

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

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.

Según el director ejecutivo de la autoridad de Fiscalización y Control Social de agua potable y Saneamiento básico (AAPS), las coberturas de agua en el 2012 era 68% área urbana y de 44% del 100% del área total.

1.1.1 Planteamiento del problema

Según los datos estadísticos del crecimiento poblacional del Municipio de Bermejo, la Comunidad de Cañadón Buena Vista se encuentra a una distancia de cuarenta y cinco kilómetros, área productiva que hasta el año 2013 y 2014, estaba siendo despoblada por los habitantes, debido a las altas temperaturas que registra esta zona y en sí todo el Municipio de Bermejo y la falta de los servicios básicos como agua potable, alcantarillado sanitario y la energía eléctrica.

Es por ello que en la actualidad los pobladores para satisfacer sus necesidades del líquido elemento tienen que proceder a extraer agua de los cauces naturales más cercanos a sus viviendas mediante procedimientos precarios, captación que está contaminada por la vegetación arbórea que existe en la zona y por heces fecales de los animales silvestres.

En algunas ocasiones tienen que esperar las épocas de lluvias para recolectar el agua para su consumo, el cual no es realizado correctamente por los habitantes ya que no cumplen con las condiciones sanitarias necesarias, provocando como consecuencia del consumo, que

los habitantes estén propensos a enfermedades comunes como ser la diarrea, cólera e infecciones gastrointestinales, etc.

Como así también la zona productiva de la población (caña de azúcar, cítricos de variedad, maíz, maní, yuca, papaya, etc.) se encuentra en decrecimiento debido al descuido de los habitantes, ingreso que es muy importante para el desarrollo de la comunidad en general.

1.1.2 Formulación del problema

Con el objetivo de mejorar las condiciones salubres de vida de los pobladores de Cañadón Buena Vista y cubrir el pedido de la población, hace falta implementar el proyecto a diseño final para mejorar la calidad de vida, es así que se puede formular:

¿Efectivizar un diseño hidráulico de un Sistema de Agua Potable para la Comunidad de Cañadón Buena Vista, que suministre el líquido elemento para el consumo humano en cantidad y calidad necesaria?

Con el diseño hidráulico del sistema de agua potable, se soluciona el problema del suministro del agua potable, ocasionando que exista mayor estabilidad, desarrollo por parte de los pobladores de la comunidad, minimizar las enfermedades gastrointestinales, de esta manera evitar que los pobladores se trasladen a otras comunidades vecinas y/o ciudad.

1.1.3 Sistematización del problema

Se debe tomar en cuenta las variables que forman parte de la pregunta principal que identifica el problema, siendo las repuestas las que permitan la orientación a la formulación del objeto del proyecto, esto es lo que se denomina sistematización del problema.

¿Qué problema produce la falta de agua potable, para la comunidad de Cañadón Buena Vista?

Produce la falta de desarrollo de la comunidad, de crecimiento de la población y el descuido de productividad de la zona.

¿El diseño hidráulico de agua potable, reducirá las enfermedades gastrointestinales?

Se pretende erradicar las enfermedades que son causadas por el consumo de agua superficial no tratada.

¿Se garantizará un diseño hidráulico de agua potable permanente para la comunidad Cañadón Buena Vista?

Se pretende beneficiar a todos los habitantes de zona, para que todos cuenten con la cantidad y calidad necesaria.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo general

- Realizar el diseño hidráulico de un sistema de agua potable que cumpla con los requisitos de la Norma Boliviana NB_689, de manera que mejore las condiciones de vida de los pobladores de la comunidad Cañadón Buena Vista.

1.2.2 Objetivos específicos

- Diseñar el sistema hidráulico de agua potable con una cobertura del 100% de la población, que respondan óptimamente a las necesidades de los beneficiarios.
- Determinar los parámetros de diseño de acuerdo al área del proyecto y la vida útil del mismo, considerando los crecimientos demográficos futuros de la población.
- Establecer la dotación diaria de acuerdo al consumo previsto por el área del proyecto y las costumbres.
- Realizar un análisis de calidad y cantidad del agua que será captada para los beneficiarios.
- Buscar la mejor alternativa de captación del agua a través de una fuente de agua superficial, permitiendo el mejor aprovechamiento del agua.
- Realizar el diseño hidráulico de la obra de captación, aducción, tratamiento, almacenamiento y red de distribución.
- Realizar la mejor alternativa de tratamiento del agua, para contrarrestar los microorganismos físicos, químicos y bacteriológicos.
- Desarrollar un estudio técnico de campo extensivo, memoria de cálculos, determinación de volúmenes de obra, costos, etc.

1.3 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Una de las aspiraciones de una población es contar con una dotación del agua potable, proyecto de saneamiento básico que beneficia en manera resumida una situación geopolítica, administrativa, social y cultural de la localidad y su zona de influencia.

En el área rural de la Segunda Sección de la Provincia Arce, aproximadamente el 50% de las comunidades no cuentan con el servicio del líquido elemento, sus coberturas son reducidas ya que el consumo del agua en las áreas rurales sólo son del tipo doméstico en su gran mayoría.

Sólo siete comunidades cuentan con este servicio, convirtiéndose en el 30.4% de las 24 que componen el municipio de Bermejo. Estos sistemas comunales, cuentan con conexiones domiciliarias gozando de un buen servicio casi todo el año a excepción en época de estiaje, que comprende los meses de agosto a octubre.

En síntesis, el acceso al servicio de agua potable por cañería es aún reducido en el área rural, mientras que, el área urbana tiene una buena cobertura.¹

1.3.1 Justificación académica

Profundizar y desarrollar todos los conocimientos adquiridos, para poder llevar a cabo en el campo práctico la aplicación teórica con el “Diseño Hidráulico del sistema de agua potable para la comunidad Cañadón Buena Vista”.

1.3.2 Justificación técnica

Las estructuras hidráulicas contarán con las condiciones técnicas favorables para proceder al diseño, de manera que cubran el servicio del mismo considerando las siguientes características: espacios disponibles para el emplazamiento de las obras civiles, comprobación del análisis del agua de captación, utilización adecuadamente el recurso del agua, mejoramiento del desarrollo de la comunidad.

1.3.3 Justificación social

Considerando que el agua es un servicio básico de dependencia humana, que toda persona necesita para llevar un desarrollo de vida saludable, este diseño tiene por finalidad mejorar la calidad de vida de los beneficiarios, motivar la actividad agrícola, educación

¹ Diagnóstico Municipal Consolidado (2009-2013) _Gobierno Municipal de Bermejo

escolar para niños y adolescentes, mejorar los hábitos y prácticas de higiene personal que deben realizar los comunarios.

1.3.4 Justificación institucional

Realizar una interacción social para poder demostrar la capacidad de analizar y realizar un “Diseño Hidráulico del sistema de agua potable”, dando de esta manera a conocer los conocimientos asimilados para esta manera poder transferirlos a la sociedad.

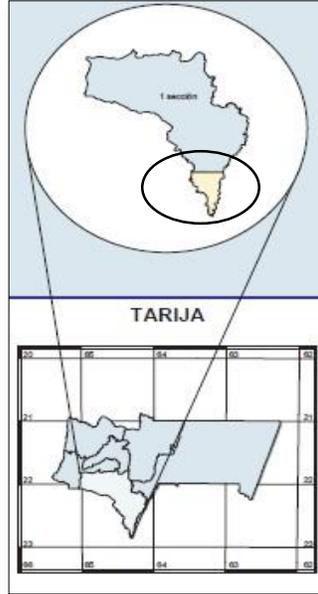
1.4 MARCO REFERENCIAL

1.4.1 Marco espacial

El Municipio de Bermejo se constituye en la capital de la segunda sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija, se encuentra ubicado al extremo Sur del Departamento de Tarija y se encuentra rodeado en su parte Norte con la serranía de San Telmo (Río San Telmo), al Sur con los Ríos Bermejo y Tarija en frontera con La República Argentina, en su parte Este se encuentra el Río Grande de Tarija, al Oeste se encuentra el Río Bermejo. El Municipio de Bermejo se encuentra constituida por 9 Distritos, siendo el Distrito 6, 7, 8 y 9 los rurales, el cual la Comunidad de Cañadón Buena Vista se encuentra en el Distrito 8 que contempla las comunidades de Arrozales, Alto Calama, Quebrada Chica, Colonia José María Linares, Colonia Barretero, Colonia San Luis El Anta, El Toro y Comunidad de Cañadón Buena Vista.

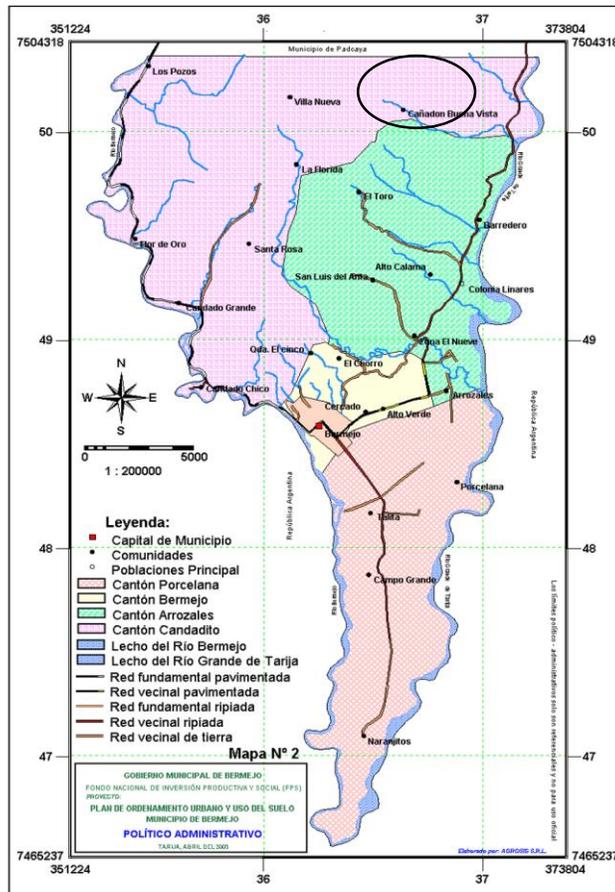
Cañadón Buena Vista se encuentra ubicada en la parte Norte de la Ciudad de Bermejo a 45 kilómetros de la ciudad, se encuentra situada al Este con la serranía de la Comunidad de El Toro (Río Tarija), al Oeste con la serranía de la Comunidad San Telmo (Río Bermejo), al Norte la serranía de la Comunidad de San Telmo (Río San Telmo) y al Sur con la serranía Cabecera el Nueve y la comunidad de Arrozales, donde se encuentran las comunidades de Villa Nueva y la Florida.

Gráfico 1.1: Ubicación Provincia Arce



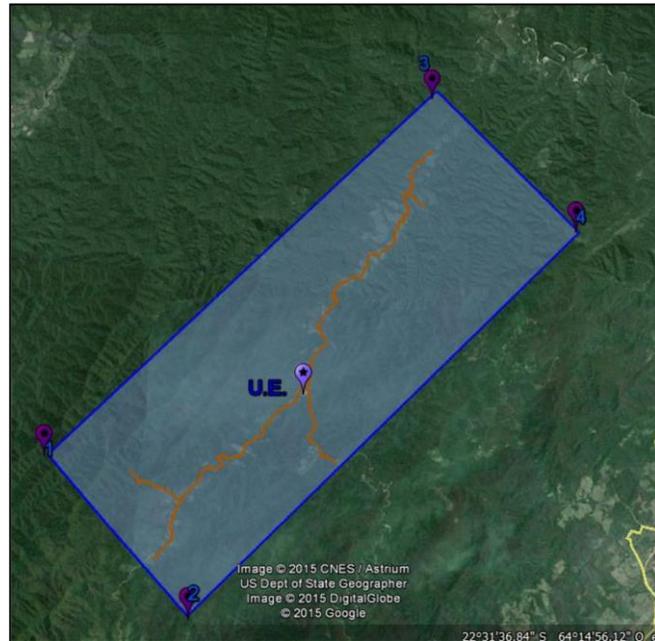
Fuente: Atlas – Potencialidades- Bolivia

Gráfico 1.2: Ubicación, Comunidad Cañadón Buena Vista



Fuente: Atlas – Potencialidades- Bolivia

Grafico 1.3: Área beneficiada



Fuente: Google earth

1.4.2 Marco conceptual

Agua Potable.- Se llama agua potable al agua dulce que tras ser sometida a un proceso de potabilización se convierte en agua potable, quedando así lista para el consumo humano como consecuencia del equilibrado valor que le imprimirán sus minerales; de esta manera, el agua de este tipo, podrá ser consumida sin ningún tipo de restricciones. La confirmación que el agua ya es potable estará dada cuando se presente inodora, incolora e insípida.

Aducción.- Es la tubería, canal o túnel por cuyo medio se transporta el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento, tanque de regulación o almacenamiento, o directamente a la red de distribución.

Captación.- Es la estructura o conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de una fuente.

Conexión domiciliaria.- Es el tramo de tubería comprendido entre la red y el medidor, dispositivo de regulación, o el límite de propiedad del consumidor.

Consumo máximo horario.- Es el consumo durante 24 horas observando el periodo de un año sin tener en cuenta los gastos que hayan presentado por razones de incendio, pérdidas, etc.

Dotación.-Es el consumo anual total previsto de una ciudad o centro poblado, dividido entre la población abastecida correspondiente y el número de días del año, expresado en litros por habitante día.

Desinfección.-La desinfección es el proceso que permite la eliminación o destrucción de los microorganismos patógenos.

Fuentes de almacenamiento.-Depósitos o cursos naturales de agua, superficiales o subterráneos.

Sistema de agua Potable.-Es el conjunto de estructuras, equipos e instalaciones que tiene por objeto transportar el agua desde la fuente de abastecimiento, hasta los puntos de consumo en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión.

Tubería de conducción.-Es la tubería comprendida entre la planta de tratamiento y el tanque de regulación o mantenimiento a la red de distribución.

Tubería de Impulsión.-Es la tubería por cuyo medio se conduce el agua desde un equipo de bombeo hasta la planta de tratamiento, tanque de regulación o directamente a la red de distribución.

Tanque de Almacenamiento.-Depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución, destinando a almacenar el agua para compensar las variaciones de consumo.

Sedimentación.-Es el proceso de asentamiento por gravedad de materias sólidas que se hallan en suspensión en el agua.² **1.4.3 Marco temporal**

En el diseño final del proyecto se considerará 20 años como vida útil del proyecto.

1.5 ALCANCE

El estudio a diseño final del sistema de agua potable abarcará con las siguientes actividades preliminares considerando el requerimiento para sustentar el diseño de la Red de Agua Potable. El presente proyecto de grado abarcará:

² Ministerio del Agua, Viceministerio de Servicios Básicos. Norma Boliviana 689 Instalaciones de agua-diseño para sistemas de agua potable.

- a. Visita técnica del área beneficiaria
- b. Recolección de información necesaria por parte del proponente.
 - Datos de la Población.- Nos permitirá conocer el número de habitantes de la comunidad, su edad, ocupación o actividad económica y sus más frecuentes enfermedades, éstos serán contrastados con los obtenidos del INE en el 2011.
 - Levantamiento Topográfico.- Necesario para el diseño hidráulico, para realizar el mejor trazo al sistema de agua potable, información realizado por parte del Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo.
 - Ensayo de la Calidad del Agua.- Determinar las características físicas, químicas y bacteriológicas de la fuente de captación, este análisis será realizado por el interesado.
 - Estudio Hidrológico.- Poder conocer el comportamiento del río en época de crecida y época de estiaje, poder asegurar el funcionamiento de la obra de captación, almacenamiento y distribución.
 - Medición del Caudal.- Se procederá a aforar la vertiente para poder verificar el escurrimiento del río.
 - Una inspección del contexto físico que presenta el lugar de la obra de toma y la cuenca del curso del río.
- c. Diseño Hidráulico del Sistema de Agua Potable.
- d. Componentes del proyecto.
 - Obra de toma
 - Aducción
 - Alternativa de tratamiento
 - Almacenamiento
 - Red Distribución
 - Cómputos métricos
 - Presupuesto general.
 - Especificaciones técnicas
 - Cronograma de trabajo
 - Planos del diseño

1.6 INFORMACIÓN SOCIO ECONÓMICA

1.6.1 Acceso a la zona del proyecto

La comunidad de Cañadón Buena Vista, se encuentra a una distancia promedio de 45 Km. de la ciudad de Bermejo. El proyecto tiene acceso a través de dos caminos vecinales, uno que ingresa por la carretera principal asfaltada Bermejo-Tarija, atravesando Candado Grande, Santa Rosa, La Florida y Villa Nueva, desembocando a la Comunidad de Cañadón Buena Vista.

También tiene un acceso camino comunal productivo que ingresa por Colonia Linares por donde se encuentra la carretera Bermejo - San Antonio, articulando la Comunidad Colonia Linares, El Toro, El Tigre, llegando así a Cañadón Buena Vista, caminos que se interceptan y se prolongan hacia el Este vinculando a las comunidades Playa Ancha, Puesto San Ramón y Puesto 27, camino que se mantiene ripiado.

Tabla N°1.1. Distancia a la Comunidad Cañadón Buena Vista

DISTANCIA A CAÑADÓN BUENA VISTA	A TRAVÉS DEL CAMINO	DISTANCIA (km.)
	Bermejo - Tarija	45
	Bermejo - San Antonio	65

Fuente: Elaboración Propia

1.6.2 Area del proyecto

Se encuentra ubicada el extremo Norte. Su relieve es moderadamente escarpado, con pendientes del 15% al 60%, situadas a una altura comprendida entre los 718.8 msnm – 543.7 msnm, su escurrimiento superficial es muy rápido, provocando una erosión moderada. Son suelos muy profundos (superior a 100 cm), de color pardo oscuro a pardo claro y con texturas medias a gruesas.

1.6.3 Características climatológicas

La comunidad de Cañadón Buena Vista al formar parte del triángulo Sur de Bermejo cuenta con las siguientes características propias de la zona:

Cuenta con una temperatura media anual de 23.5 °C; sin embargo, el clima de esta comunidad se caracteriza por tener temperaturas extremas llegando a alcanzar los 48 °C, mientras que también descienden hasta los -3.

Tabla N°1.2. Temperatura Media Anual Bermejo

ZONA	MESES												MEDIA ANUAL
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
BERMEJO	28	26	26	22	20	15	16	20	23	25	27	27	23,5

Fuente: SENAMHI estación de Bermejo

El promedio de las temperaturas medias extremas mensuales en °C, de la estación de Bermejo SENAMHI, muestra la temperatura máxima.

Tabla N°1.3. Promedio de las Temperaturas Extremas Mensuales Bermejo

ZONA	MESES											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
MAX.	48	43	42	39	36	34	37	39	43	47	44	45
MIN.	8,5	9	9	9	3,5	-0,3	-3,2	-3	-1	3	8	11

Fuente: SENAMHI estación de Bermejo

1.6.4 Precipitaciones

La época de lluvias abarca todo el verano, comenzando los meses de noviembre a diciembre y concluyendo en marzo o abril, recalando que la época de estiaje es menor de junio a septiembre, esto varía anualmente adelantándose o retrasándose un mes.

Por el clima sub-húmedo a húmedo, la precipitación media anual acumulada es de 1061.9 mm; registrándose las máximas precipitaciones en 24 horas de 156.6mm, en el mes de marzo, donde la humedad relativa ambiental es del 71%.

Tabla N° 1.4. Precipitación Media Anual Bermejo

ZONA	MESES												MEDIA ANUAL
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
BERMEJO	218,60	226,30	190,50	95,40	26,30	13,40	14,20	5,30	15,10	32,90	198,70	27,40	1061,90

Fuente: SENAMHI Estación de Bermejo

1.6.5 Población beneficiaria

La comunidad Cañadón Buena Vista cuenta con una población estable de 215 habitantes, una población flotante de 68 habitantes obteniendo un total de 283 habitantes.

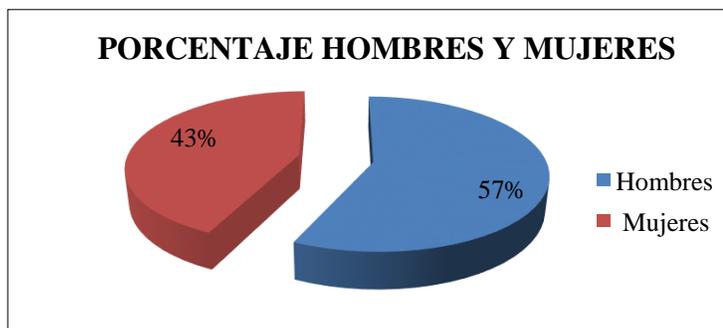
La lista de beneficiarios por familia se adjunta a continuación:

Tabla N°1.5. Lista de Beneficiarios

	Nombre	Nro.	Nombre
1	Mirtha Ríos	23	Ricardo Lora
2	Luis Abilio	24	Asunto Cardozo
3	Tomas Méndez	25	Petrolío Ríos
4	Rafael Calapiña	26	Fabio Mamani
5	Octavio Albornoz	27	Ceferino Vega
6	Roberto Gutiérrez	28	Lorenzo Sánchez
7	Felicidad Ventura	29	Ángel Cardozo
8	Claudio Cruz	30	Juan Iban
9	Esteban Martínez	31	Claudio Cruz
10	Justino Chambi	32	Celestino Condori
11	Domingo Choque	33	Primitivo Cruz
12	Deli Vega	34	Celso Batállanos
13	Lorenzo Sánchez	35	Asunción Cruz
14	Pastor Contreras	36	Esteban Ventura
15	María Villa	37	María Martínez
16	Eduardo Moscoso	38	Hipólito Sánchez
17	Luis Abilio	39	Juan Cardozo
18	Mariano Albornoz	40	Milton Calapiña
19	Edgar Ventura	41	Delina Vega
20	Mariano Cardozo	42	Roscio Valdés
21	Tomasa Méndez	43	Jorge Calapiña
22	Clemente Martínez	44	

Fuente: Trabajo de campo 2014

Se tiene establecido un total 43 familias con un promedio de cinco personas por familia, de los cuales el 57% hombres y un 43% de mujeres.



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°1.4. Porcentaje hombres y mujeres

1.6.6 Tipo de Población

El tipo de población del área de proyecto es dispersa aproximadamente una distancia entre casas mayores a 150 m.

1.6.7 Actividad económica de la población

Las actividades principales desarrolladas por la población es la agricultura y de esta actividad la producción de caña de azúcar es la más predominante, luego se encuentran los productos como arroz (pico de oro), maíz (cubano), maní (overo), cítricos y cultivos como la papaya. Los siguientes datos constituye la base de la economía en la zona.

Tabla N° 1.6. Estructura de Explotación

TIPO DE CULTIVO	PORCENTAJE
Caña de azúcar	86%
Cítricos	5%
Hortalizas	6%
Maní	2%
Arroz	0,75%
Otros	0,03%
Total	100,00%

Fuente: Encuesta Municipal Bermejo – 2010 SIM SRL.

Los trabajos de preparación del terreno y labores sobre los cultivos recaen sobre en su mayor parte de los hombres, quedando así las mujeres a cargo del hogar, como así también algunas realizan labores de comercio. Como así también algunos miembros de las familias especialmente jóvenes se trasladan a la ciudad Bermejo con el fin de realizar trabajos alternativos, tales como albañilería, comercio y labores de casa.

1.6.8 Salud

Existe un gran número de enfermedades infecciosas intestinales, dérmicas y parasitarias. La comunidad no cuenta con un centro de salud. De acuerdo al Organigrama del Sistema de Salud, este establecimiento depende del ministerio de prevención y salud pública y el gobierno municipal de la provincia Arce. La comunidad Cañadón Buena Vista para poder realizar atención médica debe dirigirse al centro de atención de Colonia Linares o Candado Grande. El servicio de salud tanto es deficiente debido a las limitaciones tanto de la disponibilidad de

infraestructura así como la de equipamiento y fundamentalmente la disponibilidad oportuna, permanente de accesorios y productos médicos como (vendas, antisépticos, analgésicos y otros). Por ello la calidad de atención es muy limitada. En caso contrario la atención será en la ciudad de Bermejo ya que ahí se cuenta con una infraestructura hospitalaria de tercer nivel.

1.6.9 Vivienda

El tipo de vivienda en toda el área perteneciente a la comunidad es una choza o pahuichi, construidas de cañas bambú y paja en su gran mayoría aunque existen viviendas construidas con adobe y cubiertas de chapas. La distribución de las viviendas son dos ambientes un cuarto con una cocina. El número de viviendas con las que se cuenta son cuarenta y tres viviendas.

1.6.10 Servicios básicos

De acuerdo a los datos obtenidos con el trabajo de campo y la información proporcionada por las autoridades vecinales y el INE Instituto Nacional de Estadísticas obtenidos en el último censo Nacional de Vivienda, podemos establecer que las Comunidad Cañadón Buena Vista no cuentan con los servicios básicos elementales (agua potable, energía eléctrica y comunicación).

1.6.11 Modalidades de recolección y disposición de residuos sólidos

La comunidad Cañadón Buena Vista en un 93 % de los hogares botan la basura al campo abierto y el resto de los hogares 7 % excavan pozos para depositar la basura o residuo sólido.

1.6.12 Educación

El sector educación dentro de la Provincia está bajo la jurisdicción de la Dirección Distrital de Educación, que es un ente dependiente de la Dirección Departamental de Educación y la Secretaría Departamental de Desarrollo Humano.

Esta dirección, tiene a su cargo la responsabilidad administrativa y técnica de las distintas unidades educativas de cada comunidad.

Con relación a la comunidad beneficiaria con el proyecto, se puede indicar con base a información recopilada, la comunidad de Cañadón Buena Vista cuentan con un establecimiento educativo reconocido con la resolución No. 071/08 de nivel inicial y primario, más específicamente hasta quinto curso, posteriormente si se quiere proseguir con los estudios

en general se trasladan hasta la ciudad de Bermejo o a unidades educativas más cercanas (Colonia José María Linares) que tiene hasta el nivel secundario.

Fotografía N^o 1.1. Escuela Cañadón Buena Vista.



Fuente: Elaboración propia.

También se puede indicar que la unidad educativa de la comunidad se encuentra con aulas suficientes, batería de baños, cocina comedor y con equipamiento respectivo, el estado del establecimiento se mantiene actualmente en buenas condiciones. De acuerdo a encuestas en la unidad educativa se matricularon 7 estudiantes de ellos 4 varones y 3 mujeres.

1.6.13 Organizaciones existentes en la localidad

La organización que forma parte del desarrollo y crecimiento de la comunidad Cañadón Buena Vista es:

□ OTBs.

Organización Territorial de Base (OTBs), es la Autoridad Máxima de la Comunidad cuya función es la de velar por el desarrollo de la Comunidad, está en la obligación de realizar gestiones de implementar centros de salud, educación, servicios básicos, programas productivos, etc. que corresponde mejorar o que la comunidad tenga desarrollo. También la directiva conforma los agentes cantonales que están en la obligación defender a sus afiliados de los problemas sociales y de tenencia de la tierra, etc.

□ **La Junta de auxilio escolar**

Está constituida por los comunarios, con la finalidad de mejorar y apoyar a las acciones tendientes a la educación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 INFORMACION BÁSICA PARA EL PROYECTO

Los estudios a realizarse deberán programarse de manera tal que la bondad del proyecto determine lo más viable técnica, económica y socialmente una solución social a satisfacer. El costo máximo justificable estará limitado por la magnitud de la obra y dependerá de las características del lugar, condiciones de cimentación y de algunos factores hidrológicos, los estudios a realizarse deberán comprender:

2.1.1 Localización del sitio para la obra de toma

Dependerá si el sistema es por gravedad o bombeo, en general el tramo del río donde se ubica la obra de captación deberá ser recto, con cauce estable y definido, sin peligro de derrumbes y con pendiente más o menos uniforme, cuando es necesario ubicar la toma en una curva del río, la margen más apropiada es el lado cóncavo, con el fin de disminuir la cantidad de sólidos que se pueden captar, las márgenes deberán ser suficientemente altas para evitar inundaciones aguas arriba

2.1.2 Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra.

