el período de un año.

Podemos establecer el caudal medio diario con la siguiente ecuación:

$$Q_{medio} = \frac{Pf * Dot.f}{86400} \quad \text{E.c. (4.4)}$$

Dónde:

Qmedio: caudal medio diario (l/s)

Df: Dotación futura (l/hab/día)

Pf: Población futura (hab.)

4.1.6. Consumo máximo diario

Es el consumo máximo durante 24 horas observado durante un periodo de un año sin tomar en cuenta los gastos producidos por los incendios.

Se lo determinará multiplicando el consumo medio diario por un coeficiente **k1** que varía entre 1.2 a 1.5 según las características de la población.

$$Q_{max\ diario} = Q_m * K1 \quad \text{E.c.(4.5)}$$

Dónde:

Qmax diario: caudal máximo diario (l/s)

Qmedio: caudal medio diario (l/s)

K₁: Factor de variación diaria (1.2 a 1.5)

Nota: el coeficiente K1 para poblaciones pequeñas debe ser mayor que para las grandes.

4.1.7. Consumo máximo horario

El consumo máximo horario es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo. Se determina multiplicando el caudal máximo diario y el coeficiente K2 que varía entre 1.5 – 2.2, según el número de habitantes.

$$Q_{max\ horario} = Q_{max\ diario} * K2 \quad \text{E.c. (4.6)}$$

Dónde:

Q_{máx. h}: Caudal máximo horario (l/s)

Q_{máx. d}: Caudal máximo diario (l/s)

K₂ : Factor de variación horaria (1.5 – 2.2)

Cuadro 4.6. Valores de K₂

Tamaño de población	K ₂
hasta 2000 hab	2.20 - 2.00
2001 - 10000	2.00 - 1.80
10001 - 100000	1.80 - 1.50
más de 100000 hab	1.5

Fuente: Norma Boliviana NB 689

Aplicando las ecuaciones anteriores: (4.4), (4.5) y (4.6) se tiene:

Cuadro 4.7. Distribución de consumos en el tiempo Aducción Tanque Nuevo - Tanque Antiguo Sistema 1

Años	Tiempo	Población	Dotación	Q _{med} (lt/s)	Q _{maxd} (lt/s)	Q _{maxh} (lt/s)
2013	0	264	70	0,214	0,321	0,706
2014	1	267	71	0,219	0,329	0,724
2015	2	270	72	0,225	0,338	0,743
2016	3	273	73	0,231	0,346	0,761
2017	4	275	73	0,232	0,349	0,767
2018	5	278	74	0,238	0,357	0,786
2019	6	281	75	0,244	0,366	0,805
2020	7	284	76	0,250	0,375	0,824
2021	8	286	76	0,252	0,377	0,830
2022	9	289	77	0,258	0,386	0,850
2023	10	292	78	0,264	0,395	0,870
2024	11	295	79	0,270	0,405	0,890
2025	12	298	79	0,272	0,409	0,899
2026	13	301	80	0,279	0,418	0,920
2027	14	304	81	0,285	0,428	0,941
2028	15	307	82	0,291	0,437	0,962
2029	16	310	83	0,298	0,447	0,983
2030	17	313	83	0,301	0,451	0,992
2031	18	317	84	0,308	0,462	1,017
2032	19	320	85	0,315	0,472	1,039
2033	20	323	86	0,322	0,482	1,061

Fuente: Aplicación de las ecuaciones (4.6), (4.7) y (4.8)

Siendo los coeficientes:

K₁: 1.5

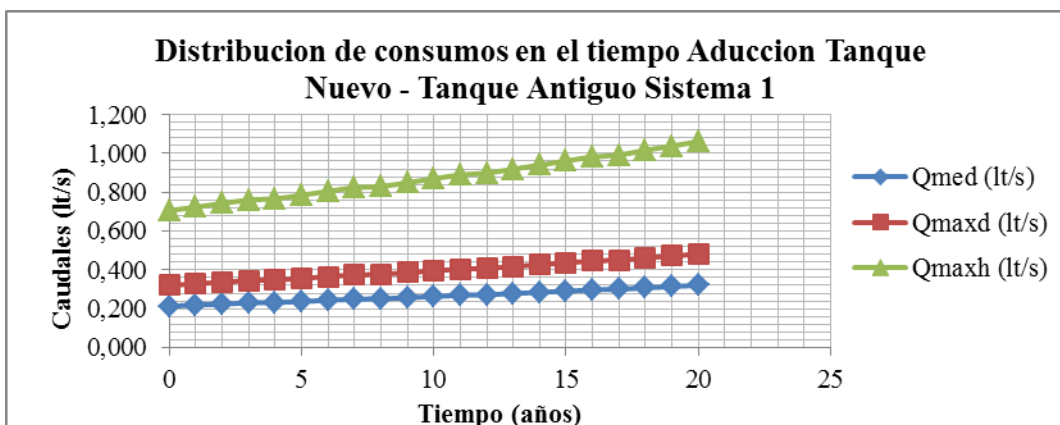
K₂: 2.2

Se tiene para N=20 años:

Qmaxd: 0.482 (l/s)

Qmaxh: 1.061 (l/s)

Figura 4.4. Distribución de consumos en el tiempo Aducción Tanque Nuevo - Tanque Antiguo Sistema 1



Qmaxd: 0.482 (l/s)

Qmaxh: 1.061 (l/s)

Cuadro 4.8. Distribución de Consumos en el tiempo Tanque Nuevo - Red de Distribución Sistema 2

Años	Tiempo	Población	Dotación	Qmed (lt/s)	Qmaxd (lt/s)	Qmaxh (lt/s)
2013	0	136	70	0,110	0,165	0,364
2014	1	138	71	0,113	0,170	0,374
2015	2	139	72	0,116	0,174	0,382
2016	3	141	73	0,119	0,179	0,393
2017	4	142	73	0,120	0,180	0,396
2018	5	143	74	0,122	0,184	0,404
2019	6	145	75	0,126	0,189	0,415
2020	7	146	76	0,128	0,193	0,424
2021	8	148	76	0,130	0,195	0,430
2022	9	149	77	0,133	0,199	0,438
2023	10	151	78	0,136	0,204	0,450
2024	11	152	79	0,139	0,208	0,459
2025	12	154	79	0,141	0,211	0,465
2026	13	155	80	0,144	0,215	0,474
2027	14	157	81	0,147	0,221	0,486
2028	15	159	82	0,151	0,226	0,498
2029	16	160	83	0,154	0,231	0,507
2030	17	162	83	0,156	0,233	0,514
2031	18	163	84	0,158	0,238	0,523
2032	19	165	85	0,162	0,243	0,536
2033	20	167	86	0,166	0,249	0,549

