

CAPITULO I

INTRODUCCION

En marco a la misión que sigue nuestra casa superior de estudios universidad autónoma “Juan Misael Saracho”, dando a promocionar profesionales idóneos y capaces de afrontar las problemáticas de la sociedad, mediante la aplicación del conocimiento científico y tecnológico adquiridos en un proceso de formación universitaria.

Así el desarrollo de la ciencia y la tecnología imponen a la extensión universitaria una dinámica particular desde la necesidad de favorecer los procesos de difusión de la cultura científica con la celeridad que impone el desarrollo; dicha relación se viabiliza dado que la extensión universitaria es el elemento más dinámico en el vínculo entre la universidad y la sociedad.

Es por eso que la presente PROPUESTA, elaborada en la Materia Proyecto de Ingeniería Civil (CIV-502) es el mecanismo por el cual, el estudiante pretende desarrollar soluciones a problemas concretos de la sociedad. En la presente Propuesta se plantea un estudio a nivel técnico del “DISEÑO HIDRAULICO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA URBANIZACION JAPON”

1.1. PROBLEMÁTICA ACTUAL

El agua potable 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.

Vemos gran deficiencia en las conexiones urbanas periféricas 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 cuenten con los servicios de agua potable ya no necesitarán que sus habitantes (principalmente mujeres y niños) caminen largas distancias para llevar a su vivienda limitada cantidad 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.

1.1.1. Planteamiento del problema

La falta de agua potable en la Urbanización Japón se ha ido en estos últimos años incrementando considerablemente, volviéndose un tema de preocupación de sus habitantes. En la actualidad la urbanización se abastece de agua en pozos surgentes.

Estos pozos están afectados a variaciones de caudal, por tal motivo hay horarios de racionamientos que ocasionando molestias en esta población.

Este es quizás el principal problema por el cual la urbanización no se ha desarrollado más, tomando en cuenta cercanía de la misma a la ciudad.

1.1.2. Formulación del problema

¿Es importante un sistema de agua potable en la Urbanización Japón?

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

Mediante el diseño hidráulico de un sistema de agua potable, se pretende dar facilidades y comodidades a los vecinos de la Urbanización como ser un servicio constante e eficiente de tal manera eleven su calidad de vida.

1.1.3 Sistematización del problema

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

¿Qué ventajas traerá un sistema de agua potable para la urbanización Japón?

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

1.2. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1. Objetivo general

El objetivo fundamental del proyecto es de mejorar las condiciones de calidad vida de los pobladores de la Urbanización Japón.

1.2.2. Objetivos específicos

La realización del presente diseño hidráulico apuntará a:

- Garantizar un suministro de agua potable, apta para el consumo humano.
- Distribuir el agua de manera domiciliaria, de tal manera que se elimine la inversión del tiempo para conseguir el líquido elemento.
- Disminuir las enfermedades, provocadas por el consumo de aguas no tratadas.
- Definir un catastro de redes de agua potable para las conexiones.

1.3. JUSTIFICACION 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 urbanización ubicada en la periferia:

- 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. MARCO DE REFERENCIA

En general el proyecto de grado a desarrollar comprenderá con lo siguiente:

- Estudio topográfico del área beneficiaria.
- Estudio de la demanda actual y futura.
- Estudio de los caudales de diseño para la red de abastecimiento.
- Estudio del volumen necesario para satisfacer la demanda.

- Diseño de estructuras complementarias.
- Propuesta de Solución.

1.5. ALCANCE

El presente proyecto de grado contemplara:

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, 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.

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.

Análisis de la cantidad de agua: para asegurar un suministro se contrastara el caudal de diseño requerido por el sistema con el caudal mínimo de la fuente de captación de esta manera asegurando su funcionalidad.

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 no 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 resume de materiales necesarios.

Un cronograma de actividades: no 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

CAPITULO II

DESCRIPCION TECNICA DEL PROYECTO

2.1. INFORMACION GENERAL

2.1.1. Ubicación geográfica

La “Urbanización Japón”, se encuentra ubicada en el distrito 17 del Municipio de Tarija-Cercado, a 4,1 Km. del centro de la Ciudad de Tarija, se encuentra ubicado al Norte de esta provincia, entre las coordenadas:

Figura 2.1. Puntos de ubicación de la “Urbanización Japón”



Fuente: foto satelital del Google Earth Win 2012

Tabla 2.1. Coordenadas de ubicación de la “Urbanización Japón”

PUNTO	LATITUD	LONGITUD
P1	21°29'5,54"S	64°43'23,82"O
P2	21°28'46,71"S	64°43'1,97"O
P3	21°28'49,20"S	64°42'58,01"O
P4	21°28'55,64"S	64°43'5,02"O
P5	21°29'0,63"S	64°43'3,28"O
P6	21°29'12,23"S	64°43'17,11"O

Fuente: elaboración propia mediante el software Google Earth Win 2012

2.1.2. Límites territoriales

Tiene como límites a los siguientes espacios geográficos:

- Al Norte con la comunidad de Monte Centro (Distrito 17 de la Provincia Cercado).
- Al Sur con el barrio Lourdes ((Distrito 8 de la Provincia Cercado).
- Al Oeste con el Municipio de San Lorenzo (Segunda Sección de la Provincia Méndez).
- Al Este con la comunidad de Pampa Galana (Distrito 17 de la Provincia Cercado).

2.1.3. Extensión

La urbanización en su totalidad abarca aproximadamente un territorio de 22 Hectáreas las cuales se distribuyen en 21 manzanos, con predios de 250 metros cuadrados en su generalidad.

Ver ANEXO 1. Ubicación de la zona de estudio

2.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA

2.2.1. Climatológicas

a) Temperatura.

La zona presenta una temperatura media que oscila entre los 13,3 a 20,7 °C según la estación el Aeropuerto Tarija, presentando los siguientes valores extremos:

Temperatura máxima..... 27,5°C

Temperatura mínima..... 2,3°C

b) Precipitación pluvial

Presenta también una precipitación promedio de 603 mm de lámina de lluvia, precipitación máxima en 24 horas es 125 mm de lámina de lluvia con un promedio de 66 días de lluvia al año y una velocidad del viento que oscila entre los 6 m/s con dirección sud-este.

c) Clima.

La zona presenta un clima árido según la clasificación de Lang.

2.2.2. Orográficas

Realizando la visita apropiada al lugar donde se sitúa el proyecto, se puede definir que presenta un paisaje con pendientes ligeramente onduladas que varían entre el 2 – 5 %.

2.2.3. Infraestructura

Debido a que la urbanización es de reciente creación no cuenta con la infraestructura apta, como ser áreas verdes pero consta de un centro de educación y salud, constando con una superficie destinada a este tipo de infraestructuras de 3 hectáreas que equivalen aproximadamente al 14 % del total de la superficie de la urbanización. La zona cuenta con un reducido número de casas, cabe recalcar que de 415 predios solo existe construcción en 49, siendo el resto superficie baldía. Es también de suma importancia dar a conocer que la

urbanización cuenta con calles pero en precarias condiciones las cuales no presentan mejoramiento de su capa de rodadura.

2.2.4. Vías de comunicación y transporte

La principal vía de acceso a la urbanización es la AVENIDA COLON la cual se encuentra en un estado óptimo ya que posee como capa de rodadura un pavimento flexible en buen estado, siendo su única falencia la presencia de un tramo empedrado de aproximadamente 130 m de longitud, el cual se ubica a la altura del barrio Lourdes antes de llegar al puente de la quebrada el Monte.

Por las condiciones que presenta su vía principal de acceso se puede afirmar que el transporte no es una dificultad permitiendo el ingreso de vehículos particulares de diferente capacidad, como también el transporte público como ser taxis y micros, propiamente la línea D, no muestra variación de sus tarifas.

El único inconveniente que se presenta dentro de la urbanización es el movimiento interno dentro de ella ya que carece en su totalidad de calles pavimentadas debidamente.

2.2.5. Servicios básicos

La urbanización al ser de reciente conformación no cuenta con los servicios básicos en calidad óptima para satisfacer totalmente sus necesidades, tanto sanitarias como de confort personal; entonces dichos servicios son:

- a) Agua potable: cuenta con un abastecimiento de agua precario que no satisface la verdadera demanda de la población, siendo sus fuentes de abastecimiento dos: un pozo surgente y aguas de lluvia.
- b) Alcantarillado sanitario: no cuenta con una red de alcantarillado que pueda evacuar las aguas servidas, siendo su única opción sanitaria la creación de pozos ciegos.
- c) Energía Eléctrica: es el único servicio que cuenta una reducida población de la urbanización no obstante la mayoría de los predios carecen de esta.

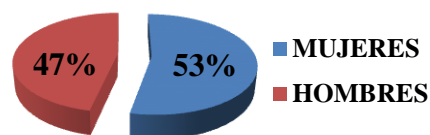
2.3. ASPECTOS SOCIALES

2.3.1. Población beneficiaria

Actualmente se cuenta con una población de 250 personas en la “Urbanización Japón” que se distribuyen de la siguiente manera:

Tabla 2.2. Número de beneficiarios según censo 2012

MUJERES	HOMBRES	TOTAL
134	116	250
53,45%	46,55%	100,00%



Fuente: censo de elaboración propia

Fecha del censo: 18 de febrero 2012

2.3.2. Actividad económica de la población

Tabla 2.3. Actividad socioeconómica por número de familias según censo 2012

EMPLEADOS	36	88%
AGRICULTORES	5	12%
TOTALES:	41	100%

Según el cuadro 2.3 se puede apreciar que la principal actividad de la “Urbanización Japón” es la de ser empleados de cualquier institución con mayor frecuencia los hombres mientras las mujeres ejercen el trabajo de amas de casa.

Aunque se evidencia actividades menores como:

- La crianza de animales como: chivos, cerdos, gallinas entre otros.
- Elaboración artesanal de pan y queso

CAPITULO III

FUNDAMENTO TEORICO

3.1. FUENTES Y FORMAS DE CAPTACION DE AGUA

3.1.1. DEFINICION

Se consideran fuentes de agua a los cursos de agua superficial, agua subterránea y agua de lluvia que son utilizados para abastecimiento público y privado.

3.1.2. TIPOS DE FUENTES DE AGUA

Para el desarrollo de proyectos de agua potable se deben considerar como fuentes de abastecimiento de agua, los siguientes tipos de fuentes:

- a) Superficial.
- b) Subterránea.
- c) De lluvia.

3.1.3. SELECCIÓN DE FUENTES DE AGUA

Para la selección se deben considerar alternativas técnico-económicas factibles, tomando en cuenta:

- a) La cantidad del agua.
- b) La calidad del agua.
- c) Ubicación respecto al centro de la población a ser abastecida (distancia y altura).
- d) Posibilidad de construir una obra de captación.
- e) Adicionalmente, se deben considerar eventuales efectos ambientales.

El primer paso para diseñar un sistema de agua potable, es elegir una fuente de agua que tenga buena calidad y que produzca agua en cantidad suficiente para abastecer a la población beneficiada.

El planeta tiene aproximadamente 1350 millones de kilómetros cúbicos de agua. La cantidad total de agua que hay en la tierra se distribuye de la manera que se ve en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Distribución del volumen de agua del planeta

Descripción	Porcentaje	Volumen (km ³)
Agua superficial	0.02%	230 850
Lagos de agua dulce	0.01%	121 500
Lagos de agua salada	0.01%	108 000
Ríos y corrientes	0.00%	1 350
Agua sub superficial	0.63%	8 437 500
Humedad del suelo	0.01%	67 500
Agua subterránea	0.00%	4 185 000
Agua subterránea profunda	0.03%	4 185 000
Casquetes polares y glaciares	2.15%	29 025 000
Atmosfera	0.00%	13 500
Océanos	97.02%	1 312 200 000
Total	100%	1 350 000 000

Fuente: Recursos Hidráulicos, Felices Rocha

El agua dulce, a la que se puede tener acceso más o menos directo, representa sólo el 0.32% (4 307 850 km³) de la cantidad total del planeta, de esta última cantidad el 97% es agua subterránea.

3.1.4. AGUAS SUPERFICIALES

El agua superficial es aquella que se encuentra circulando o en reposo sobre la superficie de la tierra. Estas masas de agua sobre la superficie de la tierra, forma ríos, lagos, lagunas, pantanos, charcas, humedales, y otros similares, sean naturales o artificiales. El agua superficial es la proveniente de las precipitaciones, que no se infiltra ni regresa a la

atmósfera por evaporación o la que proviene de manantiales o nacimientos que se originan de las aguas subterráneas.

3.1.4.1. Captaciones superficiales

Entre los tipos de fuentes de aguas superficiales se consideran:

a) Cursos de agua natural (ríos, riachuelos, arroyos, quebradas): Son cuerpos de agua que fluyen permanente o intermitentemente a través de depresiones geomorfológicas naturales y pueden ser:

- Cursos de agua de montaña, que se caracterizan por tener pendientes pronunciadas.
- Cursos de agua de llanura, que se caracterizan por tener, pendientes bajas.

b) Reservorios de agua (lagos, lagunas, embalses): Son depresiones geomorfológicas naturales que permiten la acumulación de agua con los aportes de afluentes y/o precipitaciones pluviales y pueden ser:

- Reservorios de montaña, que se caracterizan en general por tener áreas de aporte limitadas, deshielos y aguas con bajo contenido de agentes contaminantes.
- Reservorios de llanura, que se caracterizan por tener áreas de aporte mayores.

3.1.5. AGUAS SUBTERRÁNEAS

El agua que se encuentra por debajo de la superficie del suelo, en los distintos estados y relaciones de composición con la parte sólida y gaseosa, se conoce como agua subterránea

La **hidrogeología** es la ciencia que se ocupa del estudio de las aguas subterráneas.

El abordaje de las cuestiones hidrogeológicas abarca: la evaluación de las condiciones climáticas de una región, su régimen pluviométrico, la composición química del agua, las características de las rocas como permeabilidad, porosidad, fisuración, su composición química, los rasgos geológicos y geotectónicos.

3.1.5.1. Acuíferos

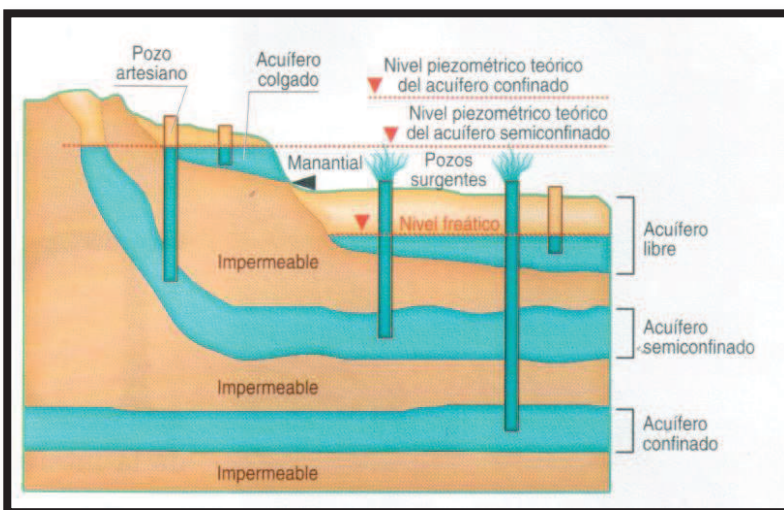
Los materiales que permiten la acumulación y el movimiento del agua por debajo del suelo se denominan acuíferos, y constituyen la zona saturada.

Un **acuífero** es entonces aquella Formación Geológica que contiene agua y permite que cantidades significativas de la misma se muevan en su interior en condiciones naturales.

Los acuíferos pueden dividirse en:

- Los **acuíferos libres (o no confinados)** están compuestos por un piso (roca) impermeable y el techo se encuentra en la superficie del terreno (ver figura 4.1).
- Los **acuíferos confinados (o bajo presión)** se encuentran cubierto por un techo y apoyado sobre un piso, ambos impermeables (ver figura 4.1).
- Los **acuíferos semiconfinados** son acuíferos en el cual por lo menos una de las capas confinantes (techo o piso) es semipermeable (limos, limos arcillosos), permitiendo la entrada o salida de agua por drenaje ascendente o descendente (ver figura 3.1).

