



“Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

“Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”

TESISTAS:

➤ Bach. CASTILLO ROMERO JAVIER SAMUEL

➤ Bach. FLORES BECERRA OSCAR GUSTAVO

ASESOR:

➤ Ing. EDGAR SPARROW ALAMO

Nuevo Chimbote – Perú

2019

Bach. Castillo Romero Javier Samuel

Bach. Flores Becerra Oscar Gustavo



“Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL

“Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”

REVISADO Y APROBADO POR EL ASESOR:

Ing. EDGAR SPARROW ALAMO

ASESOR

Bach. Castillo Romero Javier Samuel

Bach. Flores Becerra Oscar Gustavo



“Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

“Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”

REVISADO Y APROBADO POR EL JURADO EVALUADOR:

Ms. FELIPE VILLAVICENCIO GONZALEZ
PRESIDENTE

Ms. EDGAR SPARROW ALAMO
SECRETARIO

Ms. RUBEN LOPEZ CARRANZA

Bach. Castillo Romero Javier Samuel

Bach. Flores Becerra Oscar Gustavo



“Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”



DEDICATORIA

A Dios que nos ha brindado el más maravilloso regalo: “la vida” y por estar siempre junto a nosotros; dándonos la fuerza para querer y hacer las cosas.

A mis seres queridos por el apoyo y comprensión para seguir adelante y a mis profesores que nos motivaron y guiaron.

Con todo mi amor y cariño para mis padres y mi hermana que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños y a Sachie Rosas por su incansable apoyo. siempre mi corazón y agradecimiento para ustedes.

JAVIER.



“Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”



DEDICATORIA

En primer lugar, y sobre todas las cosas, a Dios quien me da constantemente la fortaleza espiritual para seguir superándome.

A mi madre quien estuvo conmigo brindándome su apoyo en los buenos momentos y en los no tan buenos, pero siempre alentándome para no caer ni titubear ante algunas decisiones, a ella que me enseñó a ser fuerte ante las circunstancias difíciles que la vida puede ofrecernos.

A mi padre por su constante apoyo tanto en mi formación Profesional como personal y a mi hermana por demostrarme cada día el lado positivo de lo malo.

OSCAR.



“Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”



AGRADECIMIENTO

A DIOS Nuestro señor, ya que sin su guía y protección no habría sido posible alcanzar una de las metas trazadas en el largo camino de la superación. Al alma mater “Universidad Nacional del Santa” por abrir las puertas y proporcionar los estudios necesarios para realizar la profesión.

Un agradecimiento especial al Ing. EDGAR SPARROW ALAMO, asesor del presente informe.

A todos nuestros profesores, de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Santa, por su valiosa contribución en la formación profesional, por haber inculcado y brindado conocimientos, valores morales y experiencias.

Javier S. Castillo R. & Oscar G. Flores B.



INDICE

CAPÍTULO I.....	3
1.1. INTRODUCCIÓN	4
1.2. GENERALIDADES	6
01.02.01 TIPO DE INVESTIGACIÓN	6
01.02.02 UBICACIÓN DEL PROYECTO	6
01.02.03 INSTITUCIÓN DONDE SE DESARROLLÓ EL PROYECTO	6
1.3. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	7
01.03.01 ANTECEDENTES	7
01.03.02 JUSTIFICACIÓN	7
01.03.03 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	8
01.03.04 IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	8
01.03.05 OBJETIVOS	9
01.03.06 HIPÓTESIS.....	9
01.03.07 VARIABLES	9
1.4. METODOLOGÍA DE ESTUDIO.....	9
01.04.01 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	9
01.04.02 ESTRATEGIAS DE TRABAJO	10
01.04.03 POBLACIÓN MUESTRAL	10
01.04.04 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	10
01.04.05 TÉCNICAS DE ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	10
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	11
02..01 CENTRO POBLADO EL PROGRESO.....	12
2.01.01 DESCRIPCIÓN GENERAL	12
02.01.01.01 Ubicación Geográfica.....	12
02.01.01.02. Clima	14
02.01.01.03. Topografía y Tipo de Suelo.....	14
02.01.01.04. Vías de Comunicación	14
2.01.01.05. Economía.....	14
02.01.01.06. Vivienda	15