Fuente: Aplicación de las ecuaciones (4.6), (4.7) y (4.8)

Siendo los coeficientes:

K1: 1.5

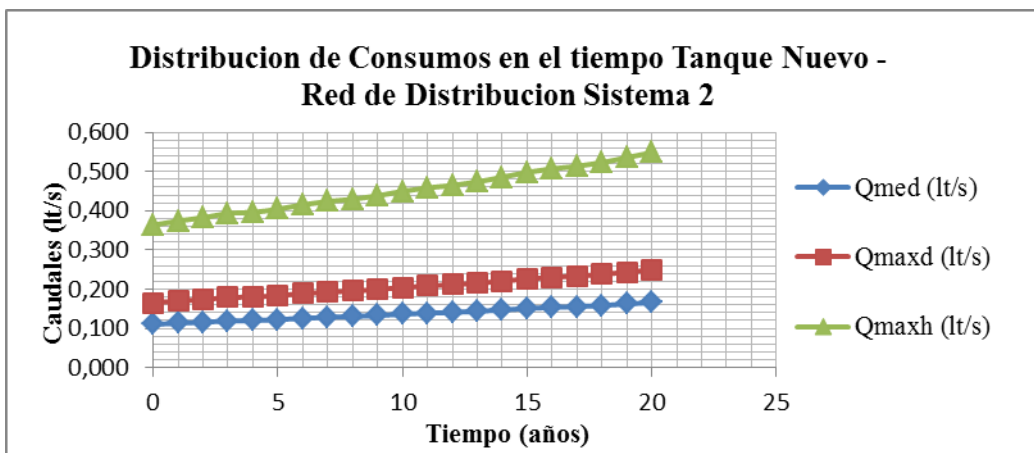
K2: 2.2

Se tiene para N=20 años:

Qmaxd: 0.249 (l/s)

Qmaxh: 0.549 (l/s)

Figura 4.5. Distribución de Consumos en el tiempo Tanque Nuevo - Red de Distribución Sistema 2



Finalmente el caudal final para el diseño de la aducción en ambos sistemas será:

Siendo los coeficientes:

K1: 1.5

K2: 2.2

Se tiene para N=20 años:

Qmaxd: 0.732 (l/s)

Qmaxh: 1.610 (l/s)

4.2. Componentes del Sistema

4.2.1. Fuentes de abastecimiento

Dentro las posibles fuentes de captación convencional de agua que se conoce:

- Fuente superficial (ríos o quebradas)
- Fuente sub superficiales (vertientes)
- Fuente subterráneas (Acuíferos)

La alternativa de captación para la comunidad de Yesera Norte será en la quebrada existente, debido que al analizar las vertientes cercanas de nuestro punto de aforo y correlacionarlas con la precipitación media anual de la estación de Yesera Norte, evidentemente el año no fue seco o próximo al mismo, por lo que no se puede garantizar la proporción del agua determinado mediante el aforo de las vertientes optándose por tanto en realizar el cierre de la Quebrada ya que el lugar de emplazamiento presenta excelentes características como:

- Lecho de roca con algunas fisuraciones y laminaciones.
- Un dissipador de energía natural aguas arriba.

Además, debido a que es la única fuente factible cuyos derechos corresponden a la comunidad de Yesera Norte y la más cercana disponible. Según las personas del lugar, en el punto de aforo establecido el agua está presente todo el año, mientras que aguas abajo se pierde y vuelve a aparecer más adelante, no teniendo el desnivel suficiente ni la calidad de agua requerida por la norma donde considerando que la presencia de animales es elevada en el trayecto provocando contaminación.

Según los aforos realizados en el punto de aforo establecido, la Quebrada es lo suficientemente caudalosa para abastecer a la comunidad. Esta alternativa se valida mediante:

- La Cuantificación del Agua, la cual se analizó en el CAPITULO III (ESTUDIOS PRELIMINARES).
- Un análisis de la calidad del agua a captar, el mismo se encuentra en el ANEXO 2 (Informe de Calidad de Agua) que certifica que cumple los requisitos exigidos por la norma Boliviana NB 512.

Obra de toma.-La obra de toma es la estructura más importante de un sistema de agua potable, es la que define la disposición de los demás componentes del sistema además de abarcar un porcentaje del presupuesto.

Para el presente diseño se optará por el tipo de obra toma superficial por muro interceptor con tubos de avenamiento, Se optó este modelo a razón de un análisis de las siguientes condiciones que se quiere conseguir:

- Asegurar la derivación permanente del caudal de diseño y de los caudales menores que sean requeridos, considerando que la distancia a la obra de toma evite una operación y mantenimiento óptimo, las tuberías de avenamiento requerirían menor atención, además de que asegurarían la captación ya que dependerían directamente del espejo de agua creado en el área circundante.
- Proveer un sistema para dejar pasar la Crecida de Diseño, que tiene cierta cantidad de sólidos y material flotante, teniendo en cuenta esto las tuberías de avenamiento presentan una enorme ventaja ya que al estar enterrada no se ve afectada y al existir un disipador de energía natural aguas arriba, la fuerza de la crecida se vería reducida protegiendo la obra de toma.
- Captar el mínimo de sólidos y disponer de medios apropiados para su evacuación, las tuberías de avenamiento al estar cubiertas por un filtro no se verían afectadas por el caudal solido o mantendrían una captación mínima de los mismos proveyendo además de un pre filtrado del agua antes de ingresar al sistema.
- Estar ubicada en un lugar que presente condiciones favorables desde el punto de vista estructural y constructivo, ya que el filtro será colocado de acuerdo a nuestro diseño no habría mayor inconveniente, además que constructivamente se haría de forma sencilla.
- Tener un costo razonable, al no tener mayor detalle en su construcción el costo es realmente favorable.

4.2.2. Línea de aducción

La aducción será a gravedad por conductos cerrados a presión, en la que el agua se conduce a presiones superiores a la atmosférica. Por efectos de sanidad y para evitar la contaminación del agua la norma nos sugiere este tipo de aducción, el material a emplear

será poli (cloruro de vinilo)- PVC y en los pasos de quebrada se utilizará fierro galvanizado.