En un levantamiento topográfico, con la estación total, se toman los datos necesarios, para su posterior representación gráfica del área en estudio.

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

2.1.3 Estudios geológicos

Un estudio geológico es importante, pero su precisión y detalle dependerá de la importancia, magnitud de la obra a estudiar, por razones económicas es recomendable tratar de ubicar el sitio de una obra de toma en un lugar donde se tenga un lecho de material firme y resistente y con laderas estables sin peligro de erosión. En base a este estudio se elaboran los perfiles geológicos, los cuales se realizan mediante perforaciones que permiten determinar un perfil de la formación del material del sub suelo, además de la descripción de los materiales en los sitios seleccionados.

En base a esta información se puede predecir tanto a nivel de superficie como de subsuelo: La capacidad de soporte de la fundación, los efectos de las cargas hidrostáticas que pueden ocasionar, los efectos de las infiltraciones sobre la estabilidad de la fundación y las pérdidas de agua, el tipo de tratamiento que se lo debe dar a la fundación, los tipo y volúmenes de materiales disponibles de construcción, etc.

2.1.4 Estudio de suelos

Desde el punto de vista de la ingeniería, suelo es el sustrato físico sobre el que se realizan las obras, del que importan las propiedades físico-químicas, especialmente las propiedades mecánicas. Desde el punto de vista ingenieril se diferencia del término roca al considerarse específicamente bajo este término un sustrato formado por elementos que pueden ser separados sin un aporte significativamente alto de energía.

Entre los parámetros de identificación son los más significativos la granulometría (distribución de los tamaños de grano que constituyen el agregado) y la plasticidad (la variación de consistencia del agregado en función del contenido en agua). El tamaño de las partículas va desde los tamaños granulares conocidos como gravas y arenas, hasta los finos como la arcilla y el limo. Las variaciones en la consistencia del suelo en función del contenido en agua diferencian también las mencionadas clases granulométricas principales.

Los parámetros de estado fundamentales son la humedad (contenido en agua del agregado), y la densidad, referida al grado de compacidad que muestren las partículas constituyentes.

En función de la variación de los parámetros de identificación y de los parámetros de estado varía el comportamiento geomecánico del suelo, definiéndose un segundo orden de parámetros tales como la resistencia al esfuerzo cortante, la deformabilidad o la permeabilidad.

La composición química y mineralógica de la fase sólida también influye en el comportamiento del suelo, si bien dicha influencia se manifiesta esencialmente en suelos de grano muy fino (arcillas). De la composición depende la capacidad de retención del agua y la estabilidad del volumen, presentando los mayores problemas los minerales arcillosos.

Por todo ello para la ubicación de una obra de toma se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Descripción y clasificación de los materiales existentes en el cauce y laderas,
- Granulometría de los materiales
- Permeabilidad de la cimentación
- Angulo de fricción interna y cohesión de los materiales a excavar
- Taludes de corte
- Capacidad de carga de la fundación

2.1.5 Estudio hidrológico

2.1.5.1 Propiedades de la cuenca

Se trata de identificar características de la cuenca con relación a la obra de toma, como: origen y tipo de fuente de agua que alimenta la toma, precipitación media de la región, características geomorfológicas de la cuenca (cobertura vegetal predominante en la cuenca y en las cercanías de la obra de toma) e identificar las estaciones meteorológicas en la cuenca o las más cercanas que cuenten con información meteorológica e hidrológica.

Propiedades geomorfológicas de la cuenca hace una descripción amplia de las características de la zona en estudio desde el punto de vista hidrológico, geológico y el tipo de cubierta vegetal el cual influye en los escurrimientos del agua pluvial, a lo que se denomina análisis de precipitación. La elevación de la cuenca tiene que ver con la distribución temporal del agua pluvial en la zona en estudio, mediante el análisis de esta distribución se pueden definir los eventos de diseño para ciertos periodos de retorno.

□ Propiedades fisiográficas

□ **Área**

Se define como el área de terreno de todas las aguas caídas por precipitación que se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

Está definida como la proyección horizontal de toda la superficie de drenaje de un sistema de escorrentía dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural. Corresponde a la superficie delimitada por la divisoria de aguas de la zona de estudio; éste parámetro se expresa normalmente en km². Este valor es de suma importancia porque un error en su medición incide directamente en los resultados, por lo que se hace necesario realizar mediciones contrastadas para tener total confianza en este valor.

Respecto al tamaño existen diversas definiciones, por ejemplo V. T. Chow define una cuenca pequeña como aquella que es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y en la cual predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce; en este sentido, el tamaño de una cuenca pequeña varía desde 4 km² hasta 130 km².

□ **Perímetro real**

Es la longitud sobre un plano horizontal, que recorre la divisoria de aguas. Éste parámetro se mide en unidades de longitud y se expresa normalmente en metros o kilómetros.

□ **Perímetro estilizado**

El perímetro estilizado es una línea que se traza con líneas rectas siguiendo el perímetro real de la cuenca, con la condición de que las áreas que queden fuera de la cuenca sean compensadas con las áreas que se incluyen a la cuenca.

□ **Longitud del río principal**

Se define como la distancia horizontal desde la desembocadura de la cuenca (estación de aforo) hasta otro punto aguas arriba donde la tendencia general del río principal corte la línea de contorno de la cuenca.

□ **Forma de la cuenca.**

Desde un punto de vista hidráulico, la forma de una cuenca influye en el escurrimiento superficial de un cauce, principalmente en época de avenidas cuando se presentan

precipitaciones muy grandes. Usualmente, para determinar la forma de la cuenca se determinan dos parámetros importantes, uno llamado coeficiente de compacidad.

$$C_c = \frac{P}{P_c} = \frac{0.282P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

C_c : Coeficiente de compacidad, adimensional

P: Perímetro de la cuenca, en km

P_c : Perímetro de un círculo con área igual al tamaño de la cuenca, en km A:

Área de la cuenca, en km²

Tabla N°2.1. Forma de la

ÍNDICE	FORMA DE LA CUENCA
1.0 – 1.25	Cuenca de forma casi redonda a óvalo - redonda
1.25 –	Cuenca de forma óvalo - redonda a óvalo - oblonga
1.50 –	Cuenca de forma óvalo – oblonga a rectangular - oblonga

Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx/>

□ Rectángulo equivalente

Es un rectángulo que tiene la misma superficie de la cuenca, el mismo perímetro, el mismo índice de compacidad, e idéntica repartición hipsométrica. Se trata de una transformación puramente geométrica de la cuenca en un rectángulo del mismo perímetro, convirtiéndose las curvas de nivel en rectas paralelas al lado menor, siendo éstas la primera y última curvas de nivel. La influencia del relieve es muy importante ya que las pendientes de la cuenca condicionan fuertemente la escorrentía superficial, infiltración, arrastres de sedimentos, etc.

$$A = L * l \quad L = A / l \quad P = 2*(L + l)$$

$$P = 2*(A / l + l) \quad 2 l^2 - P l + 2 A = 0$$

A_c : Área de la cuenca Km².

P_r : Perímetro real Km².

a: Ancho del rectángulo b:

Largo del rectángulo

Resolviendo la ecuación de segundo grado se obtiene las relaciones para calcular el lado menor y lado mayor del rectángulo equivalente:

$$l = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16A}}{4}$$

$$l = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16A}}{4}$$

□ **Propiedades de relieve**

□ **Curva hipsométrica**

La curva hipsométrica caracteriza el relieve de la cuenca y su función principal es de determinar la altura media de la cuenca ya sea en forma gráfica esto al ubicar la altura correspondiente al 50% del área, o en forma práctica utilizando la siguiente expresión:

$$\bar{H} = \frac{\sum(H_i \cdot S_i)}{S_T}$$

Donde:

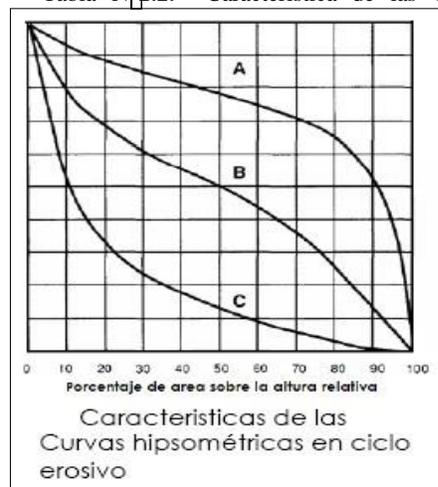
\bar{H} : Altura media de la cuenca en m.

H_i : Es la altitud media entre dos curvas de nivel consecutivas en m.

S_i : Superficie de la cuenca comprendida entre dos curvas en km^2

S_T : Superficie total de la cuenca en km^2 .

Tabla N^o 2.2. Característica de las Curvas



curva A: Cuenca en fase juventud

curva B: Cuenca en fase madurez

curva C: Cuenca en fase de vejez

Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx/>

□ **Índice de pendiente global**

$$I_G = \frac{\Delta H}{L}$$

Donde:

L: Longitud del río principal.

ΔH : Diferencia de cotas entre el punto más alto y el más bajo de la cuenca. □

Pendiente del río principal (directo y ponderado)

Esta característica controla en buena parte la velocidad con que se da la escorrentía superficial y afecta, por lo tanto, el tiempo que requiere el agua de la lluvia para concentrarse en los lechos fluviales que constituyen la red de drenaje de las cuencas

Pendiente Directa:
$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} * 100$$

Pendiente Ponderada:
$$S = \frac{H_{85\%} - H_{10\%}}{L} * 100$$

Tabla N°2.3 Clasificación de pendiente en las cuencas

PENDIENTE	TIPO DE TERRENO
2	Plano
5	Suave
10	Accidentado Medio
15	Accidentado
25	Fuertemente
50	Escarpado
>50	Muy Escarpado

Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx/>

2.1.5.1.1 Propiedades morfométricas

□ **Densidad de drenaje**

La densidad de drenaje sirve para saber cuántos kilómetros de río hay por kilómetro cuadrado de cuenca y puede ser calculada por la siguiente expresión:

Donde:

$\sum l_i$: Sumatoria de las longitudes de los ríos

$$D = \frac{\sum l_i}{A}$$

A: Área de la cuenca.

□ **Relación de confluencia**

La relación de confluencia sirve para definir la relación entre el número de ríos de cualquier orden de magnitud y el número de causas en el siguiente orden inferior. Las relaciones de confluencia dentro de una cuenca tienden a ser de una misma magnitud.

$$R_c = \frac{N_{(x)}}{N_{(x+1)}}$$

Dónde:

Rc: Relación de confluencia.

N(X): Numero de ríos de orden (x).

N(x+1): Numero de ríos de orden (x+1). □

Relación de longitud

La relación de longitud sirve para definir la relación entre la longitud de un río de cualquier orden de magnitud con la de un río de un río de orden de magnitud inferior.

$$R_l = \frac{\bar{l}_{(x+1)}}{\bar{l}_{(x)}}$$

Donde:

R_l=Relación de longitud.

\bar{l}_{x+1} =Longitud promedio de los ríos de orden (x+1).

\bar{l}_x =Longitud promedio de los ríos de orden (x).

Para diseñar una obra de captación es necesario conocer el caudal de agua que se quiere aprovechar y la magnitud de las crecientes del río. Una obra debe ser proyectada en tal forma que pueda captar todo el caudal de diseño, pero no más que este e igualmente deberá permitir el paso de las crecidas sin sufrir daños, este estudio comprende el siguiente análisis:

- Caudal mínimo del río (seguridad de la obra)
- Creciente máxima (periodo de retorno)

2.1.5.2 Caudal máximo

Los caudales de crecida son aquellos flujos extremos que se presentan en ríos en forma extraordinaria, ocasionados por tormentas de intensidad y duración alta. La determinación de estos caudales tiene como propósito diseñar las obras de protección necesarias, como ser: vertedero de excedencias y las obras de disipación de la energía que estos caudales generan.

Cuando se producen crecidas extremas ocurren desastres como inundaciones, las cuales provocan daños.

En casi todas las regiones existe una distribución de lluvias muy variable, debido a que en ciertos años se tienen escasas precipitaciones y en otros se presentan lluvias máximas extraordinarias. Por lo general, se requerirán al menos de diez valores, como muestra representativa de una población, además, la cuenca donde se han registrado los datos debe tener características hidrometeorológicas similares a la cuenca donde se proyecte la obra; mejor aún, si se han realizado aforos por largos períodos en la región, podrá calibrarse el comportamiento del escurrimiento debido a las precipitaciones en función a los caudales aforados.

La probabilidad elegida depende en gran medida del periodo de vida que desee dársele a la obra. El parámetro más utilizado para la selección del nivel de probabilidad de ocurrencia es el período de retorno, que es igual al inverso de la probabilidad. Este se define como el lapso de tiempo en el cual se espera que en promedio suceda una crecida de magnitud igual o mayor a cierto valor.

En caso de no contar con estaciones de aforo que proporcionen registros de descargas máximas, se tendrá que acudir a métodos alternativos, basados la mayoría de ellos en datos de precipitación máxima en 24 horas y en las características físicas de la cuenca, para así inferir los caudales asociados a un cierto periodo de retorno que podrían presentarse en la zona de interés del proyecto.

Para el cual el valor de la intensidad de lluvia de diseño se obtiene de las curvas intensidad – duración – frecuencia para un tiempo de concentración de la cuenca y para una frecuencia correspondiente al periodo de retorno seleccionado.

Aplicando las siguientes formulas a continuación:

Determinación de la altura lluvia máxima diaria

$$h_{dT} = E d_p * (1 + k d_p * \log T)$$

Donde:

HdT: Altura de lluvia máxima diaria.

Edp: Moda ponderada.

Kdp: Características ponderada.

T: Periodo de retorno.

Determinación de la altura lluvia máxima horaria

$$h_{iT} = Ed_p * \left[1 + k d_p * \log T \right]$$

Donde:

Hdt: Altura de lluvia máxima diaria.

Edp: Moda ponderada.

Kdp: Características ponderada.

T: Periodo de retorno.

t.: Duración de la lluvia

α : Equivalente de la lluvia

β : Constante de la lluvia

Obteniendo la intensidad máxima se puede determinar el caudal máximo mediante la fórmula racional, método de hidrógrama unitario triangular.

Método racional

El método de la fórmula racional, nos permite hacer una estimación de los caudales máximos de escorrentía usando las intensidades máximas de precipitación.

Normalmente la fórmula racional tiene aplicación para cuencas pequeñas, de 10 a 20 km² según señalan algunos autores. Esto hace que sea un método ideal para la determinación del caudal máximo para diseños de proyectos.

$$Q_{max} = \frac{C * I_{max} * A}{3.60}$$

Donde:

Q: Caudal máximo en m³/s.

C: Coeficiente de escorrentía.

I: Intensidad de precipitación en mm/h.

A: Área de la cuenca en Km²

La fórmula dice que el caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia para un periodo de duración igual al tiempo de concentración.

□ Método del H.U. triangular

Este método fue originalmente desarrollado por Mockus y posteriormente adoptado por el Soil Conservation Service (S.C.S). Proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma, como son: caudal pico; tiempo base y tiempo en el que se produce el pico.

Del análisis de varios hidrógramas, Mockus concluyó que el tiempo base y el tiempo pico se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 * t_p$$

$$Qp = \frac{2.08 * A * h}{Tp}$$

Donde:

tp: Tiempo pico (hrs).

tb: Tiempo base (hrs). A: Área

de la cuenca (km²). h: Altura

de precipitación (m). □ **Caudal**

mínimo

El flujo de agua mínima necesaria para preservar los valores ecológicos en el cauce, tales como los hábitats naturales que cobijan una riqueza de flora y fauna, la amortiguación de los extremos climatológicos e hidrológicos, la preservación del [paisaje](#).

La determinación del caudal ecológico de un [río](#) o [arroyo](#) se hace según un cuidadoso análisis de las necesidades mínimas de los ecosistemas existentes en el área de influencia de la estructura hidráulica que en alguna forma va a modificar el caudal natural del río o arroyo.

Se han desarrollado innumerables métodos y metodologías para determinar los requerimientos del caudal de los ecosistemas.

Los más simples son los métodos hidrológicos o estadísticos, que determinan el caudal mínimo ecológico a través del estudio de los datos de caudales.

Los resultados obtenidos deben estar en línea con experiencias empíricas, tanto bibliográficas como personales, y con los condicionantes propios de los aprovechamientos hídricos ordinarios sobre regulación y derivación de caudales. A pesar de la enorme variedad de métodos de cálculo existentes, los resultados obtenibles de todos ellos siguen una distribución más o menos normal que encierra el intervalo de máxima probabilidad entre el 10% y el 30% del caudal medio interanual.

□ **Caudal aforado del río**

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

Existen varios métodos para determinar el caudal de agua y los más utilizados en los proyectos en zonas rurales son los métodos volumétrico y de velocidad - área. El primero es utilizado para calcular caudales hasta con un máximo de 10 l/s y el segundo para caudales mayores a 10 l/s.

□ **Método volumétrico**

Este método permite medir pequeños caudales de agua menores de 20 litros/segundo, como son los que escurren en surcos de riego o pequeñas acequias. Para ello es necesario contar con un depósito (balde) de volumen conocido en el cual se colecta el agua, anotando el tiempo que demora este en llenarse. Esta operación puede repetirse 2 ó 3 veces y se promedia, con el fin de asegurar una mayor exactitud

$$Q = \frac{V}{t}$$

Donde:

Q = Caudal m³/s.

V = Volumen m³.

t = Tiempo s.

□ **Método de velocidad – área**

Con este método se mide la velocidad del agua superficial que discurre de la fuente tomando el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección uniforme.

Se toma un trecho de la corriente; se mide el área de la sección; se lanza un cuerpo que flote, aguas arriba de primer punto de control, y al paso del cuerpo por dicho punto se inicia la toma del tiempo que dura el viaje hasta el punto de control corriente abajo. El resultado de la velocidad se ajusta a un factor de 0,8 a 0,9.

2.1.6 Cobertura vegetal

La vegetación es la expresión evolutiva del agregado de especies vegetales en un lugar y en un tiempo determinado. Como tal es un elemento indicador del estado o condición que guardan los ecosistemas. Su expresión espacio-temporal es la cobertura vegetal. La cobertura de vegetación y los usos del suelo constituyen la expresión conjunta de las plantas oriundas o introducidas y la utilización antrópica que se hace del medio biofísico de un área.

Es una de las más importantes manifestaciones espaciales de los paisajes naturales y culturales de un territorio.

2.1.7 Coeficiente de escorrentía

El Coeficiente de Escorrentía es uno de los parámetros fundamentales de la [hidrología](#) superficial, pues representa la porción de la precipitación que se convierte en caudal, es decir, la relación entre el volumen de Escorrentía superficial y el de precipitación total sobre un área (cuenca) determinada.

Tabla N°2.4. Coeficiente de escorrentía

Cobertu	Tipo de suelo	Pendiente (%)				
		>	20	5 -	1 -	0 -
ra del suelo Sin vegetación	Impermeable	0.8	0.7	0.7	0.6	0.6
	Semipermeab	0.7	0.6	0.6	0.5	0.5
	Cultivos	Permeable	0.5	0.4	0.4	0.3
	Impermeable	0.7	0.6	0.6	0.5	0.5
	Semipermeab	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4
	Permeable	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2

Pastos, veg. ligera	Impermeable	0.6	0.6	0.5	0.5	0.4	
	Semipermeab	0.5	0.5	0.4	0.4	0.3	
Hierba	Permeable	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	
	Impermeable	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4	
	Semipermeab	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3	
Bosque, veg. densa	Permeable	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	
	Impermeable	0.5	0.5	0.4	0.4	0.3	
	Semipermeab	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2	
		Permeable	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0

Fuente: Benítez et al. (1980), citado por Lemus □ Navarro

2.1.8 Tiempo de concentración

Es considerado como el tiempo de viaje de una gota de agua de lluvia que escurre superficialmente desde el lugar más lejano de la cuenca hasta el punto de salida. Para su cálculo se pueden emplear diferentes fórmulas que se relacionan con otros parámetros propios de la cuenca. Para la estimación del tiempo de concentración se recomienda emplear varias ecuaciones empíricas disponibles en la literatura científica, se considera apropiado incluir al menos cinco estimaciones diferentes, (Ven Te Chow, 1994).

Las cuales pueden ser: Kirpich, California, Chereke , Giandotti, Ventura y Heras, Temez.

2.2 CALIDAD DEL AGUA

Las aguas destinadas para consumo humano no deben tener organismos, sustancias químicas, minerales o impurezas que puedan causar enfermedades. El agua posee características físicas, químicas y bacteriológicas que definen su calidad.

Para purificar o potabilizar el agua es necesario someterla a uno o varios procesos de tratamiento dependiendo de la calidad del agua cruda.

Uno de los objetivos de un sistema de aprovisionamiento de agua es mejorar la calidad de vida de las comunidades a través del mejoramiento de la salud, la economía y el desarrollo sin modificar en lo posible el ambiente. Una solución tecnológica adecuada será aquella que cumple lo mejor posible estos objetivos como ser: de fácil construcción y operación, que la

mayor cantidad de recursos materiales sean locales, lo que supondrá una mejor sostenibilidad del sistema.³

Se define como agua potable aquella que cumple con los requerimientos de las normas y reglamentos nacionales sobre calidad del agua para consumo humano y que básicamente atiende a los siguientes requisitos:

- Libre de microorganismos que causan enfermedades.
- Libre de compuestos nocivos a la salud.
- Aceptable para consumo, con bajo contenido de color, gusto y olor aceptables; y sin compuestos que causen corrosión o incrustaciones en las instalaciones sanitarias.

2.2.1 Parámetros de la calidad del agua.

En atención a la Norma Boliviana NB 512, los parámetros de control de calidad del agua para consumo humano que deben realizar las EPSA, se agrupan de acuerdo a su factibilidad técnica y económica en los siguientes grupos: Control Mínimo, Control Básico, Control Complementario y Control Especial.

Los mismos que dependen de alguna manera de acuerdo al número de habitantes de la comunidad de acuerdo a la siguiente Tabla N°2.5.

³ Calidad del Agua en Sistemas de Abastecimiento en Poblaciones Rurales Dispersas MMAyA , Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico.

Tabla N°2.5. Parámetros de control acuerdo al número de

Población	Parámetros de	Población	Parámetros de
≤ 5000	Mínimo	30.001 a 50.000	Mínimo
			Básico
			Complementario
5.001 a 10.000	Mínimo	500.010 a 100.000	Mínimo
	Básico		Básico
			Complementario
10.001 a 20.000	Mínimo	100.001 a 500.000	Mínimo
	Básico		Básico
	Complementario		Complementario
20.001 a 30.000	Mínimo	> 500.000	Mínimo
	Básico		Básico

Complementario Complementario

Fuente: Elaboración propia

2.2.2 Requisitos de control básico

La Norma Boliviana 512 – requisitos, establece los siguientes valores máximos aceptables de los diferentes parámetros, que determinan la calidad de agua que será abastecida con destino al uso y consumo humano.

Los requisitos que debe cumplir el agua son los siguientes tanto físicos, químicos, microbiológicos:

□ Requisitos físicos

Son las propiedades que se pueden ver, sentir u oler. Por ejemplo: la turbiedad, el color, la temperatura, el olor y el sabor. El agua para consumo humano debe ser transparente, incolora y sin sedimentos. Tampoco debe tener sabor ni olor y debe ser fresca al paladar.

Color: es la tonalidad que adquiere el agua debido a la presencia de sustancias orgánicas naturales, producidas por la descomposición de material vegetal, o de sustancias minerales como el hierro y el manganeso. Las unidades para expresar el color son las UPC, que significan Unidades de Platino Cobalto.

Turbiedad: es la propiedad que tiene el agua de impedir el paso de la luz. Se debe a la presencia de partículas sólidas orgánicas e inorgánicas, tan pequeñas que no tienen el peso

suficiente para sedimentar por acción de la gravedad, tales como arcillas, limos y colonias de bacterias. Estas partículas se denominan coloides y deben ser removidas del agua mediante la sedimentación, filtración y la desinfección, dado que pueden cubrir a las bacterias y otros microorganismos, impidiendo su destrucción. La turbiedad se determina en un turbidímetro y se expresa en UNT o Unidades Nefelométricas de Turbiedad.

Sólidos: muchas sustancias sólidas pueden ser incorporadas al agua, disolviéndose o permaneciendo en suspensión y alterando sus características. Los sólidos suspendidos pueden ser sedimentables como las arenas o no sedimentables como las arcillas y los limos.

Tabla N°2.6. Requisitos físicos y organolépticos.

Características	Valor máximo aceptable	Observaciones
Color (**)	15 UCV	UCV = Unidad de color verdadero
Sabor y olor (*)	-----	Deben ser aceptables
Turbiedad (**)	5 UNT	UNT = Unidades nefelométricas de turbiedad
Sólidos totales disueltos (**)	1 000 mg/l (***)	Valor superior influye en la aceptabilidad

(*) Para efectos de evaluación, el sabor y el olor se determinan por medio de los sentidos.

(**) Para efectos de evaluación, el color, la turbiedad y los sólidos totales disueltos, se determinan por medio de métodos analíticos de laboratorio.

(véanse guías (***) Valores superiores pueden influir en la apariencia, el sabor, el olor o perjudicar otros usos del agua OPS/OMS).

□ Requisitos químicos

Estas características se deben a las diversas sustancias químicas disueltas en el agua. Es importante conocer las características químicas del agua, para escoger el tratamiento más adecuado y las sustancias requeridas para tratarla y hacerla apta para el consumo humano.

Tabla N°2.7. Requisitos

Características	Valor máximo aceptable	Observaciones
Dureza total	500,0 mg/l CaCO ₃	
pH(1)	9	Límite inferior 6,5
Compuestos inorgánicos:		

Aluminio Al	0,1 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Arsénico As	0,1 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Amoniaco NH3	0,5 mg/l (**)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Antimonio Sb	0,005 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Bario Ba	0,7 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Boro B	0,3 mg/l (**)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Cadmio Cd	0,005 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Calcio Ca	200,0 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Cianuro CN-	0,07 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Cloro residual	1,0 mg/l	Límite inferior 0,2 mg/l, en un punto terminal de la red
Cloruros Cl-	250,0 mg/l (*)	Valores mayores originan corrosión que se refleja en la aceptabilidad por el sabor
Cobre Cu	1,0 mg/l (**)	Valor mayor influye en la aceptabilidad, por el olor y el sabor
Cromo total Cr	0,05 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Fluoruro F-	1,5 mg/l (**)	Deberá tenerse en cuenta la adaptación climática del lugar
Hierro total Fe	0,3 mg/l (**)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Magnesio Mg	150,0 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Manganeso Mn	0,1 mg/l (**)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Mercurio Hg	0,001 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Níquel Ni	0,05 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Nitritos (2) NO2	0,1 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Nitratos (2) NO3	45,0 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Plomo Pb	0,01 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Selenio Se	0,01 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Sodio Na	200,0 mg/l (**)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud
Sulfatos SO4	400,0 mg/l (**)	
Zinc Zn	5,0 mg/l (**)	

(1)Adoptar con respecto al equilibrio calcio-carbónico, corresponde a un parámetro físicoquímico.

(2)La condición según la cual $(NO_3-/45) + (NO_2-/0,1) < 1$.

(*) Posibles efectos sobre la salud por exposición que supere el valor máximo aceptable (véanse guías OPS/OMS).

(**) Valores superiores pueden influir en la apariencia, el sabor, el olor o perjudicar otros usos del

La alcalinidad, la dureza y el pH son propiedades químicas del agua muy importantes para decidir el tratamiento más adecuado. También deben controlarse para evitar corrosión e incrustaciones en las redes y accesorios.