Figura 3.1. Acuíferos Libres, Confinados y Semiconfinados



Fuente: página web <http://legado.inea.org>

3.1.5.1.1. Parámetros de uso general en acuíferos

Los parámetros que se tienen que tener en cuenta en un acuífero son: la porosidad, la permeabilidad o conductividad hidráulica, la transividad y el coeficiente de almacenamiento.

3.1.5.1.1.1. Porosidad

La porosidad de un material es la relación existente entre el volumen de vacíos o espacios ocupados por el agua, y el volumen total del material, expresado en porcentaje:

Algunos materiales típicos que conforman los acuíferos tienen las siguientes propiedades, como valores promedio (ver tabla 3.2):

Tabla 3.2. Algunos Materiales de los Acuíferos

Material	Porosidad (%)	Rendimiento específico (%)	Permeabilidad $m^3/d/m^2$
Arcilla	45	3	0.0004
Arena	35	25	41
Grava	25	22	4100
Grava y arena	20	16	410
Arenisca	15	8	4.1
Cuarcito y granito	1	0.5	0.0004

Fuente: Norma Boliviana NB-689

3.1.5.1.1.2. Permeabilidad o Conductividad hidráulica

También llamado coeficiente de conductividad hidráulica, representa la velocidad promedio del flujo subterráneo a través del medio poroso saturado que compone el acuífero y sobre la cual influyen las propiedades del fluido, el tamaño de poros y granos del suelo, su textura y su estructura o empaquetamiento.

3.1.5.1.1.3. Transitividad

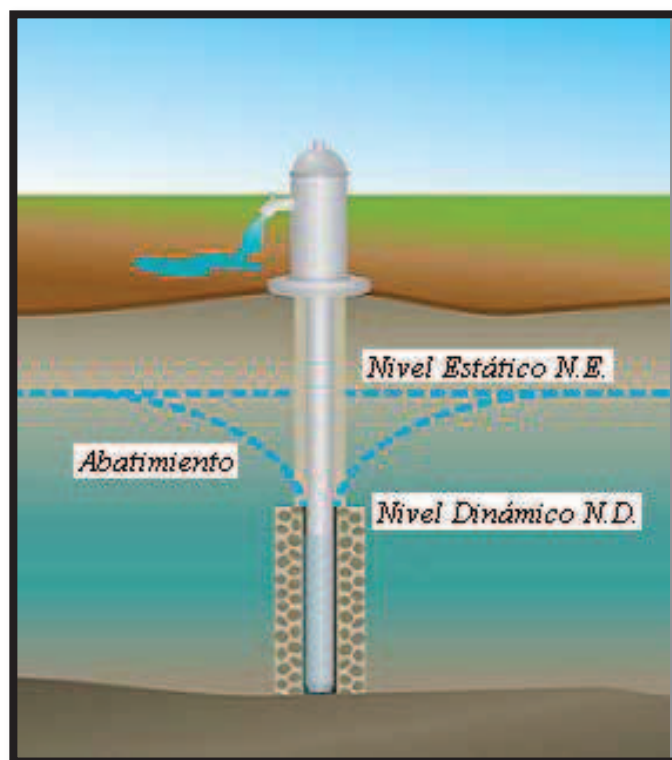
Es la capacidad de un acuífero de transmitir agua y es igual a la conductividad multiplicada por el espesor del acuífero.

3.1.6. PERFORACIÓN DE POZOS

La obra de captación de una fuente subterránea la constituye el pozo o la galería de infiltración.

A fin de lograr el mejor diseño es necesario establecer algunas definiciones y características de los pozos (ver figura 3.2).

Figura 3.2. Características de un pozo



Fuente: <http://www.elcircularojo.com.mx>

Nivel dinámico (ND): medida del nivel de agua de un pozo en producción, relativa a la superficie del terreno en el lugar.

Nivel estático (NE): medida de nivel de agua en un pozo, en reposo o estancamiento, relativo a la superficie del terreno en el lugar.

Abatimiento (m): la distancia vertical medida desde el nivel estático al nivel del agua cuando opera una bomba. Con frecuencia este valor se obtiene de pruebas realizadas durante un aforo.

Un pozo para abastecimiento de agua es un hueco profundizado en la tierra para interceptar acuíferos o mantos de aguas subterráneas.

Los pozos se clasifican en cinco tipos de acuerdo con el método de construcción.

- **Pozo excavado**, aquel que se construye por medio de picotas, palas, etc., o equipo para excavación como cucharones de arena.
- **Pozo taladrado**, aquel en que la excavación se hace por medio de taladros rotatorios, ya sean manuales o impulsados por fuerza motriz.
- **Pozo a chorro**, aquel en que la excavación se hace mediante un chorro de agua a alta velocidad.
- **Pozo clavado**, aquel que se construye clavando una rejilla con punta, llamada puntera. A medida que esta se calva en el terreno, se agregan tubos o secciones de tubos enroscados.
- **Pozo perforado**, la excavación se hace mediante sistemas de percusión o rotación.

3.1.6.1. Procedimiento para la perforación de un pozo

➤ Perforación

En el proceso de la perforación se aumentaran barras según el avance, se cambiaran las herramientas de perforación: triconos, aletas y brocas de perforación, según al tipo de suelo en el que se esté y al desgaste que estos presenten. En la figura se observa una máquina perforadora de pozos.

Figura 3.3. Maquinaria de perforación de pozos de agua



Fuente: <http://www.elcircularojo.com.mx>

➤ **Cementación de pozos**

Aparte de las cementaciones que se realizan con el objeto de formar un tapón de sellado en el fondo del pozo, o para corregir desviaciones, la principal finalidad de una cementación es la unión de la tubería de revestimiento con la pared del pozo.

➤ **Muestreo**

Se procede a un muestreo sistemático de las formaciones atravesadas a cada metro, con la descripción literal de las mismas, se anotan las anomalías en el avance de la perforación, acorde con la formación litológica hasta la finalización de la perforación.

➤ **Diseño del pozo**

Teniendo el registro Geo-eléctrico del pozo y las muestras del mismo, se preceda comparar metro a metro las características del subsuelo, lo cual definirá la cantidad y la longitud de los acuíferos encontrados en el mismo, de estos acuíferos se tomaran solo aquellos que presenten las mejores las características hidrogeológicas, para tener por último la posición

exacta de los filtros, estos van al centro de los acuíferos con una longitud del 70% de la longitud total del acuífero, la longitud total de filtros nos dará una relación de caudal aproximado en el pozo, esto junto con la velocidad de aporte del acuífero (conductividad del acuífero).

La longitud del entubado esta como mínimo 6 metros por debajo del último acuífero que se captara, se completa la longitud total del pozo con tubería, la cual puede ser PVC esquema 40, galvanizada o de acero al carbón.

➤ **Entibado**

Determinada la verticalidad del pozo se procederá al entubado, este se lo arma de acuerdo al diseño en tramos de hasta 9 m de largo que es la capacidad de las torres de perforación, puede ser armado *in situ* o ya tenerlo listo en otro lugar, se produce a introducir todo el entubado ya preparado.

➤ **Dimensionamiento de los filtros**

El diámetro de la apertura de los filtros se calcula según al tamaño del material que se tiene en el acuífero que se está captando.

➤ **Desarrollo del pozo**

Los procedimientos diseñados para maximizar el caudal que puede ser extraído de un pozo, se denomina desarrollo del pozo. El desarrollo de un pozo tienes dos objetivos principales:

- Reparar el daño hecho a la formación durante las operaciones de perforación, y así restaurar las propiedades hidráulicas del mismo.
- Alterar las características físicas básicas del acuífero en las cercanías del hueco del pozo, de modo de modo que el agua fluya libremente hacia el pozo.

➤ **Prueba de bombeo**

Es la última fase del pozo perforado en el cual se determina la calidad del pozo, esto es lo que pretendemos mejorar con un buen diseño y desarrollo del pozo.

3.2. ESTUDIOS Y PARAMETROS BASICOS DE DISEÑO

3.2.1. ESTUDIOS DE CARÁCTER TÉCNICO

3.2.1.1. Estudio topográfico

El mismo consistió en un levantamiento topográfico a partir de las coordenadas referenciales tomadas mediante GPS (Global Positioning System), barriendo toda la superficie considerada para la aducción desde un pozo que sería nuestra obra de toma hasta un punto elevado donde supuestamente se construirá un tanque; también se barrió por donde se emplazara la red de distribución. Para tal efecto se consensuó con los pobladores para evitar problemas posteriores de invasión de predios particulares.

El informe topográfico se encuentra disponible en el ANEXO 2, sobre el cual se trabajó.

3.2.1.2. 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; especificado en la tabla 3.3.

Tabla 3.3. Parámetros de control y técnicas de análisis para agua potable

PARÁMETRO	TÉCNICA	PERMITIDOS SEGÚN NB 512-2004
PARÁMETROS FÍSICOS Y ORGANOLÉPTICOS:		
Olor	Organoléptico	Ninguno
Sabor	Organoléptico	Ninguno
Turbiedad	Espectrofotométrico	5 UNT
Sólidos totales disueltos	Gravimétrico	1000 mg/l

PARAMETROS QUÍMICOS:		
Alcalinidad total	Volumetría	370 mgCaCO ₃ /l
Antimonio	Absorción atómica	0,005 mg/l
Arsénico	Absorción atómica	0,05 mg/l
Boro	Absorción atómica	0,3 mg/l
Nitrógeno amoniacal	Volumetría	0.5 mg/l
Cadmio	Absorción atómica	0,005 mg/l
Calcio	Volumetría	200 mg/l
	Absorción atómica	
Cloro residual	Sensorial comparativo (DPD)	0,2 - 1 mg/l
Cloruros	Volumetría	250 mg/l
Cobalto	Absorción atómica	1,0 mg/l
Cobre	Absorción atómica	1,00 mg/l
Color	Espectrofotometría	15 UCV
Conductividad eléctrica (20°C)	Potenciometría	1500 uS/cm
Cromo	Absorción atómica	0,05 mg/l
Dureza total	Volumetría	500 mgCaCO ₃ /l
Fluoruros	Volumetría	1.5 mg/l
Hierro total	Absorción atómica	0.3 mg/l
Indice de Langelier	Nomográfico	(- 0.5) a (+ 0.5)
Magnesio	Cálculo	150 mg/l
	Absorción atómica	
Manganeso	Espectrofotometría	0.1 mg/l
	Absorción atómica	
Mercurio	Absorción atómica	0,001 mg/l
Níquel	Absorción atómica	0,05 mg/l
Nitratos	Espectrofotometría	45 mg/l
Nitritos	Espectrofotometría	0.1 mg/l
pH	Potenciometría	6.5 - 9.0
Plomo	Absorción atómica	0,01 mg/l
Sodio	Absorción atómica	200 mg/l
Sulfatos	Espectrofotometría	300 mg/l
PARÁMETROS MICROBIOLÓGICOS:		
Coliformes totales	Número más probable	0 UFC/100 ml
	Membrana filtrante	
Escherichia Coli	Número más probable	0 UFC/100 ml
	Membrana filtrante	
Heterótrofos	Recuento en placa fluida	500 UFC/100 ml

Fuente: 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.

El informe de la calidad del agua, se encuentra disponible en el ANEXO 3.

3.2.1.3. Estudio técnico del pozo

A través de un pozo perforado de propiedad de la comunidad Monte Sud, de la cual se sustraerá un determinado caudal para la urbanización Japón, en este sentido para el diseño se tomara como referencia datos técnicos de dicho pozo se recurrió a la entidad PRODASUD (Unidad de Saneamiento Básico de la Gobernación del Departamento) donde nos proporcionaron los siguientes datos:

Tabla 3.4. Información técnica del pozo

Nombre del pozo	Monte Sud	
Numero de pozo	4	
Coordenadas	Norte:	7623814.1
	Este:	322387.6
Altitud	1981 m.s.n.m.	
Equipo de perforación	Camion perforador marca TONE	
Tiempo de perforación	15 días	
Profundidad perforada	146,5 m.	
Profundidad entubada	147 m.	
Diámetro de entubado	6 ”.	
Características de la tubería	Acero al carbon de 6*6	
Disposición de la tubería	-----	
Disposición de filtros	-----	
Ubicación de la bomba	55 m.	
Prueba de bombeo	bombeo continuo de 5 horas con una bomba de 20 hp	
Caudal de bombeo	15 l/s.	
Nivel Estático	7 m.	
Nivel Dinámico	40,5 m.	

Fuente: PRODASUD

El informe técnico del pozo a mayor detalle, se encuentra disponible en el ANEXO 4.

3.2.2. PARAMETROS BASICOS DE DISEÑO

Población del proyecto

Es el número de habitantes que ha de ser servido por el proyecto para el período de diseño, el cual se establece con base en la población inicial.

Población inicial, es el número de habitantes dentro el área de proyecto que debe ser determinado mediante un censo poblacional y/o estudio socio-económico. En Bolivia, el organismo estatal encargado de llevar los datos oficiales acerca del crecimiento poblacional es el instituto nacional de estadística INE.

Los indicadores demográficos definen:

- El perfil y las tendencias demográficas de una población.
- Ciertas características y tendencias sociales de la misma, específicamente las vinculadas con la dinámica demográfica (fecundidad, mortalidad y migraciones).
- Algunos aspectos de tipo estructural (de territorio o de hogares, por ejemplo) que combinan rasgos demográficos y sociales.

Tabla 3.5. Indicadores Demográficos

Indicadores Demográficos (Tarija)		
Tasa de natalidad	25,83	‰
Tasa de mortalidad	6,19	‰
Saldo migratorio	-0,92	‰

Fuente: INE

3.2.2.1. Crecimiento poblacional

3.2.2.1.1. Población futura

El cálculo de la población futura se podrá realizar mediante uno de los métodos de crecimiento, según el tipo de población dependiendo de las características socio - económicas y ambientales de la población.

a. Método aritmético.

$$Pf = Po \left(1 + i * \frac{t}{100} \right)$$

b. Método geométrico.

$$Pf = Po \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

c. Método exponencial.

$$Pf = Po * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)}$$

d. Método wappaus

$$Pf = Po \left(\frac{200 + i * t}{200 - i * t} \right)$$

Dónde:

Pf = población futura (hab).

Po = población inicial (hab).

i = índice de crecimiento poblacional anual (%).

t = número de años de estudio o periodo de diseño.

3.2.2.1.3. Aplicaciones de los métodos

Los métodos de crecimiento a emplearse deben ser aplicados en función al tamaño de la población, de acuerdo especificado en la tabla 3.6.

Tabla 3.6. Aplicación de los Métodos

Método	Población (habitantes)			
	Hasta 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Mayores a 100000
Aritmético	x	x		
Geométrico	x	x	x	x
Exponencial	x(2)	x(2)	x(1)	x

(1) optativo, recomendable

(2) sujeto a justificación

Fuente: Norma Boliviana NB-689

De acuerdo a la magnitud y características de la población, se deben diferenciar claramente las áreas de expansión futura, industriales, comerciales, de equipamiento y áreas verdes.

Ver ANEXO 5. Ingeniería de proyecto; Estimación de la población futura.

3.2.3. PERIODO DE DISEÑO

El período de diseño es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada.

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- a. Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños.
- b. Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- c. Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- d. Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.

El período de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y la característica de la población, según lo indicado en tabla 3.7.

Tabla 3.7. Periodo de diseño (años)

Componente del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Obra de captación	10 a 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 a 20
Estaciones de bombeo	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Tanques de almacenamiento	20	20 a 30
Redes de distribución	20	30
Equipamiento		
Equipos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

Fuente: Norma Boliviana NB-689.

3.2.4. DOTACIÓN DE AGUA

La dotación se define como el consumo anual total previsto en un centro poblacional, dividido entre la población abastecida y el número de días del año y se expresa en litros/habitante/día (l/hab-d).

La dotación mínima a adoptarse debe ser suficiente para satisfacer los requerimientos de consumo: doméstico, comercial, industrial, social y público, así como considerar las pérdidas en la red de distribución.

3.2.4.1. Dotación media diaria

La dotación media diaria es el consumo anual total previsto en un centro poblado dividido por la población abastecida y el número de días del año. Es el volumen de agua utilizado por una persona al día.

Para el caso de sistemas nuevos de agua potable, con conexiones domiciliarias, la dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de la población y la zona geográfica dada, según la tabla 3.8.