La tubería de aducción conectara la obra de toma con el tanque de almacenamiento nuevo donde en nuestro caso tendremos dos aducciones continuas puesto que desde el tanque nuevo se llevara una aducción nueva hacia el tanque antiguo dejando un by pass hacia la red de distribución existente.

4.2.3. Tratamiento

En cuanto a la calidad del agua se refiere, en el ANEXO 2 (Informe de Calidad de Agua) se tiene un informe del mismo donde se pueden apreciar que los parámetros evaluados tanto: físicos-químicos y bacteriológicos están dentro de los rangos propuestos por la norma.

Para la desinfección del agua, utilizaremos un hipoclorador por goteo cuyo diseño fue extraído de los planos tipo de la” Guía Técnica de Diseño de Agua Potable y Saneamiento” publicado por el ministerio de servicios obras públicas, que será ubicado encima del tanque de regulación.

- Dosificación del cloro para el Tanque Nuevo (Alimenta ambos sistemas):

De acuerdo al balance de masas se tiene:

$$Q * D = qs * Cs \quad \text{E.c. (4.7)}$$

Dónde:

Q: caudal de entrega al tanque [l/s]

D: dosis de cloro [mg/l]

qs: caudal de la solución [l/s]

Cs: concentración de la solución

El caudal de entrega al tanque será el caudal máximo diario que alimenta a ambos sistemas: Q: 0.732[l/s], con una dosis asumida de 0.7 [mg/l] y con un caudal de la solución que será suministrado por un tanque de 50 litros de capacidad en 15 días de operación de: $3.86 \cdot 10^{-5}$ [l/s].

De la ecuación (4.7) se evaluará la concentración de la solución:

$$C_s = \frac{Q * D}{qs}$$

$$C_s = \frac{0.732 * 0.7}{3.86 * 10^{-5}}$$

$$C_s = 13274.61 \text{ [mg/l]}$$

Con el que se calculará el cloro activo necesario:

$$W = V * C_s \quad \text{E.c. (4.8)}$$

$$W = 50 \text{ l} * 0.01327 \text{ kg/l}$$

$$W = 0.66 \text{ Kg CL}_2$$

Como la dosis se valuó para una concentración de 70%:

$$W = \frac{0.66}{0.70} = 0.94 \text{ kg de hipoclorito de calcio (HTH) al 70\%.$$

En síntesis se requieren 940 gramos de hipoclorito de calcio para el Tanque nuevo que alimenta ambos sistemas en un volumen de 50 litros de agua limpia, para una operación de 15 días.

Es aconsejable que esta dosificación sea planificada por el operador del sistema de manera que se tengan buenos resultados en el análisis de cloro residual cuando el sistema se encuentre en funcionamiento.

4.2.4. Tanque de almacenamiento

La capacidad del tanque de almacenamiento debe ser mayor o igual que el volumen de regularización, volumen contra incendio o volumen de reserva. Es decir:

$$\text{Capacidad} \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{Volumen de regulación} \\ \text{Volumen contra incendios} \\ \text{Volumen de reserva} \end{array} \right\}$$

4.2.4.1. Tanque de almacenamiento para el sistema

- **Volumen de regulación:**

$$V_{rg} = C * Q_{maxd} * d \quad \text{E.c. (4.9)}$$

Dónde:

C: coeficiente (varia de 0,15 a 0,30 para sistemas de gravedad)

Q_{maxd}: Caudal máximo diario del sistema (m³/día)

d: tiempo (días –mínimo 1 día)

$$V_{rg} = 0.30 * 63.21 * 1$$

$$V_{rg} = 18.96 \text{ m}^3$$

- Volumen contra incendios.-

Tomando en cuenta que se trata de una comunidad rural cuya población es menor a 10.000 habitantes no se tomara el volumen contra incendios debido a que no es obligatorio para esta cantidad de personas.

- Volumen de reserva.-

$$V_{rs} = 3,6 * Q_{maxd} * t_{re} \quad \text{E.c.(4.10)}$$

Dónde:

Q_{maxd}: Caudal máximo diario del sistema (lt/s)

t_{re}: tiempo de regulación (entre 2 a 4 horas)

$$V_{rs} = 3,6 * 0,732 * 4 \text{ horas} * \text{lt/s}$$

$$V_{rs} = 10.54 \text{ m}^3$$

$$\text{Capacidad del tanque} > \begin{cases} 18.96 \\ 10.54 \end{cases}$$

Siendo el volumen mayor, el obtenido para la regulación de 18,96 m³, por motivos de practicidad y seguridad se adoptará para diseño por las características de la zona los planos tipo de la " Guía Técnica de Diseño de Agua Potable y Saneamiento" publicado por el ministerio de servicios obras públicas del tanque semienterrado de hormigón ciclópeo con una capacidad de 20 m³

El tanque de almacenamiento presenta las siguientes características:

Cuadro 4.9. Características nuevo tanque de almacenamiento

Tanque N°	Ubicación			Dimensiones			Detalle
	Norte	Este	Cota	Largo	Ancho	Alto	
1	7.636.671,99	337.730,08	2289,37	5,90	5,90	1,80	La capacidad del tanque es de 20 m ³ y posee un hipoclorador de carga constante con su caseta en la parte superior.

Fuente: Elaboración propia

4.2.5. Red de distribución

Es un sistema integrado por una serie de tuberías generalmente enterradas y sus piezas de unión y accesorios necesarios para operarla, cuya función principal es conducir agua en forma continua para la prestación del servicio a los consumidores en cantidad y con presión adecuada.

4.2.5.1. Tipos de redes

4.2.5.2. Red abierta o ramificada

La red abierta o ramificada está constituida por tuberías que forman ramificaciones a partir de una línea principal. La red abierta puede superponerse en poblaciones semi dispersas y dispersas o cuando por razones topográficas o de conformación de la población no es posible un sistema cerrado.

4.2.5.3. Red cerrada o anillada

La red cerrada o anillada está constituida por tuberías que forman circuitos cerrados o anillos. La red cerrada puede aplicarse en poblaciones concentradas y semi-concentradas mediante redes totalmente interconectadas o redes parcialmente interconectadas.

La red puede estar compuesta por una red de tuberías principales y una red de tuberías secundarias.

4.2.5.4. Red mixta o combinada

De acuerdo a las características topográficas y distribución de la población, pueden aplicarse en forma combinada redes cerradas y redes abiertas.