02.01.01.07. Servicios Públicos	15
02.01.01.08. Actitud de los Pobladores.....	15
02.02 DEFINICIONES	16
02.02.01 VIVIMOS EN UN MUNDO DE AGUA	19
02.02.02 EL AGUA Y LAS CIUDADES	21
02.02.03 EL AGUA EN EL MUNDO RURAL.....	23
02.02.04 SITUACIÓN DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN ZONAS RURALES DE AMÉRICA LATINA.....	25
02.02.05 EL SUMINISTRO DE AGUA EN EL PERÚ.....	27
02.02.05.01. RECURSOS HÍDRICOS	27
02.02.05.02. DISPONIBILIDAD HÍDRICA EN EL PERÚ.....	28
02.02.06 TEORÍA HIDRÁULICA.....	31
02.02.06.01 HIDROSTÁTICA	32
02.02.06.02 CARGA HIDROSTÁTICA	33
02.02.06.03 HIDRODINÁMICA.....	34
02.02.06.04 LÍNEA PIEZOMÉTRICA.....	35
02.02.06.05 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD Y TEOREMA DE BERNOULLI.....	36
A. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD.....	37
B. TEOREMA DE BERNOULLI	38
C. ECUACIÓN DE BERNOULLI PARA EL CASO REAL	38
02.02.06.06 PÉRDIDAS DE CARGA	39
A. PÉRDIDAS DE CARGAS CONTINUAS	39
B. PÉRDIDAS LOCALES	40
C. CARGA RESIDUAL.....	41
02.02.06.07 LÍMITES DE PRESIÓN Y DE VELOCIDAD	43
A. LÍMITES DE PRESIÓN.....	44
B. LÍMITE DE PRESIÓN MÍNIMA	44
C. LÍMITE DE VELOCIDADES.....	44
CAPÍTULO III	46
MATERIALES Y PROCEDIMIENTO	47
3.0 MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE ESTUDIO	47
03.01 ESTUDIO DE LA POBLACIÓN.....	47



03.02	MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA POBLACIÓN	48
03.03	PERIODO DE DISEÑO	50
03.04	DEMANDA DE AGUA	51
A.-	VARIACIONES DE CONSUMO	52
B.-	CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL (Qm)	56
C.-	CONSUMO MÁXIMO DIARIO (Qmd)	56
D.-	CONSUMO MÁXIMO HORARIO (Qmh).....	57
03.05	ESTUDIO DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO	59
A.	INTRODUCCIÓN	59
B.	SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE	63
C.	CANTIDAD Y CALIDAD DEL AGUA DE LAS FUENTES	64
03.06	DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS	67
03.06.01.	CAPTACIÓN DE MANANTIALES.....	67
03.06.01.01.	TIPO DE CAPTACIÓN DE MANANTIALES.....	68
03.06.01.01.01	CAPTACIÓN DE UN MANANTIAL DE FONDO Y CONCENTRADO	68
03.06.02.	DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	74
03.06.02.01.	Consideraciones de Diseño	74
03.06.03.	DISEÑO DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO	81
03.06.03.01.	Consideraciones Básicas	81
03.06.03.02.	Casetas de válvulas.....	82
03.06.03.03.	Cálculo de la capacidad del reservorio.....	83
03.06.03.04.	Diseño estructural del reservorio.....	84
03.06.04.	DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	96
03.06.04.01.	CONSIDERACIONES BÁSICAS.....	96
03.06.04.02.	MATERIALES.....	98
03.06.04.03.	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	99
A)	TIPO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN	99
B)	MÉTODOS DE CÁLCULO	100
03.06.04.04.	CONSIDERACIONES FINALES	105
03.06.04.05.	CONEXIONES DE SERVICIO.....	105
03.07.	MODELACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	106