Tabla 3.8. Dotación media diaria (l/hab-d)

Zona	Población (hab)					
	Hasta 500	De 501 a 2000	De 2001 a 5000	De 5001 a 10000	De 10001 a 100 000	Más de 100 001
Del altiplano	30-50	30-70	50-80	80-100	100-150	150-250
De los valles	50-70	50-90	70-100	100-140	150-200	200-300
De los llanos	70-90	70-110	90-120	120-180	200-250	250-350
Notas:	.(1)			.(2)		

(1) justificar a través de un estudio social

(2) justificar a través de un estudio socio-económico

Fuente: Norma NB-689, Diseño de sistemas de agua potable.

Para sistemas nuevos de agua potable, en zonas rurales, donde la disponibilidad de agua no llegue a cubrir la demanda de la población (consumo restringido) se debe calcular la dotación en base al caudal mínimo de la fuente y la población futura.

En caso de establecer una dotación menor a 30 l/hab-d, se deben considerar solamente piletas públicas.

3.2.4.2. Dotación futura de agua

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual del 0,50% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$Df = Do * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

Dónde:

Df = dotación futura en l/hab-d.

Do = dotación inicial en l/hab-d.

d = variación anual de la dotación en porcentaje.

t = número de años de estudio en años.

Ver ANEXO 5. Ingeniería de proyecto; Estimación de dotación futura.

3.2.4.3. Caudales de diseño

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias. Estas variaciones pueden expresarse en función (%) del consumo medio.

El problema consistirá, en satisfacer las necesidades reales de cada zona a desarrollar, diseñando cada estructura de forma tal que estas cifras de consumo y estas variaciones de los mismos no desarticulen a todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo

3.2.4.3.1. Caudal medio diario

Es el consumo diario de una población, obtenido en un año de registros. Se determina con base en la población del proyecto y dotación, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q_{med} = \frac{Pf * Df}{86400}$$

Dónde:

Q_{med} = caudal medio diario en l/s.

P_f = población futura en hab.

D_f = dotación futura en l/hab-d.

3.2.4.3.2. Caudal máximo diario

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año, es decir representa el día de mayor consumo del año. Se determina multiplicando el caudal medio diario y el coeficiente k_1 que varía según las características de la población.

$$Q_{max_d} = K_1 * Q_{med}$$

Dónde:

Q_{max_d} = caudal máximo diario en l/s.

Q_{med} = caudal medio diario en l/s.

K_1 = coeficiente de variación diaria.

K_1 : 1,20 a 1,50 (ver NB-689 y Arocha).

3.2.4.3.3. Caudal 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 k_2 que varía, según el número de habitantes, de 1,5 a 2,2, tal como se presenta en la tabla 3.9.

$$Q_{max_h} = K_2 * Q_{max_d}$$

Dónde:

Q_{max_h} = caudal máximo horario en l/s.

Q_{max_d} = caudal máximo diario en l/s.

K_2 = coeficiente de variación horario.

Tabla 3.9. Valores del coeficiente k_2

Población (habitantes)	Coficiente k_2
Hasta 2000	2,20 – 2,00
De 2001 a 10000	2,00 – 1,80
De 10001 a 100000	1,80 – 1,50
Más de 100001	1,5

Fuente: Norma Boliviana NB-689

Ver ANEXO 5. Ingeniería de proyecto; Estimación de caudales de diseño.

3.3. ADUCCION E HIDRAULICA DE TUBERIAS

Aducción es toda aquella obra destinada al transporte de agua entre dos o más puntos. Esta obra incluye tanto al medio físico a través del cual el fluido será transportado (tuberías, canales, etc.) Como a todas las obras adicionales necesarias para lograr un funcionamiento adecuado de la instalación (estaciones de bombeo, válvulas de todo tipo, compuertas, reservas, transmisión de energía, etc.) de agua desde una obra de captación hasta la planta de tratamiento, tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

3.3.1. TIPOS DE ADUCCIÓN

Se pueden utilizar los siguientes:

- Aducción por gravedad
- Aducción por bombeo

No es recomendable la utilización de canales abiertos en la aducción, por las dificultades que presenta en su construcción, mantenimiento y por las condiciones de contaminación.

3.3.2. ADUCCIÓN POR GRAVEDAD

Es el conjunto de tuberías, canales, túneles, dispositivos y obras civiles que permiten el transporte de agua, aprovechando la energía disponible por efecto de la fuerza de gravedad, desde la obra de toma hasta la planta de tratamiento, tanque de regulación o directamente a la red de distribución.

3.3.3. ADUCCIÓN POR BOMBEO

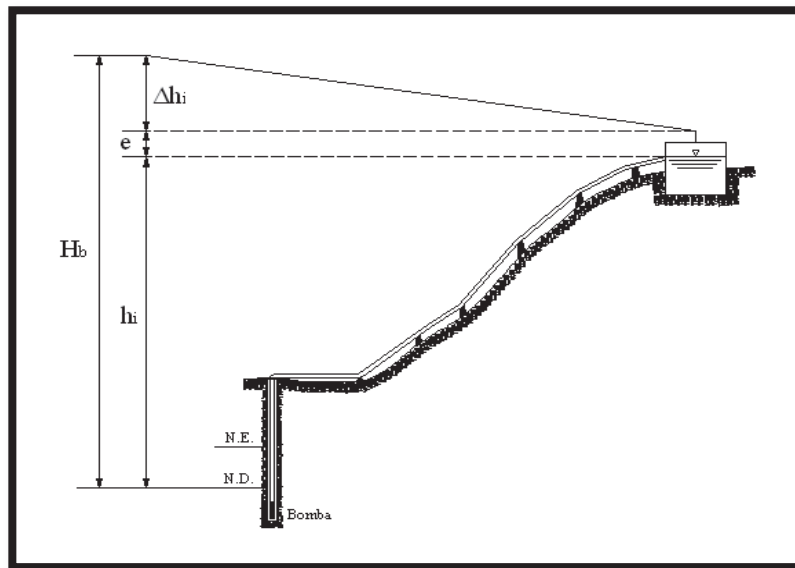
Se denomina aducción por bombeo al conjunto de elementos estructurales, equipos dispositivos, tuberías y accesorio que permiten el transporte de un volumen determinado de agua mediante bombeo desde la obra de captación, hasta la planta de tratamiento tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

3.3.3.1. Diseño hidráulico de aducción por bombeo

La energía que aporta al conjunto elevador (motor-bomba) deberá vencer la diferencia de nivel entre el pozo o galería filtrante del reservorio, más las pérdidas de carga en todo el trayecto y adicionarle la presión mínima de llegada.

- Bombeo con bombas sumergibles (véase figura 3.4).

Figura 3.4. Altura de bombeo, bomba sumergible



Fuente: Norma Boliviana NB 689 para poblaciones menores a 10000 hab.

$$H_b = h_i + e + \Delta h_i$$

Dónde:

H_b = altura total de bombeo en m.

h_i = altura geométrica de impulsión en m.

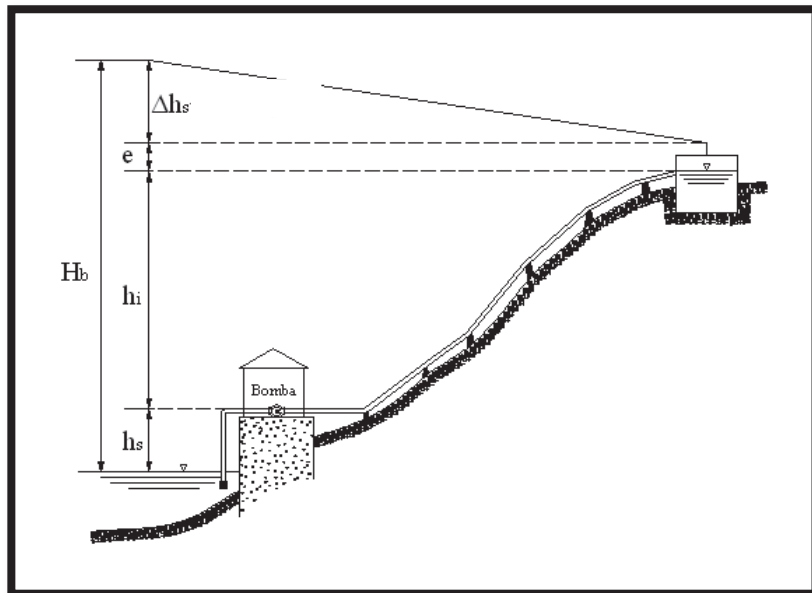
Δh_i = altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión en m.

e = altura (presión) mínima de llegada al tanque en m.

$$e \geq 2,00 \text{ m}$$

- Bombeo con bombas no sumergibles (véase figura 3.5).

Figura 3.5. Altura de bombeo, bomba no sumergible



Fuente: Norma Boliviana NB 689 para poblaciones menores a 10000 hab.

$$H_b = h_s + h_i + \Delta h_s + \Delta h_i + e$$

Dónde:

H_b = altura total de bombeo en m.

h_s = altura geométrica de succión en m.

h_i = altura geométrica de impulsión en m.

Δh_s = altura de pérdida de carga en la tubería de succión en m.

Δh_i = altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión en m.

e = altura (presión) mínima de llegada al tanque en m.

$$e \geq 2,00 \text{ m}$$

3.3.3.1.1. Caudal de bombeo

El caudal de bombeo, se debe determinar bajo los siguientes criterios:

- Si el sistema tiene tanque de almacenamiento, el caudal de bombeo deberá estimarse en función del caudal máximo diario y el número de horas de bombeo.
- Si el bombeo se realiza directamente a la red de distribución, el caudal de bombeo debe ser igual al caudal máximo horario.

La determinación del caudal de bombeo, dependerá del rendimiento de la fuente y las limitaciones de energía:

$$Q_b = Q_{\max_d} * \frac{24}{N}$$

Dónde:

Q_b = caudal de bombeo en l/s.

Q_{\max_d} = caudal máximo diario en l/s.

N = número de horas de bombeo.

Por razones económicas y operativas, se aconseja que el período de bombeo en un día deba ser menor a 12 horas, que podrán ser distribuidas en una o más operaciones (arranques) de bombeo diario. Deberán realizarse los cálculos necesarios para determinar las variaciones de consumo y volúmenes de bombeo para los 5, 10, 15, y 20 años del período de funcionamiento del proyecto.

3.3.3.1.2. Tubería de succión

El empleo de la tubería de succión, solo se realizará cuando se utilicen bombas centrífugas y axiales con motores externos no sumergibles.

Para el diseño del diámetro de succión deben considerarse los siguientes criterios:

- El diámetro de la tubería de succión debe ser mayor que el diámetro de impulsión.
- La velocidad en la tubería de succión debe estar entre 0,60 m/s y 0,90 m/s.
- El diámetro de la tubería de succión puede calcularse con la siguiente expresión:

$$d = 1.1284 * \sqrt{\frac{Q_b}{v}}$$

Dónde:

D = diámetro de la tubería de succión en m.

Q_b = caudal de bombeo en m³/s.

V = velocidad media de succión en m/s.

3.3.3.1.3. Tubería de impulsión

Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que son operadas continuamente, debe emplearse la fórmula de Bresse:

$$D = k * \sqrt{Q_b}$$

Dónde:

D = diámetro económico en m.

k = coeficiente, k = 1,00 a 4,40.

Q_b = caudal de bombeo en m³/s.

Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que no son operadas continuamente, debe emplearse la siguiente fórmula:

$$D = 1.30 * x^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q_b}$$

Dónde:

D = diámetro económico en m.

$$x = \frac{\text{N}^\circ \text{ de horas de bombeo}}{24}$$

Q_b = caudal de bombeo en m³/s.

En el diseño y cálculo de tuberías de impulsión se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias largas, debe ser elegido sobre la base de una evaluación económica que compare diámetros, potencia del motor, consumo de energía y costos.
- El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias cortas, puede determinarse en base a la velocidad, que deberá estar entre un rango de 1,50 m/s a 2,0 m/s.
- La tubería de impulsión no debe ser diseñada con cambios bruscos de dirección de flujo.
- Deben instalarse los dispositivos necesarios para evitar el contra flujo del agua.
- Debe considerarse el fenómeno de golpe de ariete y en consecuencia dotar al sistema de dispositivos que aseguren los riesgos debidos a este efecto.

3.3.3.1.4. Dimensionamiento tubería aducción por bombeo

Para el cálculo hidráulico y la determinación de pérdidas de carga en tuberías a presión se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

- Darcy Weisbach
- Hazen Williams

En el cálculo hidráulico se utiliza el diámetro real. Sin embargo, para efectos del diseño se debe considerar el diámetro nominal de la tubería.

Asimismo, en el cálculo de tuberías deben considerarse las pérdidas localizadas o el efecto de mecanismos y singularidades (válvulas, codos, tees, reducciones, etc.) Introducidas en la línea que producen pérdidas de carga adicionales

Ver ANEXO 5. Ingeniería del proyecto; diseño hidráulico y elección de la bomba

3.3.3.1.4.1.Fórmula de Darcy-Weisbach (1850)

En 1850, Darcy-Weisbach dedujeron experimentalmente una ecuación para calcular las pérdidas por cortante (“fricción”), en un tubo con flujo permanente y diámetro constante:

$$h_f = f * \frac{L * v^2}{D * 2 * g}$$

Dónde:

h_f = pérdida de carga distribuida o continua en m.

f = coeficiente de pérdida de carga distribuida.

El valor del coeficiente de fricción “f”, dependerá del régimen del flujo del agua, la viscosidad y el número de Reynolds.

El coeficiente puede ser obtenido con las siguientes fórmulas:

a) Escurrimiento laminar ($r < 2000$):

$$f = \frac{64}{R}$$

b) Zona crítica ($2000 < r < 4000$), fórmula de Prandlt-Von Karman:

$$\frac{1}{f^2} = 2 * \log R * f^2 - 0.8$$

c) Escurrimiento turbulento ($r > 5000$)

3.3.3.1.4.2.Fórmula de Hazen – Williams (1906)

En 1906 una de las ecuaciones empíricas (independientes del análisis de Darcy) más exitosas fue la de Hazen Williams (desarrolladas por g. S. Williams y a. H. Hazen). Sirven para tuberías rugosas con régimen en transición o turbulento y agua a presión (recomendada para diámetros cuyo valor oscila entre los 50 y 3500 mm), la formula en unidades del sistema internacional es:

$$v = 0.849 * C_{HW} * D^{0.63} * J^{0.54}$$

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

Dónde:

Q = caudal en m³/s.

v = velocidad en m/s.

C_{HW} = coeficiente de Hazen Williams (adimensional).

D = diámetro interno de la tubería en m.

J = pérdida de carga unitaria o gradiente hidráulico en m/m.

J = hf / l.

hf = pérdida de carga en m.

L = longitud de la tubería en m.

El coeficiente C_{HW} es función del material y la antigüedad de la tubería. En la tabla 3.10 se presentan los valores más empleados.

Tabla 3.10. Valores del coeficiente CHW de Hazen-Williams

Material	C_{hw}
Acero galvanizado	125
Acero soldado c/revestimiento	130
Asbesto cemento	120
Hierro fundido nuevo	100
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	60-100
Hierro fundido dúctil c/revestimiento de cemento	120
Plástico pvc o polietileno pe	140

Fuente: Manual de hidráulica, Azevedo Netto

3.3.3.3.2. Golpe de Ariete

El análisis de golpe de ariete debe realizarse en:

- Proyectos de nuevas aducciones por bombeo.
- Proyecto de nuevas aducciones por gravedad.
- En instalaciones existentes en las que se verifique ampliaciones debidas a un aumento de caudal, instalación de nuevas bombas, construcción de nuevos tanques de almacenamiento o variaciones de presión en cualquier sección de la aducción.
- En las instalaciones existentes cuando hay cambio de las condiciones de operación normal y de emergencia.
- En instalaciones existentes que van a ser incorporadas a un nuevo sistema aún cuando no sufran modificaciones de cualquier naturaleza.

El análisis del golpe de ariete debe ser realizado estudiando diversos dispositivos de control a fin de seleccionar aquel que ofrezca la mayor protección posible a menor costo.