El tipo de red abierta o ramificada se ajusta mejor a las condiciones de la zona (comunidad de Yesera Norte). El mismo que será diseñado con el caudal máximo horario de la

población futura tomando las siguientes consideraciones extraídas de la norma boliviana NB 689.

4.2.5.5. Presiones de servicio

Durante el período de la demanda máxima horaria, la presión dinámica mínima en cualquier punto de la red no debe ser menor a:

- Poblaciones iguales o menores a 2 000 habitantes 5,00 m.c.a.
- Poblaciones entre 2 001 y 10 000 habitantes 10,00 m.c.a.
- Poblaciones mayores a 10 000 habitantes 13,00 m.c.a.

Las presiones arriba mencionadas podrán incrementarse observando disposiciones municipales o locales de políticas de desarrollo urbano y según las características técnicas del sistema de distribución.

4.2.5.6. Velocidades

La velocidad mínima en la red principal de distribución en ningún caso debe ser menor a 0,30 m/s para garantizar su auto limpieza. Para “Poblaciones pequeñas”, se aceptaran velocidades menores, solamente en ramales secundarios. La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,00 m/s

4.2.5.7. Diámetros mínimos

Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser:

- En poblaciones menores a 2 000 habitantes 1”
- En poblaciones de 2 001 a 20 000 habitantes 1 1/2”
- En poblaciones mayores a 20 000 habitantes 2”

En redes abiertas, el diámetro mínimo de la tubería principal debe ser de 1”, aceptándose, en poblaciones menores a 2 000 habitantes, un diámetro de 3/4” para ramales.

4.3. Diseño de obras civiles

4.3.1. Diseño y cálculo de obra de toma

El diseño de la obra de toma se la realizará mediante una toma de muro interceptor con tuberías de avenamiento, se adoptará para su diseño por las características de la zona y las justificaciones expuestas arriba.

Las características que presenta nuestra obra de toma son las siguientes:

Cuadro 4.10. Parámetros de diseño obra de toma

Parámetros de Diseño Obra de toma		
Qmaxd (Caudal de diseño)	0,732	lt/s
Caudal máximo	15,71	m3/s
Caudal mínimo	1,87	lt/s
Tipo de fundación	Roca con algunas fisuras y laminaciones	Adim
Coefficiente de rugosidad (n)	0,07	Adim
Pendiente (S)	0,075	m/m

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.11. Características y dimensiones de la obra toma

Característica	Unidad	Dimensiones			Detalle
		Largo	Ancho	Alto	
Muro interceptor	m	1,80	4,75	1,20	Presenta un cuerpo de H°C°
Colchón disipador	m	6,50	4,75	0,30	Presenta un cuerpo de H°C°
Tuberías de avenamiento	m	4,50	-	-	D=4 plg, con orificios de 1 cm.
cámara Colectora	m	1,40	1,40	0,60	Punto de partida de la línea de aducción y tubería de limpieza
cámara de llaves	m	0,70	0,70	-	-
Desarenador	m	2,70	-	-	Posee dos cámaras para regular el caudal

Fuente: Elaboración propia

Nota: El desarrollo de la metodología de cálculo de la obra de toma se puede apreciar en el ANEXO 4 (Calculo Hidráulico de la obra de toma y desarenador)

4.3.2. Diseño y cálculo Línea de aducción y red de distribución

Para la aducción, tanto para la red de distribución se adoptaran las consideraciones dadas en la norma boliviana NB-689 para su diseño.

4.3.2.1. Diseño y cálculo Línea de aducción

Cuadro 4.12. Parámetros de diseño Aducción obra de toma – tanque nuevo

Parámetros de Diseño Aducción Obra de toma – Tanque nuevo		
Qmaxd (Caudal de diseño)	0,732	lt/s
e (rugosidad absoluta)	0.0015	mm (PVC)
e (rugosidad absoluta)	0.15	mm (FG)
v (viscosidad cinemática)	1.01x10-3	m2/s
T (Temperatura)	20	C

Fuente: Elaboración propia

Lo que se hará, es ir variando diámetros de manera que en función a la perdida generada por la longitud de la tubería, se condicione el funcionamiento de la misma. Buscando que en zonas de baja presión dinámica pase el agua por los picos sin problemas, como también se tomará en cuenta los pasos de quebrada el cambio de material acero galvanizado.

- Metodología

Se dimensionará por tramos de 100 m aplicando para resolver las pérdidas por fricción en cada tramo, En base a las pérdidas generadas, se irán variando los diámetros cuidando que en los picos la presión dinámica sea mayor a 2 m.c.a, además de verificar la presión estática que determinara la clase de tubería a emplear.

Las características que se presenta nuestra aducción (Toma – Tanque Nuevo) es la siguiente:

Cuadro 4.13. Características de aducción Toma – Tanque Nuevo

Tramo		Clase de Tubería	Diámetro (plg)	Presión estática	Materia;	Tipo de unión	Detalle
0+000	0+100	Clase 15	11/2"	3,431	PVC	Goma	-
0+100	0+200	Clase 15	11/2"	12,171	PVC	Goma	-
0+200	0+300	Clase 15	11/2"	20,394	PVC	Goma	-
0+300	0+345,246	Clase 15	11/2"	23,858	PVC	Goma	-
0+345,246	0+372,556	Clase 15	11/2"	24,188	FG	Goma	Paso de Quebrada 20 m
0+372,556	0+400	Clase 15	11/2"	26,423	PVC	Goma	-
0+400	0+500	Clase 15	11/2"	37,254	PVC	Goma	-
0+500	0+516,66	Clase 15	11/2"	40,525	PVC	Goma	-
0+516,66	0+542,65	Clase 15	11/2"	40,623	FG	Goma	Paso de Quebrada 20 m
0+542,65	0+600	Clase 15	11/2"	43,243	PVC	Goma	-
0+600	0+646,529	Clase 15	11/2"	47,638	PVC	Goma	-
0+646,529	0+698,171	Clase 15	11/2"	48,665	FG	Goma	Paso de Quebrada 40 m
0+698,171	0+721,052	Clase 15	11/2"	51,548	PVC	Goma	-
0+721,052	0+800	Clase 15	11/2"	57,080	PVC	Goma	-
0+800	0+900	Clase 15	11/2"	66,565	PVC	Goma	-
0+900	1+000	Clase 15	11/2"	70,678	PVC	Goma	-
1+000	1+100	Clase 15	11/2"	77,389	PVC	Goma	-
1+100	1+200	Clase 15	11/2"	80,631	PVC	Goma	-
1+200	1+252,347	Clase 15	11/2"	85,313	PVC	Goma	-
1+252,347	1+383,765	Clase 15	11/2"	85,830	FG	Goma	Paso de quebrada 100 m + cámara purga lodos
1+383,765	1+400	Clase 15	11/2"	84,479	PVC	Goma	-
1+400	1+500	Clase 15	11/2"	95,236	PVC	Goma	Cámara ventosa
1+500	1+600	Clase 15	11/2"	110,266	PVC	Goma	-
1+600	1+700	Clase 15	11/2"	117,022	PVC	Goma	Cámara purga lodos
1+700	1+800	Clase 15	11/2"	116,075	PVC	Goma	Cámara ventosa
1+800	1+900	Clase 15	11/2"	4,581	PVC	Goma	Cámara rompe presión
1+900	2+000	Clase 15	11/2"	9,055	PVC	Goma	Cámara ventosa + purga de lodos
2+000	2+039,034	Clase 15	11/2"	10,646	PVC	Goma	-
2+039,034	2+128,471	Clase 15	11/2"	13,345	FG	Goma	Paso de Quebrada 75 m
2+128,471	2+200	Clase 15	11/2"	19,166	PVC	Goma	-
2+200	2+300	Clase 15	11/2"	31,594	PVC	Goma	-
2+300	2+400	Clase 15	11/2"	32,225	PVC	Goma	-
2+400	2+500	Clase 15	11/2"	34,151	PVC	Goma	-
2+500	2+600	Clase 15	11/2"	43,402	PVC	Goma	Cámara purga de lodos
2+600	2+700	Clase 15	11/2"	43,046	PVC	Goma	Cámara ventosa
2+700	2+800	Clase 15	11/2"	49,464	PVC	Goma	-
2+800	2+900	Clase 15	11/2"	55,571	PVC	Goma	-
2+900	3+000	Clase 15	11/2"	63,114	PVC	Goma	Cámara ventosa + purga de lodos
3+000	3+074,181	Clase 15	11/2"	75,375	PVC	Goma	-
3+074,181	3+198,867	Clase 15	11/2"	75,321	FG	Goma	Paso de Quebrada 100 m
3+198,867	3+300	Clase 15	11/2"	70,083	PVC	Goma	-
3+300	3+400	Clase 15	11/2"	72,498	PVC	Goma	Cámara ventosa
3+400	3+500	Clase 15	11/2"	88,121	PVC	Goma	-
3+500	3+600	Clase 15	11/2"	88,371	PVC	Goma	Cámara ventosa + purga de lodos
3+600	3+700	Clase 15	11/2"	91,683	PVC	Goma	-
3+700	3+800	Clase 15	11/2"	95,486	PVC	Goma	-
3+800	3+856,005	Clase 15	11/2"	99,997	PVC	Goma	-

Fuente: Elaboración propia

Nota: El desarrollo de la metodología de cálculo de la línea de aducción se puede apreciar en el ANEXO 5 (Calculo Hidráulico Aducción Toma-Tanque Nuevo)

Las características que se presenta nuestra línea de tubería (Tanque Nuevo – Tanque antiguo) es la siguiente:

Cuadro 4.14. Parámetros de diseño línea de tubería tanque nuevo – tanque antiguo

Parámetros de Diseño Aducción Tanque nuevo – Tanque Antiguo		
Q _{maxh} (Caudal de diseño)	1,061	lt/s
e (rugosidad absoluta)	0.0015	mm (PVC)
e (rugosidad absoluta)	0.15	mm (FG)
v (viscosidad cinemática)	1.01x10 ⁻³	m ² /s
T (Temperatura)	20	C

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.15. Características línea de tubería tanque nuevo tanque antiguo

Tramo		Clase de Tubería	Diámetro (plg)	Presión estática	Materia;	Tipo de unión	Detalle
0+000	0+100	C-12	11/2"	18,581	PVC	Goma	-
0+100	0+200	C-12	11/2"	30,735	PVC	Goma	-
0+200	0+300	C-12	11/2"	35,791	PVC	Goma	-
0+300	0+400	C-12	11/2"	49,096	PVC	Goma	-
0+400	0+500	C-12	11/2"	66,444	PVC	Goma	-
0+500	0+600	C-15	11/2"	76,443	PVC	Goma	-
0+600	0+700	C-15	11/2"	84,861	PVC	Goma	-
0+700	0+800	C-15	11/2"	89,964	PVC	Goma	-
0+800	0+900	C-15	11/2"	97,458	PVC	Goma	-
0+900	1+000	C-15	11/2"	108,502	PVC	Goma	-
1+000	1+100	C-15	11/2"	113,695	PVC	Goma	-
1+100	1+161,942	C-15	11/2"	115,403	PVC	Goma	-
1+161,942	1+258,238	C-15	11/2"	113,980	FG	Goma	Paso de Quebrada 75 m + cámara purga lodos
1+258,238	1+300	C-15	11/2"	102,057	PVC	Goma	-
1+300	1+400	C-15	11/2"	94,270	PVC	Goma	Cámara ventosa
1+400	1+500	C-15	11/2"	91,092	PVC	Goma	-
1+500	1+600	C-15	11/2"	92,462	PVC	Goma	Cámara ventosa
1+600	1+700	C-15	11/2"	94,205	PVC	Goma	-
1+700	1+803,577	C-15	11/2"	100,230	PVC	Goma	-

Fuente: Elaboración propia

Nota: El desarrollo de la metodología de cálculo de la línea de aducción se puede apreciar en el ANEXO 6 (Calculo Hidráulico Línea de tubería Tanque Nuevo – Tanque Nuevo)

4.3.2.2. Diseño y cálculo Red de distribución

Al tratarse de una comunidad que tiene 26 conexiones domiciliarias se determinara el caudal para cada ramal utilizando el método probabilístico o de simultaneidad, basándose en el coeficiente de simultaneidad y el número de grifos.

Siendo el caudal por ramal:

$$Q_{ramal} = K * \sum Q_g \quad \text{E.c. (4.14)}$$

Dónde:

- Q ramal:** Caudal de cada ramal (l/s)
Qg: Caudal por grifo (lt/s) $Qg \geq 0,10\text{lt/s}$
k: Coeficiente de simultaneidad $k \geq 0,20$

$$K = \frac{1}{\sqrt{x-1}} \quad \text{E.c. (4.15)}$$

Donde

x = número de grifos en el área que abastece cada ramal

El cálculo se realizará de manera que se cumpla las presiones y velocidades recomendadas.