Algunas sustancias químicas presentan en el agua, bien sea en forma natural como el arsénico, el flúor y el manganeso, o agregadas por actividades del hombre, como los nitratos, los metales pesados y los pesticidas, pueden ser nocivas para la salud humana y deben ser removidas antes de utilizar el agua para consumo humano.

□ Requisitos microbiológicos

Estas características están dadas por los microorganismos presentes en el agua. El agua para consumo humano debe estar libre de los microorganismos y parásitos que pueden causar enfermedades como diarrea, cólera, gastroenteritis, amebiasis, entre otras.

Tabla N°2.8. Requisitos microbiológicos.

Características	Valor máximo aceptable	Observaciones
Coliformes totales	0 UFC/100ml	Por filtro de membrana
	< 2 NMP/100 ml	Por número más probable(NMP)
Escherichia coli	0 UFC/100ml	Por filtro de membrana
	< 2 NMP/100 ml	Por número más probable(NMP)
Fuente: Agua Potable Requisitos Coliformes termoresistentes	os - Norma Boliviana 512 0 UFC/100 ml	

2.3 PARÁMETROS DE DISEÑO

2.3.1 Índice de crecimiento poblacional

Es el cambio en la población en un cierto plazo, puede ser cuantificado como el cambio en número de individuos en una población por unidad de tiempo para su medición, expresado el porcentaje del número de individuos existentes en un país.

Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional se debe adoptar el índice de crecimiento de la población capital y municipio.

2.3.2 Periodo de diseño.

El periodo de diseño es el número de años durante los cuales una obra determinada prestara con eficiencia el servicio para el cual fuera designada.

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

- Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.

El periodo de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y las características de la población, según lo indicado en la siguiente tabla.

Tabla N°2.9. Periodo de diseño años.

Componente del sistema	Población menor a 20000 habitantes	Población mayor a 20000 habitantes
Obra de toma	10 a 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 a 20
Estaciones de	20	30
Plantas de	15 a 20	20 a 30
Tanques de	20	20 a 30

Redes de
20 30

Fuente: NB-689 Instalaciones de agua - diseño para sistemas de agua

2.3.3 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.

También se puede aplicar los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadística (INE) para determinar la población de referencia o actual y los índices de crecimiento demográfico respectivos.

2.3.4 Población futura

Es el número de habitantes dentro el área del proyecto que debe ser estimado en base a la población inicial y el índice de crecimiento poblacional, para el período de diseño.

Para el cálculo de la población futura se pueden utilizar uno de los siguientes métodos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de sus características socioeconómicas. Los métodos de cálculos son:

a).- Aritmético

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

b).- Geométrico

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

c).- Exponencial

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

d).- Curva logística

$$Pf = \frac{L}{1 + m * e^{(a*t)}}$$

En las expresiones anteriores se tiene:

Pf = Población futura (hab.)

Po = Población actual de referencia (hab.)

t = Periodo de diseño en años i = Índice
de crecimiento anual (%)

Tabla N°2.10. Aplicación de método de cálculo para estimación de población futura

Método	Población (habitantes)			
	Hasta	De 5001 a	De 20001 a	Mayores a
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial	X (2)	X (2)	X (1)	X
Curva				X

(1) Justificar a través de un estudio social.

(2) Justificar a través de un estudio socio-económico.

Fuente: NB-689 Instalaciones de agua – Diseño para sistemas de agua potable

2.3.5 Población calculada

Debe ser ajustada considerando la población transitoria que pueda existir en la zona:

- Población flotante, se refiere a la población ocasional que signifique un aumento notable y distinto a la población estable.

- Población migratoria, que depende de las condiciones de planificación sectorial en relación con los recursos naturales, humanos y/o económicos de cada localidad.

2.3.6 Dotación media diaria

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

Como se puede observar en la Tabla N° 2.11 donde se muestran las dotaciones en sistemas de conexiones, de acuerdo a la norma para sistemas de agua en poblaciones menores a 5.000 habitantes, cumple con lo establecido.

Tabla N°2.11. Dotación media diaria (l/hab-d)

ZONA	DOTACIÓN (l/hab-d)		
	HASTA 500	5012000	20015000
ALTIPLANO	30 - 50	30 - 70	50 - 80
VALLES	50 - 70	50 - 90	70 - 100
LLANOS	70 - 90	70 - 110	90 - 120

Fuente: NB-689 Instalaciones de agua – Diseño para sistemas de agua potable

2.3.7 Dotación futura

La dotación media diaria puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. La dotación futura se debe a estimar con un incremento anual entre 0,50 y el 2% de la dotación media diaria.

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

Donde:

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

2.3.8 Consumo medio diario.

El consumo medio diario es la media de los consumos registrados durante un año y es calculado en base a la dotación per-capite y a la población servida., éste consumo se lo obtiene por medio de la siguiente fórmula:

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

Donde:

Qmd = Caudal medio diario en l/s

Pf = Población futura en hab.

Df = Dotación futura en l/hab-d.

2.3.9 Consumo máximo diario.

Es el consumo máximo que se produce en un día, durante un año. Es decir representa el día de mayor consumo del año. Se determina multiplicando el medio diario por un coeficiente que varía en 1,2 a 1,5 según las características de la población, el cual nos indica que durante el año se tienen un día de máximo consumo con relación al consumo diario.

$$Q_{\max d} = Q_{md} * K_1$$

2.3.10 Consumo máximo horario.

Es el consumo máximo que se registra en una hora durante un año completo, sin considerar los gastos que se pudieran originar por incendios, pérdidas y otros más, para su cálculo se multiplica el caudal máximo diario por un coeficiente K₂, que varía desde 2,0 hasta 2,2.

Tabla N°2.12. Valores del coeficiente K₂

Población (habitantes)	Coeficiente K₂
Hasta 2000	2,20-2,00
De 2001 a 10000	2,00-1,80

De 10001 a 100000	1,80-1,50
Más de 100000	1,5

Fuente: NB-689 Instalaciones de agua – Diseño para sistemas de agua potable

$$Q_{\max h} = Q_{\max d} * K_2$$

2.4 FUENTES DE AGUA

Se consideran fuentes de abastecimiento a los cursos de agua superficial, agua subterránea y agua de lluvia que son utilizados para abastecimiento. Las cuales pueden de agua pueden ser:

- Subterráneas.-** manantiales, pozos, nacientes.
- Superficiales.-** lagos, ríos, canales, etc.
- Pluviales.-** aguas de lluvia.

2.4.1 Subterránea

La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos, excavados y tubulares. Son las que están debajo de la tierra y se consigue por excavación de pozos a través de diferentes sistemas.

Las fuentes subterráneas protegidas generalmente están libres de microorganismos patógenos y presentan una calidad compatible con los requisitos para consumo humano. Sin embargo, previamente a su utilización es fundamental conocer las características del agua, para lo cual se requiere realizar los análisis físico-químicos y bacteriológicos correspondientes.

Los caudales captación deben ser iguales o mayores a: el caudal máximo diario, cuando se dispone con una planta de tratamiento y tanque de almacenamiento y el caudal máximo horario, cuando no hay tanque de almacenamiento.

2.4.2 Superficial

Las aguas superficiales están constituidas por los ríos, lagos, embalses, arroyos, etc. La calidad del agua superficial puede estar comprometida por contaminaciones provenientes de la descarga de desagües domésticos, residuos de actividades mineras o industriales, uso de defensivos agrícolas, presencia de animales, residuos sólidos, y otros. Deben recibir algún

tipo de tratamiento para garantizar su calidad, así como cloración, desalinización, purificación, etc.

Entre los tipos de fuentes de aguas superficiales se consideran:

- 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, arrastre intenso de sólidos en forma temporal, tirante bajo y altas velocidades.
- Cursos de agua de llanura, que se caracterizan por tener, pendientes bajas, tirante alto y bajas velocidades.

Para el caso de los ríos, el caudal de captación de agua deberá ser como el promedio diario menor al 20% del caudal mínimo diario del río para un periodo de retorno de 5 años, tal como señala el artículo 48 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica Ley del Medio Ambiente (Ley N°1333).

2.4.3 Lluvias

Para el caso de comunidades rurales o pequeñas poblaciones parece como posible fuente de provisión la captación de aguas de lluvia, la que debe ser recogida sobre el terreno preparado adecuadamente. En cuanto a la calidad de esta agua podemos mencionar que tienen sólidos disueltos en baja cantidad, muy baja turbiedad; por su composición química se consideran de baja alcalinidad y dureza, y a su vez de alto contenido de CO₂ (las aguas de lluvia al caer disuelven el CO₂ de la atmósfera). Esto se corrige mediante el agregado de cal, para este tipo de tratamiento es conveniente no utilizar cañerías de plomo por la agresividad de las aguas.

2.5 OBRAS DE TOMA

La obra de toma es la estructura hidráulica de mayor importancia de un sistema, que alimentará un sistema de generación de energía hidroeléctrica, riego, agua potable, etc. A partir de la obra de toma, se tomarán decisiones respecto a la disposición de los demás componentes de la Obra.

Los diferentes tipos de obras de toma han sido desarrollados sobre la base de estudios en modelos hidráulicos, principalmente en aquellos aplicados a cursos de agua con gran transporte de sedimentos.

Cada intervención sobre el recurso hídrico, origina alteraciones en el régimen de caudales, aguas abajo de la estructura de captación, por lo que su aplicación deberá considerar al mismo tiempo la satisfacción de la demanda definida por el proyecto y los impactos sobre sectores ubicados en niveles inferiores. De acuerdo al tipo de fuente de aprovechamiento las obras de toma pueden ser:

Toma superficial.- tomas directas, toma tirolesa, toma presa derivadora.

Toma subsuperficial.- galerías filtrantes.

Toma subterránea.- aducción por bombeo.

2.5.1 Selección del lugar de una obra

Entre las ventajas y desventajas para seleccionar un lugar de la obra de toma son:

Fase rocosa o de montaña

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> - Las aguas son claras y la formación rocosa provee en el azud natural donde no hay problemas ni deposición de sedimentos. El agua es limpia no siendo portadora de sedimentos. 	<ul style="list-style-type: none"> - El lugar de toma queda lejos del área de dotación. - Los caudales suben y bajan debidamente. La fuerte pendiente del terreno natural obliga a tener muchas caídas en el canal. La accidentada topografía implica muchas obras de quebradas. - Por lo general no hay camino de acceso.

Fase pedregosa o de sub-montaña.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
----------	-------------

<ul style="list-style-type: none"> - El ancho del río es relativamente pequeño con bancos definidos. - Piedra y agregados de construcción están normalmente disponible en el sitio. - Como el tamaño de las partículas es relativamente grande, el peligro de socavación y de costos de protección es bajo. 	<ul style="list-style-type: none"> - Las pérdidas por percolación a través del lecho del río son altas. - El área de toma queda lejos del sitio de dotación. - Perdidas por infiltración a la cabecera del canal son altas.
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Fase aluvial o de valle

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> - El área de la toma se encuentra cerca del área de dotación. - Perdidas por infiltración a la cabecera del canal son bajas. - El número de cruces de quebrada es mínimo. 	<ul style="list-style-type: none"> - La sección transversal del río es grande y los bancos o están bien definidos o el río tiende a desbordarse. - El tamaño que conforman el lecho del río es pequeño, por lo tanto el peligro de
<ul style="list-style-type: none"> - El flujo subterráneo por debajo del lecho del río es pequeño. 	<ul style="list-style-type: none"> socavación y los costos de protección son altos. - Los costos de fundación son altos. - La carga de sedimento acarreado podría significar un problema.

2.5.2 Obra de toma superficial

El diseño de la obra de toma tendrá que ser realizado en asociación a las condiciones naturales existentes, a los procesos que están en desarrollo y a los impactos posteriores que se generarán a consecuencia de la intervención.

La obra de toma superficial es el conjunto de estructuras que tiene por objeto desviar las aguas que escurren sobre la solera hacia el sistema de conducción.

Considerando al río como parte del sistema ecológico, la obra de toma se constituirá en un obstáculo para el libre escurrimiento del agua o en una intervención sobre un medio natural, que dará lugar a modificaciones del estado de equilibrio.

Para la toma, el curso natural es un medio que satisfecerá las necesidades de agua del sistema receptor. El primer concepto se limita únicamente a la naturaleza y sus leyes, el segundo presenta al hombre y sus objetivos.

Esto significa, que la utilización del agua a través de la obra toma tendrá consecuencias sobre el curso natural en cuanto a su morfología, régimen de escurrimiento y sobre el área de influencia en cuanto al equilibrio de sus suelos, nivel de aguas subterráneas, etc.

Por lo tanto, es necesario tener conocimiento previo de las características y condiciones que ofrece el río o quebrada que se piensa aprovechar.

Entre los diferentes tipos de obras de toma superficiales encontramos:

□ **Toma directa**

Las tomas directa son adoptadas cuando la fuente de aprovechamiento puede proporcionar un caudal mucho mayor que el gasto deseado. El agua que viene por el río es captado sin requerimiento o necesidad de elevar el nivel del agua de la fuente. Generalmente se busca en forma natural un nivel adecuado, el cual no debe disminuir nunca de un cierto valor mínimo que garantice permanentemente el caudal a derivar. El río en el sitio de la toma deberá tener un cauce estable y sus márgenes firmes, a fin de que no se produzcan derrumbes o erosiones que afecten a la obra.

La entrada de sedimentos a este tipo de tomas es difícil controlarla, ya que la derivación del flujo induce una corriente transversal en la dirección del canal natural, lo cual no solo altera el patrón del flujo principal, sino que también influye en el movimiento el sedimento, la carga de fondo es más afectada que el flujo mismo, ya que esta se mueve exclusivamente en la porción más baja del flujo. Este tipo de toma es la más económica pero puede presentar las siguientes inconvenientes:

- a) En época seca, el nivel del agua puede bajar de tal manera que no alcance a derivar el caudal necesario.
- b) La dificultad de impedir la entrada del sedimento, puede causar operaciones de mantenimiento o reparaciones muy costosas.
- c) Por sedimentación en el cauce, puede suceder que la corriente se aleje de la toma.

Esta forma de toma es la más antiguas y cuyo concepto aún se mantienen en vigencia como alternativa primaria para el riego de parcelas aledañas al río o quebrada. El diseño más rudimentario consiste en una simple apertura en el curso natural, orientando el flujo hacia sistema de conducción (normalmente un canal). La toma tradicional que se utilizan,

incorporan además bloques de piedra, alineados diagonalmente cubriendo en muchos casos toda la sección.

□ **Localización toma directa**

En estos casos, la toma es ubicada frecuentemente utilizando los accidentes naturales del terreno de manera que pueda servir de ayuda frente a las crecidas.

Como así también los lugareños tienen un profundo conocimiento de las condiciones locales de los ríos, ellos pueden proveer invaluable información acerca de la hidrología de la cuenca, las lluvias, las crecidas, la estabilidad de las laderas y otros. Para el diseño es importante rescatar este tipo de información o conocimiento local, que junto al conocimiento técnico da lugar a concebir una obra adaptada al medio, permitiendo su funcionalidad. Como así también se recomienda:

- a) Ubicar al final de las curvas, en la orilla exterior y sobre bed rock.
- b) Este tipo de estructuras están emplazadas en pendientes del orden del 1% al 0,001%.
son varios los factores que determinan la ubicación de una obra de toma, la pendiente es un elemento a considerar, debido a la influencia que tiene en el arrastre de materiales, la cantidad de azolves y su ubicación.
- c) Se debe tratar de obtener un valor mínimo para el ingreso de sedimentos esto se obtiene con un ángulo entre 30° a 90° , con respecto al curso del cauce, para la ubicación de la bocatoma.

□ **Criterios de diseño toma directa**

Dentro de los aspectos más importantes que se destacan la toma directa están:

- a) La bocatoma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo de la erosión, del azolve y aguas arriba de cualquier descarga de tipo residual. La clave del conducto de la toma se situará a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente.
- b) En la boca de entrada llevará una rejilla formada por barras con un espacio libre de 3 a 5 cm., la velocidad media a través de la rejilla será de 0.10 a 0.15 m/s, para evitar en lo posible el arrastre de material flotante.

- c) La velocidad mínima dentro del conducto será de 0.6 m/s, con el objeto de evitar azolve. El límite máximo de velocidad queda establecido por las características del agua y el material del conducto.
- d) En el caso de que exista una alta concentración de material sólido en suspensión en rangos de 5 a 6 mm, los caudales son manejables con la construcción de desarenadores; los caudales menores al rango mencionado incrementan los costos de mantenimiento. En todo caso es recomendable realizar estudios más profundos sobre el tipo de sedimentos para realizar un adecuado diseño del desarenador.
- e) La cantidad de arrastre de material en movimiento, caudal sólido cuando el d_{95} es mayor a 10 cm, se considera como un transporte fuerte, el cual ocasiona daños a las diversas estructuras, arrastres del orden del d_{95} con un máximo de 5 cm, son considerados como transporte de fondo mediano, y no acarrear ningún tipo de problemas con las tomas lo cual se debe prever para su construcción.
- f) Se debe buscar que exista siempre y cuando exista un tramo de lecho estable (“bed rock”) y el río tenga un tirante estable en época de estiaje.
- g) En caso de curvaturas en los ríos, es conveniente ubicar la toma en la orilla cóncava de un río, por lo general en este lado se profundiza más el río y la playa se encuentra en el lado convexo, dependiendo de la topografía el sitio se puede desplazar hacia aguas abajo, ubicándola donde termina la concavidad y comienza la parte convexa.

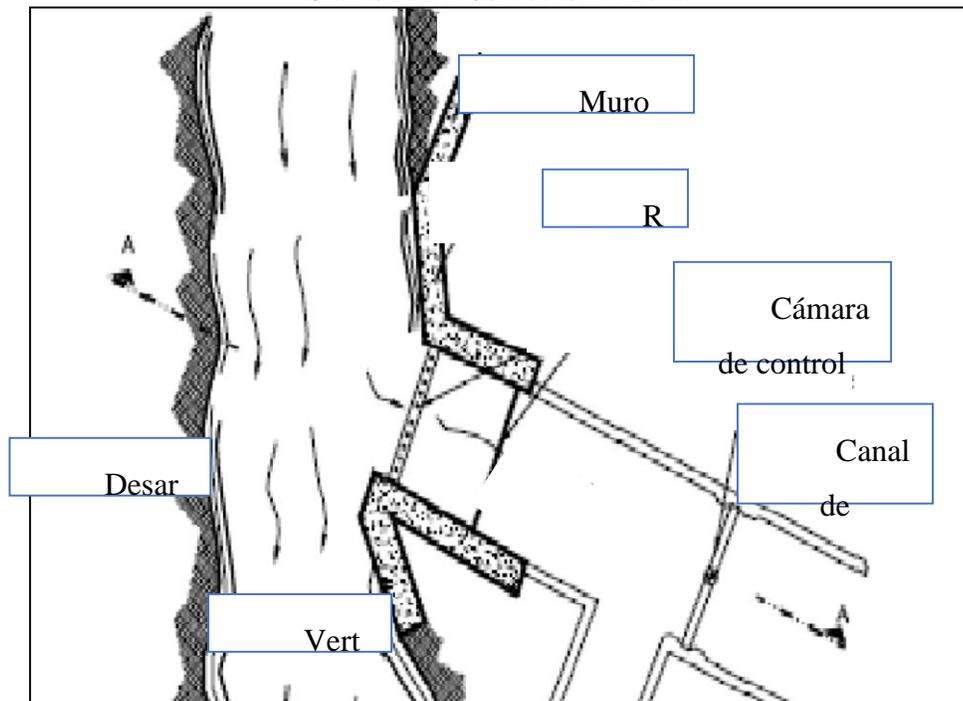
□ **Componentes de toma directa**

- a) Orificio de Ingreso, es el ingreso con reja de entrada que impide que pase material sólido, flotante o demasiado grueso hacia la conducción. Para ello el umbral del orificio debe estar ubicado a cierta altura del fondo del río y la separación entre barrotes normalmente no debe ser mayor de 20 cm.
- b) Cámara de control, no importa si la decisión técnica de diseñar la toma es en forma de orificio o vertedero, esta estructura debe contar con una cámara de control, donde debe ubicarse una compuerta, a la salida del canal de aducción. De esta manera, existe un espacio donde se podrá realizar trabajos de reparación o mantenimiento de la toma.
- c) Canal de aproximación, cuando los ríos son amplios y no son muy estables, es necesario construir un canal de aproximación para poder ayudar a direccionar al flujo de agua hacia la obra de toma. En casi todos los sistemas, los usuarios construyen derivaciones rústicas de piedras y ramas. En su generalidad, los canales de

aproximación, como los azudes rústicos, están ubicados a 30° del eje transversal del río, aguas arriba de la toma.

- d) Canal de aducción, es el canal que transporta el agua necesaria en el sistema, que es captada por la obra de toma y que, antes de conducir las aguas al sistema de distribución, pasa por un desarenador.
- e) Desarenador, es una cámara donde se decantan o se asientan los materiales sólidos que logran pasar por el orificio de ingreso o el vertedero. Lo óptimo es que la mayor parte del material en suspensión y grueso que llega al desarenador, se deposite en el fondo y no pase al canal.

Gráfico N°2.1. Obra de toma directa



2.5.2.1 Toma tirolesa

Este tipo de toma comúnmente empleada, en sí se construye en el lecho del río y está protegida por una rejilla, de modo que los sedimento gruesos no tengan pasada hacia la estructura de toma. La rejilla se ubica en forma transversal al cauce y los barrotes en dirección al flujo, esta puede tener una pequeña inclinación y por debajo de ella está la galería, que es parte del cuerpo del azud y se conecta con el canal. Las partículas menores que ingresan, son evacuadas después por medio de desarenadores y canales de lavado.

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

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

□ **Localización toma tirolesa**

La localización de una obra de toma, es fundamental para su funcionamiento; se debe tender a localizar las tomas de modo que la carga de sedimentos que lleva el río, se mantenga en el lecho del mismo y no entre en la toma, y que la materia en suspensión sea evacuada con desarenadores y no con la toma.

Cuando las secciones de los ríos son rectas, la carga de sedimentos corre paralela a las riberas de los ríos de acuerdo a la pendiente del fondo del río. Si se presentan curvas, se da origen a un flujo helicoidal y a la deposición de sedimentos en la parte inferior del meandro.

Las tomas deben ser localizadas en la curva externa, siempre que ello sea posible. En el caso de tener las tomas en secciones rectas, se podría inducir una curva en el flujo para tener condiciones de curva externa; de todos modos, si se plantea tomar más del 50% del caudal total, se deben tomar las precauciones necesarias para mantener la mayor parte de la carga de sedimentos en el río, por ello se debe prever un aquietador y canal de lavado antes de la patilla de fondo en la toma.

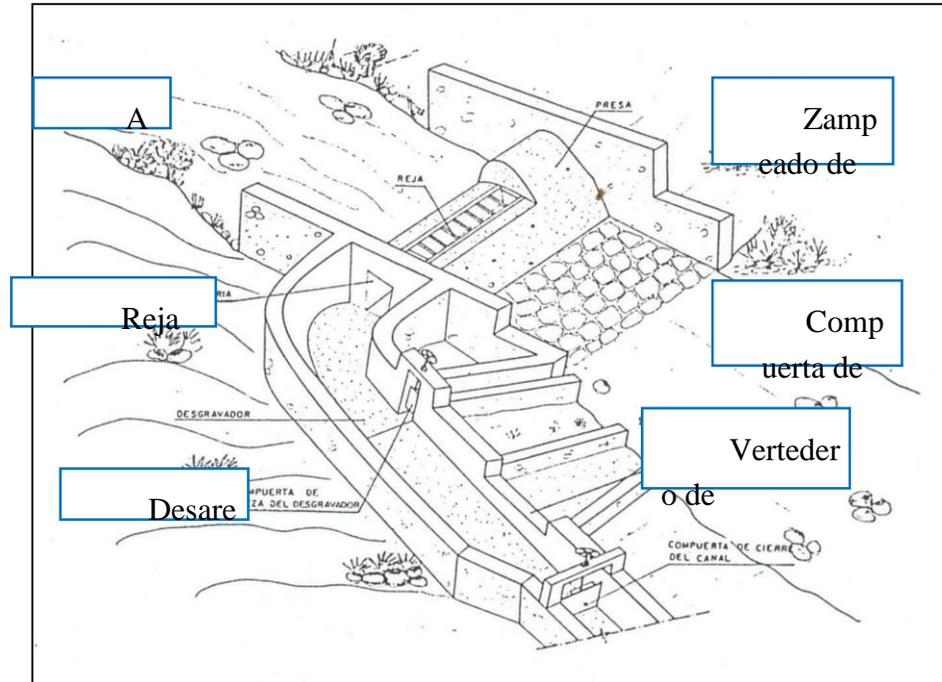
□ **Cráterios de diseño toma tirolesa**

En el diseño de una toma tipo tirolesa es necesario considerar los siguientes criterios:

- a) Esta obra principalmente se adecua a ríos de montañas, donde las pendientes longitudinales son más pronunciadas que pueden llegar al 10% o a veces a más.
- b) Funcionan para cauces que traen avenidas de corta duración y que llevan gran cantidad de piedras.
- c) Cauces que tienen grandes variaciones de caudales, que provienen de nevados.
- d) En cauces que tienen pequeños contenidos de sedimentos finos y agua relativamente limpia en época de estiaje.
- e) La rejilla es la parte más baja del coronamiento de la presa que cierra el río, cualquiera que sea el caudal, el agua debe pasar forzosamente sobre ella. Debido a esto, la rejilla puede ubicarse a cualquier altura sobre el fondo de manera que la altura del azud puede llegar a hacerse cero, aunque normalmente oscila entre 20 o 50 cm. Esto permite que las piedras pasen fácilmente por encima del azud con lo cual se suprime la costosa compuerta de purga o esclusa de limpieza. La baja altura del azud permite a su vez disminuir la longitud del zampeado. Estas dos ventajas hacen que se economice en los costos de una toma Tirolesa y que sea más económico que una convencional. Sin embargo la desventaja de este sistema es la facilidad con que se tapa la rejilla especialmente si el río trae material flotante como hojas y hierbas.
- f) La crecida de diseño se recomienda a un periodo de retorno de 50 años, dependiendo de la importancia aguas abajo

□ **Componentes de una toma tirolesa**

Gráfico N°2.2. Obra de toma tirolesa.



- a) Un tramo que está ubicado a continuación de la rejilla, pero un poco elevada en relación con el nivel de la rejilla, este tramo representa un azud macizo como aliviadero de excedencias, por la cual vierte el caudal de crecida.
- b) Un tramo central, donde se ubica la rejilla.
- c) Un tramo hueco que tiene en su interior la galería, que conduce el agua que entra por la rejilla hasta el canal. La galería está tapada con losas de hormigón armado y en su parte sigue el mismo perfil que el azud macizo. Cuando la rejilla está pegada a la orilla, este tramo se suprime. Al final de la galería está previsto instalar una compuerta.
- d) Desarenador, se ubica a continuación de la galería y en vista que una gran cantidad de arena y piedras pequeñas entran por la rejilla, es imprescindible construir un desarenador eficiente.
- e) Para que el desarenador tenga una salida al río con una longitud dentro los límites económicos, este debe tener una gradiente de por lo menos 3%. O sea que este tipo de toma solamente es práctico en los torrentes o río de montaña y no se ha utilizado para caudales mayores de 10 m³/s. El desarenador lleva una compuerta de fondo, que facilita la purga de material de arrastre que alcanzó a entrar por la rejilla, se recomienda operar esta compuerta cuando la demanda es menor al que capta la toma.

- f) Aliviadero lateral, se constituye en parte del desarenador, ayuda a dosificar el caudal y generalmente cuando funciona es que significa que el desarenador está con sólidos.
- g) Aguas abajo de la presa se construye un zampeado cuyas dimensiones dependen de la altura.