El golpe de ariete se produce al cortar repentinamente el flujo de agua en la tubería transformando la energía cinética del líquido en energía elástica que es absorbida por la masa de agua y la tubería.

La sobrepresión por efecto del golpe de ariete se determina mediante la expresión:

$$p = \frac{w * V_w * V_o}{g}$$

Dónde:

p = sobrepresión por efecto del golpe de ariete kg/m².

w = peso específico del agua en kg/m³.

V_o = velocidad del agua en m/s.

g = aceleración de la gravedad en m/s².

V_w = velocidad de propagación de la onda en m/s.

$$V_w = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k * d}{e * E}}}$$

k = módulo de elasticidad del agua; 2x10⁸ kg/m².

E = módulo de elasticidad de la tubería; para Fg es 2,1x10¹⁰ kg/m².

d = diámetro interno de la tubería en m.

e = espesor de la pared de la tubería en m.

Ver ANEXO 6. Ingeniería del proyecto; diseño hidráulico y elección de la bomba

3.3.4 BOMBAS

Una bomba conceptualmente, es un dispositivo que transforma la energía mecánica en energía hidráulica. Su función es generar un diferencial de presión, que permita vencer las pérdidas de carga del sistema en el cual está inserto, como así mismo, generar el caudal deseado o requerido.

- **Altura estática de succión:** es la diferencia entre la superficie del líquido a elevar y el eje de la bomba.
- **Altura estática de impulsión:** es la diferencia de niveles entre el eje de la bomba y la cota piezométrica superior. En el caso de la cañería que entrega a un estanque superior esa cota piezométrica coincide con la superficie del líquido, si la entrada es ahogada.
- **Altura estática de elevación total:** es la diferencia entre las cotas piezométricas inferior y superior.
- **Altura dinámica:** son las alturas estáticas más las pérdidas de carga. Se habla de altura dinámica de aspiración, de impulsión y altura dinámica total de elevación.

3.3.4.1. Potencia del equipo de bombeo

La potencia de la bomba y el motor debe ser diseñada con la siguiente fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b * H_b * \gamma}{75 * \eta}$$

Dónde:

P_b = potencia de la bomba y el motor en CV (Prácticamente HP) 1

CV = 0,986 HP.

γ = peso unitario del agua 1000 kg/m³.

Q_b = caudal de bombeo en m³/s.

H_b = altura manométrica total en m.

H = eficiencia del sistema de bombeo; $\eta = \eta_{\text{motor}} * \eta_{\text{bomba}}$.

La bomba seleccionada debe impulsar el volumen de agua para la altura dinámica deseada, con una eficiencia mayor a 70%. Se debe admitir, en la práctica, un cierto margen para los motores eléctricos. Los siguientes aumentos son recomendables:

- 50% para las bombas hasta 2 HP.
- 30% para las bombas de 2 a 5 HP.
- 20% para las bombas de 5 a 10 HP.
- 15% para las bombas de 10 a 20 HP.
- 10% para las bombas de más de 20 HP.

3.3.4.2. Tipos de bombas

Las bombas roto dinámicas se clasifican de acuerdo a la forma de sus rotores (impulsores) e

3.3.4.2.1. Bombas centrífugas

Están constituidas por una caja dentro de la cual rota un rodete que le imprime gran velocidad al líquido. La altura de velocidad se transforma en presión.

3.3.4.2.2. Bombas axiales

Se constituyen cuando la carga de la bomba debe ser aún menor en relación con el caudal, que en los casos anteriores. El impelente de este tipo de bombas está provisto de paletas que inducen el flujo del líquido bombeado en dirección axial.

3.3.4.2.3. Bombas mixtas

Se construyen dándole al impelente una forma tal que las paletas ya no quedan dispuestas en forma radial, esto se hace, sobre todo, cuando el caudal de la bomba es grande y el diámetro del tubo de succión también es grande, en relación con el diámetro que debe darse al impelente para producir la carga requerida. Cuando con un impelente de flujo diagonal o mixto se quiere obtener un caudal mayor, en relación con la carga suministrada al fluido, el

diseño de impelente se modifica y se produce lo que se conoce como rodete de tipo helicoidal.

En la tabla 3.11 se presentan las posibles alternativas de empleo de bombas respecto al tipo de fuente.

Tabla 3.11. Tipos de bombas eléctricas recomendadas por tipo de fuente

Tipo de fuente	Tipo de bomba recomendado
Pozo profundo	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cilíndrica, angosta) Bomba axial vertical sumergible (cilíndrica angosta) Bomba neumática o jet
Pozo excavado y cámara de bombeo	Bomba centrífuga vertical sumergible Bomba axial vertical sumergible Si $h_s < 4m$ (h_s =altura de succión) Bomba centrífuga horizontal, no sumergible Bomba centrífuga vertical, no sumergible
Cuerpo de agua superficial	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cuerpo chato) Bomba centrífuga horizontal (sobre plataforma flotante o móvil) Bomba axial horizontal (sobre plataforma)

Fuente: Norma Boliviana NB-689

3.3.4.2. Bombas en serie

Es la acción de impulsar el agua con dos o más bombas instaladas sobre la misma línea de impulsión. Se debe aplicar en los siguientes casos:

- Cuando sea necesario aumentar la altura de impulsión.
- Cuando por las características de la fuente de energía eléctrica, se debe colocar dos bombas en serie en la misma línea de aducción (ver figura 3.6).

Para el diseño de bombas en serie se debe considerar:

- El caudal del sistema debe producir la misma descarga:

$$Q_{sistema} = Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n$$

- La altura manométrica total es igual a la altura manométrica de cada bomba afectada por un coeficiente de rendimiento:

$$H_{sistema} = \beta(H_1 + H_2 + \dots + H_n)$$

Dónde:

$Q_{sistema}$ = caudal del sistema en l/s.

Q_1, Q_2, Q_n = caudal de las bombas en l/s.

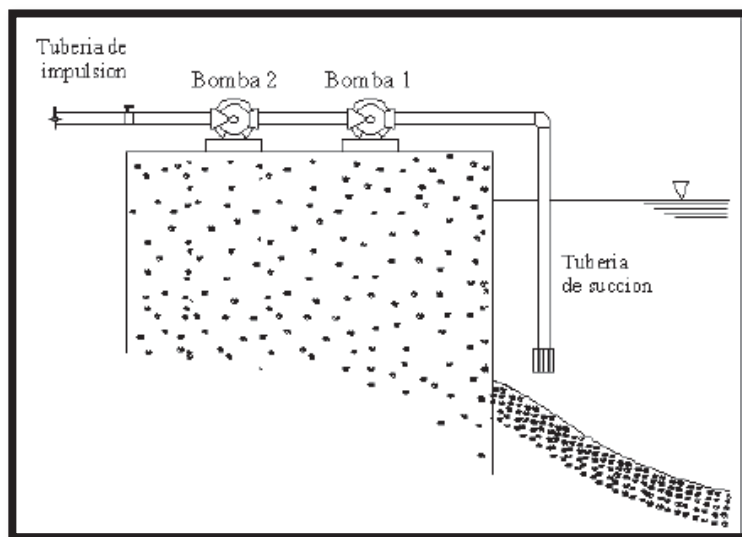
$H_{sistema}$ = altura manométrica total en m.

H_1, H_2, H_n = altura manométrica de cada bomba en m.

β = coeficiente de rendimiento. $\beta = 0,90$ a $0,95$.

Las bombas instaladas en serie deben ser idénticas.

Figura 3.6. Bombas en serie



Fuente: Norma Boliviana NB 689 para poblaciones menores a 10000 hab.

3.3.4.3. Bombas en paralelo

Es la acción de impulsar el agua instalando más de una línea de impulsión con su respectiva bomba (ver figura 3.7).

Se debe aplicar en los siguientes casos:

- Por razones económicas, caudal o energía.
- Por condiciones de seguridad.

Para el diseño de las bombas en paralelo se debe considerar:

- El caudal del sistema debe ser la suma de caudales de cada bomba.

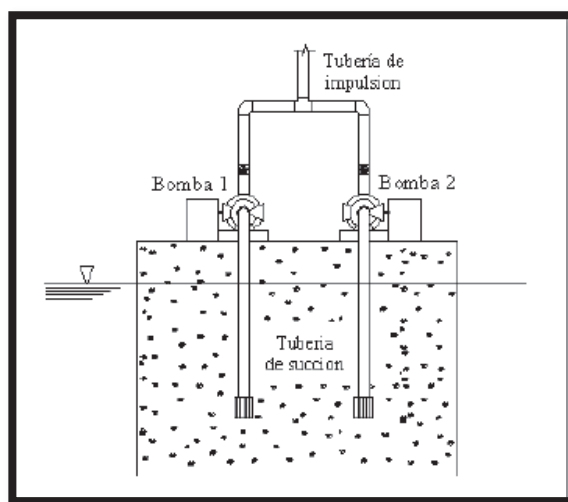
$$Q_{sistema} = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

- La altura manométrica del sistema es igual a la altura manométrica de cada bomba.

$$H_{sistema} = H_1 = H_2 = \dots = H_n$$

Pueden instalarse varias bombas trabajando en paralelo.

Figura 3.7. Bombas en paralelo



Fuente: Norma Boliviana NB 689 para poblaciones menores a 10000 hab.

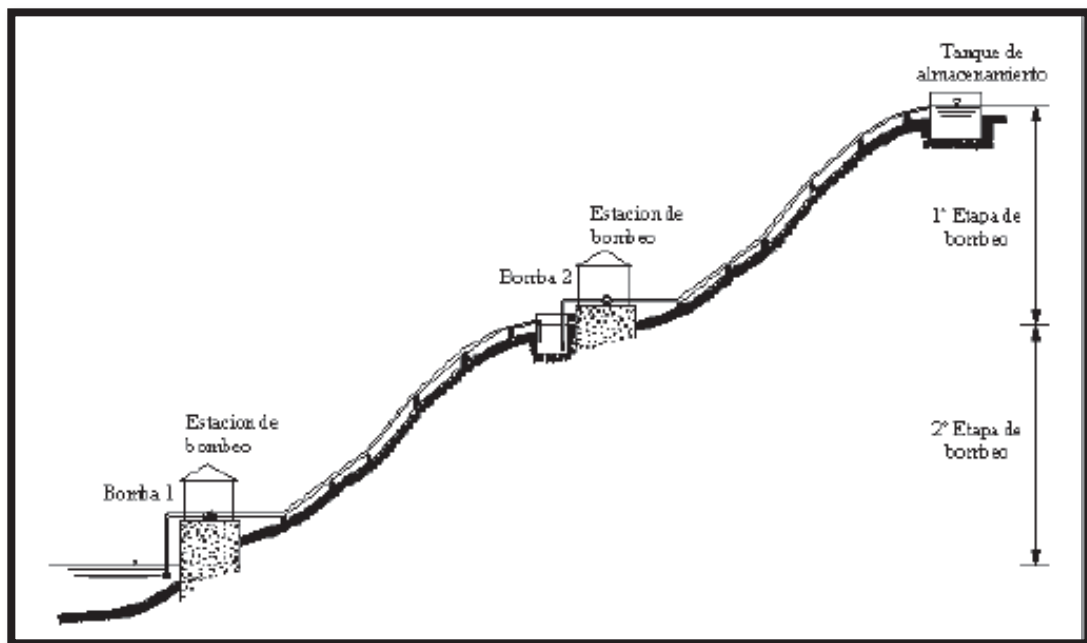
3.3.4.4. Bombeo por etapas

Es la acción de impulsar el agua de un nivel inferior a otro superior en más de una etapa (ver figura 3.8). Las etapas deben ser los tramos o fracciones de la longitud total de impulsión que se encuentran definidas por cámaras de bombeo y/o tanques de regulación en sus extremos.

Para el diseño de las bombas por etapas se debe considerar:

- Características topográficas del lugar.
- Capacidad de la fuente de energía.
- Caudal de bombeo.
-

Figura 3.8. Bombas por etapas



Fuente: Norma Boliviana NB 689 para poblaciones menores a 10000 hab.

3.4.1. TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Son los que regulan la diferencia de volumen que se produce entre el ingreso de agua al reservorio (teóricamente constante) y la salida de agua, constituida principalmente por la demanda horaria, la cual es variable durante las horas del día.

La función principal es almacenar agua cuando el suministro es menor que el consumo y entregar el déficit cuando el consumo supera al suministro; y suministrar presión adecuada a la red de distribución para satisfacer la demanda de agua.

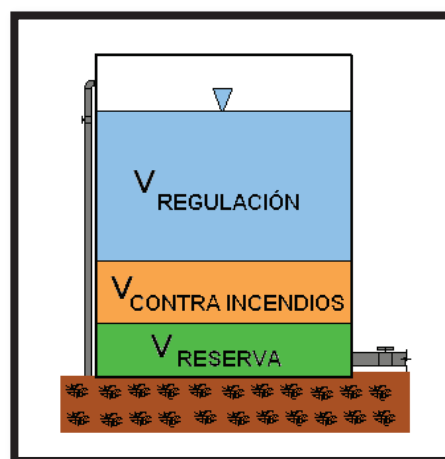
3.4.1.1. Capacidad del tanque de almacenamiento

En todo el sistema de agua potable debe disponerse de un volumen de agua almacenado, para efectuar la regulación entre la producción de agua y la extracción para el consumo, esencialmente variable.

Este volumen de agua almacenado se proyectará considerando que, simultáneamente a la regulación para hacer frente a la demanda, debe lograrse el diseño más económico del sistema de distribución y mantener una reserva prudencial para los casos de interrupción de las líneas de energía o fuentes de abastecimiento.

La capacidad del tanque de almacenamiento, debe ser igual al volumen que resulte mayor de las siguientes consideraciones (ver figura 3.9)

Figura 3.9. Volumen de un tanque de almacenamiento



Fuente: elaboración propia

- Volumen de regulación
- Volumen contra incendios
- Volumen de reserva

3.4.1.2. Volumen de regulación

El volumen de almacenamiento previsto como regulación está destinado a proveer:

- ✓ Suministro de agua en las horas de demanda máxima.
- ✓ Presiones adecuadas en la red de distribución.

El volumen de regulación debe ser suficiente para compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

El cálculo del volumen puede ser realizado de tres formas:

- Determinación mediante curvas de consumo (histogramas).
- Determinación mediante hidrograma gráfico.
- Determinación mediante coeficientes empíricos.

3.4.1.2.2. Volumen de regulación por coeficientes empíricos

Al no existir los datos referidos, el volumen mínimo de almacenamiento, necesario para compensar la variación diaria del consumo, debe ser determinado de acuerdo con los siguientes criterios:

- Para sistemas por gravedad, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 30% del consumo máximo diario.
- Para sistemas por bombeo, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 25% del consumo máximo diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos.

En el volumen de un tanque debe preverse también una altura de revancha, o altura libre por encima del nivel máximo de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado, dicho espacio debe ser igual o mayor a 0,20 m.

Para cualquiera de los casos el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_R = C * Q_{\max_d} * t$$

Dónde:

V_R = volumen de regulación en m^3 .

C = coeficiente de regulación.

Sistemas a gravedad de 0,15 a 0,30.

Sistemas por bombeo de 0,15 a 0,25.

Q_{\max_d} = caudal máximo diario en m^3/d .

t = tiempo en días. (1 día como mínimo.)

3.4.1.3. Volumen contra incendios

Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios. Este volumen destinado para combatir incendios, debe ser establecido de acuerdo con la entidad que tiene a su cargo la mitigación de incendios, atendiendo a las condiciones de capacidad económica, las condiciones disponibles de protección contra incendios y las necesidades de esa protección.

El volumen contra incendios, debe ser determinado en función de la importancia, densidad de la zona a servir y el tiempo de duración del incendio.

Se debe considerar los siguientes casos:

- Para zonas con densidades poblacionales menores a 100 hab/ha, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 10 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales comprendidas entre 100 hab/ha a 300 hab/ha, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 16 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales mayores a 300 hab/ha a, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 32 l/s.

El volumen de almacenamiento para atender la demanda contra incendios debe calcularse para un tiempo de duración del incendio entre 2 horas y 4 horas, a través de la siguiente expresión:

$$V_i = 3.6 * Q_i * t$$

Dónde:

V_i = volumen para lucha contra incendios en m^3 .