03.07.01. MODELACIÓN EN WATERCAD	107
CAPÍTULO IV	111
RESULTADOS Y DISCUSIONES	112
04.01 DATOS PARA EL DISEÑO	112
04.01.01. Estudio de las fuentes de abastecimiento de agua.....	112
04.01.02. Aforo	112
04.01.03 Calidad del Agua	112
04.01.04. Levantamiento Topográfico	113
04.01.05 Población Actual, Cálculo de la Población Futura.....	113
04.01.06 Dotación y Caudales de diseño	115
04.01.07. Parámetros de diseño.....	116
04.01.08. Diseño de Captación.....	116
04.01.09. Diseño de la Línea de Conducción:.....	121
04.01.10 Diseño de la Tubería de succión e Impulsión:	122
04.01.11 Diseño de Bomba:	123
04.01.12. Diseño de la Línea de Aducción:	125
04.01.13 Diseño del Tanque de Almacenamiento o Reservoirio	128
04.01.14. Diseño de la Red de Distribución.....	138
04.01.15 Conexiones de Servicio.....	143
04.01.16. Modelación de la Red de Conducción, Aducción y Distribución	143
04.01.17 EVALUACIÓN Y SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO ..	144
CAPÍTULO V.....	145
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	146
5.01 CONCLUSIONES	146
5.02 RECOMENDACIONES	147
CAPÍTULO VI	149
BIBLIOGRAFIA	150
CAPÍTULO VII.....	151
ANEXOS	152



RESUMEN

El presente Proyecto de Investigación titulado: “Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”; está orientado al diseño de un abastecimiento de agua potable por gravedad, para el Centro Poblado, partiendo de un aforo u ojo de agua se realizaron tomas de datos de los últimos censos impartidos por el INEI, el cual ayudo a determinar la población futura dato que fue imprescindible para el inicio de los cálculos, con un periodo de diseño de 20 años para obras de captación, de acuerdo a estos datos se realizó los cálculos para determinar las velocidades y presiones adecuadas que nos permitieron conocer el diámetro de las tuberías de conducción, aducción y distribución para su correcto funcionamiento.



SUMMARY

The present Research Project entitled: "Design of Drinking Water Collection and Distribution in El Progreso Sector, Chao District - Viru Province - La Libertad"; It is oriented to the design of a potable water supply by gravity, for the Town Center, from a gauging or water point data were taken from the last censuses given by the INEI, which helped to determine the future population data that It was essential for the start of the calculations, with a design period of 20 years for collection works, according to these data the calculations were made to determine the appropriate speeds and pressures that allowed us to know the diameter of the pipeline, adduction and distribution for proper operation.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. *INTRODUCCIÓN*

La presente tesis titulada: “Diseño De Captación Y Distribución De Agua Potable En El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad”, brinda una solución al problema de falta de diseño de un abastecimiento de agua potable.

Este estudio tiene como objetivo realizar un diseño óptimo para realizar un abastecimiento de agua potable adecuado y que garantice las demandas y consumo de agua necesarias para una población futura y salubridad de lo habitantes. Debiendo tener en cuenta los estudios preliminares hasta el diseño de los diferentes elementos de un sistema de agua potable por gravedad.

En el **Capítulo I** se hace referencia a la introducción y generalidades del estudio, en el cual se presenta la formulación del problema y la respectiva hipótesis, así como la generación de los objetivos de estudio.

En el **Capítulo II** se refiere al fundamento teórico que busca complementar los conocimientos sobre la teoría del agua y su disponibilidad a nivel mundial y local, así como el abastecimiento de agua en el Perú a lo largo de las últimas décadas.

En el **Capítulo III** nos muestra los procedimientos seguidos en la ejecución del estudio, mostrando los criterios y pasos a seguir durante el diseño de las diferentes estructuras hidráulicas. Estos aspectos tienen singular importancia, más aun por las



condiciones muy variadas y a menudo difícilmente impuestas por la geografía de nuestro país que la hacen al mismo tiempo todo un desafío para cualquier diseñador. Aquí en este capítulo también se especifican los requisitos mínimos establecidos por las normas vigentes, quedando a criterio del diseñador utilizar límites más estrictos o complementar las especificaciones en lo que le resulte competente.