□ Toma presa derivadora

Este tipo de obra de toma consiste en un dique vertedero, denominado también azud, que cierra el cauce del río y eleva el nivel del agua hasta una cota determinada, para encausarla hacia la obra de toma, la cual controla el caudal de derivación. La función principal del dique es mantener frente a la estructura de toma un nivel de agua lo más estable posible, independiente de las variaciones del caudal de la corriente, principalmente en la época de estiaje.

Cuando no se requiera elevar el nivel de las aguas, se construye un umbral a través del cauce el cual va a fijar el nivel del lecho, esto con el fin de evitar que en la estación seca divaguen las aguas. También se le da a la superficie del cauce una pendiente mínima hacia la obra de toma, para facilitar la captación del agua.

□ Localización de toma derivadora

- a) Se recomienda que tenga una pendiente de $S > 10\%$ es favorable, en lo posible debe asegurarse la operación sin mantenimiento de la estructura de la toma, se tiene una pendiente de $2\% < S < 10\%$ es favorable, en lo posible debe asegurarse la operación sin mantenimiento de la estructura de la toma, si tiene una pendiente de $0.5\% < S < 2\%$ es apropiada asociada con un buen desgravador o desarenador y si tiene una pendiente de $S < 0.5$ es apropiada, asociada con un buen desgravador o desarenador.
- b) El curso del río es apropiado en un tramo recto para la ubicación de la bocatoma, si el tramo es curvo se debe ubicar la bocatoma en la parte exterior de la curva, para evitar la entrada excesiva de sedimentos por esta.
- c) La ubicación debe ser en un cauce definido, sin que exista la posibilidad de cambio de curso del río. El cauce debe ser en lo posible estrecho para reducir la longitud del azud y en consecuencia su costo. Los taludes no deben ser verticales ni de gran altura para facilitar la construcción del desgravador o desarenador y el primer tramo del canal de aducción.

□ **Criterios de diseño toma derivadora**

Para derivar el agua de un río en forma segura, es necesario construir una obra de toma que permita captar el caudal de diseño, tanto en época de estiaje o época seca, como en época de crecidas.

- a) Se pueden construir en ríos con pendientes bajas, en ríos de pendiente baja, será necesario elevar el azud lo suficiente para permitir el lavado de sedimentos del desgravador, ubicado adyacente a la bocatoma, hacia el río.
- b) Generalmente, estas tomas requieren que el azud esté a cierta altura sobre el lecho del río para poder captar el caudal de diseño, evitando la entrada de sedimentos y basuras. A mayor altura del azud, será necesario construir obras de disipación de energía aguas abajo, incrementando el costo de la obra.
- c) En ríos de baja pendiente, menor al 2%, con arrastre importante de sedimento fino será necesario construir adyacente a la bocatoma, un desarenador con capacidad suficiente para decantar las partículas que ingresen por ésta. Ríos de baja pendiente con arrastre de sedimento fino, no son adecuados para construir obras de toma tipo tirolesa o galerías filtrantes debido a que la permanente colmatación demandaría una limpieza casi continua.
- d) En ríos de pendiente fuerte, se recomienda ubicar la toma en un tramo recto. Esto disminuirá la posibilidad de socavación de la orilla cóncava del río donde se ubicó la bocatoma.
- e) El sitio de ubicación de la toma debe ser geológicamente estable con orillas firmes con preferencia con formaciones rocosas.

□ **Componentes de la toma derivadora**

Gráfico N°2.3. Obra de toma derivadora.

- a) Presa o dique vertedero, consiste en una estructura que eleva el nivel de agua a niveles calculados previamente, considerando las pérdidas de descarga, que presenta la toma, generalmente hasta la descarga a los desarenadores o al canal o conducto de conducción. Otra función del dique o azud es la de permitir el paso de las crecientes

sobre su cresta, sirviendo como estructura de control, cuando se disponen compuertas sobre la cresta del dique, estas permiten la evacuación de las crecientes y mantienen el nivel constante de derivación, sin embargo cuando no se tienen compuertas, habrá una sobre elevación del nivel de derivación, con lo cual entrara mayor cantidad de agua a la toma, siendo necesaria compuertas de control a la entrada o estructuras de rebose o descarga después de ella

- b) Estructura de disipación de energía, los caudales de crecientes que descargan sobre el vertedero, alcanzan altas velocidades al caer al cauce, las cuales pueden erosionar y socavar la estructura causando su destrucción. Debido a esto, la energía del flujo en un vertedero deberá disiparse antes redescargar al cauce del río. Esto, cuando no se disponga de un lecho de roca o un material lo suficientemente estable que no sea lavado o erosionado por el agua a estas altas velocidades. Existen diferentes disipadores entre los cuales se pueden mencionar los estanques de resalto hidráulico y los disipadores de trampolín sumergido.
- c) Reja de entrada a la toma, tiene como finalidad evitar que los cuerpos flotantes o material grueso entren a los sistemas de conducción aguas abajo. Por esto, es recomendable siempre colocar el umbral de la rejilla a una distancia determinada sobre el fondo y disponer un espaciamiento ente barrotes que no sobrepase de 0,20 m. Los elementos que constituyen una rejilla son principalmente barras de acero, apoyadas en vigas de concreto o viguetas de acero estructural.
- d) Canal de limpieza de sedimentos, normalmente se ubica en un extremo del vertedero, al lado de la reja de entrada. Consta de una compuerta de desfogue, la cual es operada para remover el material arrastrado por el río que se acumula frente a la toma y evitar su entrada a la conducción, o el taponamiento de la reja. Generalmente, la eficiencia del canal de limpieza esta limitada solo a mantener limpio el cauce frente a la toma o la rejilla de entrada. En época de crecientes, es recomendable una operación continua de estas compuertas, para evitar taponamientos a la entrada de la toma y al mismo tiempo regular el caudal de derivación.
- e) Desgravador o presedimentador, esta obra se dispone con el fin que la mayor parte del material grueso que entra a la toma, se deposite dentro de esta y no pase al canal o a la conducción. Esta estructura consta también de un dispositivo de desfogue, el cual será operado regularmente para remover el material depositado.

- f) Muros de anclaje, son los muros colocados a los lados del vertedero, los cuales permiten el empotramiento de la estructura a las márgenes y a la fundación, evitando que la corriente del río las socave, lo cual pondría en peligro la estabilidad de la estructura. Para ello, la corona de los muros debe estar por encima de los niveles máximos que pueda alcanzar la creciente de diseño sobre el vertedero.
- g) Terraplene marginales, se construyen cuando las márgenes del río son bajas y tienen como finalidad impedir que el agua remansada durante las crecientes, pueda desbordarse y crear inundaciones en las zonas ribereñas.
- h) Obras complementarias, en ellas se incluyen obras tales como, escala para peces, las cuales generalmente son omitidas pero pueden tener gran importancia en ciertos ríos. Consisten en pequeños depósitos escalonados que se construyen a un lado del vertedero. Otras obras o dispositivos son los drenes o filtros que permiten proteger la estructura contra la turificación, abatiendo las presiones de filtración.

□ **Diseño hidráulico**

En el cálculo hidráulico, interviene principalmente la determinación de los siguientes valores:

Los niveles requeridos de agua en el cauce para derivar el gasto deseado. Estos niveles definirán la necesidad y altura de la presa o dique vertedero, que se ha de emplazar transversal al cauce del río.

Se determinaran los niveles de descarga para diferentes caudales, calculando además el caudal máximo alcanzando para las crecientes de diseño, lo cual definirá principalmente la elevación de los muros laterales de protección.

Las pérdidas de carga de flujo, desde la entrada de agua a la toma, hasta el inicio del canal de derivación serán calculadas para determinar los niveles de cada una de las estructuras componentes de la obra de toma y el nivel de la cresta del vertedero.

Características presa o dique vertedero

El vertedero de cimacio es uno de los más recomendados y comúnmente empleados por haber sido extensamente ensayado y observado por muchos investigadores. La forma de la cresta se aproxima a la superficie inferior de la lámina que cae por un vertedero de pared delgada, constituye la forma ideal para obtener optimas descargas, el cual teóricamente no causaría presiones negativas sobre la cresta, al seleccionar el perfil adecuado, se debe tener en

cuenta el evitar las presiones negativas, las cuales pueden conducir a daños de cavitación, además se deberá tomar en cuenta la máxima eficiencia hidráulica, practicabilidad, estabilidad y economía.

Sobre la base de los datos del U.S. Bureau of Reclamation, el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos ha desarrollado varias formas Standard las cuales se representan por la siguiente ecuación:

Donde:

X e Y = Coordenadas del perfil de la cresta, con origen en el punto más alto

H_d = Altura de diseño excluyendo la carga de velocidad

K y n = Constantes que dependen de la pendiente del paramento aguas arriba del azud Los valores de K y n se dan como siguen:

Pendiente del	k	n
Vertical	2.000	1.850
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.810
3:3	1.873	1.776

Las secciones están constituidas además por una curva circular compuesta hacia aguas arriba, con los radios expresados en función de la altura de diseño.

Para definir la geometría del perfil de cimacio, se deberá calcular el valor de H_d el cual corresponde a la altura de agua sobre el vertedero, sin considerar la velocidad de aproximación. El cálculo de este valor se hace a través de la ecuación:

$$H_0 = H_d + \frac{Q^2}{2L H_d^3}$$

Dónde: H_0 = carga total de diseño

Q = Caudal correspondiente a la carga de diseño

g = aceleración de la gravedad

El cálculo del H_d de la ecuación puede determinarse por iteración, considerándose que el régimen que se presenta es del sub crítico y en la sección se produce las condiciones críticas.

Descarga libre sin control sobre la cresta de cimacio.- La descarga sobre una cresta de cimacio se obtiene por medio de la siguiente formula:

$$Q \approx C * L * H_e^{3/2}$$

$$H_e \approx H \left[1 + \frac{V_2^2}{2g} \right]$$

Donde:

Q = Caudal o descarga, en m³/s

C = Coeficiente de descarga variable

L = Longitud efectiva de la cresta

H_e = Carga total sobre la cresta, incluyendo la carga de velocidad

En la adopción del coeficiente de descarga “ C ” del vertedor se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- La profundidad de llegada.
- La relación de la forma real de la cresta a la de la lámina ideal.
- Pendiente del paramento aguas arriba.
- Interferencia de lavadero de aguas abajo.

El tirante de la corriente aguas abajo.

$$\text{Si } 0 \leq \frac{P}{Hd} < 0,5 ; C = -2,025 \left(\frac{P}{Hd}\right)^2 + 1,8\left(\frac{P}{Hd}\right) + 1,704$$

$$\text{Si } 0,6 \leq \frac{P}{Hd} < 0,5 ; C = -0,034 \left(\frac{P}{Hd}\right)^2 + 0,145 \left(\frac{P}{Hd}\right) + 2,031$$

$$\text{Si } \frac{P}{Hd} \geq 2,5 ; C = 2,18$$

□ **Altura de barrage**

La altura del barrage vertedero está orientada a elevar o mantener un nivel de agua en el río, del modo tal que, se pueda derivar un caudal hacia el canal de derivación y también debe permitir el paso de agua excedente por encima de su cresta. Se puede presentar 2 casos:

La altura h_0 se recomienda en Krochin mínimo 0,50 m en textos.

□ **Resalto hidráulico**

El salto adquiere diferentes formas dependiendo del número de Froude:

- Si $F_1 = 1.7-2.5$ se inicia remolinos de eje horizontal sobre la superficie del salto. Salto débil.
- Si $F_1 = 2.5-4.5$ se produce chorro oscilante que entra en la zona del fondo del salto. Salto oscilante.
- Si $F_1 = 4.5- 9.0$ el extremo aguas abajo del remolino superficial coincide con la sección en la que termina la difusión del chorro de gran velocidad. Salto estable.
- Si $F_1 \geq 9$ el flujo de gran velocidad de aguas arriba penetra bajo el remolino del salto, emerge adelante y genera ondas hacia aguas abajo, prevaleciendo una superficie libre muy irregular. Salto fuerte.

La posición del resalto no ayudará a entender que tipo de amortiguación debe utilizarse además de la protección que deberá colocarse al final del colchón. La posición está definida

mediante el tirante de salida y_t que exista aguas abajo dicho tirante es independiente del conjugado mayor y_2 y está regido por las condiciones que imponga el canal aguas abajo.

Caso1

Cuando ocurre un salto normal $y_t = y_2$ se forma el salto al pie de la estructura. Sin embargo cualquier variación de y_t puede moverlo de la posición estimada, lo que obliga siempre a utilizar algún dispositivo de control como un umbral dentado.

Caso2

Ocurre cuando $y_t > y_2$ Se produce un salto sumergido es menos conveniente debido a que el coeficiente del vertedor reduce el caudal evacuado.

Caso3

Ocurre cuando $y_t < y_2$ esto significa que el salto se mueve hacia aguas abajo. Este salto se llama libre en lo posible debe evitarse en el diseño ya que ocasiona erosión severa fuera de la zona de protección. Se protege mediante un umbral vertical, la profundización del piso un umbral dentado o modificando el ancho de la sección.

El resalto o salto hidráulico es un fenómeno local, que se presenta en el flujo rápidamente variado, el cual va siempre acompañado por un aumento súbito del tirante y una pérdida de energía bastante considerable (disipada principalmente como calor), en un tramo relativamente corto. Ocurre en el paso brusco de régimen supercrítico (rápido) a régimen subcrítico (lento), es decir, en el resalto hidráulico el tirante, en un corto tramo, cambia de un valor inferior al crítico a otro superior a este. Esto sucede al pie de estructuras hidráulicas tales como vertederos de demasías, rápidas, salidas de compuertas con descarga por el fondo, etc.

El tirante conjugado (aguas abajo del resalto) para una sección rectangular es:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[\sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2v_1^2}{g}} + \frac{y_1}{2} \right]$$

$$\text{con: } Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}}$$

La expresión del número de Froude (número adimensional que expresa la relación entre las fuerzas de inercia y de gravedad), permitirá obtener la expresión adimensional de tirantes

conjugados:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8Fr_1^2}$$

El tirante antes y después del resalto hidráulico resulta función del Número de Froude. □

Calculo hidráulico de la toma

El orificio de entrada generalmente es del mismo espesor del muro donde se instalaran las compuertas. El cálculo del orificio se realiza considerando un orificio sumergido y es recomendable para un buen funcionamiento de la toma considerar un desnivel mínimo, entre las superficies de agua a la entrada y después del orificio.

De esta manera las dimensiones del orificio se pueden calcular por la fórmula:

$$Q = C^* A \sqrt{2 * g * H}$$

Donde: Q: Caudal de derivación en m³/s

C: Coeficiente de descarga para el orificio

A: Área del orificio

H : Diferencia de niveles antes y después del orificio

Las dimensiones del orificio están dadas por:

$$a * b = Q / C^* \sqrt{2 * g * H}$$

Donde: a: altura del orificio

b: ancho del orificio

□ Desgravador o presedimentador

Esta obra se dispone con el fin que la mayor parte del material grueso que entra a la toma, se deposite dentro de esta y no pase al canal o a la conducción. Esta estructura consta también de un dispositivo de desfogue, el cual será operado regularmente para remover el material depositado.

Se establece que el área del desgravador debe estar entre $\frac{1}{5}$ y $\frac{1}{20}$ del área de la cortina, como se observa en la Gráfico N° 2.1. Otro criterio establece que el área del desgravador (A_D) será de 1.5 a 2 veces el área de la bocatoma, y que la velocidad en el área activa de la bocatoma debe quedar entre 0,3 y 0,6 m/s.

□ **Desarenador**

Es una estructura cuya función es decantar o eliminar materias finas en suspensión que conduce el agua, evitando su entrada a los canales del sistema de riego.

Generalmente, se ubican adyacentes a la obra de toma o cerca de ella, desde donde se eliminan los sedimentos nuevamente al río. El principio de funcionamiento consiste en reducir la velocidad del agua a un valor pequeño y distribuir la corriente lo más uniformemente posible en) a cámara. Dado que el agua ingresa al desarenador generalmente con turbulencia, es necesario contar con una transición entre el canal o estructura de entrada que permita una corriente tranquila y uniforme, de la misma forma, a la salida del desarenador entre este y el canal de evacuación. Es necesario considerar que el tiempo de transcurso del agua por el desarenador no debe ser menor al tiempo que los sedimentos en suspensión necesitan para decantarse.

Materias en Suspensión

El contenido de materias en suspensión que traen los ríos varía según la época del año. En época de lluvias, generalmente se evidencia arrastre de material en suspensión. El volumen de arrastre de sedimentos, depende principalmente de: las precipitaciones, el área de la cuenca, el tipo de suelos de la cuenca, la pendiente media del río y del nivel de agua en el curso. Las materias en suspensión generalmente están compuestas por partículas de diferente tamaño y tipo: en ríos de fuerte pendiente o de montaña, el diámetro de las partículas puede llegar hasta

3 m o más. En ríos de llanura y de serranías se cuenta con diferentes tipos de partículas coloidales, desde el limo hasta la arena con tamaños desde 0.002 hasta 1 mm de diámetro medio e inclusive las gravas.

La concentración de partículas en suspensión (en kg de materia en suspensión por metro cúbico de agua) se mide tomando muestras del fondo del río, pero pueden ser estimadas también observando el agua del río, es decir, si el agua es limpia y clara, y además permite ver el fondo del río entonces es pobre en materiales en suspensión. Si el agua es turbia o de color café - amarillo indica alta concentración de materiales en suspensión. En general, se puede considerar de acuerdo al tipo de río los siguientes valores de concentración:

0.1 - 1.0 kg/m³ Ríos de llanura

2.0 - 10.0 kg/m³ Ríos de montaña.

Es necesario considerar que estos valores pueden variar dependiendo de las características de la cuenca: área, cobertura vegetal, geología, condiciones de riego, etc.

En sistemas de riego, con el objeto de obtener diseños de desarenadores económicos, de no muy grandes dimensiones, es necesario considerar diámetros límite de partículas a decantar de hasta 0.5 mm de diámetro. Las partículas coloidales precisan grandes dimensiones de decantadores o procesos de floculación mediante compuestos químicos, que están fuera del alcance de pequeños o medianos proyectos.

2.6 ADUCCIÓN DE AGUA

Los sistemas de aducción pueden ser desarrollados de las siguientes maneras:

- Por gravedad
- Por bombeo
- De manera mixta

Un sistema de aducción se caracteriza por contener un conjunto de elementos que pueden ser tuberías, canales, túneles y otros dispositivos que permitan el transporte de agua desde el punto de captación hasta un tanque de almacenamiento o planta de tratamiento o si las condiciones son buenas hasta el primer punto antes de la distribución de agua en la red.

2.6.1 Sistemas de aducción por gravedad

Solo funcionan cuando las condiciones topográficas tienen pendiente favorable al flujo de circulación de agua y pueden darse de dos maneras:

Por conducción de canales y conductos con superficie libre. Estos están sometidos a la presión atmosférica, tienen que tener un revestimiento.

- Por conductos cerrados a presión. Trabajan generalmente a tubería llena (sección llena) manteniendo una presión igual a la presión atmosférica.

Se denomina aducción por gravedad, al 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 almacenamiento o directamente a la red de distribución.

□ Caudal de diseño

Para sistemas de aducción por gravedad el caudal de diseño se adopta bajo el análisis siguiente:

Se considerara el caudal máximo diario cuando se disponga en la red de un tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento; y se considerara el caudal máximo horario cuando la cantidad y calidad de agua puedan ser transportadas directamente a suministrar la red de distribución.

□ Conducción a presión.

Esta constituidos generalmente por tuberías que trabajan a una presión superior a la presión atmosférica. La tubería conduce el agua a sección llena.

La presión estática entre puntos extremos de la tubería de aducción, determinará el material y las características mecánicas de trabajo de la tubería y la necesidad de colocar válvulas o válvulas reguladoras de presión.

Las velocidades de diseño a objeto de mitigar los efectos por golpe de ariete, y en general cuando este sea inminente, se recomienda que la velocidad máxima no debe superar a 1,50 m/s. La velocidad mínima en la tubería debe ser establecida en función de la velocidad de auto limpieza. La velocidad mínima recomendada es de 0,30 m/s.

Se debe efectuar el estudio hidráulico del escurrimiento para determinar si las tuberías trabajan a presión, lo que dependerá de las características topográficas de la zona y del diámetro del conducto. No se admiten presiones negativas.

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

Fórmula de flamant

St: Pérdida de carga unitaria en m/m b :

Coefficiente de Flamant (ver Tabla) v:

Velocidad del agua en m/s

D: Diámetro interno de la tubería en (m)

Tabla N°2.14. Coeficiente de Flamant.

Material de la	b
Hierro o acero	0,00023
Nuevos	0,00019
Concreto	0,00019
PVC	0,0014

Fuente: NB-689 Instalaciones de agua – Diseño para sistemas de agua potable

Formula de Darcy-Weisbach

hf: Pérdida de carga distribuida o continua en (m)

f: Coeficiente de perdida de carga distribuida. Se obtiene del diagrama de Moody o las formulas v:

Velocidad del agua en (m/s) D: Diámetro de la tubería en m

Formula de Hazen Williams

hf: Pérdida de carga distribuida o continua en (m)

C: Coeficiente de Hazen Williams

Q: Caudal (m³/s)

D: Diámetro de la tubería en m

□ **Tuberías**

Primero se analiza el material, para elegir un material se debe considerar su aptitud de la siguiente manera:

- a) Resistente a la corrosión y la agresividad del suelo.
- b) Debe ser un material resistente a esfuerzos mecánicos producidos por cargas externas e internas.
- c) Las características de comportamiento hidráulico como para asimilar presiones de trabajo, considerar también el golpe de ariete.
- d) Es importante prever que la instalación se encuentre en un terreno que permita confinar y/o anclar debidamente la tubería debiéndose evitar la tuberculización e incrustación de la tubería.

□ **Presión máxima y presión mínima de trabajo**

- a) En líneas de aducción por gravedad la presión máxima de trabajo no deberá pasar el valor del 80% de la presión especificada de la tubería (como presión máxima).
- b) Como presión mínima recomendable en cualquier punto esta debe ser mayor o igual a 2 m.c.a.

2.7 DESINFECCIÓN EN EL SISTEMA DE AGUA

Existen dos niveles en los cuales se pueden aplicar los tratamientos con tecnología apropiada en el área rural:

- A nivel comunitario: Filtración Rápida de Flujo Ascendente, Filtración Lenta en Arena y Cloración en línea.
- A nivel domiciliario: Filtración Lenta en Arena, Desinfección Solar del Agua (SODIS), Desinfección por Cloración, Ebullición, Filtro bioarena y Filtros cerámicos.

2.7.1 Criterios de alternativa de tratamiento del agua

Primera alternativa

Según el Ministerio de Medio Ambiente y Agua (MMAyA), con los resultados de calidad del agua, se debe clasificar el agua conforme a la Tabla N° 2.15., una vez clasificada el agua se remite a la Tabla N° 2.16. que establece el tipo de tratamiento del agua que debe realizar, a nivel comunitario o nivel domiciliario.

Si se requiere tratar el agua a nivel domiciliario o en situaciones de emergencia, es necesario que conforme a los datos de calidad del agua y la Tabla N° 2.15. se seleccione el tipo de tratamiento a nivel domiciliario en la tabla N° 2.16. que será necesario aplicar.

El parámetro más orientativo para la toma de decisiones en cuanto a la aplicación de un sistema de tratamiento será el bacteriológico (Coliformes Termotolerantes), considerando que el sistema tiene implementado las acciones de protección de la fuente y el sistema esté operando correctamente.

Tabla N° 2.15. Clasificación de la clase de acuerdo con la Calidad del Agua.

	Promedio coliforme UFC/100 ml	urbiedad TU	Turbididad NTU/cm	Conductividad $\mu\text{mohale g/L}$	Sólido disueltos g/L	Trazas de						lagunas totales g/L	
						D	F	s	Al	A	C		n
	<1	5	< 200	< 1500	< 500	< 0.3	< 0.1	0.01	< 0.1	< 0.005	< 1.0	5.0	0.5
I	1-50	10	< 200	< 1500	< 500	< 0.3	< 0.2	0.02	< 0.2	< 0.005	< 1.0	5.0	0.5
II	51-150	20	< 300	< 1500	< 1000	< 0.3-0.6	0.3	0.03	< 0.3	< 0.005	< 1.0	5.0	0.5
V	15-500	40	< 500	< 1500	< 1000	< 0.3-0.6	0.3	0.03	< 0.5	< 0.005	< 1.0	10	0.5

P

μ

<
<
<

	50 1-1000	< 60	< 700	< 1500	< 1000	< .6-1.0	0 0.5	0.03	< .5-1.0	0 0.005	< 1.0	10	0.5
I	>1 000	> 600	> 1000	> 1500	> 1000	< 1.0	> 0.5	0.05	> 1.0	> 0.005	> 1.0	10	0.5

<
<
<

Fuente: Calidad del Agua en Sistemas de Abastecimiento en Poblaciones Rurales Dispersas. MMAyA
Viceministerio de Agua potable y Saneamiento.

Tabla N°2.16. Clase de tratamiento mínimo necesario.

Clases	Tratamiento mínimo posible para sistemas de agua	Tratamiento a nivel domiciliario
I	Ninguno (si es posible cloración).	Si es posible cloración con lavandina
II	Filtración lenta en arena / cloración.	Filtración lenta en arena / Cloración /
III	Filtración lenta en arena, seguida de cloración.	FLA / Cloración + Sedimentación / Hervido + Sedimentación / SODÍS +
IV	Aeración + Filtración rápida de flujo ascendente + Filtración seguida de cloración.	Coagulación por productos naturales u otro + FLA + Cloración.
V	Aeración + Filtración rápida de flujo ascendente + Filtración lenta seguida de cloración.	Coagulación por productos naturales u otro + FLA + Cloración.
VI	Floculación + Coagulación + Filtración	Coagulación por productos naturales

rápida de flujo ascendente + Filtración lenta seguida u otro + FLA + Cloración.

Fuente: Calidad del Agua en Sistemas de Abastecimiento en Poblaciones Rurales Dispersas. MMAyA Viceministerio de Agua potable y Saneamiento.

Segunda alternativa

El hipoclorito en solución se utiliza principalmente en instalaciones para localidades pequeñas, donde, por lo general, no hay condiciones apropiadas para operar y mantener un equipo automático.

La cloración es el nombre que se le da al procedimiento para desinfectar el agua utilizando el cloro o algunos de sus derivados, como los hipocloritos de calcio o de sodio. Los compuestos que tienen cloro poseen gran poder destructivo sobre los microorganismos presentes en el agua, causantes de enfermedades.

□ Filtración lenta de arena

Son unidades de baja velocidad de filtración que no requieren sustancias químicas y permiten reducir virus, bacterias, protozoarios o huevos de nemátodos dañinos para la salud pública. Dichas unidades reducen materia fina orgánica e inorgánica, la cual es retenida en el lecho de arena. Compuestos orgánicos disueltos son más o menos degradados, dependiendo de su naturaleza. Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto.

Componentes del filtro lento en arena.

A: Dispositivo para control de entrada de agua pretratada y regular la velocidad de filtración.

B: Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante.

C: Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia.

D: Válvula para drenar lecho filtrante.

E: Válvula para desechar agua tratada.

F: Válvula para suministrar agua tratada al tanque de contacto y posteriormente al depósito de agua limpia

G: Vertedero de entrada.