Las características que se presenta nuestra red de distribución (Tanque Nuevo – Red de distribución) es la siguiente:

Cuadro 4.16. Parámetros de diseño tanque nuevo – red de distribución

Parámetros de Diseño Aducción Tanque nuevo – Red de Distribución		
Qmaxh (Caudal de diseño)	0,549	lt/s
e (rugosidad absoluta)	0.0015	mm (PVC)
e (rugosidad absoluta)	0.15	mm (FG)
v (viscosidad cinemática)	1.01x10-3	m2/s
T (Temperatura)	20	C

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.17. Característica línea de tubería tanque nuevo – red de distribución principal

Tramo	Clase de Tubería	Diámetro (plg)	Presión estática	Material	Tipo de unión	Detalle	
0+000	0+100	C-12	11/2"	2,075	PVC	Goma	Línea Principal
0+100	0+200	C-12	11/2"	9,633	PVC	Goma	Línea Principal
0+200	0+300	C-12	11/2"	23,686	PVC	Goma	Línea Principal
0+300	0+400	C-12	11/2"	39,000	PVC	Goma	Línea Principal
0+400	0+500	C-12	11/2"	46,787	PVC	Goma	Línea Principal
0+500	0+600	C-15	1"	51,831	PVC	Rosca	Línea Principal
0+600	0+700	C-15	1"	53,692	PVC	Rosca	Línea Principal
0+700	0+800	C-15	1"	56,470	PVC	Rosca	Línea Principal
0+800	0+855,923	C-15	1"	58,097	PVC	Rosca	Línea Principal
0+855,923	1+040,576	C-15	1"	60,129	PVC	Rosca	Línea Principal
1+040,576	1+123,949	C-15	1"	61,876	PVC	Rosca	Línea Principal
1+123,949	1+225,229	C-15	1"	64,661	PVC	Rosca	Línea Principal
1+225,229	1+265,391	C-15	1"	66,246	PVC	Rosca	Línea Principal
1+265,391	1+336,059	C-15	1"	69,253	PVC	Rosca	Línea Principal
1+336,059	1+390,625	C-15	1"	71,248	PVC	Rosca	Línea Principal
1+390,625	1+443,151	C-15	1"	72,267	PVC	Rosca	Línea Principal
1+443,151	1+503,034	C-15	1"	73,185	PVC	Rosca	Línea Principal
1+503,034	1+554,342	C-15	1"	76,270	PVC	Rosca	Línea Principal
1+554,342	1+592,240	C-15	1"	78,260	PVC	Rosca	Línea Principal
1+592,240	1+615,294	C-15	1"	79,263	PVC	Rosca	Línea Principal
1+615,294	1+661,235	C-15	1"	81,256	PVC	Rosca	Línea Principal
1+661,235	1+753,422	C-15	1"	84,264	PVC	Rosca	Línea Principal
1+753,422	1+794,47	C-15	1"	86,267	PVC	Rosca	Línea Principal
1+794,47	1+911,998	C-15	1"	91,105	PVC	Rosca	Línea Principal
1+911,998	1+966,684	C-15	1"	93,274	PVC	Rosca	Línea Principal

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.18. Características línea de tubería tanque nuevo – red de distribución secundaria

Tramo		Clase de Tubería	Diámetro (plg)	Presión estática	Material	Tipo de unión	Detalle
0+000	0+100	C-15	1”	77,334	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+100	0+213,965	C-15	1”	77,523	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+213,965	0+293,339	C-15	1”	79,107	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+293,339	0+400	C-15	1”	79,073	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+400	0+500	C-15	1”	78,352	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+500	0+568,220	C-15	1”	78,890	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+568,220	0+665,585	C-15	1”	80,727	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+665,585	0+700,723	C-15	1”	82,267	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+700,723	0+767,001	C-15	1”	85,791	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+767,001	0+811,40	C-15	1”	87,821	PVC	Rosca	Línea Secundaria
0+811,40	0+851,656	C-15	1”	89,815	PVC	Rosca	Línea Secundaria

Fuente: Elaboración propia

Nota: El desarrollo de la metodología de cálculo se puede apreciar en el ANEXO 7 (Calculo Hidráulico de Red de Distribución)

4.3.3. Puentes colgantes en el proyecto

De acuerdo con el levantamiento topográfico, se considera la aplicación de puentes colgantes en las depresiones que se presentan en el trazo:

Cuadro 4.19. Puentes en el trazo

Descripción	Prog. I.	Prog. F.	Sección / Long (m)	Características	Observaciones
Paso de Quebrada	0+345,24	0+372,55	20	FG	D=11/2"
Paso de Quebrada	0+516,66	0+542,65	20	FG	D=11/2"
Paso de Quebrada	0+646,52	0+698,17	40	FG	D=11/2"
Paso de Quebrada	1+252,34	1+383,75	100	FG	D=11/2"
Paso de Quebrada	2+039,03	2+128,47	75	FG	D=11/2"
Paso de Quebrada	3+074,17	3+198,86	100	FG	D=11/2"
Paso de Quebrada	1+161,94	1+258,23	75	FG	D=11/2"

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de los puentes colgantes se basará en planos tipo proporcionados por la Guía Técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10.000 habitantes, que van de acuerdo a la longitud del puente: 20, 30, 40, 50, 75 y 100 m

Estos son diseños tipo que según la normativa vigente pueden ser usados.

4.4. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

4.4.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas fueron realizadas de acuerdo a los métodos constructivos utilizados en nuestra región con las consideraciones de cada actividad, y se pueden ver a detalle en ANEXO 12.

4.4.2. Cómputos Métricos

Los cómputos métricos se realizaron de acuerdo a los planos característicos de la obra, y se pueden ver a detalle en ANEXO 10.

4.4.3. Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios para cada ítem se lo realizó de acuerdo a los precios actuales vigentes y a las actividades que intervienen en cada ítem, en el cuadro siguiente se puede apreciar los parámetros de cálculo.