En el análisis y discusión de resultados detallados en el **Capítulo IV**, se hace referencia a todos los datos obtenidos en las diferentes etapas de estudio, que son plasmadas y desarrolladas con el programa computacional Watercad V8i, para obtener un sistema óptimo de conducción de agua potable por gravedad.

En el **Capítulo V** se muestran las conclusiones y recomendaciones obtenidas luego de realizar el diseño correspondiente.

También se presentan todos aquellos autores de los cuales fueron consultados durante los estudios y diseño de las estructuras hidráulicas, que sirvieron como guía y como fuente de referencia.

Finalmente se ha incluido también diferentes anexos donde están presentados las fotografías, resultados de la modelación en Watercad V8i, tablas, parámetros y los planos respectivos, los cuales se detallan a media escala los resultados obtenidos ya plasmados en los planos.



Dicho estudio nos permitió determinar el óptimo diseño de abastecimiento de agua potable que cubrirá las necesidades básicas de consumo de agua potable para la población.

1.2. GENERALIDADES

01.02.01 TIPO DE INVESTIGACIÓN

a) SEGÚN SU PROPÓSITO:

Aplicada, porque se utilizó fundamentos de hidráulica y ramas afines para el diseño de abastecimiento de agua potable.

b) SEGÚN SU NATURALEZA:

Descriptiva, porque se recolecta información la cual se realiza el diseño más apropiado, de acuerdo a las demandas requeridas de la población.

c) SEGÚN SU CARÁCTER:

Cualitativa y cuantitativa, porque permitirá recoger datos de campo para luego llevarlos a trabajos de gabinete para así obtener resultados.

01.02.02 UBICACIÓN DEL PROYECTO

Localidad	:	El Progreso
Distrito	:	Chao
Provincia	:	Virú
Departamento	:	La Libertad
País	:	Perú

01.02.03 INSTITUCIÓN DONDE SE DESARROLLÓ EL PROYECTO

Universidad Nacional del Santa y Municipalidad Distrital de Chao.



1.3. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

01.03.01 ANTECEDENTES

La distribución de agua potable por medio de un sistema de red de tuberías ha permitido suministrar este servicio, proporcionalmente a cada familia de acuerdo a su necesidad, además, por medio de este sistema, el agua potable llega limpia sin contaminarse y evitando así enfermedades lo cual la convierte apto para el consumo humano.

Considerando que es un servicio básico para la vida humana, un medio por el cual se evitan muchas enfermedades y un apropiado método de distribución de agua potable evitando así también su desperdicio, sin embargo, es apropiado estudiar la forma de conseguir dicho recurso hídrico de algún afloramiento, el cual nos permita abastecer de agua potable con una correcta y apropiada red de distribución.

En este trabajo se propone la utilización de un afloramiento cercano a la zona para el abastecimiento y red de distribución de agua potable en el sector El Progreso.

01.03.02 JUSTIFICACIÓN

Se pretende realizar un diseño de abastecimiento y red de distribución de agua potable, ya que en la actualidad el centro poblado no cuenta con un apropiado suministro de agua potable, este diseño permitirá que las entidades públicas, puedan presupuestar y financiar dicho proyecto, lo cual permitirá que familias enteras tengan una mejor calidad de vida.



01.03.03 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

En la actualidad, el sector de El Progreso no cuenta con el abastecimiento y red de distribución de agua potable apropiado, ya que comparte el suministro de agua con el Distrito de Bellavista. Esto genera que el sector El Progreso solo tenga agua por horas, Por lo cual surge la idea de captar agua de un afloramiento para poder abastecer dicha zona. Lo cual permitirá que las personas puedan disfrutar de una mejor calidad de vida. Orientando la presente investigación a dar respuesta a la siguiente interrogante:

¿Qué caudal se necesita para poder abastecer a dicha zona de agua potable y cuál es la distribución apropiada del sistema de red de agua potable?

01.03.04 IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

Para contribuir a un diseño de abastecimiento de agua potable en el centro poblado El Progreso, en el sentido que dicho diseño permitirá brindar un servicio básico como es el agua potable, este proyecto de abastecer y hacer un sistema de distribución de red agua potable permitirá que las entidades públicas cuenten con un diseño óptimo para abastecer de agua potable a todo el sector El Progreso, además podrán evitar algunas enfermedades, además usarán este recurso hídrico de la manera en que lo necesiten.