ACTIVIDAD	ACCIONES CLAVES
<ul style="list-style-type: none"> - Llenar el filtro lentamente y en forma ascendente. - Nivelar la superficie del lecho de arena. 	<ul style="list-style-type: none"> - Abastecer la unidad hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena. - Abrir la válvula de vaciado para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena.
<ul style="list-style-type: none"> - Poner en marcha el filtro. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nivelar las irregularidades en la superficie de arena. - Realizar nuevamente el llenado ascendente hasta que el nivel del agua alcance 0.2 m sobre la superficie de arena. - Abrir la válvula de entrada de regulación del filtro y mantener la velocidad de filtración en 0.02 m/h. - Abrir la válvula de desagüe de la cámara de agua filtrada. - Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño (generalmente 0.10 ó 0.15 m/h). Si al alcanzar la velocidad de diseño, la turbiedad es superior a 5 UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT.
<ul style="list-style-type: none"> - Retirar material flotante. 	<ul style="list-style-type: none"> - Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
<ul style="list-style-type: none"> - Revisar calidad del agua. 	<ul style="list-style-type: none"> - Durante el período de maduración del filtro, medir a diario si el agua filtrada reúne los criterios de calidad acordados para suministro.
<ul style="list-style-type: none"> - Pasar el agua filtrada al sistema de abastecimiento. 	<ul style="list-style-type: none"> - Cuando la calidad el agua filtrada sea aceptable, cerrar la válvula de desagüe del agua filtrada y abrir la válvula de distribución.

H: Indicador calibrado de flujo.

I: Vertedero de salida

J: Válvula para control de flujo a la salida (solo para FLA con control de salida).

Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena.

Para lograr un adecuado funcionamiento es muy importante seguir lo siguiente:

Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control de entrada

ACTIVIDAD	ACCIONES CLAVES
<ul style="list-style-type: none"> - Remover el material flotante. - Medir la velocidad de filtración. - Regular la velocidad de filtración. - Decidir la limpieza del lecho. 	<ul style="list-style-type: none"> - Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa. - Verificar en la regla de aforo o vertedero. - Manipular la válvula de entrada para mantener la velocidad de filtración constante. - Cuando la altura del agua alcance el nivel de la tubería de rebose, se debe suspender el funcionamiento del filtro en servicio e iniciar su limpieza. - Programar la limpieza de manera que solo una unidad salga de operación, mientras el otro funciona.

El área superficial del lecho de arena, es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa; es por ello que en esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, su raspado permite recuperar la

□ Mantenimiento

Las actividades rutinarias de mantenimiento incluyen el raspado o trillado, la manipulación de la arena, y el monitoreo de la unidad.

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.50 m; una vez alcanzado este nivel se debe proceder al rearenamiento. Para el rearenamiento es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, la cual debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante; debe tenerse en cuenta que cerca del 20% de la arena instalada inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento.

Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.

ACTIVIDAD	ACCIONES CLAVES
- Extraer el material flotante.	- Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
<p data-bbox="342 369 675 443">Drenar el agua sobrenadante.</p> <p data-bbox="342 615 675 688">Mantener la producción de agua de la planta.</p> <p data-bbox="342 751 675 825">Proteger el lecho filtrante. Raspar la capa superior.</p> <p data-bbox="342 930 675 1003">Retirar el material raspado.</p> <p data-bbox="342 1108 675 1182">Nivelar la superficie de arena.</p> <p data-bbox="342 1203 675 1318">Comprobar la profundidad del lecho de arena.</p> <p data-bbox="342 1339 675 1455">Dar tiempo para la maduración biológica.</p> <p data-bbox="342 1518 675 1591">Ajustar la velocidad de filtración.</p> <p data-bbox="342 1770 675 1843">Pasar el agua al sistema de suministro.</p>	<p data-bbox="781 317 1395 348">- Cerrar la válvula de entrada.</p> <p data-bbox="781 359 1395 390">- Abrir la válvula de vaciado.</p> <p data-bbox="781 401 1395 474">- Limpiar las paredes del filtro con un cepillo largo.</p> <p data-bbox="781 485 1395 674">- Cerrar la válvula de vaciado cuando el agua llegue a 0.20 m por debajo de la superficie del lecho filtrante. Ajustar la velocidad de filtración en los otros filtros; la velocidad no debe exceder de 0.30 m/h.</p> <p data-bbox="781 684 1395 758">- Raspar una pequeña área, cúbrala con tablas y coloque el equipo sobre ella.</p> <p data-bbox="781 768 1395 894">- Marcar áreas (3 x 3m²) raspando en franjas estrechas, raspar de 1 a 3cm de la parte superior de cada área.</p> <p data-bbox="781 905 1395 978">- Trasladar el material raspado a la plataforma de lavado.</p> <p data-bbox="781 989 1395 1062">- Utilizar una tabla o un rastrillo de dientes finos para nivelar la superficie.</p> <p data-bbox="781 1073 1395 1146">- Medir la altura desde el borde superior del muro hasta el lecho filtrante.</p> <p data-bbox="781 1157 1395 1283">- La maduración generalmente toma de 1 a 2 días en zonas tropicales (siempre y cuando la limpieza no dure más de 1 día).</p> <p data-bbox="781 1293 1395 1524">- Aumentar lentamente la velocidad de filtración en la unidad raspada, simultáneamente reduzca la velocidad de filtración en los otros filtros sobrecargados, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en todas las unidades.</p> <p data-bbox="781 1535 1395 1661">- Si al segundo día la calidad del agua efluente del filtro recién raspado es aceptable, abra la válvula de suministro.</p>

Consideraciones complementarias para limpieza del medio filtrante

- a) Programando la tarea de limpieza por anticipado, se puede evitar el desperdicio de agua durante la eliminación de la capa sobrenadante.
- b) La noche anterior al día de la limpieza, se cierra el ingreso de agua cruda a la caja del filtro y se deja filtrar con tasa declinante durante la noche.
- c) A la mañana siguiente, apenas aclara el día, el personal encargado de esta tarea debe estar listo para iniciar el raspado, tratando de concluirla antes de la salida del sol, para proteger de su efecto lesivo a la formación biológica del lecho filtrante.

Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena

ACTIVIDAD	ACCIONES CLAVES
- Raspar la capa superior.	- Seguir los procedimientos indicados para limpiar el lecho filtrante.
- Drenar el agua del lecho filtrante.	- Abrir la válvula de vaciado.
- Extraer la arena.	- Dependiendo del tamaño del filtro dividir la superficie en varias partes y rearene una por una. Tener en cuenta que ha retirado 0.50 m y la altura de lecho remanente en el filtro es 0.50 m.
- Rellene el lecho de arena.	- Retirar la arena de una zona del filtro y colóquela a un lado, no saque la arena gruesa ni la grava de soporte. - Rellenar con arena limpia el filtro, utilizando la almacenada en la caseta, hasta alcanzar una altura de 0.50 m, coloque sobre ésta la que previamente ha amontonado; hasta alcanzar la altura máxima de arena.
- Nivelar la superficie de arena.	- Nivelar la superficie de la arena, de la misma manera que se hace después del raspado.
- Poner en servicio	- Seguir el procedimiento indicado en los cuadros anteriores.
- nuevamente el filtro. Dejar madurar el lecho filtrante.	- En condiciones tropicales, la maduración después de reponer la arena tomará de 3 a 15 días, dependiendo de la calidad de agua afluente.

□ Consideraciones para el lavado de la arena

- a) Cuando la arena es muy costosa o difícil de obtener, se recomienda lavar y almacenar la arena proveniente de los raspados para ser usada en el rearenamiento del filtro.
- b) La arena raspada debe lavarse tan pronto como se extrae del filtro, porque tiene materia orgánica adherida y este material al descomponerse produce sustancias con olores y sabores muy difíciles de remover.
- c) Para lavar la arena sucia en una planta pequeña, se puede emplear un simple canal. El flujo de agua mantiene la arena y los residuos en suspensión. La arena sedimentara dentro de una caja y los residuos serán removidos por la corriente de agua.

□ **Consideraciones para lavado completo del filtro**

Esta operación se debe realizar cada cinco años y consiste en la limpieza del fondo del filtro, del sistema de drenaje, de la caja del filtro y el lavado de la grava y de la arena.

□ **Hipoclorador de carga constante Tipo I**

En el caso de acueductos rurales, se utiliza para la desinfección, el cloro en forma de hipoclorito, debido a su facilidad de manejo y aplicación. Generalmente la aplicación de la solución de hipoclorito de calcio o de sodio se realiza por medio de un hipoclorador de carga constante, el cual se instala en un tanque sobre el suelo en los sistemas por gravedad.

□ **Descripción**

El dosificador aplicado está compuesto de tres partes:

Válvula de cierre, conformado por un dispositivo de plástico, similar al empleado en el control del nivel de agua en los inodoros, modificado y adecuado a la cámara de carga constante. Este dispositivo consta de tres partes:

- Válvula de cierre con asiento de neopreno de alta duración
- Palanca de unión entre la válvula y el flotador, - Flotador.

La válvula va montada en la parte superior de la pared lateral de la cámara de carga constante y se conecta al tanque que contiene la solución de hipoclorito de calcio.

Dispositivo de control, compuesto por dos partes:

- El orificio de salida

-El dispositivo regulador de caudal.

El orificio es de forma triangular, hecho en la parte lateral de una pieza plástica (niple), roscado internamente y fijada a la pared de la cámara de carga constante. El regulador de caudal es una pieza tubular plástica con rosca exterior, que se desplaza por el interior de la pieza plástica que contiene el orificio triangular, lo que permite regular finamente la abertura, obteniéndose un caudal uniforme de salida de la solución desinfectante por largos períodos de tiempo.

Cámara de carga constante, compuesto por un balde plástico de dos litros de capacidad. La válvula de cierre está ubicada en la pared lateral del recipiente y la salida se encuentra a 90 grados respecto a la válvula de cierre. De esta manera, la válvula de cierre permite que el nivel de agua se mantenga constante dentro del recipiente plástico, independientemente de la presión que proporcione el tanque de alimentación o de la descarga que proporcione el dispositivo de control. El dispositivo de control al disponer de una carga constante, permite también dosificar un caudal constante y uniforme.

□ **Requisitos**

Es necesario previo a la instalación adecuar una caseta segura para el equipo productor del hipoclorito de sodio, los recipientes para la preparación y almacenamiento del hipoclorito de sodio producido y el dosificador de carga constante. La misma que deberá estar ubicado en la parte superior del reservorio o depósito de agua.

□ **Rango de aplicación**

Este dosificador por goteo permite dosificar hasta un caudal de 125 ml/s para una concentración de cloro de 0,5% (5,000 mg/l). Este dispositivo tiene una capacidad de tratar caudales hasta de 8 L/s.

□ **Montaje e instalación**

El dosificador se instala directamente en la línea de salida de los tanques que contienen la solución (se puede optimizar su uso instalando directamente a los tanques de producción de hipoclorito de calcio), de modo que el flujo de solución descargue directamente, a través del dosificador, al tanque de agua que se va a desinfectar.

□ **Volúmenes de solución**

Volúmenes necesarios de soluciones al 1%, una parte por millón de cloro a diferentes volúmenes de agua. Para valores mayores se debe multiplicar por diez ambas columnas.

Volumen de agua por tratar en litros.	Volumen de la solución al 1%.
100	10 (mililitro)
200	20
300	30
400	40
500	50
1000	100
2000	200
3000	300
10000	1 (litro)
15000	1.5
20000	2.0
25000	2.5
30000	3.0
35000	3.5
40000	4.0
45000	4.5
50000	5.0
60000	6.0
70000	7.0
80000	8.0
90000	9.0
100000	10.0

2.8 TANQUE DE ALMACENAMIENTO

- Los tanques deben cumplir los siguientes propósitos fundamentales:
- Suministrar agua potable en la red en la cantidad y calidad necesaria.
- Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
- Mantener las presiones de servicio adecuadas en la red de distribución.

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:

2.8.1 Volumen de regulación.

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.

Donde:

Vr: Volumen de regulación en m^3

C: Coeficiente de regulación

- Sistemas a gravedad 0,15 a 0,30

- Sistemas por bombeo 0,15 a 0,25

Qmáx.: Caudal máximo diario en m^3/d

t : Tiempo en días

2.8.2 Volumen contra incendios

El 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:

Donde:

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

2.8.3 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.

Como aguas arriba del tanque hay una serie de obras más o menos expuestas a interrupción, es evidente que durante ese lapso debe disponerse de una reserva de agua en los tanques de almacenamiento; para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

Dónde:

V_{re} : Volumen de reserva en m^3

$Q_{\text{máx.d}}$: Caudal máximo diario

2.9 RED DE DISTRIBUCIÓN

Las redes de distribución constituyen el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios y otros elementos necesarios para el suministro del agua potable a los usuarios del sistema.

2.9.1 Red abierta o ramificada

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

2.9.2 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.

2.9.3 Caudal diseño

La red de distribución debe calcularse para el caudal máximo horario o para el caudal máximo diario.

El diseño de la red de tuberías principales debe considerar las distintas etapas del proyecto así como los caudales calculados para cada una de las mismas.

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.

2.9.4 Determinación de caudales por nudo

Método del número de familias

El caudal en el nudo es:

Donde:

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

Q_n : Caudal en el nudo "n" en l/s

Qu: Caudal unitario en l/s-familia

$$Qu = \frac{Qt}{Nf}$$

Qt: Caudal máximo horario en l/s

Nf: Número total de familias

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

2.9.5 Aspectos complementarios

Para el diseño de redes de distribución a presión el 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.

2.9.6 Velocidades

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

Para poblaciones pequeñas, se aceptaran velocidades menores, solamente en ramales secundarios.

La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,00 m/s.

2.9.7 Diámetros mínimos

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

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

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

2.9.8 Profundidad y anchos de las zanjas

La profundidad y el ancho están en función con el diámetro de la tubería y del uso del suelo en el lugar de emplazamiento de la tubería. Los criterios para la construcción de las zanjas se presentan en la Tabla N°2.18. y se muestran en la

2.9.9 Tubería de PVC

El PVC o Policloruro de Vinilo (del inglés polyvinyl chloride) es un polímero termoplástico de origen petroquímico. Fue utilizado por primera vez para la fabricación de tuberías en Alemania en la década de 1930 y fue introducido a México a principios de la década de 1960. Se presenta como un material blanco que comienza a reblandecer alrededor de los 80 °C y se descompone sobre 140 °C. Cabe mencionar que es un polímero por adición y además una resina que resulta de la polimerización del cloruro de vinilo o cloroetileno. Tiene una muy buena resistencia eléctrica.

Desde sus inicios en la aplicación de tuberías ha dado magníficos resultados en instalaciones hidráulicas de diferentes tipos desde casas habitación hasta extensas redes de distribución de agua potable y alcantarillado en grandes ciudades.

Existen varios tipos de uniones entre secciones de Tubería de PVC entre los cuales podemos mencionar Cementar y combinación de Campana y Anillo. Ambos tipos de unión proporcionan una superficie interior lisa que permite el libre flujo de líquidos y desechos lo que los hace ideales para la conducción de aguas negras y redes pluviales. Las uniones son herméticas, de fácil y rápida ejecución y no se requiere de experiencia o educación especial para su aplicación.

La Tubería de PVC es un sustituto indiscutible de las tuberías metálicas por su resistencia al ataque de productos químicos y corrosivos, por su bajo costo, por la facilidad de instalación y por su durabilidad.

La tubería de Poli (cloruro de vinilo) (PVC) ofrece, entre otras características, las siguientes ventajas:

- Ligereza: El peso de un tubo de PVC es aproximadamente la 5ª parte de un tubo de asbesto cemento o de uno de acero, de iguales dimensiones.

- Hermeticidad: Los diferentes tipos de unión que se usan en la tubería hidráulica garantiza una completa hermeticidad del sistema.
- Atoxicidad: El PVC no aporta ningún elemento extraño al agua.
- Facilidad de instalación: Por su ligereza y facilidad de unión no se requiere maquinaria sofisticada para su instalación, además se tiene un avance de obra mayor por los tramos de 6 metros en que se fabrica el tubo.
- Menor rugosidad: Para las mismas condiciones de diámetro, longitud y caudal, el PVC tiene menores pérdidas de carga ya que su coeficiente de Manning es de 0.009, de Hazen-Williams de 140 y su rugosidad absoluta de 0.0015 mm.
- Flexibilidad de la tubería: La tubería de PVC presenta flexibilidad tanto longitudinalmente como de forma vertical (transversalmente).

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

Para esta etapa del proyecto se empleará los criterios de diseño y sugerencias vertidas por la norma Boliviana NB_689, que establece su uso obligatorio sobre el territorio nacional, en marco al artículo segundo de la resolución ministerial Nro. 230 emitida 7 de septiembre del año 2007.

5.1 INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL PROYECTO

5.1.1 Localización del sitio para la obra de toma

La obra de toma se encuentra sobre la Quebrada Buena Vista sobre la cota: 712.67 msnm, con una ubicación geográfica de Latitud: 22°34'25,63"S y Longitud: 64°21'8,06"O.

La obra de toma se encuentra a una distancia de 1.93 Km de la comunidad beneficiada, el ancho del río que presenta es de 10.5m, este lugar fue el más estrecho que presenta el río. La pendiente que se encuentra en el río es de 5.45% para una longitud de 64.87 m lo que garantiza que sea una pendiente favorable, ya que se recomienda según el PRONAR $2\% < S < 10\%$ en lo posible para asegurar la operación sin mantenimiento de la estructura de la toma. El tramo es recto apropiado para la ubicación de la bocatoma, no se observa cambio del curso del río.

5.1.2 Levantamiento topográfico

Se realizaron levantamientos topográficos de planimetría y altimetría, por parte del Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo, los mismos que fueron proporcionados para el diseño del proyecto, el plano vista en planta del levantamiento se muestra en el Anexo 8, como también todo el trabajo de gabinete que se realizó como el croquis de detalles importantes y longitudinales de la toma.

El levantamiento topográfico se realizó a partir de un BM con coordenadas referenciales tomadas mediante GPS (Sistema de posicionamiento global), el mismo que fue punto de partida considerando para todo el sistema de distribución de agua potable.

La información obtenida en el campo ha sido utilizada para la preparación de los trabajos con la ayuda del sistema computarizado CIVIL 3D_2013 para el diseño hidráulico de las obras que serán ejecutadas, en todo el sistema de conducción y de la obra de toma.

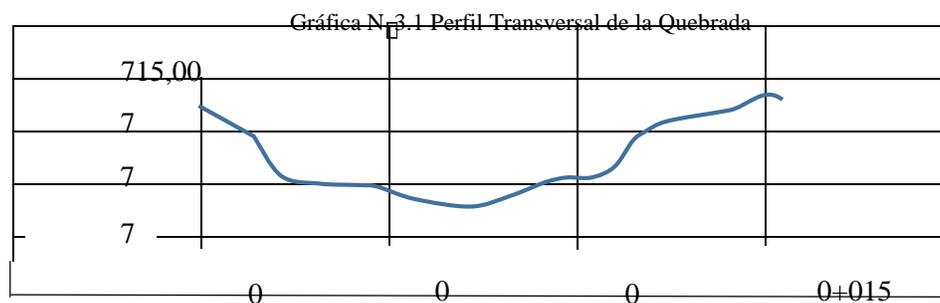
5.1.3 Estudios geológicos

Según la magnitud de obra se puede determinar los perfiles de geológicos, en algunas ocasiones se realizan mediante perforaciones que permiten determinar un perfil de la formación del material del sub suelo, además de la descripción de los materiales en los sitios seleccionados.

En este caso como la obra de toma no es de gran magnitud se realizó una observación minuciosa donde se observó que la zona presenta condiciones firmes por el afloramiento de roca, sin posibilidad del cambio de curso del río, los taludes de los márgenes izquierda y derecha, no se observan indicios de erosión y son estables como así también el avance casi en toda la sección transversal de la quebrada. El ancho promedio en el sitio de ubicación de la obra de toma es de 10.5 m, como así también se observan condiciones de estabilidad que requiere la obra.

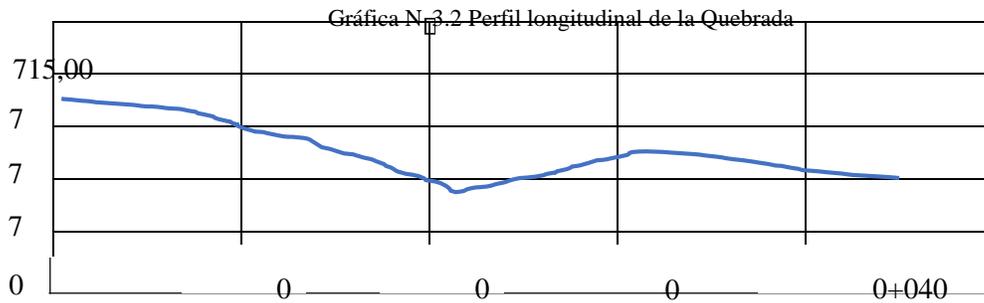
El material que conforma el lecho del río es grava y cantos rodados con una mínima cantidad de arcilla, por lo que se puede considerar que el transporte de sedimento en época de crecidas no es considerable.

La sección transversal del río presenta la siguiente forma, mostrada en el gráfico siguiente.



Fuente: Elaboración

La sección longitudinal del río presenta la siguiente forma, mostrada en el gráfico siguiente.



Fuente: Elaboración

5.1.4 Características de la cuenca

Las características geomorfológicas de una cuenca hidrográfica dan idea de las propiedades particulares de la cuenca; estos parámetros facilitan la utilización el empleo de fórmulas hidrológicas, generalmente empíricas, que sirven para estudios hidrológicos.

Las propiedades geomorfológicas de la cuenca hace una descripción amplia de las características de la zona en estudio desde el punto de vista hidrológico, geológico y el tipo de cubierta vegetal el cual influye en los escurrimientos del agua pluvial, a lo que se denomina análisis de precipitación. La elevación de la cuenca tiene que ver con la distribución temporal del agua pluvial en la zona en estudio, mediante el análisis de esta distribución se pueden definir los eventos de diseño para ciertos periodos de retorno.

A continuación se muestra las propiedades geomorfológicas de la cuenca de forma resumida, el desarrollo para obtención de los mismos se encuentran en el Anexo 2 (Estudio hidrológico).

Tabla N°3.1. Propiedades de la cuenca.

PROPIEDADES DE LA CUENCA	
Propiedades fisiográficas	
Área	4,40 Km.
Perímetro real	12,79 Km.
Perímetro estilizado	10,79 Km.
Longitud del rio	1,54 Km.
Forma de la cuenca	L_{menor} : 0,934 Km. L_{mayor} : 4,750
Propiedades de relieve	
Altura media	896,21 msnm
Tipo de curva	Etapas de crecimiento en madurez
Índice de pendiente de	1,72

Índice de pendiente	0,0651 m/m
Pendiente del río	Directa: 5,48 % Ponderada: 5,95%
Propiedades morfométricas	
Relación de confluencia	0,50
Relación de longitud	0,99

Fuente: Elaboración

5.1.5 Cobertura Vegetal

La capa de vegetación natural que cubre la superficie terrestre según el mapa de cobertura vegetal de la ciudad de Tarija elaborado por el (SITAP) clasifica la cobertura en diez clases.

En el cual se pudo observar que gran parte de la zona donde se encuentra la cuenca está cubierta por arbustos y árboles dispersos, el cual también se puede aseverar con la observación visual del área de estudio.

Como así también en un diagnóstico municipal consolidado del Gobierno Autónomo de Bermejo divide en cinco tipos de cobertura vegetal: Bosque denso, Agricultura, Bosque ralo, Estructura Urbana, Cuerpos de agua. Donde ubica como Bosque denso – Agricultura el área de cuenca.

5.1.6 Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de escorrentía es la relación entre la parte de la precipitación que circula superficialmente y la lluvia total, sabiendo que la parte superficial es menor que la total al descontarse por la evaporación, evapotranspiración, almacenamiento, etc.

El coeficiente de escorrentía es un valor adimensional comprendido entre 0 y 1. La escorrentía depende de la zona a que corresponda y a los materiales constituyentes de la superficie. Existen diferentes tablas que pueden proporcionar el valor de la escorrentía para mejor facilidad con ayuda del tipo de terreno, la pendiente de la cuenca como la siguiente:

Cobertu	Tipo de suelo	Pendiente (%)				
		>	20	5 -	1 -	0 -

Cubierta del suelo Sin vegetación	Impermeable	0.8	0.7	0.7	0.6	0.6	
	Semipermeable	0.7	0.6	0.6	0.5	0.5	
Cultivos	Permeable	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3	
	Impermeable	0.7	0.6	0.6	0.5	0.5	
	Semipermeable	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4	
Pastos, veg. ligera	Permeable	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	
	Impermeable	0.6	0.6	0.5	0.5	0.4	
	Semipermeable	0.5	0.5	0.4	0.4	0.3	
Hierba	Permeable	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	
	Impermeable	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4	
	Semipermeable	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3	
Bosque, veg. densa	Permeable	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	
	Impermeable	0.5	0.5	0.4	0.4	0.3	
	Semipermeable	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2	
		Permeable	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0

Fuente: Benítez et al. (1980), citado por Lemus y Navarro (2003)

Para la elaboración del diseño hidráulico se optó por un coeficiente de rugosidad de 0,35 de acuerdo a bosque con vegetación densa y tipo de suelo semipermeable y una pendiente 5 – 20 %.

5.1.7 Tiempo de concentración (Tc)

Es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando ocurra una precipitación con intensidad constante sobre toda el área de la cuenca.

Se puede definir como el tiempo que se demora en viajar una partícula de agua desde el punto más remoto hasta el punto de interés. Comprende al lapso entre el final de la lluvia y el momento en que cesa el escurrimiento superficial.

Este parámetro depende, de variables como la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca, la pendiente de la cuenca y el área de la cuenca.

Propiedades de la cuenca	
Área	4,40
Longitud del	1,49
Pendiente	5,48

Para el cálculo de hidrológico, se tomó en cuenta las fórmulas de Chereke, California, Ventura, Kirpich y Temez de las cuales se adoptó el valor medio de todas las fórmulas.

El desarrollo de las fórmulas para la determinación del tiempo de concentración se encuentra en el Anexo 2.

Tabla N°3.2 Tiempo de concentración

AUTOR	FÓRMULA	T _c
Chereke	$T_c = \left[0.871 * \frac{L^3}{H} \right]^{0.387}$	0,264
California	$T_c = 0.30 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.76}$	0,698
Ventura H.	$T_c = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{J}}$	0,413
Kirpich	$T_c = (0.02 * L^{0.77} * S^{0.358})$	0,264
Temez	$T_c = 0.30 \left[\frac{L}{J^{0.25}} \right]^{0.76}$	0,698

5.1.8 Estaciones más cercana

Para realizar el estudio hidrológico de la precipitación, se hace uso de la información pluviométrica de las estaciones meteorológicas que estuvieron lo más próximas y a una altitud sobre el nivel del mar igual o cercana a la altitud media de la cuenca en estudio, correspondiendo estas características a las siguientes estaciones:

Tabla N°3.3 Estaciones Pluviométricas

ESTACIÓN	COORDENADAS GEOGRÁFICAS		
	LATITUD	LONGITUD	ALTURA
Bermejo	22°46'15"	64°18'42"	380
Arrozales	22°42'45"	64°17'29"	384
Yacuiba	21°57'56"	63°39'16"	580
Caraparí	21°50'00"	63°45'00"	805

Emborozú	22°16`01`	64°33`16`	881
----------	-----------	-----------	-----

5.1.9 Estudios hidrológicos

El objetivo del estudio hidrológico es para protección de los daños de la obra de captación y seguridad de funcionamiento, es por eso dado que los registros pluviométricos representan condiciones puntuales dentro de una cuenca, es necesario contar con procedimientos que permitan transformar la lluvia puntual en información que sea representativa para toda la cuenca en estudio:

Caudal máximo

El Método Racional es uno de los más utilizados para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño. Se utiliza normalmente en el diseño de obras tanto urbanas y rural. Y tiene la ventaja de no requerir de datos hidrométricos para la determinación de caudales máximos.

Entre las limitaciones destacadas por algunos autores acerca del método racional se pueden referir:

- Proporciona solamente un caudal pico.
- Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo.
- Supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca en estudio.
- Asume que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación.
- Asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos.