Formato de planilla de precios unitarios:

Ítem:

Proyecto: Mej. y Ampl. Sistema de Agua Potable Yesera Norte

Cliente: Sub Alcaldía 1ra Sección Provincia Cercado

Unidad:

Fecha: 10/Jun/2013

Tipo de cambio: 6,96

Cuadro 4.20. Formato de planilla de precios unitarios

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIAL				
	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	
	B	OBRERO				
	E	Sub Total Mano de Obra		100,00% de	(B) =	
	F	Beneficios Sociales		65,00% de	(B) =	
	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F) =	
	C	EQUIPO				
	H	Herramientas menores		5,00% de	(G) =	
	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	
	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	
	L	Gastos Generales		10,00% de	(J) =	
	M	Utilidad		10,00% de	(J+L) =	
	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	
	O	IVA		14,94% de	(N) =	
	P	IT		3,09% de	(N) =	
>	Q	TOTAL ÍTEM			(N+O+P) =	
>		PRECIO ADOPTADO:				
		Son:		(Precio Literal)		

Para ver el análisis de precios unitarios por ítem revisar el ANEXO 10.

4.4.4. Presupuesto General

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; luego multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra:

Cuadro 4.21. Presupuesto general

N°	Descripción	Parcial
>	M01 - TRABAJOS PRELIMINARES	29.784,82
>	M02 - OBRA DE TOMA	62.562,76
>	M03 - ADUCCIÓN TOMA - TANQUE NUEVO	403.132,64
>	M04 - TANQUE DE ALMACENAMIENTO	118.882,30
>	M05 - TUBERIA TANQUE NUEVO - TANQUE ANTIGUO	186.220,85
>	M06 - TANQUE NUEVO - RED DE DISTRIBUCIÓN	250.483,65
>	M07 - CONEXIONES DOMICILIARIAS	232.886,40
>	M08 - PASO DE QUEBRADA	270.994,10
	Total presupuesto:	1.554.947,52

Fuente: Elaboración propia

El presupuesto general se puede apreciar a detalle en el ANEXO 10.

4.4.5. Plan y Cronograma de obras

El plan y cronograma de obras se lo realizó utilizando el método de barras Gantt y se y presenta los siguientes tiempos:

Cuadro 4.22. Tiempos de ejecución de acuerdo a módulos

MODULO	N° DÍAS	Fecha de Inicio	Fecha de Finalización
M01 - TRABAJOS PRELIMINARES	11 días	01/03/2014	13/03/2014
M02 - OBRA DE TOMA	20 días	13/03/2014	04/04/2014
M03 - ADUCCIÓN TOMA - TANQUE NUEVO	126 días	13/03/2014	01/08/2014
M04 - TANQUE DE ALMACENAMIENTO	59 días	19/04/2014	24/06/2014
M05 - TUBERÍA TANQUE NUEVO - TANQUE ANTIGUO	62 días	22/06/2014	30/08/2014
M06 - TANQUE NUEVO - RED DE DISTRIBUCIÓN	108 días	30/06/2014	29/10/2014
M07 - CONEXIONES DOMICILIARIAS	138 días	12/07/2014	14/12/2014
M08 - PASO DE QUEBRADA	247 días	13/03/2014	15/12/2014
MEJ. Y AMPLI. SISTEMA DE AGUA POTABLE YESERA NORTE	258 días	01/03/2014	15/12/2014

Fuente: Elaboración propia

Para ver el cronograma completo y a detalle ver ANEXO 11 (Cronograma de obra).

4.4.6. Componentes del Proyecto

Cuadro 4.23. Planilla de Componentes del proyecto

PLANILLA DE COMPONENTES DEL PROYECTO ADUCCIÓN OBRA DE TOMA - TANQUE NUEVO					
Descripción	Prog. I.	Prog. F.	Sección/ Long (m)	Características	Observaciones
Obra de Toma	0+000		4,75	H° C°	Muro Interc.+ Tub. de avenamiento
Desarenador	0+005	0+008	3,00	H° C°	Desar. tipo cam. de purga de lodos
Tubería D=11/2"	0+000	3+681,524	4178,58	PVC	C-15
Cámara Rompe presiones	1+881,55			H° A°	cámara tipo + accesorios
Paso de Quebrada	0+345,24	0+372,55	20	FG	D=11/2"
Paso de Quebrada	0+516,66	0+542,65	20	FG	D=11/2"
Paso de Quebrada	0+646,52	0+698,17	40	FG	D=11/2"
Paso de Quebrada	1+252,34	1+383,75	100	FG	D=11/2"
cámara Purga de lodos	1+262,34		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Ventosa	1+440,00		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Purga de lodos	1+680,00		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Ventosa	1+730,98		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Purga de lodos	1+957,99		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
Paso de Quebrada	2+039,03	2+128,47	75	FG	D=11/2"
cámara Purga de lodos	2+544,84		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Ventosa	2+680,00		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Purga de lodos	2+960,00		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Ventosa	2+979,83		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
Paso de Quebrada	3+074,17	3+198,86	100	FG	D=11/2"
cámara Ventosa	3+320,00		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Purga de lodos	3+551,26		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Ventosa	3+600,00		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
PLANILLA DE COMPONENTES DEL PROYECTO TANQUE NUEVO - RED DE DISTRIBUCIÓN					
Descripción	Prog. I.	Prog. F.	Sección (m)	Características	Observaciones
Tanque de Almacenamiento	0+000		20 m3	H° A°	Tanque Semienterrado
Tubería D=11/2"	0+000	0+500	502,89	PVC	C-12 Ramal Principal
Tubería D=1"	0+500	1+966,684	1467,856	PVC	C-15 Ramal Principal
Tubería D=1"	0+000	0+851,656	851,96	PVC	C-15 Ramal Secundario
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+855,923		48,062	PVC	C1 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+040,576		112,768	PVC	C2 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+123,948		83,827	PVC	C3 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+225,229		141,869	PVC	C4 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+265,391		59,866	PVC	C6 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+336,059		152,703	PVC	C5 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+390,625		75,525	PVC	C7 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+443,150		128,38	PVC	C8 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+503,034		74,591	PVC	C10 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+554,342		132,843	PVC	C18 Ramal Principal
Salida Sub ramal	1+592,240		-	PVC	S_2 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+615,293		117,116	PVC	C9 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+661,335		52,697	PVC	C11 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+753,422		121,029	PVC	C12 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+794,470		201,747	PVC	C15 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+911,998		79,169	PVC	C14 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+966,684		43,488	PVC	C16 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	1+966,684		62,844	PVC	C17 Ramal Principal
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+213,956		86,136	PVC	C13 Ramal Secundario
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+293,339		82,541	PVC	C19 Ramal Secundario
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+568,220		38,526	PVC	C20 Ramal Secundario
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+665,585		47,55	PVC	C26 Ramal Secundario
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+700,723		65,258	PVC	C21 Ramal Secundario
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+767,001		88,792	PVC	C22 Ramal Secundario
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+811,399		73,706	PVC	C23 Ramal Secundario
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+851,656		88,681	PVC	C24 Ramal Secundario
Conexión Domiciliaria Tub. D=1/2"	0+851,656		88,94	PVC	C25 Ramal Secundario