El hacer el estudio de abastecimiento y red de distribución de agua hará que sus predios se valoricen más.



01.03.05 OBJETIVOS

01.03.05.01 Objetivo General

Realizar el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable en el sector el Progreso, de manera idónea, para las necesidades de crecimiento y salubridad de los habitantes.

01.03.05.02 Objetivos Específicos

- Evaluar la fuente de abastecimiento si es apto para consumo humano.
- Determinar la ubicación y diseño de la obra de Captación.
- Realizar el diseño hidráulico de la línea de conducción, aducción, reservorio y la red de distribución.

01.03.06 HIPÓTESIS

Si se realiza el Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable en el Centro Poblado El Progreso, distrito de chao, Provincia de Virú, Departamento de La Libertad, entonces permitirá satisfacer la demanda de consumo de agua de la comunidad.

01.03.07 VARIABLES

01.03.07.01 Variables Independientes

- Población de diseño

01.03.07.02 Variables Dependientes

- Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.

1.4. METODOLOGÍA DE ESTUDIO

01.04.01 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Experimental.



01.04.02 ESTRATEGIAS DE TRABAJO

Se utilizarán las metodologías siguientes:

- De Reconocimiento; ya que se realizará ordenadamente las observaciones en la zona de estudio, recopilación de datos de campo:
 - Levantamiento Topográfico.
 - Toma de muestras de suelo y agua.
 - Datos de la población.
- Analítica; la cual se efectuará en el trabajo de gabinete.

01.04.03 POBLACIÓN MUESTRAL

El Sector El Progreso, Distrito De Chao – Provincia De Viru – La Libertad- El cual cuenta con 238 Habitantes.

01.04.04 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

- Levantamiento topográfico del área de investigación.
- Recopilación de información de la población.
- Toma de muestras de agua en la coordenada E761342 N9061723

01.04.05 TÉCNICAS DE ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

- Análisis de laboratorio.
- Uso de cuadros y gráficos estadísticos.
- Trabajo de gabinete (Cálculos Matemáticos).



CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

02..01 CENTRO POBLADO EL PROGRESO

2.01.01 DESCRIPCIÓN GENERAL

02.01.01.01 Ubicación Geográfica

El centro poblado de El Progreso se encuentra en:

- *Región* : *La Libertad*
- *Departamento* : *La Libertad*
- *Provincia* : *Virú*
- *Distrito* : *Chao*
- *Localidad* : *El Progreso*