Q_i = caudal para lucha contra incendio en l/s.

t = tiempo de duración del incendio en horas.

3.4.1.4. 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. Para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

$$V_{Re} = 3.6 * Q_{max_d} * t$$

Dónde:

V_{Re} = volumen de reserva en m^3 .

Q_{max_d} = caudal máximo diario en l/s.

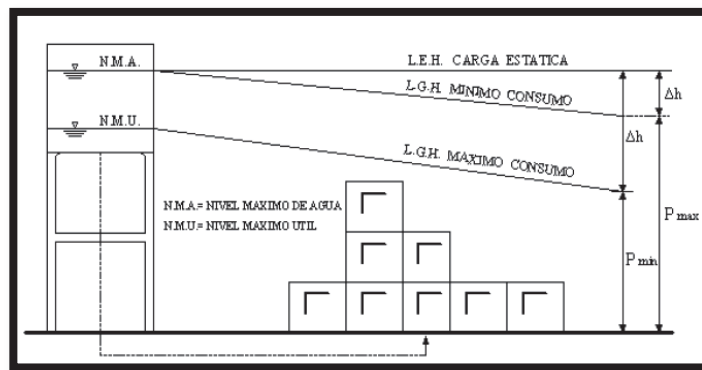
t = tiempo en horas.

Ver ANEXO 5. Ingeniería del proyecto; diseño del tanque de almacenamiento

3.4.1.5. Ubicación del tanque

La ubicación y nivel del tanque de almacenamiento deben ser fijados para garantizar que las presiones dinámicas en la red de distribución se encuentren dentro de los límites de servicio. El nivel mínimo de ubicación viene fijado por la necesidad de que se obtengan las presiones mínimas y el nivel máximo viene impuesto por la resistencia de las tuberías de la red de distribución. La presión dinámica en la red debe estar referida al nivel de agua mínimo del tanque, mientras que la presión estática al nivel de agua máximo (ver figura 3.10).

Figura 3.10. Ubicación del tanque



Fuente: Norma Boliviana NB 689 para poblaciones menores a 10000 hab.

Por razones económicas, sería recomendable ubicar el tanque próximo a la fuente de abastecimiento o de la planta de tratamiento y dentro o en la cercanía de la zona de mayores consumos.

3.4.2. ACCESORIOS DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO

3.4.2.1. Tubería de entrada

El diámetro esta tubería está definido por la línea de impulsión, y deberá estar provisto de una válvula compuerta de cierre de igual diámetro antes de la entrada al reservorio

3.4.2.2. Tubería de paso directo (BY- PASS)

Se debe considerar el uso de BY-PASS con el objeto de mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del tanque. La tubería de paso directo estará provista de una válvula compuerta.

3.4.2.3. Tubería de salida

El diámetro de la tubería de salida será el correspondiente al diámetro de la matriz de distribución, debiendo estar provisto de una válvula compuerta de cierre (ver figura 6.5).

La tubería de salida debe ser calculada de modo que la velocidad máxima a través de los elementos que la constituyen no sobrepase 1,5 veces la velocidad en la tubería que sigue a la misma y no debe sobrepasar una pérdida de carga de 0,50 m. (ver figura 6.5).

3.4.2.4. Tubería de limpieza

Se deberá ubicar en el fondo del reservorio el cual deberá contar con una pendiente no menor a 1% hacia la tubería de limpieza. El diámetro de la tubería de limpieza será diseñado para permitir el vaciado del tanque en tiempo no mayor a 4 horas.

Para el cálculo del área del orificio de la tubería de limpieza debe utilizarse la fórmula siguiente:

$$A_o = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{C_d * T * \sqrt{2g}}$$

T = tiempo de vaciado en segundos.

S = área superficial del tanque en m².

h = carga hidráulica sobre la tubería en m.

C_d = coeficiente de contracción.

C_d = 0,60 a 0,65.

A_o = área del orificio de desagüe en m².

g = aceleración de la gravedad en m/s².

La tubería de limpieza debe estar provista de válvula compuerta.

3.4.2.5. Tubería de rebose

La tubería de rebose debe ser dimensionada para posibilitar la descarga del caudal de bombeo que alimenta al reservorio.

El diámetro de la tubería de rebose estará determinado por la altura de la cámara de aire en el reservorio, evitándose presionar la tapa del mismo.

Para el cálculo debe emplearse la fórmula general de orificios:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * h * g}$$

Dónde:

Q = caudal máximo diario o caudal de bombeo en m³/s.

C_d = coeficiente de contracción.

C_d = 0,60

A = área del orificio de desagüe en m².

g = aceleración de la gravedad en m/s².

h = carga hidráulica sobre la tubería de desagüe en m.

3.5. REDES DE DISTRIBUCION

La red de distribución de agua está constituida por un conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua hasta las conexiones domiciliarias o hidrantes públicos. A los usuarios (domésticos, públicos, industriales, comerciales) la red deberá proporcionarles el servicio constante, en las cantidades adecuadas, calidad adecuada y con una presión apropiada.

Ahora bien, el diseño de una red de distribución incluye la determinación de los diámetros de las tuberías, las dimensiones y el emplazamiento de los tanques de regularización y almacenamiento, las características y la ubicación de los dispositivos de bombeo y control de presión. Estos deben seleccionarse de forma que se garanticen las demandas de agua con las presiones mínimas y máximas permisibles, asegurando así que no deterioren la operación de la red. Se considera que su diseño es óptimo cuando se asegura el costo de construcción, operación y mantenimiento de la red. Además de contemplar el costo de tuberías, tanques, bombas, debe considerarse el de la energía eléctrica para su operación.

3.5.1. PARAMETROS DE DISEÑO DE LA RED

Para el diseño de redes de distribución de agua potable se tiene que tener en cuenta:

- La concepción básica del sistema de abastecimiento de agua.
- Trabajos topográficos de la localidad y sus áreas de expansión, que incluya:
 - Perímetro urbano de la ciudad.
 - Áreas de expansión previstas en el plan regulador.
 - Áreas cuyo desarrollo es evidente y no están previstas en el plan regulador.
 - Áreas en las que está prohibida la ejecución de obras de abastecimiento (parques urbanos, reservas forestales, etc.).
 - Vías de ferrocarril y vehiculares existentes y proyectadas.
 - Cursos de agua con sus obras de canalización previstas y proyectadas.
 - Puentes, viaductos y otros pasos de cursos de agua, vías públicas y calles.

- Urbanizaciones existentes, tipo de pavimentos existentes y futuros.
- Relevamiento de las partes del sistema de distribución existente, debidamente localizados en planos topográficos.
- Información de componentes de sistemas existentes y otros.

3.5.1.1. Definición del área de la red

El área del proyecto debe comprender la población de proyecto y las áreas industriales y comerciales, presentes y resultantes de la expansión futura.

El área de proyecto debe ser definida mediante la interrelación de caminos, calles, ríos y otros accidentes geográficos y demarcada en planos cuya escala permita mostrar los accidentes geográficos utilizados para la demarcación.

3.5.1.2. Trazado de la red

Preferentemente deben proyectarse redes cerradas cuando las posibilidades técnicas y económicas lo permitan. La forma y longitud de las mismas debe ceñirse a las características topográficas de la localidad, densidad poblacional y ubicación del tanque de almacenamiento.

Se debe contemplar el desarrollo de la localidad para prever las futuras ampliaciones.

La red abierta solo debe aplicarse en poblaciones dispersas y/o nucleadas que presentan desarrollo a lo largo de las vías de acceso a la población, donde los tramos de tuberías para cerrar circuitos resulten muy largos o de escasa utilización.

La red mixta debe ser aplicada en poblaciones nucleadas y que además presentan un desarrollo a lo largo de las vías de acceso.

3.5.1.3. 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.

En el caso de sistemas con tanques de almacenamiento, las presiones deben estar referidas al nivel de agua considerando el nivel de agua mínimo del tanque de almacenamiento.

La presión estática máxima en la red, no debe ser superior a los 70 m.c.a. La presión debe estar referida al nivel máximo de agua. La presión estática aconsejable y permitida en tuberías de distribución será de 50 m.c.a.

Cuando la presión sobrepase los límites establecidos máximos se debe dividir la red en zonas que trabajen con diferentes líneas piezométricas, mediante válvulas reguladoras de presión, cámaras rompe presión y/o la instalación de tanques paralelos.

3.5.1.4. Velocidades de diseño

La velocidad mínima en la red de distribución en ningún caso debe ser menor a 0,30 m/s para garantizar la auto limpieza del sistema.

Para poblaciones pequeñas, se aceptarán velocidades menores, solamente en ramales secundarios. La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,00 m/s.

3.5.1.5. 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.

3.5.1.6. Caudales de diseño

La red de distribución debe calcularse para el caudal máximo horario o para el caudal máximo diario más la demanda contra incendios, utilizando para el diseño el mayor valor resultante.

Para el cálculo de la red de distribución se debe considerar la zona actual y futura con sus densidades actuales y aquellas consideradas en los planes reguladores urbanos o establecidas por el proyectista sobre la base de información local.

Para la definición de los caudales de distribución se debe tomar en cuenta: los consumidores y los puntos significativos para la lucha contra incendios (en caso necesario).

En áreas con desarrollo no planificado se deben fijar consumos globales a ser atendidos a partir de derivaciones previstas en el sistema de distribución.

La estimación de los consumos debe ser realizada:

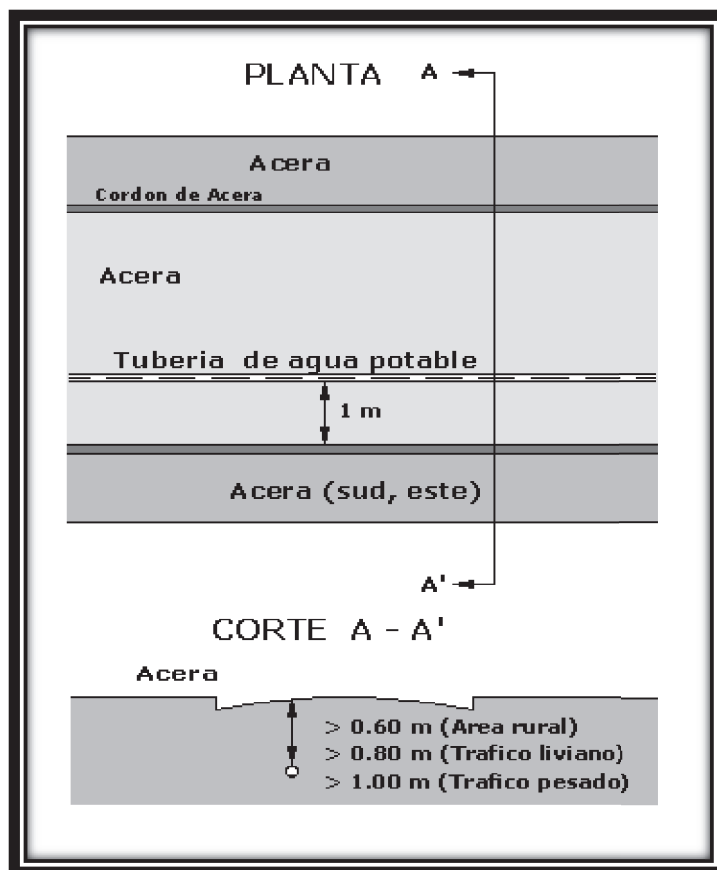
- Mediante el análisis de los datos de medición, en poblaciones con sistema de abastecimiento de agua con consumo medido.
- Mediante datos de poblaciones próximas considerando el grado de semejanza de las condiciones socioeconómicas, en poblaciones que no dispongan de datos de consumo.

3.5.1.7. Ubicación y profundidad de las tuberías

La ubicación de las tuberías en poblaciones dispersas no urbanizadas, la red de distribución debe ubicarse, en lo posible, lo más próxima a las viviendas para facilitar la conexión.

Las tuberías en zonas urbanizadas, la red de distribución pueden ubicarse en los costados sur y este de las calles a 1,00 m del cordón de la acera o a un tercio de la calzada (ver figura 3.11).

Figura 3.11. Ubicación y profundidad de las tuberías



Fuente: Norma Boliviana NB 689 para poblaciones menores a 10000 hab.

Debe colocarse doble tubería en una calle, cuando:

- El ancho de la vía es mayor a 18 m.
- Existe intenso tráfico de vehículos de alto tonelaje.

- El costo de reposición de pavimento de las conexiones domiciliarias fuese más caro que la construcción de red doble.
- La separación entre tuberías de agua potable y alcantarillado debe ser de 1,50 m en planta, debiendo colocarse la tubería de agua potable a 0,30 m como mínimo por encima de la del alcantarillado.

La longitud máxima de las tuberías secundarias debe ser de 300 m cuando son alimentadas por un solo extremo y de 600 m cuando son alimentadas por dos extremos.

Las tuberías secundarias podrán formar una red en malla, mediante la unión de las mismas en los puntos de cruce, o podrán ser independientes entre sí, sin unión en los puntos de cruce, cuando su alimentación fuera prevista a través de ambas extremidades.

La profundidad mínima a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser 0,80 m medida desde la rasante del terreno hasta la clave de la tubería, en aquellos casos en que exista o se prevea volumen alto de tráfico o tráfico de vehículos de alto tonelaje, la profundidad mínima deberá ser de 1,00 m desde la clave de la tubería.

La profundidad a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser realizada de acuerdo a lo especificado en la tabla 3.12.

Tabla 3.12. Profundidad y ancho de zanja

Zona	Ancho de zanja (m) (1)	Ancho de zanja (m)		Recomendación
		:12,7 a 76 mm(2)	:100 a 200 mm (2)	
Calles área rural	0,6	0,4	0,5	En lugares donde la temperatura del ambiente es menor a 5°C debe incrementarse a profundidad según la cota del nivel freático
Áreas de cultivo y calles con tráfico liviano	0,8	0,6	0,7	
Calles con tráfico pesado	1	0,6	0,7	

(1) profundidad medida desde la clave de la tubería

(2) el diámetro de la tubería corresponde a diámetro nominal

Fuente: Norma boliviana NB-689

3.5.1.8. Válvulas reguladoras e hidrantes

La red de distribución debe estar provista de válvulas destinadas a interrumpir, controlar o regular el flujo de agua en la tubería. Para ello se deben considerar los diferentes tipos de válvulas:

- Si el sentido del flujo es contrario al deseado, la válvula se cierra y no permite que circule caudal por ella.
- Si el sentido real del flujo es igual al deseado y el valor de la presión de entrada a las válvulas es inferior al de la deseada, la válvula no produce pérdidas y trabaja totalmente abierta.
- Si el sentido real del flujo es igual al deseado y el valor de la presión de entrada a la válvula es superior al de la deseada la válvula trabaja parcialmente abierta produciendo unas pérdidas de altura tales que la presión inmediatamente aguas debajo de si misma iguale a la presión deseada.

Los hidrantes para combatir incendios deben instalarse en tuberías de un diámetro de 75 mm. Deben ubicarse de acuerdo a un estudio específico, con preferencia en lugares próximos a establecimientos públicos e industriales vulnerables a los incendios, a una distancia entre ellos no mayor a 500 m, para poblaciones de 10 000 habitantes a 100 000 habitantes y no mayor a 1 000 m, para poblaciones mayores a 100 000 habitantes.

Cada hidrante debe llevar su propia válvula para aislarlo de la red.