PLANILLA DE COMPONENTES DEL PROYECTO TANQUE NUEVO - TANQUE ANTIGUO					
Descripción	Prog. I.	Prog. F.	Sección (m)	Características	Observaciones
Tanque de Almacenamiento	0+000		20 m3	H° A°	Tanque Semienterrado
Tubería D=11/2"	0+000	1+803,577	1815,06	PVC	C-15
Paso de Quebrada	1+161,94	1+258,23	75	FG	D=11/2"
cámara Purga de lodos	1+161,94		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Ventosa	1+300,00		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios
cámara Ventosa	1+500,00		0,70x0,70	H° C°	cámara incluye accesorios

Cuadro 4.24. Datos de la ubicación de las obras

PROGRESIVA	COTA TUBERÍA	COTA FUNDACIÓN	ALINEAMIENTO	DETALLE
0+345,246	2481,484	2480,684	Toma - Tanque nuevo	Paso de quebrada L=20
0+516,660	2464,817	2464,017	Toma - Tanque nuevo	Paso de quebrada L=20
0+646,529	2457,704	2456,904	Toma - Tanque nuevo	Paso de quebrada L=40
1+252,347	2420,029	2419,229	Toma - Tanque nuevo	Paso de quebrada L=100
2+039,034	2378,621	2377,821	Toma - Tanque nuevo	Paso de quebrada L=75
3+074,181	2313,892	2313,092	Toma - Tanque nuevo	Paso de quebrada L=100
1+161,942	2173,264	2172,464	Tanque N - Tanque Ant.	Paso de quebrada L=75
1+262,347	2420,029	2419,229	Toma - Tanque nuevo	Cámara purga lodos
1+440	2420,994	2420,194	Toma - Tanque nuevo	Cámara ventosa
1+680	2387,12	2386,32	Toma - Tanque nuevo	Cámara purga lodos
1+730,987	2390,676	2389,876	Toma - Tanque nuevo	Cámara ventosa
1+957,994	2379,626	2378,826	Toma - Tanque nuevo	Cámara purga lodos
1+980,445	2381,178	2380,378	Toma - Tanque nuevo	Cámara ventosa
2+544,847	2344,426	2343,626	Toma - Tanque nuevo	Cámara purga lodos
2+680	2346,345	2345,545	Toma - Tanque nuevo	Cámara ventosa
2+960	2325,274	2324,474	Toma - Tanque nuevo	Cámara purga lodos
2+979,834	2326,342	2325,542	Toma - Tanque nuevo	Cámara ventosa
3+320	2319,254	2318,454	Toma - Tanque nuevo	Cámara ventosa
3+551,266	2296,875	2296,075	Toma - Tanque nuevo	Cámara purga lodos
3+600	2300,896	2300,096	Toma - Tanque nuevo	Cámara ventosa
1+161,942	2173,264	2172,464	Tanque N - Tanque Ant.	Cámara purga lodos
1+300	2186,61	2185,81	Tanque N - Tanque Ant.	Cámara ventosa
1+500	2197,575	2196,775	Tanque N - Tanque Ant.	Cámara ventosa

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Generalidades

Una vez finalizado el Proyecto “Diseño Hidráulico de la Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable para la Comunidad de Yesera Norte” se establecen las conclusiones y recomendaciones recolectadas de las diferentes etapas del proceso de diseño.

5.2. Conclusiones

Respecto al diseño hidráulico:

- Se logró definir y diseñar de manera satisfactoria la nueva obra de captación de tipo sub superficial mediante muro interceptor con tuberías de avenamiento, en la cual se optó por una bocatoma que presente un pre filtrado, mejorando la calidad de agua para el consumo.
- Se logró trazar y dimensionar de la línea de aducción desde la toma hasta el tanque nuevo de manera adecuada, ya que cumple con las condiciones que exige la norma boliviana para el diseño de agua potable.
- Se logró trazar y dimensionar de la línea de tuberías desde el tanque nuevo hasta el tanque antiguo inicio de la red de distribución existente de manera adecuada, ya que cumple con las condiciones que exige la norma boliviana para el diseño de agua potable. Además de que se dejó un by pass porque aunque no se pueda garantizar un correcto funcionamiento del mismo, es una mejora que puede adaptarse para dar condición a la red de distribución existente.
- De manera adecuada se logró trazar y dimensionar la red de distribución nueva con sus conexiones domiciliarias, cumpliendo con las condiciones exigidas por la norma y garantizando el correcto funcionamiento de esta nueva red.
- De acuerdo a las condiciones de nuestra topografía se definió un tanque de almacenamiento semienterrado el cual tiene una capacidad ideal para el

abastecimiento de las demandas requeridas en la comunidad, cuyo diseño está basado en una obra tipo, la cual cumple con las normas de diseño que nos exige la norma boliviana para el diseño de sistemas de agua potable.

Respecto al presupuesto y cronograma de ejecución:

- Se determinó que para la construcción del mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable para la comunidad de Yesera Norte el costo final será de 1.554.947,52 bolivianos.

- Se determinó de manera condicionada a diversas condiciones que el tiempo de ejecución del mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable para la comunidad de Yesera Norte será de 258 días.

5.3. Recomendaciones

- Durante el trazo de las líneas de tuberías se colocaron cámaras de purga y ventosa en los puntos necesarios del trazo ya que su colocación era inevitable por las condiciones topográficas presentes en la zona.

- Se recomienda que para el funcionamiento óptimo de la obra de toma, se respete la granulometría establecida del forro filtrante, ya que esta le permite su correcto funcionamiento, además de que se evite en lo posible la colmatación excesiva de partículas finas en forma de sedimento, que podrían modificar las condiciones del flujo hacia la tubería de avenamiento.

- Se recomienda respetar el trazo determinado de las líneas de tuberías y la ubicación de las obras civiles del proyecto, ya que no existen mejores condiciones para su ubicación.