Figura N°1: Departamento de La Libertad en el Perú

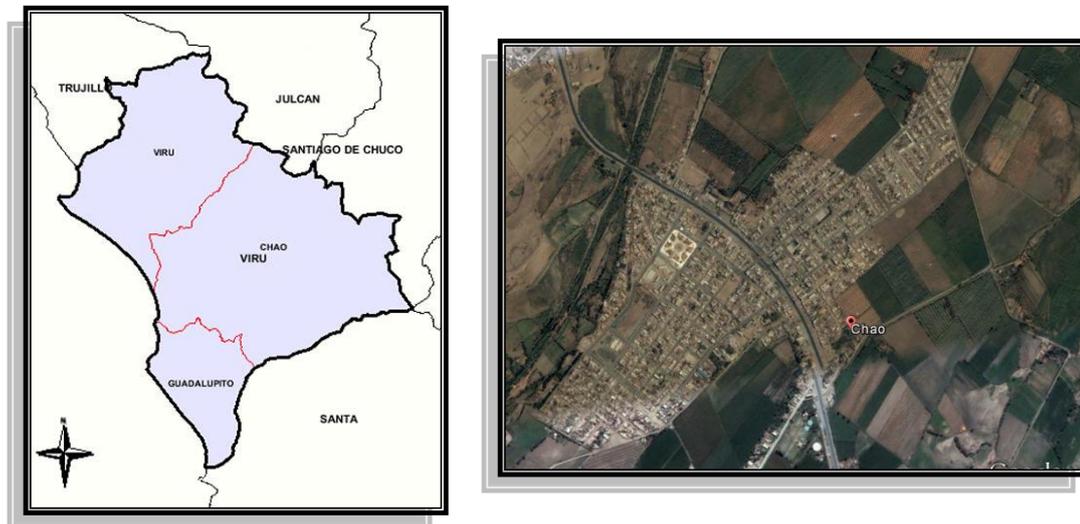


Figura N° 2: Provincia de Virú en La Libertad – Distrito de chao



Figura N° 3: Mapa Referencial del sector EL PROGRESO



02.01.01.02. Clima

La localidad de El Progreso se encuentra entre los 150 m.s.n.m. y los 160 m.s.n.m., con poca precipitaciones pluviales en el año y un clima cálido, así como también una temperatura promedio de 24° a 25° C.

02.01.01.03. Topografía y Tipo de Suelo

La localidad de El Progreso presenta una topografía no muy accidentada y el tipo de suelo es limoso con materia orgánica en una primera capa aproximadamente de 40 cm.

02.01.01.04. Vías de Comunicación

El acceso al distrito de Chao desde la ciudad de Chimbote, es través de una vía asfaltada que comunica los Distritos de Chimbote, Chao, Virú, Trujillo.

El acceso a la localidad de El Progreso desde el centro del distrito de Chao es a través de una trocha Carrozable que se encuentra en mal estado, que va hacia la misma localidad y que da acceso al centro poblado Buena Vista.

002.01.01.05. Economía

Los pobladores de la localidad de Chao se caracterizan por tener una economía de subsistencia, en su mayoría se dedican a la agricultura y comercio.

La agricultura es una de las actividades principales de esta zona; desde tiempos muy remotos los pobladores se han venido abasteciendo del



campo; sus principales productos agrícolas son: papa, cereales, maíz y otros típicos productos de la costa.

El comercio es otra actividad que forma parte de la localidad, los comerciantes se dedican a vender productos agrícolas de la zona y traídos de otros lugares de la Provincia.

02.01.01.06. Vivienda

Según trabajo de campo realizado por el equipo investigador y los datos brindados por las autoridades de la localidad de Chao la población total es de 34 familias, las viviendas están construidos con material noble y rustico en algunos casos, es decir con muros de adobe y tapial en mayor cantidad, cimentación de piedra y techos de calaminas. La comunidad no cuenta en la actualidad con un sistema de agua potable.

02.01.01.07. Servicios Públicos

Entre los servicios cuenta con un local comunal, como organización cuentan con un Comité de Vaso de Leche, Comité de rondas *campesinas*.

02.01.01.08. Actitud de los Pobladores

La población del Centro Poblado participa activamente en las asambleas y ha manifestado su participación en todo el ciclo del proyecto con el aporte del 100% de la mano de obra no calificada en la construcción del sistema de agua potable.



02.02 DEFINICIONES

Accesorios: Elementos secundarios en los ramales de tuberías tales como codos, niples, tees, etc.

Afloramiento: Punto o zona por donde fluye el manantial hacia la superficie.

Aforo: Se refiere al proceso de medir la cantidad de flujo que lleva una corriente en una unidad de tiempo. Expresado generalmente en lt/seg.

Agua Potable: Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.

Altimetría: Parte de la Topografía que enseña a medir alturas.

Análisis Químico Sanitario: Analizar el agua con los elementos que lo constituyen con propósito de establecer un diagnóstico de pureza.

Carga Dinámica: En cualquier punto de la línea, representa la diferencia de la carga estática y la pérdida de carga por fricción en la tubería.

Caudal: Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo, su simbología es litros por segundo, metros cúbicos por segundo, galones por minuto.

Contaminación: Introducción dentro del agua de organismos potencialmente patógenos o sustancias tóxicas, que la hacen inadecuada para la bebida.

Consumo: Volumen de agua que es utilizado. Está en función de una serie de factores inherentes a la propia localidad que se abastece, por lo que varía de una población a otra.

Cota de Terreno: Altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.