3.5.2. TIPOS DE REDES

Básicamente existen tres tipos de tipos de redes de agua potable:

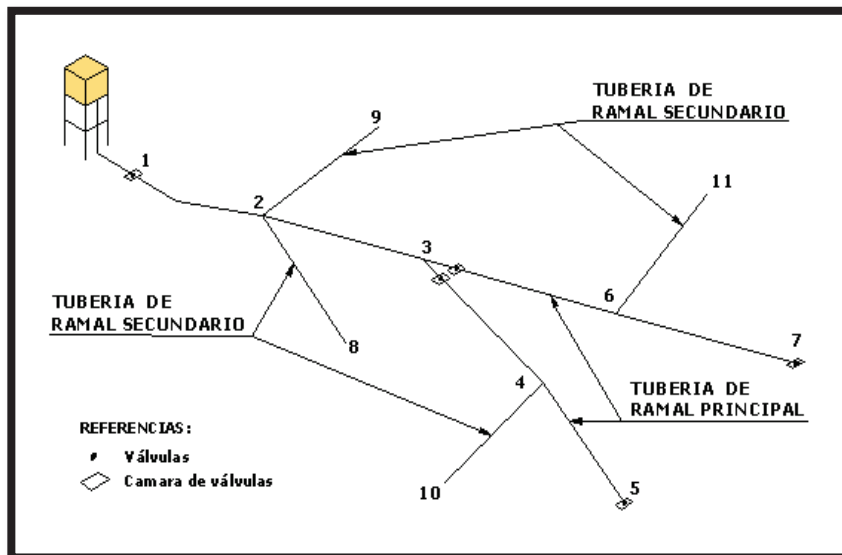
- Red abierta o ramificada
- Red cerrada o anillada

- Red mixta o combinada

3.5.3. RED ABIERTA O RAMIFICADA

La red abierta está constituida por tuberías que tienen la forma ramificada a partir de una línea principal; puede emplearse en poblaciones semidispersas y dispersas o cuando por razones topográficas o de conformación de la población no es posible un sistema cerrado (ver figura 3.12).

Figura 3.12. Esquema de una red abierta o ramificada



3.5.3.1. Diseño hidráulico de redes abiertas

En el diseño hidráulico de las tuberías de redes abiertas deben considerarse los siguientes aspectos:

- La distribución del caudal es uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.
- La pérdida de carga en el ramal debe ser determinada para el caudal del tramo.
- Los caudales puntuales (escuelas, hospitales, etc.) Deben ser considerados como un nudo.
- Para el cálculo de ramales debe considerarse un caudal mínimo de 0,10 l/s.

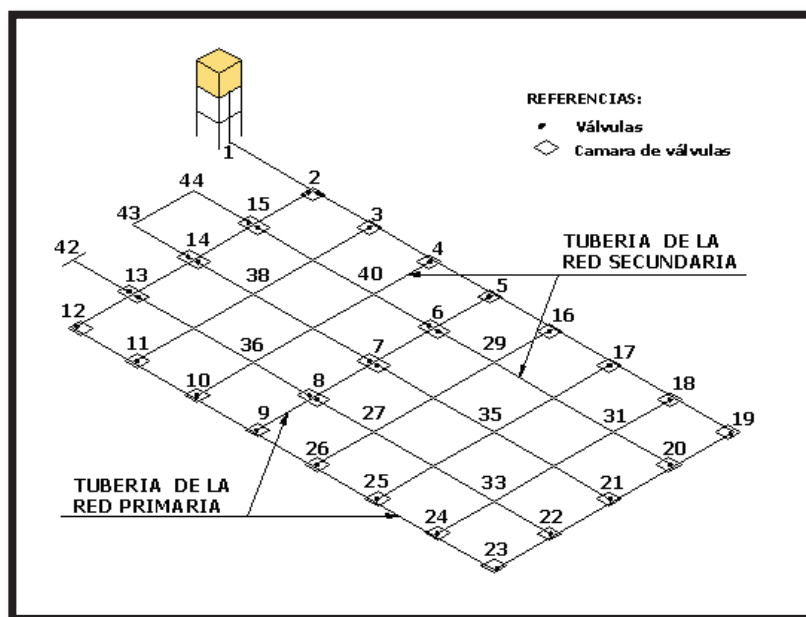
El diseño hidráulico de la red abierta, puede ser realizado por una de las siguientes fórmulas: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams u otros justificados

3.5.4. RED CERRADA O ANILLADA

Son también conocidas como sistemas de circuitos cerrados. Su característica primordial es tener algún tipo de circuito cerrado (*loop*, en inglés) en el sistema. El objeto es tener un sistema redundante de tuberías: cualquier zona dentro del área cubierta por el sistema puede ser alcanzada simultáneamente por más de una tubería, aumentando así la confiabilidad del abastecimiento. Este tipo de red que usualmente conforma el sistema de distribución de agua potable de una zona urbana o rural.

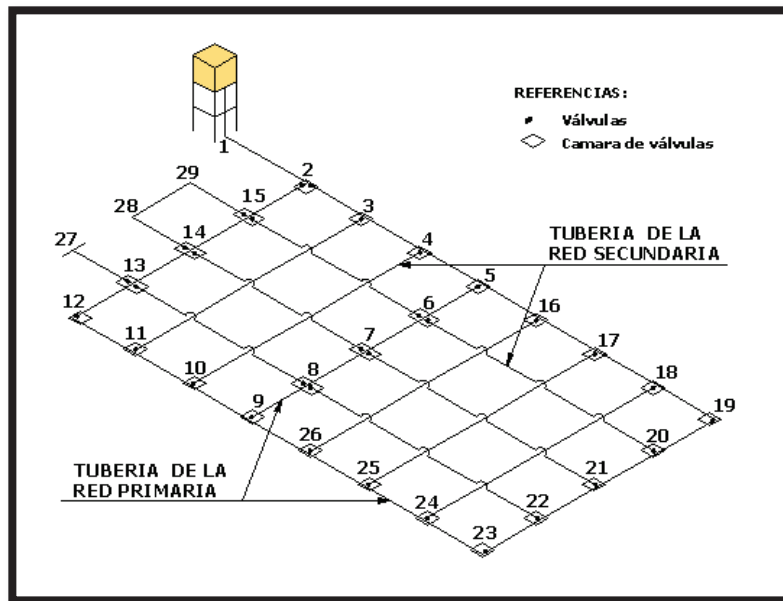
En la figura se muestra según la norma colombiana, que con esta disposición de válvulas y tuberías se pueden aislar algunas tuberías secundarias sin interrumpir el servicio en el resto de la zona. Este esquema original adoptado en muchas ciudades de Bolivia y zonas de Cochabamba.

Figura 3.13. Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias interconectadas



Fuente: Abastecimiento de agua (Santiago Arnalich)

Figura 3.14. Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias sin conexión



Fuente: Abastecimiento de agua (Santiago Arnalich)

En la figura 3.14 se muestra una red de distribución de acuerdo norma brasileña. El sistema está compuesto por tuberías de relleno sin interconexión, lo cual determina una gran economía en accesorios, y algunas tuberías secundarias sin conexión en el sistema de la red cerrada.

En general, las redes matrices son redes abiertas mientras que las redes secundarias son redes cerradas en el sentido de que están conformadas por circuitos. Sin embargo, puede haber casos en que las redes matrices contengan circuitos y que parcialmente las redes de distribución sean abiertas. Pero la tradición en ingeniería hidráulica y sanitaria ha sido conformar las redes menores siguiendo el trazado de las manzanas de las ciudades, constituyendo así redes con circuitos y aumentando la confiabilidad del suministro ya que el agua pueda llegar a un sitio por diferentes caminos.

3.5.4.1. Determinación de caudales en redes cerradas

En redes cerradas la determinación de caudales en los nudos de la red principal se realizará por uno de los siguientes métodos:

3.5.4.1.1. Método de área unitaria

- Cuando se trata de un sistema de distribución en anillada para determinar los caudales se puede mecanizarse en los siguientes pasos:
- Contar con un plano topográfico, escala 1:2000 con curvas de nivel equidistantes a 0.50 m o por lo menos con las cotas de cada intersección de las calles presentes y futuras.
- Basado en la topografía seleccionar la posible localización del tanque de regularización, en caso de áreas muy grandes se puede contemplar la posibilidad de dividir esta en subáreas con sistemas de distribución separados.
- Contar con un trazo tentativo de la red de distribución en malla mostrando las líneas de alimentación.
- Calcular el caudal unitario de cada nudo de la red, dividiendo el caudal máximo horario con el área total de influencia de la zona a proyectar de la red de distribución.

$$Q_u = \frac{Q_{\max_h}}{A_{total}}$$

Dónde:

Q_u = caudal unitario en l/s-ha.

Q_{\max_h} = caudal máximo horario en l/s.

A_{total} = área total de influencia del proyecto en ha.

- Numerar los nudos existentes en la red de distribución.
- Determinar las áreas de influencia de cada nudo de la red, trazando mediatrices en los tramos, formándose figuras geométricas alrededor del nudo y estas se multiplican por el caudal unitario, así obteniendo el caudal de demanda en cada nudo de la red de distribución (ver figura 3.15).

El caudal en el nudo es:

$$Q_{nudo\ i} = Q_u * A_i$$

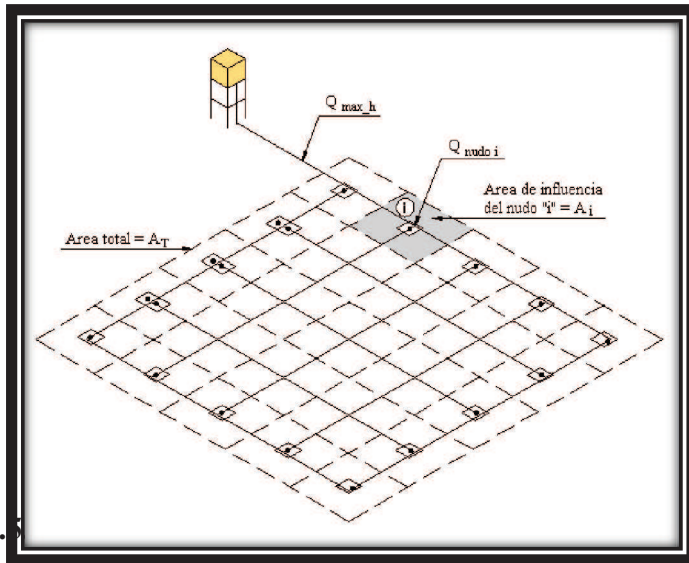
Dónde:

$Q_{\text{nudo } i}$ = caudal en el nudo “i” en l/s.

Q_u = caudal unitario superficial en l/s-ha.

A_i = área de influencia del nudo “i” en ha (ver figura 7.6).

Figura 3.15. Esquema de una red cerrada por el método de área unitaria



Fuente: Abastecimiento de agua (Santiago Arnalich)

El caudal en el nudo es:

$$Q_i = Q_p * P_i$$

Dónde:

Q_i = caudal en el nudo “i” en l/s.

Q_p = caudal unitario poblacional en l/s-hab.

$$Q_p = \frac{Q_{\text{max}_h}}{P_t}$$

Q_{max_h} = caudal máximo horario en l/s.

P_t = población total del proyecto en hab.

P_i = población de área de influencia del nudo “i” en hab.

3.5.4.1.3. Método del número de familias

El caudal en el nudo es:

$$Q_n = Q_u * P_{fn}$$

Dónde:

Q_n = caudal en el nudo “n” en l/s.

Q_u = caudal unitario en l/s-familia.

$$Q_u = \frac{Q_{\max_h}}{N_f}$$

Q_{\max_h} = caudal máximo horario en l/s.

N_f = número total de familias.

P_{fn} = número de familias en el área de influencia del nudo “n”.

3.5.4.2. Diseño hidráulico de redes cerradas

Para el diseño hidráulico de las tuberías de redes cerradas se deben considerar los siguientes aspectos:

- El caudal total que llega al nudo debe ser igual al caudal que sale del mismo.
- La pérdida de carga entre dos puntos por cualquier camino es siempre la misma.

En las redes cerradas se podrán considerar los siguientes errores máximos:

- 0,10 m.c.a. De pérdida de presión como máximo en cada malla y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.
- 0,10 l/s como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas. Las redes cerradas no deben tener anillos mayores a 1 km por lado.

- Preferentemente las pérdidas de carga en tuberías principales y secundarias deben estar a rededor de 10 m/km.

Para el análisis hidráulico de una red de distribución cerrada puede utilizarse el siguiente método:

- Método de Hardy Cross.

Ver ANEXO 5. Ingeniería del proyecto; diseño de la red de distribución.

3.5.4.2.1. Método de Hardy – Cross

Es un método de aproximaciones sucesivas por el cual se realizan correcciones sistemáticas a los caudales originalmente asumidos (caudales de tránsito por las tuberías) hasta que la red se encuentre balanceada.

3.5.4.2.2. Modelos computacionales

Con base en métodos reportados por la literatura técnica y la facilidad de uso, la historia de los métodos de análisis de redes de distribución de agua potable ha sido dividida en tres períodos

3.5.5. CONEXIONES DOMICILIARIAS

Los componentes mínimos para una conexión domiciliaria son:

- Sistema de conexión a la tubería de distribución.
- Tubería de conexión.
- Válvula de cierre antes y después del medidor.
- Medidor de caudales.
- Accesorios y piezas de unión que posibiliten y faciliten su instalación.
- Caja de protección del sistema de medición y control con su cierre correspondiente

Conexiones domiciliarias se realizarán en diámetros de ½” o ¾” para usuarios domésticos. Para usuarios con propósitos comerciales, industriales, sociales (escuelas) y oficiales (cuarteles) deberán adoptarse diámetros mayores en conformidad al caudal requerido.

3.5.5.1. Medidores de agua potable

Pueden ser de dos tipos:

- Medidores domiciliarios o micromedidores: cuando se emplean para medir el caudal empleado por la conexión de algún suscriptor o abonado.
- Medidores de alto caudal o macromedidores: empleados para medir los caudales que se producen en los sistemas de bombeo, plantas de tratamiento, tanques de almacenamiento o circuitos hidráulicos en las redes de distribución.

3.5.6. FORMAS DE DISTRIBUCIÓN

De acuerdo a condiciones topográficas, la ubicación de la fuente respecto a la red y al tanque de almacenamiento, motivara diversas formas de suministro de agua a la red de agua potable.

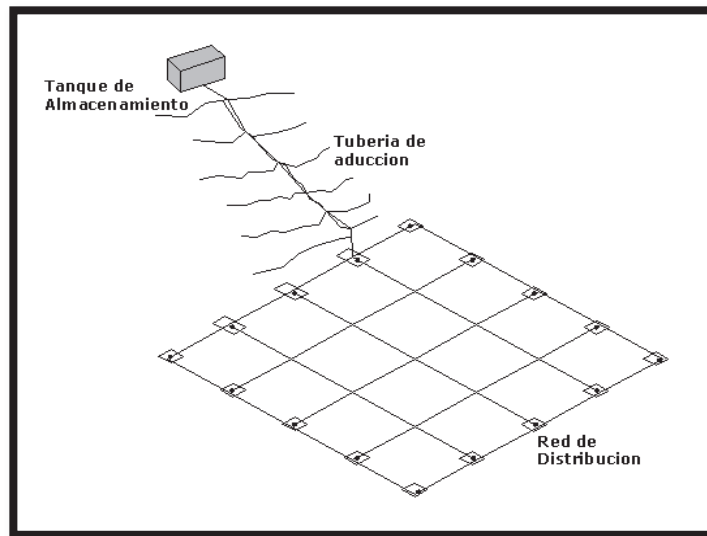
3.5.6.1. Distribución por gravedad

La distribución por gravedad se aplica cuando la obra de captación y/o tanque de almacenamiento se encuentra en un nivel superior a la red de distribución y se garantice presión suficiente en toda la red (ver figura 3.16)

3.5.6.2. Distribución por bombeo directo

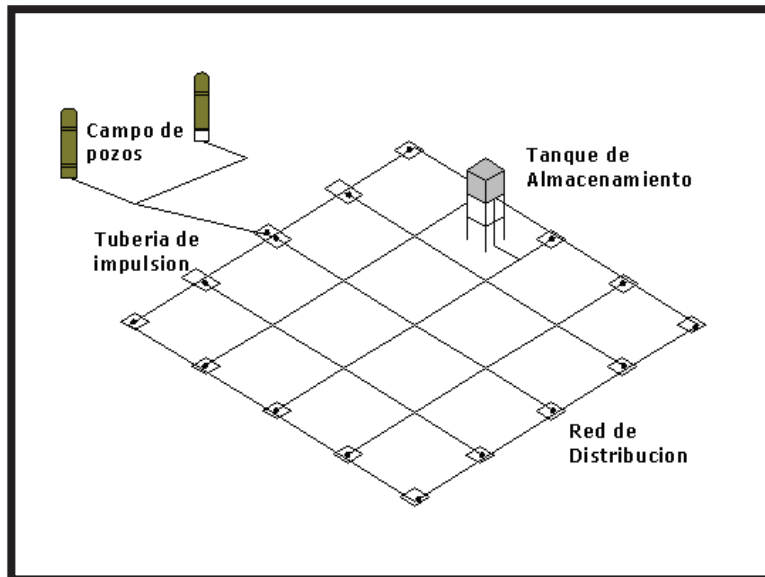
La distribución por bombeo puede aplicarse cuando la ubicación de la obra de captación o tanque de almacenamiento no garantiza presión suficiente en toda la red, por lo que es necesario utilizar dispositivos y equipos que impulsen el agua a través de la red (ver figura 3.17).