Para la obtención de la intensidad de diseño es necesario conocer la duración de la lluvia asociada. Para ello, el método racional supone que la duración de la lluvia será igual al tiempo de concentración de la cuenca.

FÓRMULA	Tc (hrs.)
Chereke	0,264
California	0,698
Ventura H.	0,413
Kirpich	0,264

Temez	0,698
Promedio	0,467

Donde el tiempo de concentración promedio es de 0,467 horas, el cual nos servirá a determinar la intensidad de lluvia.

Tabla N°3.4. Caudales

T (años)	htT * (mm)	i max (mm/hr)	Q (m ³ /s)	Q max (lts/s)
10	34,750	74,337	32,089	32088,90
20	39,290	84,049	36,281	36281,23
30	41,940	89,718	38,728	38728,30

El caudal máximo que se obtuvo por un periodo de vida de 20 años es de 36,281 m³/s, el mismo que es muy significativo ya que esta zona del área de la cuenca presenta precipitaciones considerables en la época de lluvia.

Caudal mínimo

Según diversos autores se han desarrollado diversas metodologías para determinar el caudal mínimo, para la determinación del caudal mínimo se utilizó los caudales medios mensuales de un punto de aforo conocida perteneciente a la estación conocida en este caso Bermejo.

El caudal mínimo tiene como objetivo ser capaz de asegurar el funcionamiento de la obra de toma como así también mantener algunas funciones básicas del ecosistema fluvial.

Caudal mínimo:	0,014	m ³ /s
----------------	-------	-------------------

El caudal mínimo encontrado mediante el análisis hidrológico para un periodo de vida útil de 20 años es de 14 l/s, es mayor que el caudal aforado en el río, de donde se puede decir que el cálculo de caudal no corresponde a las características del caudal mínimo que puede presentarse en la cuenca Buena Vista, debido a la gran magnitud del río Bermejo.

Caudal del río aforado

Es importante para poder saber la disponibilidad de agua con la que se cuenta, para poder verificar se puede dotar la cantidad deseada a los usuarios.

Son varios los métodos que se pueden emplear para aforar el caudal, estando la mayoría de ellos basados en la determinación del área de la sección mojada transversal y la velocidad media, también con el volumen y tiempo.

Tabla N°3.5. Caudales Aforados

Nro.	Tiempo (seg)	Volumen (lts)	Caudal (l/s)
1	6,4	21	3,125
2	7	20	2,857
3	6	20	3,333
4	7,13	20	2,805
5	6,83	20	2,928
6	6,44	20	3,106
7	6,02	20	3,322
8	5	20	4,000
9	6,07	20	3,295
10	6,34	20	3,155
11	6,5	20	3,077
12	6,23	20	3,210
13	6,87	20	2,911

Fotografía N^o 1. Aforos caudales (Fuente de

El caudal promedio aforado es de 3,163 l/s, mediante el método volumétrico aguas arriba de donde se encontrará la obra de toma, el mismo que fue realizado el 4 de abril del 2015.

El desarrollo del estudio hidrológico se encuentra en el Anexo 2. (Estudio hidrológico)

5.2 CALIDAD DEL AGUA

La calidad del agua debe ser evaluada antes de la construcción del sistema de abastecimiento. El agua en la naturaleza contiene impurezas, que pueden ser de naturaleza físico, química o bacteriológica y varían de acuerdo al tipo de fuente. Cuando las impurezas presentes sobrepasan los límites recomendados, el agua deberá ser tratada antes de su consumo. Además de no contener elementos nocivos a la salud, el agua no debe presentar características que puedan rechazar el consumo.

Se realizó análisis organoléptico, físico, químico y microbacteriológico de la fuente de captación de agua para poder conocer las condiciones en la que se encuentra. Para de esta forma poder proceder a la captación segura de agua.

En el análisis organoléptico, se caracteriza en cuanto a la calidad aparente del agua presenta:

Color en algunas ocasiones el color de las aguas naturales se debe a la presencia de sustancias orgánicas disueltas o coloidales, de origen vegetal, y a veces de sustancias minerales. En el análisis de agua se pudo establecer que el color que presenta es claro y cumple con la NB-512.

Olor las causas más frecuentes son debido al desarrollo de microorganismos, a la descomposición de restos de vegetales, contaminación con líquidos cloacales industriales, olor debido a la formación de compuestos resultantes del tratamiento químico del agua. El resultado se pudo constatar que el agua no presenta olor por lo tanto es inodora.

Sabor está dado por las sales por las sales disueltas en ella. Los sulfatos de hierro y de manganeso dan sabor amargo. Se pudo determinar que el agua es insabora no presenta ningún sabor por lo tanto es apta para consumo.

Por lo cual se pudo observar que el agua de la quebrada Buena Vista cumple con todos los requisitos organolépticos que exigen la OMS (Organización Mundial para la Salud) y la NB-512.

El análisis in situ representa la calidad que presenta el agua en el lugar de donde se captara, como por ejemplo:

Turbidez o turbiedad es la falta de transparencia de un líquido debido a la presencia de [partículas en suspensión](#). Cuantos más sólidos en suspensión haya en el líquido, más sucia parecerá ésta y más alta será la turbidez. La turbidez es considerada una buena medida de la [calidad del agua](#), cuanto más turbia, menor será su calidad. Según la [OMS](#) (Organización Mundial para la Salud) y la NB-512, la turbidez del agua para consumo humano no debe superar en ningún caso las 5 NTU, y estará idealmente por debajo de 1 NTU.

La turbidez en este caso sobre pasa lo establecido, los efectos que pueden traer la alta la turbidez es, las partículas suspendidas absorben calor de la luz del sol, haciendo que las aguas turbias se vuelvan más calientes, y reduciendo así la concentración de [oxígeno](#) en el agua (el oxígeno se disuelve mejor en el agua más fría). Además algunos organismos no pueden sobrevivir en agua más caliente, mientras que se favorece la multiplicación de otros. Las partículas en suspensión dispersan la luz, de esta forma decreciendo la actividad fotosintética en plantas y algas, que contribuye a bajar la concentración de oxígeno más aún.

El principal impacto de una alta turbidez es meramente estético: a nadie le gusta el aspecto del agua sucia. Pero además, es esencial eliminar la turbidez para desinfectar efectivamente el agua que desea ser bebida. Esto añade costes extra para el tratamiento de las aguas superficiales. Las partículas suspendidas también ayudan a la adhesión de metales pesados y muchos otros compuestos orgánicos tóxicos y pesticidas.

La conductividad del agua es un valor muy utilizado para determinar el contenido de sales disueltas en ella, este parámetro se encuentra dentro de los límites permitidos con 313 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Según la [OMS](#) (Organización Mundial para la Salud) y la NB-512, la conductividad del agua para consumo humano no debe superar en ningún caso los 1500 $\mu\text{S}/\text{cm}$.

La conductividad es el inverso de la resistencia que opone el agua al paso de la corriente eléctrica. Se mide en microsiemens/cm ($\mu\text{S}/\text{cm}$) y, si bien no existe una relación constante con la salinidad del agua (expresada en mg/L) corresponde al valor de la conductividad (expresada en $\mu\text{S}/\text{cm}$) multiplicado por un factor de 0,6 – 0,7.

Tabla N°3.6. Resultados de calidad de agua

PARÁMETRO	UNIDAD	LÍMITE	RESULTADO	VERIFICACIÓN
Análisis Orgánicos				
Aspecto			Cristalina	CUMPLE
Sabor			Insaboro	CUMPLE
Color	APHA	15	2	CUMPLE
Olor			Inodora	CUMPLE
Análisis In Situ				
Temperatura	°C		20,2	CUMPLE
pH		6,5 - 9	8,57	LÍMITE
	$\mu\text{S}/\text{cm}$	1500	313	CUMPLE
Turbiedad	NTU	5	6,68	NO CUMPLE
Análisis Físicos				
Sólidos	mg/l	1000	259	CUMPLE
Sólidos en	mg/l	200	15,8	CUMPLE
Análisis químicos				
Alcalinidad	mgCaCO ₃	370	213	CUMPLE
Calcio	mg/l	200	41,1	CUMPLE
Cloro residual	mg/l	0,2 – 1	n.d	CUMPLE
Cloruros	mg/l	250	5,62	CUMPLE
Dureza total	mgCaCO ₃	500	156	CUMPLE

Hierro	mg/l	0,3	< 0,0008	CUMPLE
Magnesio	mg/l	150	12,8	CUMPLE
Manganeso	mg/l	0,10	0,10	CUMPLE
Sulfatos	mg/l	400	0,10	CUMPLE
Análisis micr obiológicos				
Coliformes	ufc/100	< 1	2,3 x 10 ¹	NO CUMPLE

Fuente: RIMH Laboratorio de Aguas, Suelos, Alimentos y Análisis Ambiental, U.A.J.M.S.

El [pH](#) del agua es importante cuando la [alcalinidad](#) es elevada. El pH óptimo de las aguas debe estar entre 6,5 y 8,5, es decir, entre neutra y ligeramente alcalina, el máximo aceptado es 9. Las aguas de pH menor de 6,5, son corrosivas, por el anhídrido carbónico, ácidos o sales ácidas que tienen en disolución.

Antes de proceder a modificar el pH, lo primero que debe hacerse es averiguar la causa que ha producido esa situación (exceso de peces, plantas, material en descomposición, mala aireación, introducción de fertilizantes o medicamentos, etc.) y solucionarla, pues es absurdo pensar en tratar de modificar el valor del pH sin corregir las causas que han provocado tal situación.

En nuestro caso el pH se encuentra dentro de los límites establecidos, si se desearía bajar el pH, se debe tener la precaución de ablandar el agua, se puede bajar el pH del agua agregando ácido fosfórico o clorhídrico diluido en forma lenta, esperando un tiempo razonable para que el pH se equilibre y luego de medirlo, volverle a agregar más ácido si fuera necesario.

En el análisis físico podemos mencionar, el **total de sólidos disueltos** es una medida del contenido combinado de todas las sustancias [inorgánicas](#) y [orgánicas](#) contenidas en un líquido en forma molecular, ionizada o en forma de suspensión micro-granular.

Los sólidos disueltos pueden afectar adversamente la calidad de un cuerpo de agua o un efluente de varias formas. Las aguas para el consumo humano, con un alto contenido de sólidos disueltos, son por lo general de mal agrado para el paladar y pueden inducir una reacción fisiológica adversa en el consumidor. Por esta razón, se ha establecido un límite de 1000 mg/L de sólidos disueltos para el agua potable establecido por la NB-512. Este parámetro se encuentra dentro del límite establecido con 259 mg/L, en el análisis de agua que se realizó.

El análisis químico se pudo observar que la alcalinidad, calcio disuelto, cloro residual, cloruros, dureza total, hierro disuelto, magnesio disuelto, manganeso disuelto y sulfatos se

encuentran dentro de los parámetros establecidos por la [OMS](#) (Organización Mundial para la Salud) y la NB-512, lo cual garantiza que el agua sea apta para el consumo.

El análisis microbiológico, se puede determinar una sobre elevación en los coliformes termoresistentes en cual puede provenir también de aguas orgánicamente enriquecidas, de afluentes industriales o de materias vegetales y suelos en descomposición. Como los organismos coliformes se detectan con facilidad pueden desempeñar una importante función secundaria como indicadores de eficacia de los procesos de tratamiento del agua para eliminar las bacterias fecales.

En el ensayo de laboratorio se obtuvo un $2,3 \times 10^1$ ufc/100ml, y según la NB-512 solo admite hasta un valor < 1 ufc/100ml para que sea apta para consumo humano.

El resultado del análisis de calidad de agua que fue realizado se encuentra en el Anexo 1. (Análisis de la calidad del agua).

5.3 PARÁMETROS DE DISEÑO

5.3.1 Índice de crecimiento poblacional

El municipio de Bermejo, tiene una tasa de crecimiento poblacional del 2.11%, existiendo una diferencia entre las áreas: urbana y rural, del 2.13% y el 2.09% respectivamente.

Se tomara la tasa de crecimiento de 2.09%, de acuerdo a lo sugerido en la NB_689 en caso de no contar con el índice de crecimiento poblacional de la zona del proyecto se debe optar el índice de crecimiento de la capital o municipio al que pertenece el mismo.

5.3.2 Periodo de diseño.

Para el diseño de agua potable de la comunidad de Cañadón Buena Vista, se considerará un periodo de diseño de 20 años, tiempo en el cual tendrá una funcionalidad y una eficiencia del 100%. Tanto para la obra de toma, aducción, tanque de almacenamiento y red de distribución, criterio basado de acuerdo a la NB-689 según la siguiente tabla.

Componente del sistema	Población menor a 20000	Población mayor a 20000 habitantes
Obra de toma	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	20	20 a 30
Redes de distribución	20	30

5.3.3 Población inicial

La comunidad de Cañadón Buena Vista cuenta con 283 habitantes, que conforman un total de 43 familias dispersas en todo el área del proyecto, con un promedio de 6,60 habitantes por familia, con una distancia entre familia mínima considerable de 150m.

Tabla N°3.7. Habitantes comunidad Cañadón Buena Vista

COMUNIDAD	Nro. HABITANTES		TOTAL
	ESTABLE	FLOTANTES	
Cañadón Buena Vista	215	68	283
TOTAL	215	68	283

5.3.4 Población futura

Para la determinación de la población futura se utilizó los siguientes métodos Aritmético, Geométrico, Exponencial.

Tabla N°3.8. Población futura

Año	Población Inicial	Periodo Retorno Años	Índice de Crecimiento	Método Aritmético	Método Geométrico	Método Exponencial
2015	283	0	2,09	283	283	283
2020	283	5	2,09	313	314	314
2025	283	10	2,09	342	348	349
2030	283	15	2,09	372	386	387
2035	283	20	2,09	401	428	430

Se trabajará con una población futura de 430 habitantes correspondientes al método exponencial, se trabajó con este método considerando que este nos da valores más

relacionados con el crecimiento poblacional, periodo de retorno, y es la que proyecta mayor proyección garantizando la demanda.

5.3.5 Dotación media diaria

Para un sistema nuevo de agua potable la dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de población y la zona geográfica, según lo especificado la siguiente tabla:

ZONA	DOTACIÓN (l/hab-d)		
	HASTA	501-	2001-
ALTIPLANO	30 - 50	30 -	50 -
VALLES	50 - 70	50 -	70 -
LLANOS	70 - 90	70 -	90 -

Fuente: NB-689 Instalaciones de agua – Diseño para sistemas de agua potable

Donde se obtiene una dotación media diaria de 90 l/hab-d, según algunas características que identifican la zona se puede ajustar esta dotación de acuerdo a lo siguiente:

Tabla N°3.9. Distribución de dotación proyectada (l/hab-d)

USO	l/hab-d
Bebida	11
Preparación de alimentos	14
Lavado de utensilios	10
Lavado de ropa	12
Aseo personal	14
Aseo de Vivienda	7
Duchas	29
Descarga de inodoro	8
TOTAL	105

Consideración de factores

- Nivel económico de la población es importante ya que la capacidad económica condiciona las necesidades de la familia.
- El clima de la comunidad es muy caluroso lo que hace que sea aún mayor la necesidad del uso del agua tanto como para bebida y el aseo personal.



5.3.6 Dotación futura

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual de 0.5% – 2% de la dotación media diaria aplicando la formula geométrica. Para la determinación de la dotación futura se consideró un incremento anual 1.6%, de acuerdo al crecimiento poblacional que pueda presentar la comunidad.

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

$$Df = 105 * \left(1 + \frac{1.6}{100}\right)^{20}$$

$$Df = 144 \frac{l}{hab - d}$$

5.3.7 Consumo medio diario

El consumo de caudal medio diario se determina con base en la población futura del proyecto y la dotación futura de acuerdo a la siguiente expresión.

$$Qmd = \frac{Pf * Df}{86400}$$

$$Qmd = \frac{430 * 144}{86400}$$

$$Qmd = 0,716 \text{ l/s}$$

5.3.8 Consumo máximo diario

Es la demanda máxima que existe en un día del año, se la obtiene multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente K_1 que varía en función si el sistema de tubería es nueva instalación o si ya es una conocida, como así también depende de las características de la población como el clima.

Considerando un sistema nuevo y clima caloroso se consideró K_1 : 1,5

$$Q_{\max d} = Qmd * K_1$$

$$Q_{\max. d} = 0,716 * 1,5$$

$$Q_{\max. d} = 1,075 \text{ l/s}$$

5.3.9 Consumo máximo horario

Es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo, se obtiene multiplicando el caudal máximo diario por el coeficiente K_2 que varía en función del número de habitantes de la población.

Tabla N°2.10. Valores del coeficiente K_2

Población	Coeficiente
Hasta 2000	2,20-2,00
De 2001 a 10000	2,00-1,80
De 10001 a 100000	1,80-1,50
Más de 100000	1,5

Fuente: NB-689 Instalaciones de agua – Diseño para sistemas de agua potable Se consideró un coeficiente $K_2 = 2,2$ para mejor seguridad del caudal.

$$Q_{\max h} = Q_{\max d} * K_2$$

$$Q_{\max. h} = 1,075 * 2,2$$

$$Q_{\max. h} = 2,365 \text{ l/s}$$

Se pudo obtener un caudal máximo horario de 2,365 l/s para el diseño de la red de distribución. El desarrollo de los parámetros de diseño se encuentra en el Anexo 3 (Diseño hidráulico).

5.4 FUENTE DE CAPTACIÓN SUPERFICIAL

La obra de toma es a través de agua superficial donde el agua escurre en los cauces y presenta una superficie libre sujeta a la presión atmosférica, esta presenta corrientes perennes, es decir, cauces que llevan flujo todo el año, producto del drenaje natural de los acuíferos que la alimentan durante la temporada de sequías y que además, en temporada de lluvias, recibe los escurrimientos generados en la cuenca de captación aguas arriba y corrientes intermitentes las cuales presentan un flujo igualmente sujeta a la presión atmosférica y cuya duración se limita a la presencia de precipitaciones en la cuenca.

El abastecimiento de agua superficial requiere de la fase adicional de tratamiento, que consiste en detectar mediante análisis físico-químico de una muestra del agua de la corriente, la necesidad de mejorar su calidad para consumo humano.

5.5 OBRA DE TOMA PRESA DERIVADORA

Se realizara una obra de toma presa derivadora debido a que el aprovechamientos hidráulico superficial del agua se presenta en bajo tirante. Considerando que cuando el agua de un río se requiere aprovechar, pero éste es muy bajo los niveles no permiten captarlas de manera apropiada, es por ello que es necesario la construcción de un dique vertedor que es interpuesto en todo lo ancho del cauce del río, permitiendo de esta manera su captación.

Esta obra de toma, consiste en un dique vertedero, denominado también azud, que cierra el cauce del rio y eleva el nivel del agua hasta una cota determinada, para encausarla hacia la bocatoma y la misma al desgravador el cual controla el caudal de derivación. La función principal del dique es mantener frente a la estructura de toma un nivel de agua lo más estable posible, independiente de las variaciones del caudal de la corriente, principalmente en la época de estiaje. Partes de una obra de toma presa derivadora:

5.5.1 Azud, vertedero y pozo de disipación

El azud es una estructura de derivación que sirve para elevar el nivel del agua y dejar escapar el agua excedente que no debe ingresar al sistema, vertiendo la misma.

Se utiliza en sitios donde el caudal es pequeño. También debe tenerse en cuenta que las descargas del vertedor no erosionen ni socaven el talón aguas abajo.

Estas estructuras se diseñaron para permitir la salida de los volúmenes de agua que, en determinado momento. La salida de las aguas de exceso debe entregarse a un canal situado aguas abajo de la bocatoma. Las diferentes geometrías de las obras de excedencias están determinadas en función de la topografía del lugar, con base en la caracterización de la magnitud del caudal de diseño, su costo comparativo y las condiciones de cimentación de cada estructura.

Para el caso de las pequeñas obras de excedencias, en nuestro medio, es frecuente utilizar vertederos de planta recta y perfil tipo Creager (WES). Esta estructura hidráulica se caracteriza porque adopta, a partir de la sección de control, la forma del flujo del agua. Consta de una sección de control, un pozo amortiguador o disipador de energía. Se elaborara el diseño con un Q máximo de avenida correspondiente a un período de retorno de 20 años.

- Para definir la geometría del perfil de cimacio, se calculó el valor de H_d el cual corresponde a la altura de agua sobre el vertedero, sin considerar la velocidad de aproximación.

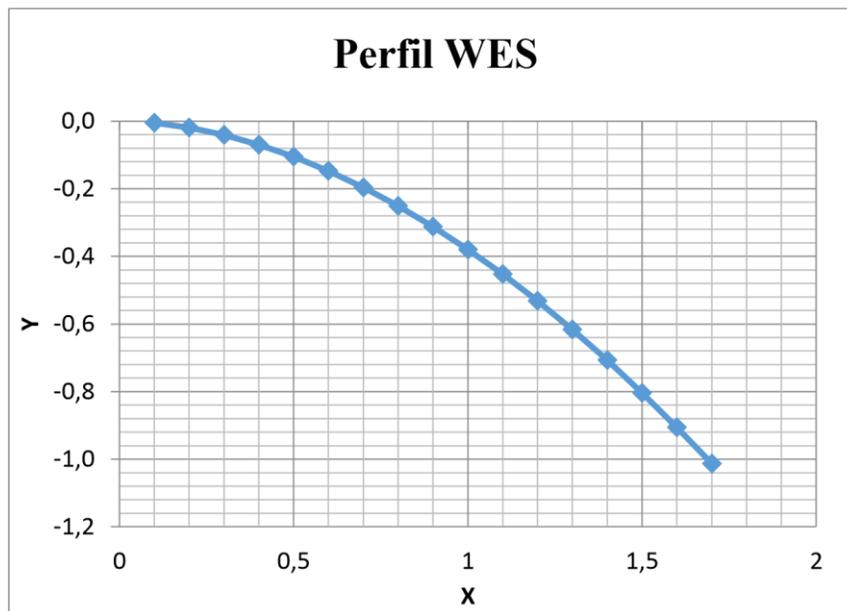
$$1,49 = H_d + \frac{36,281^2}{10,5^2 * (1 + H_d)^2 * 2 * 9,81}$$

$$H_d = 1,38 \text{ m}$$

- Las constantes que dependen de la pendiente del paramento aguas arriba del azud k y n que se utilizaron fue $k = 2$, $n = 1,85$ constantes del paramento aguas arriba.

$$Y = X^{1.85} - 0.50 \frac{H_d^{0.85}}{X}$$

Grafica N°3.3 Perfil



Donde $Y = 1 \text{ m}$

$$L_t = X + X_c$$

$$L_t = 2,10 \text{ m}$$

- La descarga sobre una cresta de cimacio se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$\text{Si } 0.6 \leq \frac{P}{H_d} < 2.5 ; \quad C = -0.034 \left(\frac{P}{H_d} \right)^2 + 0.145 \left(\frac{P}{H_d} \right) + 2.031$$

$$\frac{P}{H_d} = 0,66 \quad C = 2,11$$

$$Q = C * L * H_o^{3/2}$$

$$V_2$$

$$H_o = H_d + \frac{Q^2}{2g}$$

$$Q = 2,11 \times 10,5 \times 1,49^{1,5} = 36,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Es necesario diseñar un dispositivo adosado al cuerpo de la presa o formado parte de éste, con objeto de disipar la energía cinética del agua para que no ocasione erosión en la estructura y socavación en el cauce.

Es por eso que se diseñó un tanque de amortiguación, que consiste en una estructura corta, cuya solera, vaciada en concreto y ubicada al pie del aliviadero, produce y retiene el resalto hidráulico. Su función característica es hacer pasar el flujo excedente o de crecientes del régimen supercrítico al subcrítico, condición necesaria para evitar la socavación de la estructura aguas abajo del sector.

Se calcula la longitud del colchón amortiguador según PRONAR con la siguiente ecuación:

$$Lr = 9.75 * Y_1 * (F_1 - 1)^{1.01}$$

$$Lr = 8.20 \text{ m}$$

Según Dr. Evio Alegret Breña y Dr. Rafael Pardo Gómez en su libro Diseño hidráulico para presas pequeñas son las siguientes:

Smetana (Checoslovaquia)

$$L_s = 6 * (Y_2 - Y_1)$$

$$L_s = 6,93 \text{ m}$$

Safranete (Alemania)

$$L_s = 5,9 * Y_1 * F_{r1}$$

$$L_s = 8,44 \text{ m}$$

Einwachter (Alemania)

$$L_s = 8,3 * Y_1 * (F_{r1} - 1)$$

$$L_s = 6,95 \text{ m}$$

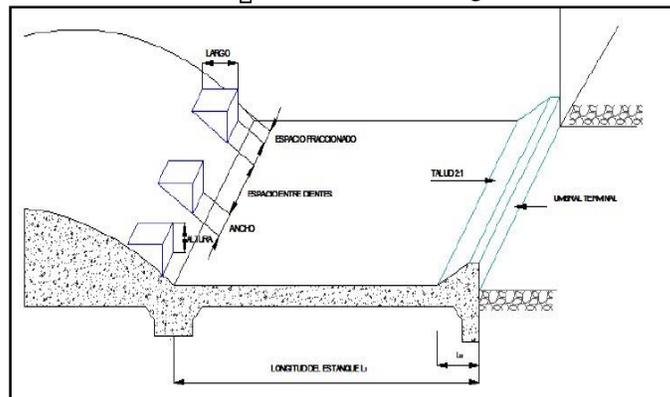
Chertuso (Rusia)

$$L_s = 10,3 * Y_1 * (F_{r1} - 1)^{0,81}$$

$$L_s = 8,08 \text{ m}$$

Diseño de un estanque amortiguador, si $2.5 \leq Fr_1 \leq 4.5$ se produce salto oscilante, se diseñará un Estanque Tipo I.

Grafica N^o 3.4. Colchón amortiguador



Calculo de las dimensiones de los dientes deflectores:

$$\text{Altura} = 2 Y_1 \quad 1,19 \quad 1,20 \quad \text{m}$$

$$\text{Ancho} = Y_1 \quad 0,59 \quad 0,60 \quad \text{m}$$

$$\text{Largo} = 2 Y_1 \quad 1,19 \quad 1,20 \quad \text{m}$$

$$\text{Espacio entre dientes} = 2,5 Y_1 \quad 1,49 \quad 1,50 \quad \text{m}$$

Obtener el dimensionamiento del umbral terminal.

$$L = 2,5 Y_1 + 0,04 Y_2 \quad L = 1,56 \quad \text{m}$$

$$\text{Ancho} = 0,04 Y_2 \quad 0,07 \quad \text{m}$$

$$\text{Alto} = 1,25 Y_1 \quad 0,74 \quad \text{m}$$

5.5.2 Muros laterales

Encauzan el agua del río hacia la rejilla y protegen los taludes de avenidas o crecientes y encauzan el flujo del río, se construirán de concreto donde el espesor es de 0.4 m y una altura de 4 m. Todas estas medidas aseguran su funcionamiento para el caudal máximo, que se pueda presentar en el río.

5.5.3 Bocatoma

Es una obra destinada a derivar desde el curso del agua, las bocatomas son obras hidráulicas cuya función es regular y captar un caudal determinado de agua, en este caso, para la dotación de agua.

La bocatoma nos permitirá tomar el agua del río, garantizando que la captación de agua será una cantidad constante, a la vez impide el ingreso de materiales sólidos y flotantes. Además, protegerá el resto del sistema de hidráulico del ingreso de avenidas o embalses que pudieran producirse en las épocas lluviosas o de crecientes extraordinarias.

El área del orificio de la bocatoma es de 0.04m^2 , con un caudal máximo de entrada en época de crecida de $0.130\text{m}^3/\text{s}$. La longitud de la rejilla es de 0.32 m y el ancho aproximadamente de 0.20 m , los barrotes y el marco pueden ser de hierro, con separación entre barrotes de dos centímetros y diámetro de los mismos de $1/2"$.