Cota Piezométrica: Máxima presión dinámica en cualquier punto de la línea de conducción o distribución, es decir, que alcanzaría una columna de agua si en dicho punto se colocara un manómetro.

Demanda: Es la cantidad de agua que una población requiere para satisfacer sus necesidades.

Dotación: Cantidad de agua asignada por habitante por día, para satisfacer sus necesidades, afectado por factores tales como el clima, condiciones socioeconómicas, tipo de abastecimiento, etc.

Estiaje: Término hidrológico que se refiere a la fuente cuando ésta se encuentra a su nivel mínimo.

Línea de Conducción: En un sistema por gravedad, es la tubería que transporta el agua desde el punto de captación hasta el reservorio.

Línea de Aducción y Redes de Distribución: Son las que conducen el agua del reservorio a la población y la distribuyen a las viviendas y/o conexiones domiciliarias.

Línea de Gradiente Hidráulica: Es la línea que indica la presión en columna de agua a lo largo de la tubería bajo condiciones de operación.

Manantial: Es la formación superficial en la que sin intervención del hombre, brota agua subterránea de las rocas, suelo o ladera, siendo restringida el área de brote.

Momento: Producto de una fuerza por la distancia perpendicular a la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.



Nivel de Carga Estática: Representa la carga máxima a la que puede estar sometida una tubería al agua cuando se interrumpe bruscamente el flujo.

Nivel Freático: El límite superior de la zona de saturación de un manto acuífero.

Línea Piezométrica: Cargas de presión en el funcionamiento hidráulico de la tubería.

Pérdida de Carga: Pérdida de presión, debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.

Pérdida de Carga Unitaria (hf): Es la pérdida de energía en la tubería por unidad de longitud debida a la resistencia del material del conducto al flujo del agua. Se expresa en m/km o m/m.

Pérdida por Tramo (Hf): Viene a representar el producto de pérdida de carga unitaria por la longitud del tramo de tubería.

Presión: Carga o fuerza total que actúa sobre una superficie.

Sedimento: Materia que habiendo estado suspensa en un líquido, se posa en el fondo por acción de la gravedad.

Reservorio: Es la instalación destinada al almacenamiento de agua para mantener el normal abastecimiento durante el día.

Válvula de Aire: Válvula para eliminar el aire existente en las tuberías, se las ubica en los puntos altos de la línea.

Válvula de Purga: Válvula ubicada en los puntos más bajos de la red o conducción para eliminar acumulación de sedimentos.



02.02.01 VIVIMOS EN UN MUNDO DE AGUA

La disponibilidad de agua adecuada y suficiente es un problema que está afectando crecientemente las sociedades humanas contemporáneas.

Si bien son los países áridos o semiáridos quienes están sufriendo la carencia o mala calidad del agua en forma más aguda, igualmente las zonas más húmedas pueden experimentar problemas de insuficiencia o contaminación de sus caudales hídricos.

Hay dos tipos de actitudes frente al agua, ambas inapropiadas. Por un lado se la despoja de valor. El agua es un bien desechable y contaminable, accesible con sólo abrir una llave o accionar una bomba, recipiente que se presume indestructible e inalterable, para deshacerse de todos los residuos sociales. Por otro lado, se trata de darle valor mercantil, transformarla en una mercadería sometida a las reglas irreales de un mundo financiero incoherente e injusto.

En los hechos, el verdadero valor del agua está en su papel esencial para el desarrollo de la vida, en su insustituibilidad, en su carácter irremplazable y único. Somos hijas e hijos del agua, de ella venimos y al fin, en ella se disolverán nuestras moléculas.

Un nuevo enfoque de los problemas hídricos va a tener que empezar por allí, en el reconocimiento de este valor fundamental, apuntando a una revisión paradigmática de nuestra relación con todas las aguas del planeta.

Es el único planeta conocido que está cubierto de una capa acuosa líquida. Océanos, ríos, lagos, humedales, nubes, la mayor parte de sus



rasgos superficiales están constituidos por agua. Sin embargo, a pesar de la abundancia global, los seres humanos estamos teniendo problemas de escasez de agua, cada vez más frecuentes, cada vez más intensos, cada vez más devastadores.