Figura 3.16. Distribución por gravedad



Fuente: Abastecimiento de agua (Santiago Arnalich)

Figura 3.17. Distribución por bombeo



Fuente: Abastecimiento de agua (Santiago Arnalich)

CAPITULO IV

INGENIERIA DEL PROYECTO

4.1. POBLACION DEL PROYECTO

La urbanización JAPON, en la actualidad cuenta con una población de 250 habitantes distribuida en 49 predios, alcanzando una cantidad total de 415 lotes.

Para obtener la población beneficiaria del proyecto, la NORMA BOLIVIANA para el Diseño de Sistemas de Agua Potable (NB-689), ofrece al proyectista una variedad de métodos de crecimiento, tales como: el método aritmético, geométrico, exponencial y densidad poblacional.

Tabla 4.1. Resultados población futura

METODO	POBLACION FUTURA (hab.)
Aritmético	409
Geométrico	468
Exponencial	473
Densidad Poblacional	1740

Fuente: Elaboración propia

Se emplea este método Densidad Poblacional debido a que el cálculo de la población futura por otros métodos es demasiado bajo.

Para el método de densidad poblacional al existir un número definido de viviendas en la urbanización Japón, se estimó que de los 415 predios el 70% estarán habitadas debido al crecimiento del número de viviendas habitadas por año del 2% pero al existir un sistema

de agua potable este porcentaje aumentara alcanzando un total de 290 predios habitados hasta cumplir su periodo de diseño.

Tomando en cuenta el espacio poblacional, siendo el mismo de 6 habitantes por predio y el elevado incremento poblacional que sufre la ciudad de Tarija.

4.2. CONSUMO DE AGUA

Para la determinación de los consumos per cápita se han utilizado las dotaciones recomendadas por la NORMA BOLIVIANA para el Diseño de Sistemas de Agua Potable (NB-689), las cuales se reflejan en la Tabla 3.8 del presente documento, considerando el rango de dotación de 70 a 100 l/hab-d, característica para una población comprendida entre 2001 a 5000 habitantes en una zona de valles, se adopta para el proyecto una dotación de 100 l/hab-d. Considerando también la disponibilidad de agua obtenida.

Se incrementó la dotación media diaria de acuerdo a los factores que afectan el consumo, aplicando una variación en la dotación del 2 %, justificado tal incremento con la necesidad de mayor aprovechamiento de agua.

Se calculó una dotación futura para un periodo de diseño de 20 años, el mismo es recomendado por la NORMA (NB-689), obteniendo:

$$\mathbf{Df = 149 \text{ l/hab-d}}$$

4.3. CAUDALES DE DISEÑO

Los caudales de diseño deben ser estimados para el dimensionamiento de los diferentes componentes del sistema de agua potable como ser la captación, la aducción y la distribución. Para ello se debe considerar un caudal medio diario, un caudal máximo diario y un caudal máximo horario, aplicando los respectivos coeficientes de variación en función a las características de la población beneficiada con el proyecto.

CAUDAL MEDIO DIARIO: 3 l/s

CAUDAL MAXIMO DIARIO: 3,9 l/s

Se aplicó el coeficiente de variación diaria **k₁:1,3**

CAUDAL MAXIMO HORARIO: 8,19 l/s

Se aplicó el coeficiente de variación horaria **k₂: 2,1**

4.4. CALIDAD DEL AGUA

La evaluación de la calidad del agua desde el punto de vista bacteriológico y físico-químico, fue realizada de manera comparativa con los parámetros de control establecidos en NORMA BOLIVIANA NB-512 (Agua Potable–Requisitos y sus reglamentos).

Los estudios y ensayos necesarios para determinar la calidad del agua fueron efectuados por el laboratorio de COSAALT, la muestra fue obtenida en un sector cercano al lugar donde se realizara la perforación del pozo, esta muestra es representativa de la zona.

Los resultados fueron favorables para el proyecto, los valores obtenidos son menores a los valores máximos establecidos por la Norma NB-512. Se clasificó la fuente en el GRUPO I según lo establecido por la Norma NB-689, siendo apta para el consumo humano, únicamente es necesario realizar una desinfección por cloración.

Tabla 4.2. Análisis físico - químico

Parámetro	Valor obtenido	Valor máximo aceptable	Unidad
Análisis Físicos			
Turbiedad	0,19	5	U.N.T
Color	5	15	U.C. EscalaPt – Co
Sólidos totales disueltos	11,2	1000	mg/l
Análisis Químicos			
Dureza total	22,72	500	mg/l (Ca CO ₃)
Calcio	6,92	200	mg/l
Magnesio	15,81	150	mg/l
Manganeso	-	0,1	mg/l
Hierro total	-	0,3	mg/l
Sulfatos	14,91	400	mg/l
Cloruros	11,19	250	mg/l
Fluoruros	-	1,5	mg/l
Nitratos (1) NO ₃	-	45	mg/l
Nitritos(1) NO ₂	-	0,1	mg/l
pH	6,53	6,5-9	-
Análisis Bacteriológicos			
Coliformes totales	Ausencia	0,0 UFC/100 ml	<2 NMP/100 ml
Escherichiacoli (E. coli)	Ausencia	0,0 UFC/100 ml	<2 NMP/100 ml
Análisis Complementarios			
Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO ₅	-	N.E.	mg/l
Oxígeno disuelto OD	-	N.E.	mg/l
Conductividad	-	1500	µmhos/cm

Fuente: COSAALT

4.5. CAPTACIÓN DE AGUA

Según las características hidrológicas y geográficas que presenta la zona, y como se trata de un sistema urbano, solo existen dos alternativas de captación, (1) la conexión al sistema general de la ciudad y (2) la captación de aguas subterráneas profundas, siendo la segunda alternativa la más óptima, técnica y económicamente para el proyecto. La conexión al sistema general significa un costo muy elevado y es necesario cumplir una serie de requisitos previos a su construcción. Por el contrario cerca de la zona existe un pozo perforado ya que las características hidrogeológicas que presenta el sector son favorables para el aprovechamiento de aguas subterránea

Tabla 4.3. Resultados del pozo

Tipo de fuente de abastecimiento	Aguas Subterráneas
Tipo de Acuífero	Confinado
Producción del acuífero(l/s)	15
Nivel Estático (N.E.)(m)	7
Nivel Dinámico (N.D.)(m)	40,5
Diámetro Entubado (mm.)	6"
Profundidad perforada (m)	146
Ubicación de la bomba (m)	55

Fuente: PRODASUD

4.6. ESTACIONES DE BOMBEO

La estación de bombeo se encuentra ubicada en el mismo sector donde se perforará el pozo, cuenta con todo el equipamiento necesario para su funcionamiento como ser: caseta de bombeo, cámara de bombeo, tubería de succión, bomba, válvulas de regulación y control, interruptores de máximo y mínimo nivel, tableros de protección y control eléctrico, equipo de montaje y mantenimiento, sistema de ventilación y cerco de protección.

Se empleara en el proyecto una bomba centrífuga vertical sumergible, debido a que la profundidad del pozo es mayor a 30 metros, tal distancia no permite el funcionamiento de un sistema de bombeo horizontal.

Con el cual se define un caudal de bombeo de 3,9 l/s, menor a la producción del pozo de 15 l/s y de esta manera se garantiza la recarga del acuífero.

Posteriormente se procedió al dimensionamiento de la tubería de impulsión, aplicando la fórmula recomendada por la NORMA BOLIVIANA NB-689, de la cual resultó un diámetro de 3", dicha tubería tiene que ser de un material que soporte presiones altas producidas por el golpe de ariete, de tal manera se recomienda una tubería de hierro galvanizado.

Tabla 4.4. Resultados estación línea de bombeo

Tipo de bomba	bomba vertical sumergible con motor franklin
Caudal de bombeo	3,9 l/s
Tiempo de bombeo	8 h
Potencia de bomba	5,5 HP
Diametro tuberia de impulsión	3"

Fuente: Elaboración propia

Al tratarse de un sistema por bombeo es necesario definir la provisión de la energía eléctrica requerida para el funcionamiento de dicha obra, el sistema eléctrico será administrado desde la caseta de bombeo con un generador ballena a diesel trifásico de 18,75 KVA D.

4.7. ALMACENAMIENTO

Se debe construir un tanque de almacenamiento, para garantizar la dotación de la urbanización en horas pico de cada día.

Conociendo las características topográficas de la zona, el tanque de almacenamiento será semienterrado ubicado en la parte alta de la urbanización con una cota de 1987,5 de tal manera que se garantice una presión mínima de servicio de 10 m.c.a. a todos los nudos del sistema, es importante mencionar que la ubicación del tanque es cercana al lugar de captación con el fin de reducir costos de construcción.

De acuerdo a recomendaciones de la NORMA BOLIVIANA para diseño de Sistemas de Agua Potable NB-698, la capacidad del tanque deberá ser igual al volumen que resulte mayor de las siguientes consideraciones.

Volumen de regulación: 98 m³

Volumen de reserva: 72 m³

Volumen contra incendio: 29 m³

Por el cual el volumen del tanque de almacenamiento será 98 m³ pero por fines constructivos y acorde a la NORMA BOLIVIANA será de 100 m³.

4.8. RED DE DISTRIBUCION

La red de distribución es tipo cerrada con arranque en tanque semienterrado.

Se realizó el cálculo del caudal de demanda por nudo utilizando el método de la área unitaria donde se divide el caudal máximo horario entre la superficie total de la urbanización este caudal unitario se multiplica por el área de aporte de cada nudo y como resultado tenemos el caudal por nudo.

Dichos caudales fueron cargados a una base de datos en el software EPANET 2.0 para posteriormente producirse el cálculo hidráulico del sistema, mediante un proceso iterativo se obtiene el respectivo dimensionamiento de tuberías utilizando el método de Darcy Weisbach, se verificó siempre los parámetros y límites establecidos por la NORMA BOLIVIA NB-689.

La red de distribución, la que partirá del tanque de regulación hasta el consumidor final recorriendo 5477 m con diámetros que varían de 3", 2½", 2", 1½" y 1" de PVC con resistencia de 60 m.c.a hasta 150 m.c.a. que dependerá de la presión de trabajo en cada tramo.

CAPITULO V

PRESUPUESTO

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra, o de una de sus partes. Es, como su nombre lo indica la predicción de un hecho futuro cuya magnitud debe representar con toda la exactitud con que ella pueda determinarse.

Algunas definiciones de presupuestar:

- Es la predicción monetaria que representa realizar una actividad o tarea determinada.
- Cálculo aproximado del costo de una obra.
- Es la expresión en cifras monetarias del programa de trabajo previsto en un proyecto.
- Es el monto que se autoriza como apropiación para invertir en la materialización de un proyecto específico.

Sea que se trate de una valoración rápida o del análisis analítico para una cotización formal, toda estimación de valores se basa en la experiencia del calculista, en su información actual y en su capacidad de comparar. De donde resulta que el problema de presupuestar debe ser resuelto por aquellos que tengan conocimiento necesario de la naturaleza del costo, y este solo puede alcanzarse con el conocimiento profundo del arte de construir.

5.1. PRESUPUESTO POR ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para

una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma.

5.1.1. Actividades y/o Ítems de Obra

Un Ítem es una unidad de obra, parte de un proyecto con carácter propio, tanto de materiales como mano de obra, siendo su cantidad proporcional a la magnitud de la obra, **cada Ítem deberá ser hecho con criterio de separar todas las partes que sean susceptibles de costo distinto, no solo para facilitar la formación del presupuesto, sino también porque este es un documento de contrato y sirve como lista indicativa de los trabajos a ejecutar.**

Forma un conjunto de actividades valoradas en unidades determinadas a través de la unidad que puede apreciarse al efectuar el presupuesto, las mismas pueden ser de longitud (m), superficie (m^2), volumen (m^3), peso (Kg), pieza (N^a) punto (Pto), existiendo algunas de ellas que por su naturaleza o complejidad solamente pueden medirse en forma global.

5.1.2. Computo Métrico

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- Establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El computo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas, computar es entonces medir, computo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

El cómputo métrico supone el conocimiento de los procedimientos constructivos de la práctica y su éxito depende en gran medida de una experiencia sólida. El trabajo de

medición puede ser ejecutado de dos maneras que son: sobre la obra misma, o sobre los planos.

Computo en plano

Significa realizar los trabajos de medición en los planos del proyecto con la ayuda de un escalímetro teniendo mucho cuidado en la observación de las escalas.

Computo en obra

Este trabajo se lo efectúa en el lugar de la obra, cuando esta se encuentra en ejecución con la ayuda de una cinta métrica un flexómetro de acuerdo a las normas establecidas.

5.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

5.2.1. Definición

El precio Unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice. Así mismo, unidad de obra puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, como base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago. El concepto de trabajo o concepto de obra, podrá quedar definido como el conjunto de operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, integran cada una de las partes de una obra en que esta se divide convencionalmente para fines de medición y pago.

Resumiendo en un sola expresión los conceptos tratados anteriormente, se puede establecer en una forma más amplia que el precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad que de acuerdo con las especificaciones respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución.

5.2.1.1. Materiales

Este primer componente tiene su importancia en la estructura de costos, su magnitud y cantidad dependen de la definición técnica y las características propias de cada uno de los materiales que integran el ítem.

Los materiales son los recursos que se utilizan en cada una de las actividades o ítems de la obra. Los materiales están determinados por las especificaciones técnicas, donde se define la calidad, cantidad, marca, procedencia, color, forma, o cualquier otra característica necesaria para su identificación.

El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el puesto en obra, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.

El costo de los materiales tiene una gran importancia en el cálculo del presupuesto, debido a que en el caso de que se cometa errores en esta parte, trae como consecuencia un resultado muy alejado de la realidad, y por lo tanto una total distorsión en el costo total de la obra.

Se deberá cotizar con el precio del material puesto en obra incluyendo los gastos de carguío, manipuleo y transporte como también seguros, pago de internación, peaje, etc., es importante que se obtenga por la compra de materiales, la factura correspondiente con el número de identificación tributaria (NIT) del vendedor para el descargo del pago de impuestos, el mismo que nos otorga crédito fiscal.

5.2.1.2. Mano de Obra

Este componente presenta una dicotomía en su aplicación, siendo la primera el tiempo de ejecución de la unidad de obra expresada en rendimiento, este factor difícil de determinarse, el mismo que se halla ligado a la experiencia de la entidad y su metodología de trabajo.

La capacidad de ejecución del obrero ya que los rendimientos de mano de obra varían de acuerdo a la **habilidad y experiencia de los obradores**, los cuales en algunos casos y especialmente cuando se han llegado a especializar en una determinada labor producen rendimientos notables en comparación con otros que no han llegado a una situación similar de experiencia y práctica.

La segunda corresponde a los salarios a pagar a los obreros que ejecutan un ítem, que deberá ser calculada considerando todas las incidencias conforme demandan las leyes vigentes en nuestro país.

El rendimiento de la mano de obra se puede definir como la cantidad de unidades iguales que un obrero puede hacer en un periodo fijo o alternativamente el tiempo que se requiere de un obrero para hacer una unidad de obra; dicho en forma resumida, el rendimiento es:

- La cantidad de obra hecha en la unidad de tiempo, o El tiempo necesario para hacer una unidad de obra.

5.2.1.2.1. Cargas Sociales

A objeto de que el otorgamiento de los subsidios correspondientes al régimen de asignaciones familiares no tropiece con problemas interpretativos se ha consultado a los organismos respectivos su aplicación, debiendo tomar en cuenta la empresa el cumplimiento a las previsiones contenidas en el artículo 25 del decreto Supremo 21637 del 25 de junio de 1987, el artículo 2do del decreto supremo N° 23410 del 16 de febrero de

1993, la ley de pensiones (ley 1732) de fecha 29 de noviembre de 1996 decreto supremo N^a 24586 de 29 de abril de 1997 y decreto supremo N^a 24646 de 12 de junio de 1997.

a. Incidencia de Inactividad y Beneficios La incidencia de inactividad se calcula de acuerdo al tipo de obra.