Se dispone también de una compuerta de control en la bocatoma para poder controlar el caudal que entrara por la misma, para seguridad y mejor funcionamiento de los componentes hidráulicos del sistema.

5.5.4 Desgravador

Inmediatamente después de la bocatoma, se dispone de un desgravador necesario para detener el material sólido que logre pasar a través de la reja. Incorporando un desgravador se pretende disminuir el material grueso que arrastra el río. Para el cual el SEGARPA recomienda que el área del desgravador sea igual a $\frac{1}{5}$ a $\frac{1}{20}$ del área de la cortina. Para el diseño del desgravador se considero $\frac{1}{10}$ del área de la cortina.

$$A_c = 5.185 \text{ m}^2$$

$$A_d = \frac{1}{10} * A_c$$

$$A_d = \frac{1}{10} * 5,185$$

De donde se obtuvo las dimensiones de $1.0 \times 1.0\text{ m}$ del desgravador, con una profundidad mínima de 0.6 m .

5.5.5 Transición

El agua que sale del desgravador, a través de un vertedero triangular de dimensiones de 0.15 m x 0.15 m, debe pasar al desarenador, a través de un canal pasando por una transición, a fin de que el cambio de sección se realice gradualmente.

De acuerdo con el Bureau of Reclamation, la longitud de la transición se calcula como:

$$Lt = \frac{B - b}{2 \tan(\phi)}$$

Donde se obtuvo que la longitud de transición es de 1.2 m, con un ángulo de 12°30'0" y una pendiente mínima de 1‰.

5.5.6 Desarenador

El desarenador tiene por objetivo separar del agua cruda las arenas y las partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar que se produzcan depósitos en la obra de conducción.

Solo se dispone de una unidad de desarenación debido a que el caudal requerido es muy pequeño y la turbiedad que presenta el río no es muy alta.

Para el diseño del desarenador se consideró cuatro componentes importantes del desarenador:

□ Zona de entrada: tiene como función el conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de una unidad, uniformizando a su vez la velocidad. Se dispone de un de un vertedero triangular que permite entrar el caudal solo requerido de la demanda máxima diaria para asegurar el funcionamiento correcto del sistema.

□ Zona de desarenación: parte en la cual se realiza el proceso de depósito de partículas por acción de gravedad. La zona de desarenación tiene las dimensiones de 0,5m de ancho y 0,50m de profundidad y una longitud de 3,50m las cuales fueron verificadas de acuerdo

$\frac{L}{H} = \frac{V_h}{V_{sc}}$, considerando que son las dimensiones mínimas para el diseño de un desarenador.

□ Zona de salida: conformada por un vertedero de rebose diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada.

□ Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada: considerada con pendiente mínima que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza de

los sedimentos. El depósito cuenta con una pendiente de 10 % como mínimo, con una compuerta de limpieza para expulsar los sedimentos que son decantados.

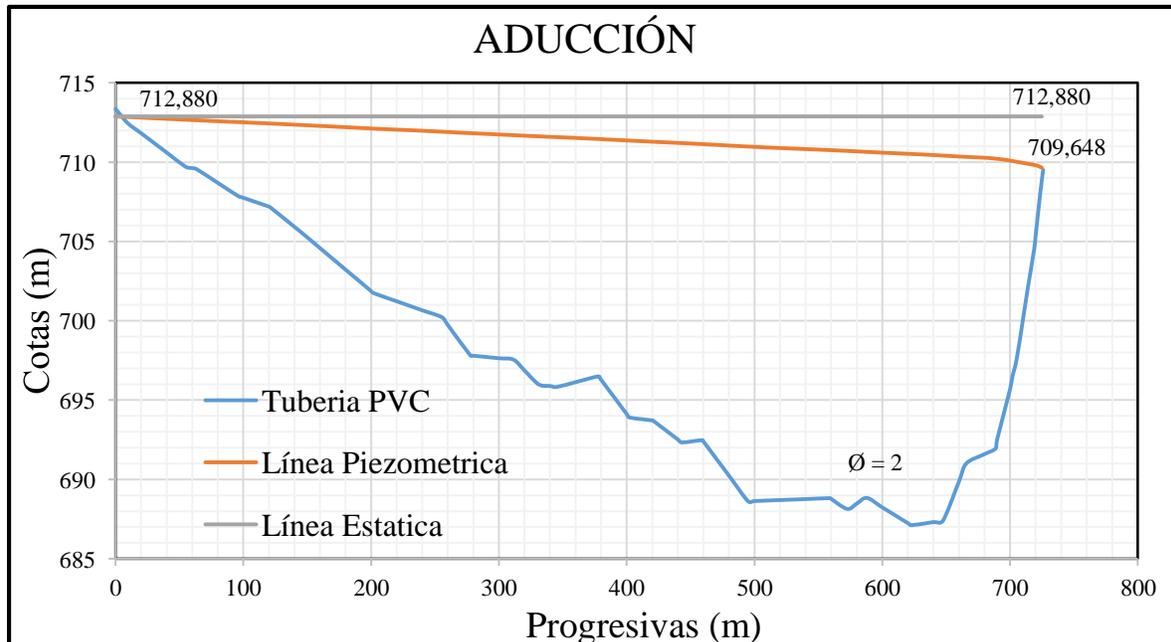
5.5.7 Compuertas

Las compuertas que fueron diseñadas se deslizan en sentido vertical. Van provistas de una manija para mejorar su manipulación y para fijarla en una posición, habitualmente tiene una varilla vertical con agujeros donde se traba con pernos en un marco, o también mediante una varilla roscada. Las dimensiones de las compuertas de desfogue son de 0.20 x 0.30 m, las cuales desfogon sedimento, para la limpieza de las obras hidráulicas como el desgravador y desarenador.

5.6 ADUCCIÓN

El sistema de aducción es por gravedad, gracias a que las condiciones topográficas tienen pendiente favorable al flujo de circulación de agua.

Gráfico N^o 3.5. Perfil longitudinal aducción.



La conducción es mediante conductos cerrados, tuberías que permiten trasladar el flujo de agua necesario y así también evitar que se encuentre expuesto a contaminación, la misma trabaja a presión a sección llena manteniendo una presión atmosférica, que permite transportar el agua desde el punto de captación hasta el filtro lento de arena.

El trazado del sistema se realizó de acuerdo a las condiciones topográficas del tramo de diseño teniendo como punto de ingreso la cota de salida del desarenador y el punto final de la conducción también definido.

El caudal de diseño del sistema de aducción es el caudal máximo diario 1,07 l/s ya que se dispone de un filtro lento de arena a la llegada de la aducción.

En la línea de aducción la presión máxima de trabajo no deberá pasar el 80% de la presión especificada en la tubería. La presión mínima recomendada en cualquier punto esta debe ser mayor o igual a 2 m.c.a.

Donde la presión estática máxima del tramo de aducción es de 25,77 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 23,15 m.c.a.

A objeto de mitigar la los efectos por el golpe de ariete, y en general cuando este sea inminente, se recomienda que la velocidad máxima sea 1,5 m/s. La velocidad mínima en la tubería debe ser establecida en función a la velocidad de auto limpieza, recomendada de 0,30 m/s. la velocidad de la aducción es de 0,34 m/s.

El material de la tubería es de PVC clase 9, resistente a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas externas e internas, el empleo de este tipo de tuberías se debe principalmente al menor costo en comparación con otros materiales, siendo además un material liviano y fácil de transportar puesto que se comercializa en longitudes de 6 metros. El tendido de tubería es de una longitud de 985,94. El diámetro de la tubería es 2 ½" el mismo en todo el tramo de aducción.

Con un extremo aboquillado o ensanchado y el otro extremo con el diámetro nominal del tubo. Esto permite el perfecto ensamble mediante pegamento o adhesivos fabricados para tal fin. Con los extremos aboquillados y machihembrados: Presenta una cavidad en uno de los extremos tipo "hembra" que aloja una junta o aro de goma interna, la cual ante el empuje para unir ambos tramos, proporciona la conexión y cierre hermético de los caños.

La profundidad para el tendido de la tubería de aducción es de 0,6 la profundidad mínima.

Para la determinación de pérdidas de carga a presión se puede utilizar las siguientes formulas:

Perdida de	(m
------------	-----

Flamant	7,91
Darcy	2,29
Hazen	2,55

En el cálculo de las pérdidas de carga de la tubería se utilizó la Hazen Williams, es la más empleada por su simplicidad y grado de exactitud se expresa como:

$$h_f = \frac{10,643 * Q^{1,847} * L}{C^{1,847} * D^{4,87}}$$

h_f : Pérdida de carga distribuida o continua en (m)

C: Coeficiente de Hanzen Williams 140

Q: Caudal (m³/s)

D: Diámetro de la tubería en m.

El coeficiente de Hazen Williams es 140 de acuerdo a la siguiente tabla propuesta por Azevedo Netto.

Material	C
Acero galvanizado	130
Acero soldado c/revestimiento	125
Asbesto cemento	120
Hierro fundido nuevo	100
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	60 - 100
Hierro fundido dúctil c/revest. de cemento	120
Plástico PVC o Polietinelo PE	140

Fuente: Manual de hidráulica, Azevedo Netto.

Asimismo para el cálculo de las pérdidas localizadas como un porcentaje sobre la longitud real del tramo, se aconseja que sea un valor comprendido entre 20 – 30 %. Para realización de la aducción se consideró la mayoración en un 20% de la perdida totales, de acuerdo Catedra de Ingeniería rural, Escuela Universitaria Técnica de la ciudad Real.

Todos los criterios considerados son de acuerdo a la NB_689 Reglamento técnico de diseño de aducciones para sistemas de agua potable.

El cálculo hidráulico de la aducción se encuentra en el Anexo 2.1 (Diseño hidráulico).

5.7 DESINFECCIÓN EN EL SISTEMA DE AGUA

Para tomar la decisión de tratar o no el agua es necesario primeramente conocer la variabilidad de la calidad del agua, para ello será necesario contar con la caracterización física, química y biológica de la calidad del agua, otro aspecto a tomar en cuenta es el lugar donde será emplazado la unidad de tratamiento y por último los costos de inversión y operación que demanda la unidad de tratamiento.

5.7.1 Filtro lento de arena

Un Filtro Lento en Arena FLA, consta de los siguientes elementos:

Caja de filtración y su estructura de entrada, la altura total es de 1.80m, donde la altura de la capa de soporte (grava) es 0.20m, altura del lecho filtrante (arena) 0.70m, la altura de agua sobrante es 0.70m y el borde libre es 0.20m. como así también la estructura de entrada cuenta con un medidor del control de caudal del afluente, distribuidor del flujo y vertedor de exceso.

Lecho filtrante, la granulometría es un factor muy importante para el rendimiento del filtro, la adecuada selección arena incluye otros factores como: el diámetro efectivo d_{10} y su distribución granulométrica, por el coeficiente de uniformidad C_u . Se recomienda arena fina con diámetro efectivo entre 0.15 y 0.30 mm.

Capa de agua sobrenadante, la altura de carga inicial es de 0.05m, valor que incrementara gradualmente hasta alcanzar el nivel máximo de 0.70m.

Sistema de drenaje, que incluye lecho de soporte y cámara de salida, tiene tres funciones:

Soportar el material filtrante e impedir su arrastre z través del lecho de grava y dispositivos de colección y transporte.

- Asegurar la recolección uniforme del agua filtrada en toda el área de filtración.
- Permitir el llenado del filtro lento de arena.
- El sistema de drenaje consta de un dren principal de 2 ½" y sus conductos laterales de 1" con perforaciones de 7mm.

Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo, se proyectó dos vertederos que permiten aforar el afluente y mantener el nivel del agua por encima del nivel máximo de la arena.

Ubicación FLA

Está ubicado en una zona accesible, con vías de comunicación que facilita su posterior construcción, operación y mantenimiento.

La zona es segura y no estar expuesta a riesgos naturales o humanos.

La topografía de la zona seleccionada reúne los desniveles necesarios para que el sistema pueda operar totalmente por gravedad.

Condiciones que cumple el FLA en agua cruda

Las condiciones del agua cruda que más afectan la eficiencia del filtro son la temperatura, la concentración de nutrientes y de sustancias tóxicas y los afluentes con turbiedad y color altos. A continuación se describe brevemente:

Temperatura: Dado que en el filtro se desarrolla un proceso biológico, se ve afectado por las variaciones de temperatura y puede reducir 50% de su eficiencia cuando se opera a menos de 5° C.

Concentración de nutrientes: La velocidad de desarrollo de la formación biológica en el filtro depende de la concentración de nutrientes en el agua, debido a que ésta es la fuente de alimentación de los microorganismos.

Concentración de algas: Las algas son importantes en la formación del schmutzdecke. Pero su crecimiento excesivo debido a la elevada disponibilidad de luz y nutrientes, como presencia de fosfatos y nitratos en el agua, puede crear serios problemas de operación y en la calidad de agua tratada. El control de la formación de algas es difícil, pero puede solucionarse mediante el control de nutrientes en la fuente y del efecto de la luz que cubre los reservorios de agua cruda.

Concentraciones altas de turbiedad: La capacidad de los filtros lentos para reducir la turbiedad cuando ésta es muy elevada es limitada. Ello se debe a que una alta turbiedad causa enlodamiento de la superficie del filtro, disminuye la capacidad de formación de la capa

biológica y reduce drásticamente la duración de la carrera de filtración, lo cual además de afectar la calidad del agua producida, incrementa los costos de operación y mantenimiento.

5.8 TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Los depósitos para el almacenamiento en los sistemas de abastecimiento de agua, se utilizan para; suplir la cantidad de agua necesaria, para compensar las máximas demandas que se presenten durante su vida útil, brindar presiones adecuadas en la red de distribución y disponer de reserva ante eventualidades e interrupciones en el suministro de agua.

Los tipos de tanques que se recomiendan pueden ser sobre el suelo o elevados. Para la realización del proyecto se optó por un tanque ubicado en el suelo, estará provisto de válvulas de compuerta en las tuberías de entrada y de salida, accesorios como escaleras, dispositivo de ventilación, boca de inspección con su tapa metálica.

El volumen necesario para el diseño del tanque es de 20 m^3 , determinado con el volumen de regulación, con unas dimensiones internas de $4.10 \times 3.70 \times 1.80 \text{ m}$.

5.9 RED DE DISTRIBUCIÓN

La red de distribución es un conjunto de tuberías, accesorios y dispositivos que permiten el suministro de agua a los consumidores de forma constante. Este tipo de red de distribución se caracteriza por contar con una tubería principal de distribución, desde la cual parten ramales que determinarán en puntos ciegos, es decir sin conexión con otras tuberías en la misma red de distribución de agua. La forma de distribución es por gravedad, considerando que el tanque de almacenamiento se encuentra a una cota superior a la red de distribución y garantiza la presión suficiente a toda la red.

El trazado del sistema se realizó de acuerdo a las condiciones topográficas de la superficie del proyecto, como así también se procuró poder llegar lo más cerca y favorable a cada beneficiario, siguiendo el camino vehicular o accesos que presenta la comunidad.

El caudal de diseño de la red de distribución es el caudal máximo horario de $2,37 \text{ l/s}$, caudal que considera la zona actual y futura sobre la información local.

Si la red abasteciera a más de 30 conexiones, podrán emplearse cualquiera de los métodos indicados a continuación: método de densidad poblacional, método de longitud

unitaria, método de repartición media, método de longitud unitaria, método de número de familia.

Para la obtención del caudal de cada tramo se utilizó el método del número de familias, con la siguiente fórmula:

$$Q_u = \frac{Q_t}{N_f}$$

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

Qu: Caudal unitario en l/s-familia

Qn: Caudal en el nudo "n" en l/s

Qt: Caudal máximo horario en l/s

Nf: Número total de familias

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

Obteniendo como caudal unitario 0,06 l/s-flia, y un caudal en el nudo de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla N°3.11. Caudales de

Tramo		Nro. de Flías.	Qn (l/s)	Qd (l/s)
TQ-	2			2,37
ND2-	3	4	0,22	0,22
ND3-	4	13	0,72	2,15
ND3-	5	2	0,11	0,11
ND5-	6	17	0,94	1,32
ND6-	7	2	0,11	0,11
ND7-	8	5	0,28	0,28

Las zonas de presión fueran divididas en dos puntos de acuerdo a lo necesario para poder atender las dificultades topográficas. Las presiones estáticas y dinámicas fueron referidas de acuerdo al nivel de agua máximo del tanque de almacenamiento. La presión dinámica normada es de 5 m.c.a. y la presión estática máxima en la red, no debe ser superior a los 70 m.c.a.

Se recomienda que la velocidad máxima sea 2 m/s y la velocidad mínima en la tubería debe ser establecida en función a la velocidad de auto limpieza, recomendada de 0,30 m/s.

En redes abiertas el diámetro mínimo de la tubería principal debe ser de 1", aceptándose un diámetro para ramales de ¾".

Para el diseño hidráulico deben considerar:

- La distribución del caudal uniforme a lo largo de la longitud de todo el tramo.
- La pérdida de carga del ramal debe ser determinada para el mismo caudal del tramo. Para el cálculo de ramales debe considerarse un caudal mínimo de 0,10 l/s.

Para la determinación de pérdida de pérdidas de carga a presión se puede utilizar las siguientes formulas: Flamant, Darcy Weisbach y Hazen Williams.

En el cálculo de las pérdidas de carga de la tubería se utilizó la Hazen Williams, es la más empleada por su simplicidad y grado de exactitud se expresa como:

h_f : Pérdida de carga distribuida o continua en (m)

C: Coeficiente de Hanzen Williams 140

Q: Caudal (m³/s)
$$h_f = \frac{10,643 * Q^{1,847} * L}{C^{1,847} * D^{4,87}}$$

D: Diámetro de la tubería en m.

El coeficiente de Hazen Williams es 140 de acuerdo a la siguiente tabla propuesta por Azevedo Netto.

Material	C
Acero galvanizado	130
Acero soldado c/revestimiento	125
Asbesto cemento	120
Hierro fundido nuevo	100
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	60 - 100
Hierro fundido dúctil c/revest. de cemento	120
Plástico PVC o Polietileno PE	140

Fuente: Manual de hidráulica, Azevedo Netto.

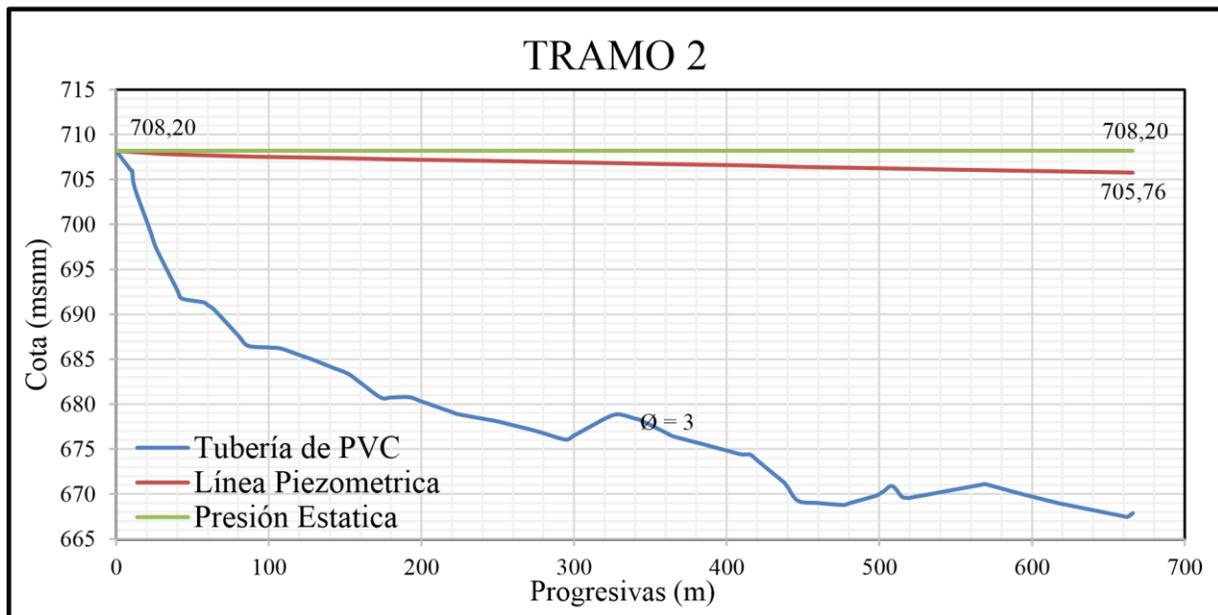
Asimismo para el cálculo de las pérdidas localizadas como un porcentaje sobre la longitud real del tramo, se aconseja que sea un valor comprendido entre 20 – 30 %, de acuerdo Catedra de Ingeniería rural, Escuela Universitaria Técnica de la ciudad Real.

En todos los casos las tuberías de distribución serán enterradas a excepción de las estructuras especiales, la profundidad mínima de la tubería será de 0,60 m medida de la rasante del terreno.

A continuación se dará a conocer las características propias que presenta cada tramo:

Tramo TQ – ND1

Gráfico N°3.6. Perfil longitudinal

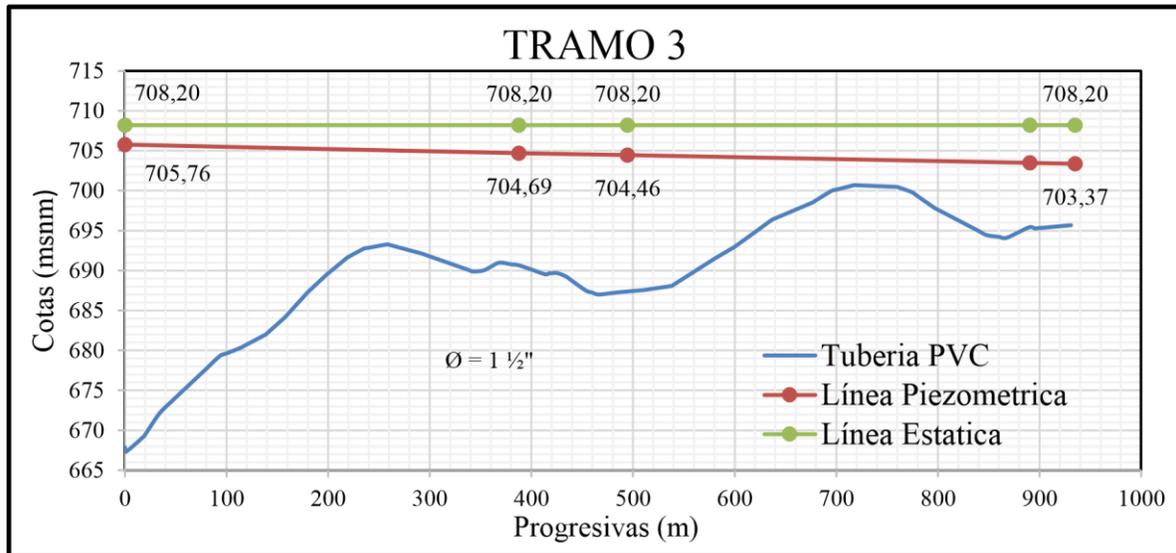


En el tramo 2 la presión máxima de trabajo no deberá pasar el 80% de la presión especificada en la tubería. Donde la presión estática máxima del tramo es de 40,80 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 38,36 m.c.a.

El material de la tubería es de PVC clase 6, resistente a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas externas e internas, con una longitud de 940,75. El diámetro de la tubería es 3 1/2" el mismo en todo el tramo. La velocidad del tramo es de 0,38 m/s garantiza la auto limpieza de la tubería.

Tramo ND1 – ND2

Gráfico N°3.7. Perfil longitudinal



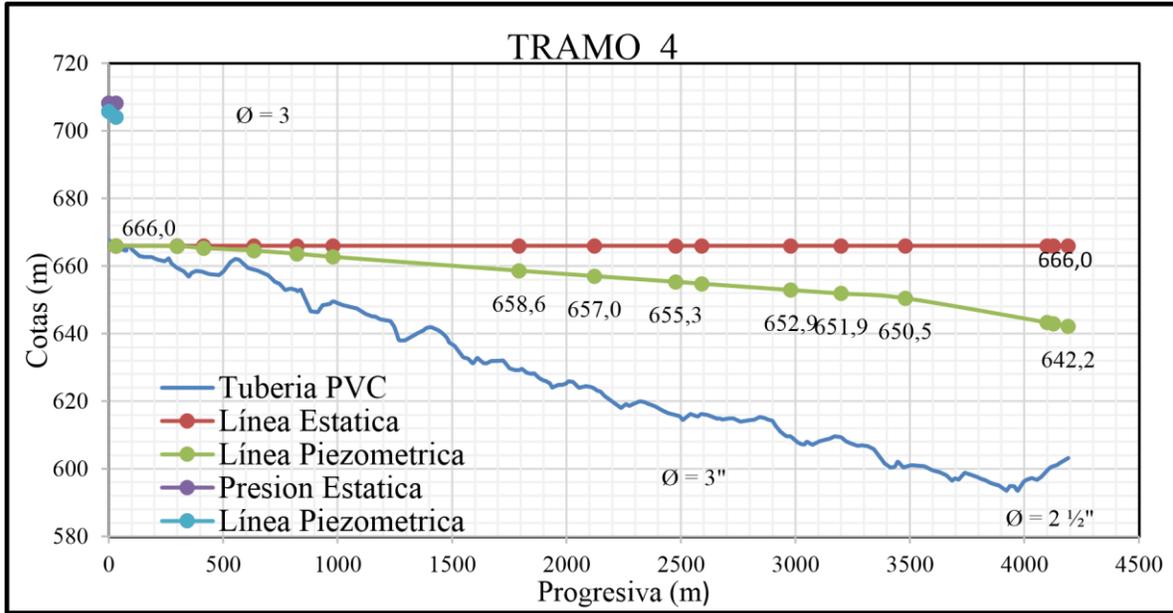
En el tramo 3 la presión máxima de trabajo no deberá pasar el 80% de la presión especificada en la tubería. Donde la presión estática máxima del tramo es de 40,80 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 38,36 m.c.a., la presión estática mínima es de 6,312 m.c.a. y la presión dinámica mínima es de 1,70 m.c.a.

El material de la tubería es de PVC clase 6, resistente a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas externas e internas, con una longitud de 1111,64 m y diámetro de la tubería es 1 ½" el mismo en todo el tramo. Este tramo beneficiará a cuatro familias de la comunidad. La velocidad del tramo es de 0,30 m/s garantiza la auto limpieza de la tubería.

Tramo ND1 – ND3

En el tramo 4, se encuentra la primera cámara rompe presión esto ocasiona que el tramo 4 se divida en dos tramos 4.1 y 4.2. La presión máxima de trabajo no deberá pasar el 80% de la presión especificada en la tubería. Para el tramo 4.1 la presión estática máxima del tramo es de 42,60 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 36,98 m.c.a. Para el tramo 4.2 la presión estática máxima es de 72,50 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 50,40 m.c.a., la presión estática mínima es de 3,90 m.c.a. y la presión dinámica mínima es de 1,30 m.c.a.