El cuadro siguiente nos demuestra los días que componen el año calendario, con sus respectivos días ociosos o días que no se ejecutan labor alguna.

De acuerdo al D.S. 21060 Art. 67 del capítulo III, en el país existen 10 feriados, incluyendo las efemérides departamental.

Tabla 5.1. Incidencia de inactividad

DESCRIPCION	DIAS SIN PRODUCCION	JORNALES PAGADOS
Domingos	52	52
Feridos	10	10
Días de Lluvia y otros	10	10
Enfermedad	3	3
Ausencias justificadas	2	2
Ausencias Injustificadas	2	-
Día del constructor (26 de Abril)	1	1
TOTAL	80	78

Datos con los que se deberá calcular la incidencia de inactividad:

Días efectivos de trabajo (12 meses)	$365 - 80 = 285$ días
Jornales Abonados	$285 + 78 = 363$ días
Incidencia por inactividad	$363/285 = 1,2737$

INACTIVIDAD = 27,37 %

Tabla 5.2. Incidencia de beneficios

DESCRIPCION	DIAS SIN PRODUCCION	JORNALES PAGADOS
Vacación	-	15
Aguinaldo	-	30
Otros	-	10
TOTAL	-	55

Incidenca por beneficios $55/365 = 0.1506$

BENEFICIOS = 15.06 %

b. Incidencia de Subsidios A partir del 1^a de enero de 1993, en cumplimiento a las previsiones contenidas en el artículo 2do del DS N^a 23410 del 16 de febrero de 1993, que modifica la cuantía del salario mínimo nacional, los subsidios, prenatal, natalidad, lactancia y sepelio, cuya obligación está a cargo de la empresa o los empleadores, según lo dispuesto por el D.S. 21637 en su artículo 25 del 25 de junio de 1987, deben considerarse dentro de la estructura de costos. Asimismo amerita la explicación sobre la importancia de cada uno de los subsidios citados.

b.1. Subsidio Pre Natal Consiste en la entrega por intermedio del asegurado a la madre gestante o beneficiaria de un pago único equivalente a un salario mínimo nacional durante los cinco últimos meses de embarazo, independientemente del subsidio de incapacidad temporal

b.2. Subsidio de Natalidad Consiste en la entrega por intermedio del asegurado a la madre gestante de un pago único equivalente a un salario mínimo nacional por el nacimiento de cada hijo.

b.3. Subsidio de Lactancia Consiste en la entrega mensual de leche entera y sal yodada equivalente a un salario mínimo nacional por cada hijo durante doce meses de vida.

b.4. Subsidio de Sepelio Consiste en el pago de un salario mínimo nacional por el fallecimiento de cada hijo menor de 19 años.

El incumplimiento por parte de la empresa en el otorgamiento de cualquiera de los cuatro subsidios, será sancionado de conformidad a las previsiones contenidas en el inciso n) del artículo 592 y 593 del reglamento del código de seguridad social en la forma siguiente:

Siendo las cajas de salud, las encargadas de los sistemas de control, así como la de aplicar las sanciones, para efectos de control las empresas o empleadores tienen la obligación de fraccionar planillas con la nómina de los empleados y los beneficiarios que tienen derechos a las asignaciones familiares. En caso de transgresión de esta ley, los empleadores están obligados sin perjuicio de las sanciones correspondientes a continuar otorgando la totalidad de los subsidios familiares, por los periodos establecidos, aunque el trabajador hubiese sido retirado ilegalmente.

Tabla 5.3. Resumen de subsidios

SUBSIDIO	MONTO Bs.	PERIODO MES	TOTAL Bs.
Pre-Natal	1000.00	5	5000,00
Natalidad	1000.00	1	1000,00
Lactancia	1000.00	12	12000,00
Sepelio	1000.00	1	1000,00
TOTALES			12293,00

Nota: Se consideró el salario mínimo nacional de Bs. 1000,00 (gestión 2012)

Para el análisis de la incidencia de los beneficios, es necesario determinar el costo mensual promedio de la mano de obra, para dicho efecto determinamos el jornal o salario promedio

ponderado mensual, en base a los precios vigentes en el mercado y los pesos ponderados establecidos en el decreto Supremo 18958 de fecha 17 de mayo de 1982 en actual vigencia.

SALARIO PROMEDIO MENSUAL PROMEDIO

TOTAL	100 %	2300
--------------	--------------	-------------

Asimismo es necesario determinar el número de trabajadores promedio para un proyecto, consideraremos 30 obreros.

SUBSIDIO	%	CALCULO	MONTO ANUAL Bs.
Pre natalidad	5	$30 * 0,05 * 1000 * 5$	7500,00
Natalidad	5	$30 * 0,05 * 1000 * 1$	1500,00
Lactancia	5	$30 * 0,05 * 1000 * 12$	18000,00
Sepelio	1	$30 * 0,01 * 1000 * 1$	300,00

TOTALES	27300,00
----------------	-----------------

Para el cálculo de la incidencia del subsidio tenemos:

Salario promedio mensual: Bs. 2300
 Número de Obreros: 30 obreros
 Tiempo 6 meses

$$6 \text{ meses} * 30 \text{ obreros} * 2300 \text{ Bs/mes} = 414000 \text{ Bs/6 meses}$$

La incidencia para el subsidio será:

$$\text{Subsidio} = (27300 * 100) / 414000 = 6,59 \%$$

c. **Aporte a Entidades** Según disposiciones que regulan los aportes son:

Tabla 5.4. Aporte a entidades

APORTES A ENTIDADES	PATRONAL
Caja de Salud	6 %
INFOCAL	0,5 %
PROVIVIENDA	0,5 %
A.F.P.	1,71 %
TOTAL	8.71%

d. Incidencia de la antigüedad

De acuerdo a lo establecido por el decreto ley N^a 21060, se considera la antigüedad sobre el salario mínimo nacional de acuerdo al siguiente detalle:

Años	%
2 – 4	5
5 – 7	11
8 – 10	18
11 – 14	26
15 – 19	34
20 – 24	42
25 o más años	50

Considerando que el 0% de los obreros están sujetos a este beneficio tenemos:

Incidencia por antigüedad 0.0 %

e. Seguridad Industrial e Higiene

Tabla 5.5. Materiales de seguridad industrial e higiene

DESCRIPCION	USO ANUAL/OBRERO	PRECIO UNITARIO	TOTAL OBRERO
Botas de Goma	20%	150,00	30,00
Guantes de Goma	200%	25,00	50,00
Cascos	100%	75,00	75,00
Botiquín	1%	250,00	2,50
Guantes de Goma	10%	50,00	5,00
Botines de Seguridad	100%	300,00	300,00
Overol	100%	180,00	180,00
Protectores auditivos	30%	20,00	6,00
Cinturón de Seguridad	5%	650,00	32,50
Respiradores	10%	400,00	40,00
Varios	50%	100,00	50,00
TOTAL Bs.			771.00

Incidencia por seguridad Industrial e Higiene: **4.37 %**

Pero como el trabajo se llevara en 6 meses será menos el 50%

Incidencia por seguridad Industrial e Higiene: **2.16 %**

Tabla 5.6. Resumen de incidencias por cargas sociales

DESCRIPCION	%
Incidencia por Inactividad	27,37
Beneficios	15,06
Subsidios	6,59
Aportes	8,71

Antigüedad	0
Seguridad Industrial e Higiene	2,16
TOTAL CARGAS SOCIALES	59,89 %

El porcentaje para este proyecto para las cargas sociales será 60%.

5.2.1.3. Herramientas y Equipo Menor En este rubro recalcula el porcentaje de las herramientas que se utilizan en la obra:

Picotas, palas, carretillas, herramientas de plomería, herramientas de carpintería metálica, llaves, alicates, etc.

Este parámetro dependerá del tipo y magnitud de la obra, pudiendo variar el mismo.

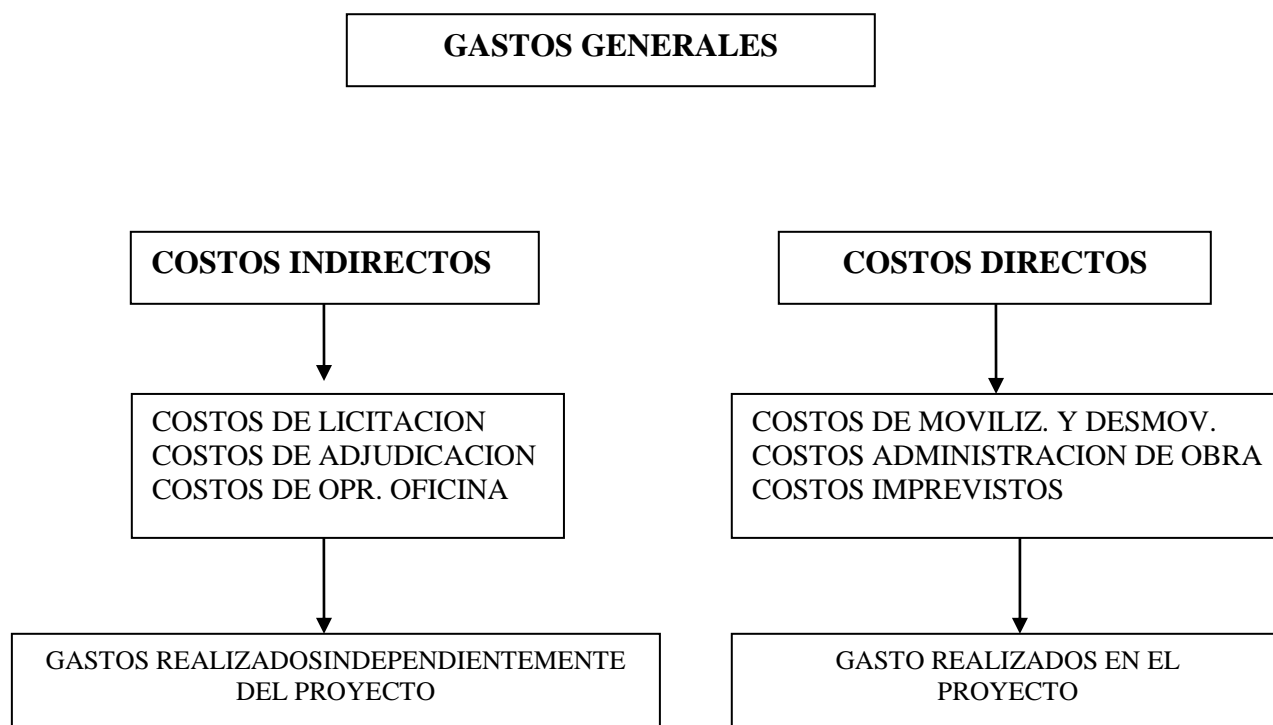
Se asumirá el 5% del total de mano de obra, al no tratarse de una obra de gran envergadura.

Maquinaria y Equipo en lo que se refiere a obras de mayor magnitud (carreteras, puentes, alcantarillado, etc.), toma una gran importancia en los precios unitarios, el equipo que se utilizará en un determinado ítem, dado que como se tratan de obras más grandes, desde el punto de vista ingenieril, se tendrá una serie de movimiento de tierras en el transcurso de la obra, lo que quiere decir, que en la obra se hará una serie de transportes, excavaciones, compactaciones, etc. para la ejecución de la obra. Por lo tanto tiene una gran incidencia en los precios unitarios el costo de la maquinaria a utilizar para el presupuesto de la obra.

Es así, que en el costo del equipo de una obra, intervienen dos aspectos muy importantes que son **el costo de operación de la maquinaria y el rendimiento mismo** de las diferentes maquinarias que se utilizarán en una determinada obra.

5.2.1.4. Gastos Generales

En este rubro existen los gastos directos e indirectos, deberá tomarse con sumo cuidado que los gastos generales no es un porcentaje, se expresa como tal, solamente como un artificio matemático para distribuir el gasto en cada uno de los ítems que compone el proyecto. Su explicación es válida, porque en la certificación del avance del proyecto se realiza a través de la medición de volúmenes de cada ítem multiplicado por su precio unitario:



Son gastos no incluidos en los costos directos y son muy variables, dependiendo de aspectos como el lugar donde se debe realizar la obra. Así por ejemplo, las obras locales tienen gastos generales más bajos que los que están ubicados en el campo y también es obvio que una empresa constructora grande tiene gastos generales mayores que la de una pequeña.

También tiene influencia el tipo de garantía (boletas bancarias o pólizas de seguro). El monto de contratos anuales y la magnitud de la empresa constructora. Por otra parte, existen dentro de los gastos generales costos fijos que representan un porcentaje permanente del costo total de la mano de obra como son los aportes a entidades.

Tabla 5.7. Resumen de Incidencias por Gastos Generales.

Incidencia por documentación de pliego
Incidencia de preparación de propuesta
Incidencia por documentos legales
Incidencia por garantías y seguros
Incidencia por preparación de oficina
Incidencia por administración de obras
Incidencia por movilización y desmovilización
Incidencia por gestión de riesgos
TOTAL GASTOS GENERALES 10%

Será el 10 % ya el proyecto se encuentra en una zona periurbana tomando en cuenta la suma de todas las incidencias.

5.2.1.5. Utilidad.

Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).

Para fines de cálculo se toma como base el **5-10% del costo sub total**, que resulta de la suma del costo directo más los gastos generales.

5.2.1.6. Impuestos.

En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes,

muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del **14,94%** sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.

El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el **del 3,09% sobre el monto de la transacción** del contrato de obra.

Dicha obra demanda un coste total de: 771.462,88 Bolivianos, detallados a continuación:

Tabla 5.8. Presupuesto

Nº	MÓDULO	PRECIO PARCIAL (Bs.)
1	OBRAS PRELIMINARES	6.739,53
2	CASETA DE BOMBEO	24.470,92
3	ADUCCIÓN	136.677,18
4	TANQUE DE REGULACIÓN	226.655,78
5	RED DE DISTRIBUCIÓN	361.580,44
	PRECIO TOTAL	771.462,88

CONCLUSIONES

Se realizó el diseño del sistema conforme a los parámetros establecidos en la “NORMA BOLIVIANA para el Diseño de Sistemas de Agua Potable (NB-689)”.

El diseño propuesto se ha realizado de tal manera que sea eficiente, económico y funcional y que la población de la Urbanización Japón sea abastecida de manera equitativa y aceptable hasta cumplir su periodo de diseño.

En el diseño de la distribución interna de la red se ha utilizado tubería PVC ya que esta ocasiona menos pérdida de energía, es económica y maniobrable en el momento de construcción. Por lo tanto ayuda a encontrar valores más aceptables de presiones y velocidades en la red.

Con el fin de preservar el medio ambiente, se planteo un manejo adecuado de la fuente de captación, donde el caudal de captación es menor que el caudal de producción del acuífero, garantizando de esta manera la capacidad de recarga del pozo.

Los principales impactos ambientales que se producirán durante la etapa de construcción del proyecto de saneamiento, serán generados por la excavación y movimiento de tierra, movilización y uso de maquinarias y equipos, así como la instalación de las tuberías de agua potable. El uso de maquinarias y equipos generarán incremento del nivel de ruido, además durante la excavación es probable que se incrementen las partículas y polvo debido a los movimientos de tierra durante la ejecución de la zanja por lo que es importante el humedecimiento constante.

RECOMENDACIONES

Con el fin de aprovechar racionalmente el agua y disminuir los costos de consumo de energía eléctrica por la bomba hidráulica, se recomienda explotar el acuífero gradualmente en los periodos de bombeo en función a la demanda real del sistema.

Los sistemas de abastecimiento de agua potable aunque sean diseñados para un período de 20 o 25 años es necesario revisar la demanda cada cierto período de tiempo para comparar si está de acuerdo a lo proyectado.

Capacitar a una persona para que funcione como operador de válvulas y otros accesorios, esto permitirá que el sistema este regulado y opere eficientemente.

La participación de la población durante la ejecución del proyecto, a través de sus Autoridades locales, es indispensable para lograr un incremento del beneficio.