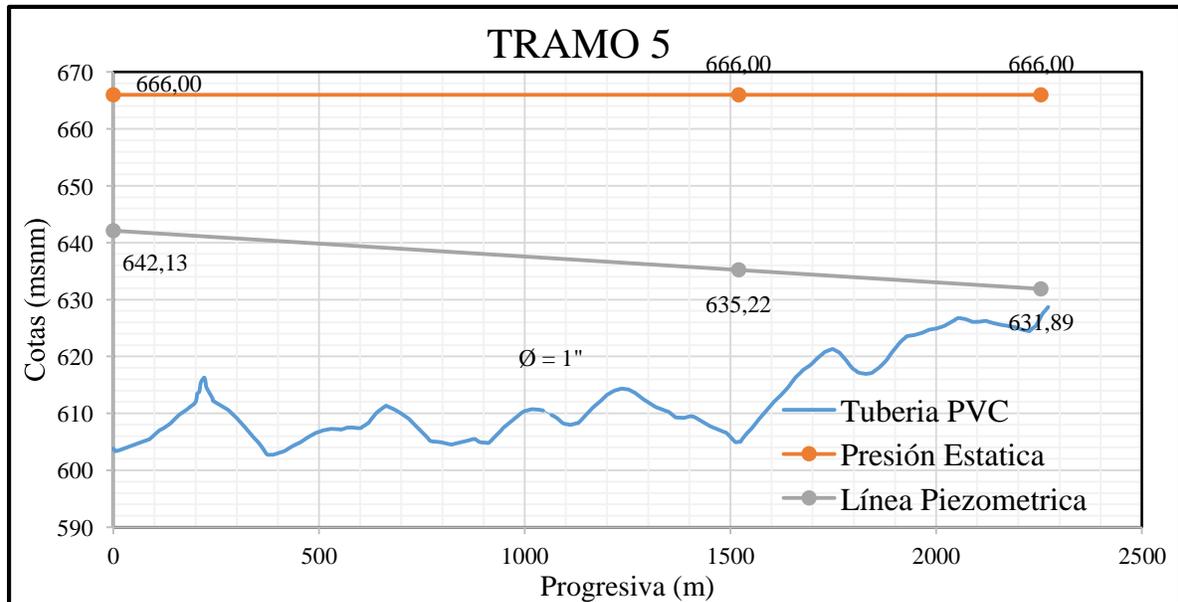
Gráfico Nº3 8 Perfil longitudinal



El material de la tubería es de PVC clase 6 y clase 9, resistente a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas externas e internas, con una longitud de 4614,77 m y diámetro de la tubería es 3 ½", 3" y 2 ½" en todo el tramo. Este tramo beneficiará a trece familias de la comunidad. La velocidad del tramo es de 0,45; 0,47; 0,68 m/s respectivamente garantiza la auto limpieza de la tubería.

Tramo ND3 – ND4

Gráfico Nº3.9. Perfil longitudinal

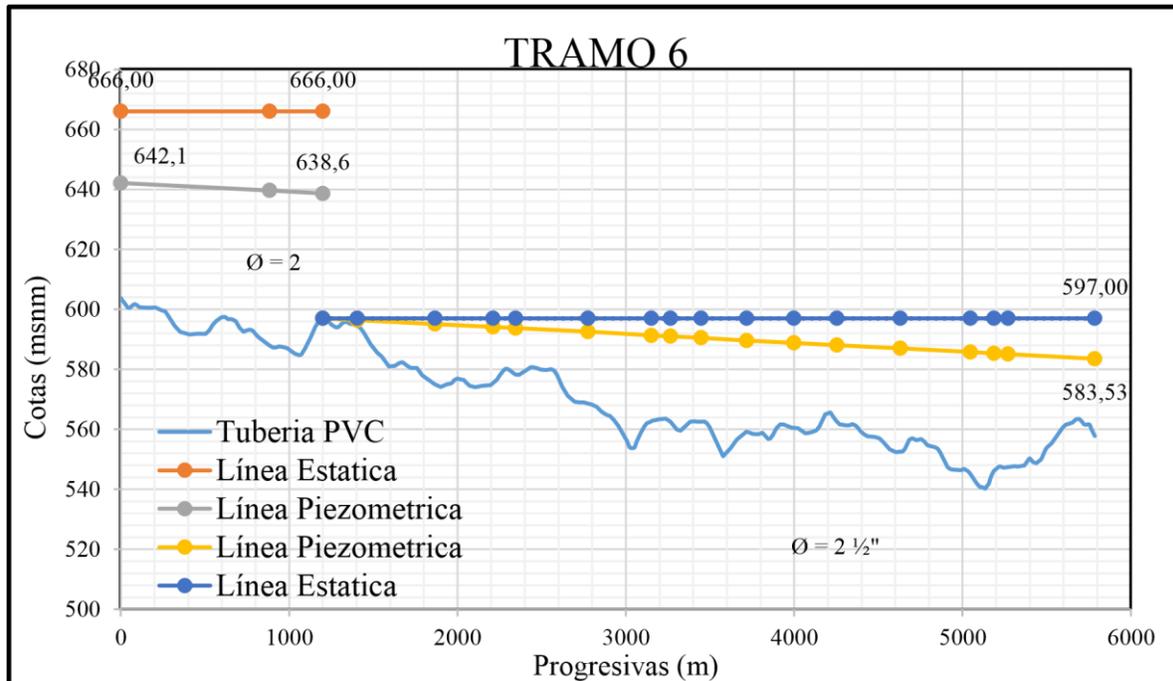


En el tramo 5 la presión máxima de trabajo no deberá pasar el 80% de la presión especificada en la tubería. Donde la presión estática máxima del tramo es de 63,29 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 37,44 m.c.a., la presión estática mínima es de 38,51 m.c.a. y la presión dinámica mínima es de 4,74 m.c.a.

El material de la tubería es de PVC clase 6 y clase 9, resistente a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas externas e internas, con una longitud de 2568,05 m y diámetro de la tubería es 3" en todo el tramo. Este tramo beneficiará a dos familias de la comunidad. La velocidad del tramo es de 0,45 m/s garantiza la auto limpieza de la tubería.

Tramo ND3 – ND5

Gráfico N°3.10.Perfil longitudinal

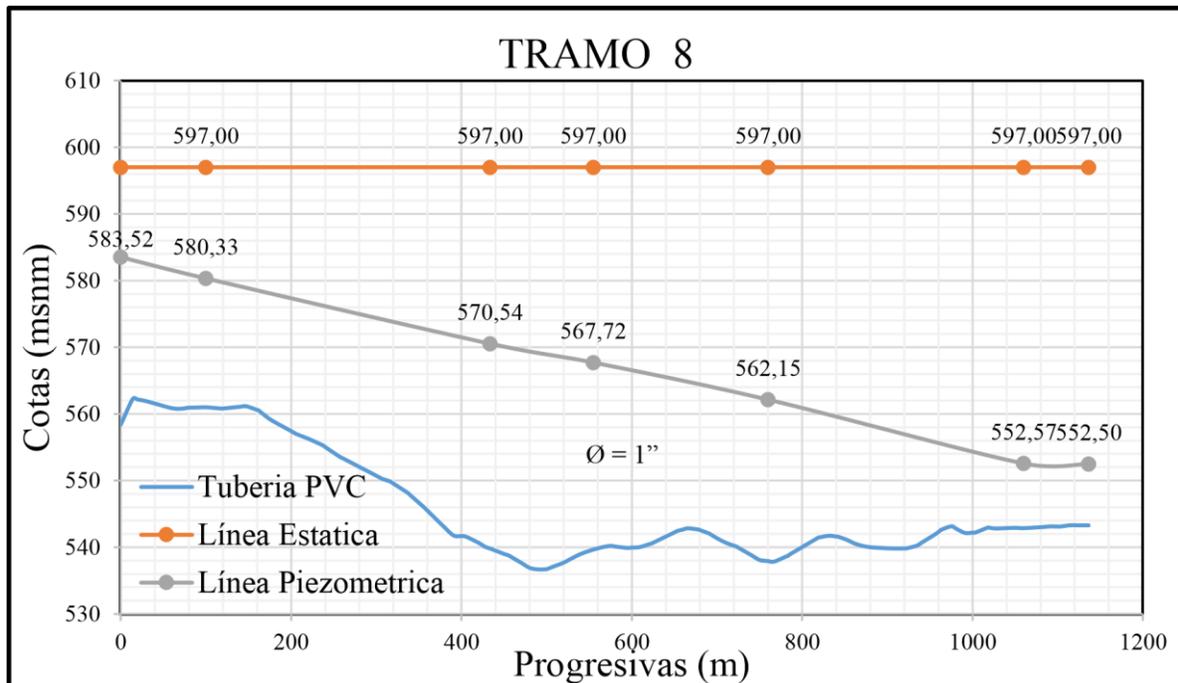


En el tramo 6, se encuentra la segunda cámara rompe presión esto ocasiona que el tramo 6 se divida en dos tramos 6.1 y 6.2. La presión máxima de trabajo no deberá pasar el 80% de la presión especificada en la tubería. Para el tramo 6.1 la presión estática máxima del tramo es de 81,25 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 54,30 m.c.a., la presión estática mínima es de 62,81 m.c.a. y la presión dinámica mínima es de 38,94 m.c.a. Para el tramo 4.2 la presión estática máxima es de 56,754 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 45,19 m.c.a., la presión estática mínima es de 1,17 m.c.a. y la presión dinámica mínima es de 0,80 m.c.a.

El material de la tubería es de PVC clase 6 y clase 9, resistente a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas externas e internas, con una longitud de 6538,60 m y diámetro de la tubería es 2 ½" en todo el tramo. Este tramo beneficiará a diecisiete familias de la comunidad. La velocidad del tramo es de 0,30 m/s garantiza la auto limpieza de la tubería.

Tramo ND5 – ND6

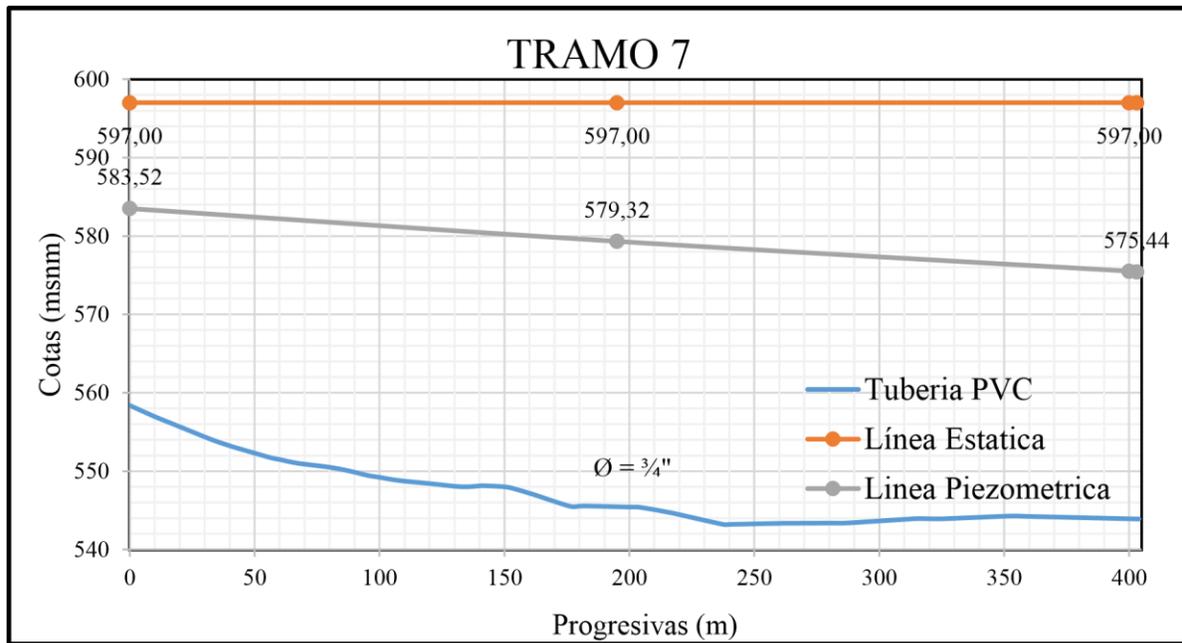
Gráfico N°3.11.Perfil longitudinal



En el tramo 5 la presión máxima de trabajo no deberá pasar el 80% de la presión especificada en la tubería. Donde la presión estática máxima del tramo es de 60,35 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 33,45 m.c.a., la presión estática mínima es de 34,72 m.c.a. y la presión dinámica mínima es de 20,85 m.c.a.

El material de la tubería es de PVC clase 6 y clase 9, resistente a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas externas e internas, con una longitud de 1319,27 m y diámetro de la tubería es 1" en todo el tramo. Este tramo beneficiará a cinco familias de la comunidad. La velocidad del tramo es de 0,54 m/s garantiza la auto limpieza de la tubería.

Tramo ND5 – ND7



En el tramo 5 la presión máxima de trabajo no deberá pasar el 80% de la presión especificada en la tubería. Donde la presión estática máxima del tramo es de 53,83 m.c.a., la presión dinámica máxima es de 35,58 m.c.a., la presión estática mínima es de 39,20 m.c.a. y la presión dinámica mínima es de 25,72 m.c.a.

El material de la tubería es de PVC clase 9, resistente a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas externas e internas, con una longitud de 465,80 m y diámetro de la tubería es $\frac{3}{4}$ " en todo el tramo. Este tramo beneficiará a dos familias de la comunidad. La velocidad del tramo es de 0,39 m/s garantiza la auto limpieza de la tubería.

5.9.1 Tubería PVC

El material de la tubería es de PVC clase 9 y clase 6, resistente a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas externas e internas, el empleo de este tipo de tuberías se debe principalmente al menor costo en comparación con otros materiales, siendo además un material liviano y fácil de transportar puesto que se comercializa en longitudes de 6 y 4 metros, no produce olores ni sabores en el agua, dimensiones exactas y estables a través del tiempo, amplia gama de espesores de pared.

A continuación se muestra la longitud de tubería necesaria de clase 6, clase 9:

Tabla N°3.12. Clase de tubería

Tramo	Desde	Hasta	Longitud (m)	Ø (pulg)	Clase de tub.
Aducción	0+000	0+725	985,94	2	Clase
Tramo 2	0+000	0+666	940,75	3	Clase
Tramo 3	0+000	0+935	1111,64	1	Clase
Tramo 4	0+000	0+032	32,00	3	Clase
	0+032	2+400	2656,95	3 "	Clase
	2+400	4+191	1921,93	2	Clase
Tramo 5	0+000	1+860	2110,87	1 "	Clase
	1+860	2+255	457,18	1 "	Clase
Tramo 6	0+000	1+200	1349,30	2	Clase
	1+200	4+900	4171,40	2	Clase
	4+900	5+445	633,13	2	Clase
	5+445	5+786	395,20	2	Clase
Tramo 7	0+000	0+400	465,80	¾"	Clases
Tramo 8	0+000	0+320	419,50	1 "	Clase
	0+320	1+060	899,77	1 "	Clase

5.9.2 Válvulas de purga de lodos

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, provocan la reducción de la área de flujo del agua siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de los tramos de tubería.

Las válvulas de purga de lodos se ubicaron en los puntos de cotas más bajas de la red de distribución, en donde se pudieran acumular sedimentos, se tiene 16 válvulas purga de lodos. Todas las válvulas de purga de lodos deberán contar con cámara de válvulas para fines de protección, operación y mantenimiento. Las dimensiones de la cámara es de 0,90 x 0,90 m de H°C° que permiten la operación de herramientas y otros dispositivos alojados dentro de la misma.

5.9.3 Válvulas purga de aire

El aire acumulado en puntos altos provoca la reducción del área de flujo del agua, produciendo un aumento automático de pérdida de carga y una disminución de gasto. Para evitar estas acumulaciones es necesario instalar válvulas de aire.

Son válvulas de expulsión o admisión de aire, de funcionamiento automático, que deben ubicarse en puntos altos de la conducción, siempre que la presión en dicho punto no sea muy alta o menor que la presión atmosférica. Esta válvula tiene las siguientes funciones:

- Expeler el aire de dentro de la tubería durante su llenado.
- Expulsar el aire que tiende a acumularse en los puntos altos.
- Admitir el aire en caso de operación de una válvula de que pueda crear presiones negativas en la tubería.

Se tiene en todo el sistema de distribución de agua 15 válvulas de purga de aire. Todas las válvulas de purga de aire deberán contar con cámara de válvulas para fines de protección, operación y mantenimiento. Las dimensiones de la cámara es de 0,90 x 0,90 m de H°C° que permiten la operación de herramientas y otros dispositivos alojados dentro de la misma.

5.9.4 Cámaras rompe-presión

Se ubicó dos cámaras rompe presión con la función principal de reducir la presión hidrostática a cero, generando un nuevo nivel de agua, con la finalidad de evitar daños a la tubería. Considerando que existían presiones superiores a la máxima que podía soportar la tubería. Las mismas se ubican la primera en el tramo 4 en la progresiva 0+032 m y la segunda en el tramo 6 en la progresiva 1+200 m. la cámara rompe presión será de H°A°, posee cinco secciones de trabajo entrada del flujo con una dimensión de 1,45 x 1,10 m, salida del flujo de 0,60 x 1,10 m, limpieza u rebose, ventilación y drenaje de 1,10 x 1,10 m.

Tabla N°3.13. Ubicación de las

Tramo	Cámara rompe presión	Cámara purga lodos	Cámara purga aire	Puentes Colgantes
Aducción		0+620		
Tramo 2				0+470
Tramo 3		0+465	0+260	0+880
			0+728	
Tramo 4	0+032	0+350	0+560	0+080

		0+880	1+415	0+320
		1+270		0+920
		3+960		1+315
				1+580
				1+820
				1+920
				2+260
				2+510
				3+060
				3+440
				3+700
				3+900
Tramo 5		0+380	0+220	
		1+520	0+660	
		1+830	1+240	
Tramo 6	1+200	0+410	0+010	
		1+050	0+610	
		2+100	2+290	
		3+040	3+240	
		3+580	3+920	
		5+130	4+200	
Tramo 8			5+690	
Tramo 8		0+490	0+040	
Total	2	16	15	15

5.9.5 Puentes colgantes

Para poder superar las depresiones en el terreno o quebradas recurrimos a la construcción de pequeños puentes. Considerando que para estos tipos de proyectos con caudales menores a 100 l/s, el paso de quebradas se resuelve mediante puentes colgantes utilizando tuberías de distintos diámetros según el caudal a conducir, lo que facilita su diseño y construcción.

Cuando la luz y el peso del puente aumentan es más difícil mantener la tubería recta dado que tiende a curvarse por el propio peso, lo que genera un nivel más bajo en el centro del puente y podría ocasionar problemas para la circulación del agua.

Para resolver este problema construimos puentes colgantes, que mantienen la tubería horizontal y el cable de sostén es el que absorbe la curvatura.

En este diseño amarramos el cable a la tubería mediante pendolones que son cables o alambres dispuestos en forma sucesiva al cable principal. La longitud de los pendolones aumenta desde el centro hacia los extremos y su función es mantener recta la tubería.

Para la realización de este proyecto se ubicó once puentes colgante de $L = 20$ m y cuatro puentes colgantes de $L = 30$ m, de diámetro de 3" y 2 ½".

A continuación se muestra una tabla resumen de la ubicación de las caramas rompe presión, cámara purga de aire, cámara purga de lodos y puentes colgantes.

CONCLUSIONES

- Se pudo determinar satisfactoriamente los parámetros para la realización del diseño hidráulico, considerando los aspectos sociales y físicos que presenta la comunidad. La dotación de agua se la determinó considerando el clima y las costumbres que presenta la comunidad. La proyección de la población futura fue considerada con la tasa de crecimiento poblacional del municipio al que pertenece la comunidad.

- Para la determinación fuente de abastecimiento de agua potable de la comunidad se realizó una inspección de los lugares disponibles, donde se pudo determinar la captación superficial, notando que los cuerpos de agua fluyen permanentemente, a través de las depresiones geomorfológicas considerando también que es la más confiable y segura una fuente de captación superficial.

- Se realizó un estudio hidrológico para poder fundamentar el caudal de agua máximo que se presente en el río para la construcción de las obras de protección del sistema de captación el cual es de $36.21 \text{ m}^3/\text{s}$. Como así también se realizó un análisis hidrológico del caudal mínimo del río el cual es de $0.014 \text{ m}^3/\text{s}$ el cual se pudo constatar que no es consistente para manejo del proyecto notando su gran diferencia que presenta éste con el caudal aforado. Se realizó el aforado del caudal del río en el mes de abril donde se obtuvo un caudal de 3.163 l/s que satisface la demanda máxima diaria del sistema hidráulico de agua del proyecto.

- Se procedió a la elaboración del análisis básico de calidad de agua para poder verificar los parámetros físicos, químicos y microbiológicos del líquido elemento que se encuentra en el río. A través de la cual se pudo verificar la presencia de agentes bacteriológicos (coliformes termoresistentes) el límite es $< 1 \text{ ufc}/10\text{ml}$, los mismos que se encuentran sobre elevados con un valor de $2.3 \times 10^1 \text{ ufc}/10\text{ml}$, como así también se pudieron notar la elevación de los agentes físicos considerando que la turbiedad como valor límite de 5 UNT del agua, pero se sobrepasa el límite permitido con 6.68 UNT .

- Para el tratamiento del agua potable considerando los parámetros que sobrepasan el límite permitido del análisis del agua, con ayuda MMAyA Viceministerio de Agua potable y Saneamiento se pudo determinar la clase de tratamiento que el agua necesitará para su consumo. Donde se pudo determinar que el tipo de tratamiento será un Filtro Lento de Arena considerando que para su construcción éste necesita que tenga un valor de turbiedad inferior

a 10UNT. Se optó por un filtro lento de arena debido a que éste propone una eliminación del 99% de agentes bacteriológicos (coliformes termoresistentes), purificación del agua notoriamente, como así también no permite que existan cambios organolépticos en la calidad del agua (olor, sabor) y los pobladores aceptan con mayor facilidad este tipo de tratamiento.

- Se planteó una obra de captación tipo presa derivadora, con un azud transversal tipo perfil creaguer con toma lateral, la cual permite que se pueda elevar el nivel del agua y con ayuda de los muros deflectores permiten encausar el río y de esta manera a través de una rejilla construida en el muro poder captar el agua necesaria para la distribución, seguidamente de la rejilla se dispone de un desgravador y desarenador que permiten que el agua sedimente para poder disminuir los sólidos totales, estas obras hidráulicas poseen sus obras de control para su funcionamiento adecuado, como así también obras necesarias para su limpieza.

- El volumen del tanque de almacenamiento se determinó en ocupación del volumen de reserva para poder compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

- El diseño de la aducción, se lo realizó por gravedad a través de una conducción a presión, considerando la minimización de la pérdida de carga para poder obtener mayor altura de carga necesaria para la red de distribución y de esta manera poder llegar a un mayor número de familias de la comunidad.

- Para la red de distribución abierta, el trazo se realizó por los lugares más cercanos a las viviendas, constatando que se cuente en cada familia con una presión mínima necesaria para satisfacer la cantidad y calidad del líquido elemento. Para la elaboración del proyecto se minimizo el diámetro de los diferentes tramos tratando que éstos puedan minorar el costo. Como así también se utilizó obras de arte, como puentes colgantes que puedan sobrepasar las depresiones que presenta el terreno. También se diseñó cámaras purgadoras de aire en los puntos altos, como así también se ubicaron cámaras purgadoras de lodos en los puntos bajos, para poder realizar la limpieza de las tuberías, considerando que también éstos servirán para iniciar el funcionamiento.

- Se recomienda que el anexo de especificaciones técnicas sean revisadas por parte de la institución ejecutora para la licitación del diseño hidráulico ya que las presentes son sólo sugeridas para su elaboración.

- Los estudios socioeconómicos y ambientales necesarios para la ejecución del proyecto se recomienda que sean elaborados por parte de la entidad ejecutora, para la licitación del proyecto.

CONCLUSIONES

- Se pudo determinar satisfactoriamente los parámetros para la realización del diseño hidráulico, considerando los aspectos sociales y físicos que presenta la comunidad. La dotación de agua se la determinó considerando el clima y las costumbres que presenta la comunidad. La proyección de la población futura fue considerada con la tasa de crecimiento poblacional del municipio al que pertenece la comunidad.

- Para la determinación fuente de abastecimiento de agua potable de la comunidad se realizó una inspección de los lugares disponibles, donde se pudo determinar la captación superficial, notando que los cuerpos de agua fluyen permanentemente, a través de las depresiones geomorfológicas considerando también que es la más confiable y segura una fuente de captación superficial.

- Se realizó un estudio hidrológico para poder fundamentar el caudal de agua máximo que se presente en el río para la construcción de las obras de protección del sistema de captación el cual es de $36.21 \text{ m}^3/\text{s}$. Como así también se realizó un análisis hidrológico del caudal mínimo del río el cual es de $0.014 \text{ m}^3/\text{s}$ el cual se pudo constatar que no es consistente para manejo del proyecto notando su gran diferencia que presenta éste con el caudal aforado. Se realizó el aforado del caudal del río en el mes de abril donde se obtuvo un caudal de 3.163 l/s que satisface la demanda máxima diaria del sistema hidráulico de agua del proyecto.

- Se procedió a la elaboración del análisis básico de calidad de agua para poder verificar los parámetros físicos, químicos y microbiológicos del líquido elemento que se encuentra en el río. A través de la cual se pudo verificar la presencia de agentes bacteriológicos (coliformes termoresistentes) el límite es $< 1 \text{ ufc}/10\text{ml}$, los mismos que se encuentran sobre elevados con un valor de $2.3 \times 10^1 \text{ ufc}/10\text{ml}$, como así también se pudieron notar la elevación de los agentes físicos considerando que la turbiedad como valor límite de 5 UNT del agua, pero se sobrepasa el límite permitido con 6.68 UNT .

- Para el tratamiento del agua potable considerando los parámetros que sobrepasan el límite permitido del análisis del agua, con ayuda MMAyA Viceministerio de Agua potable y Saneamiento se pudo determinar la clase de tratamiento que el agua necesitará para su consumo. Donde se pudo determinar que el tipo de tratamiento será un Filtro Lento de Arena considerando que para su construcción éste necesita que tenga un valor de turbiedad inferior

a 10UNT. Se optó por un filtro lento de arena debido a que éste propone una eliminación del 99% de agentes bacteriológicos (coliformes termoresistentes), purificación del agua notoriamente, como así también no permite que existan cambios organolépticos en la calidad del agua (olor, sabor) y los pobladores aceptan con mayor facilidad este tipo de tratamiento.

- Se planteó una obra de captación tipo presa derivadora, con un azud transversal tipo perfil creaguer con toma lateral, la cual permite que se pueda elevar el nivel del agua y con ayuda de los muros deflectores permiten encausar el río y de esta manera a través de una rejilla construida en el muro poder captar el agua necesaria para la distribución, seguidamente de la rejilla se dispone de un desgravador y desarenador que permiten que el agua sedimente para poder disminuir los sólidos totales, estas obras hidráulicas poseen sus obras de control para su funcionamiento adecuado, como así también obras necesarias para su limpieza.

- El volumen del tanque de almacenamiento se determinó en ocupación del volumen de reserva para poder compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

- El diseño de la aducción, se lo realizó por gravedad a través de una conducción a presión, considerando la minimización de la pérdida de carga para poder obtener mayor altura de carga necesaria para la red de distribución y de esta manera poder llegar a un mayor número de familias de la comunidad.

- Para la red de distribución abierta, el trazo se realizó por los lugares más cercanos a las viviendas, constatando que se cuente en cada familia con una presión mínima necesaria para satisfacer la cantidad y calidad del líquido elemento. Para la elaboración del proyecto se minimizo el diámetro de los diferentes tramos tratando que éstos puedan minorar el costo. Como así también se utilizó obras de arte, como puentes colgantes que puedan sobrepasar las depresiones que presenta el terreno. También se diseñó cámaras purgadoras de aire en los puntos altos, como así también se ubicaron cámaras purgadoras de lodos en los puntos bajos, para poder realizar la limpieza de las tuberías, considerando que también éstos servirán para iniciar el funcionamiento.

- Se recomienda que el anexo de especificaciones técnicas sean revisadas por parte de la institución ejecutora para la licitación del diseño hidráulico ya que las presentes son sólo sugeridas para su elaboración.

- Los estudios socioeconómicos y ambientales necesarios para la ejecución del proyecto se recomienda que sean elaborados por parte de la entidad ejecutora, para la licitación del proyecto.