Las sociedades contemporáneas están sufriendo una nueva sequía global y ella no se debe ni a la falta de lluvias, ni al menor caudal de los ríos, ni la ausencia de acuíferos. Por el contrario, los estudios climáticos muestran una tendencia promedio al incremento de las lluvias. Los flujos fluviales se han vuelto más irregulares, pero no han disminuido. Y el balance total del agua subterránea tampoco ha cambiado significativamente.

Muchos científicos piensan que el mundo se está haciendo más húmedo, y que debido al efecto invernadero, están aumentando la evaporación, la cobertura nubosa y por ende las precipitaciones. Paradójicamente, en ese marco de creciente pluviosidad, las sociedades están teniendo problemas con el líquido vital. Si bien el agua existe, no está donde se la necesita. Y cuando se la encuentra, su calidad degradada la hace inutilizable.

Las sociedades contemporáneas están alineadas. Los humanos ya no se sienten parte del ambiente. El agua, base de la vida, de los ecosistemas, de los ciclos naturales terrestres, ha pasado a ser, tan sólo un recurso. Y un recurso devaluado. Al secar los lagos, ríos y acuíferos estamos secando nuestras propias vidas. Al degradar el agua, estamos contaminando el futuro. La sequía que estamos secando es voluntaria. El Mundo del agua está aún aquí, con nosotros. Si aprendemos a



comprenderlo y respetarlo, todavía podremos sumergirnos en él para vivir plenamente en el futuro.

02.02.02 EL AGUA Y LAS CIUDADES

La piedra angular de toda población sana es tener acceso al agua potable. Desde tiempos de la revolución de la agricultura y los inicios de la vida sedentaria en los años 9.000-10.000 A. de C., comenzaron los primeros esfuerzos por controlar el caudal de agua, proveniente de manantiales, fuentes y arroyos. Ya a partir del segundo milenio A. de C., en las antiguas ciudades, el suministro de agua es mediante gravedad, con tuberías o canales y sumideros.

Tales sistemas de abastecimiento no distribuían agua a viviendas individuales, sino que a un lugar central desde el cual la población podía llevarla a sus hogares. Estos sistemas eran con frecuencia inadecuados y apenas cubrían las modestas demandas sanitarias, por lo que nace la construcción de acueductos para transportar agua desde fuentes lejanas. Luego de la caída del Imperio Romano, se dio comienzo a una época de retroceso en la tecnología hídrica, lo que provocó que el saneamiento y la salud pública sufrieran un declive en Europa. Eran tales las condiciones sanitarias, que el agua suministrada estaba contaminada, había desechos de animales y humanos en las calles, y las aguas servidas se arrojaba por las ventanas a las calles, sobre los transeúntes. Como resultado, nacen terribles epidemias que provocaron estragos en Europa. Hasta mediados del siglo XVII, los materiales de construcción utilizados en redes para el suministro de agua eran tuberías hechas de madera,



arcilla o plomo, que apenas lograban resistir bajas presiones, sin embargo, las redes generalmente estaban instaladas de acuerdo a la línea del gradiente hidráulico.

Con la inserción del hierro fundido en la construcción, las redes de distribución de agua potable se instalan con tuberías de este material, además, gracias a su bajo costo y al avance en nuevos métodos de elevación de agua, se hizo posible que el vital elemento llegara a cada residencia, no sólo a los considerados ricos, como ocurría en la antigüedad.

A pesar de los nuevos desarrollos en tecnología en los sistemas de suministro de agua potable, con el explosivo crecimiento de las ciudades, los residuos generados en éstas, comenzaron a contaminar tanto sus propias fuentes de abastecimiento como las de otras ciudades. Entonces, ya no sólo se comienza a desarrollar nuevas tecnologías para el mejoramiento de las redes, sino que, además, comienza la preocupación por la protección de la salud de los consumidores con métodos de tratamiento para las aguas. Recién en 1900 aproximadamente, se dio inicio a la aplicación de tratamientos en las ciudades, en que fueron puestos en uso los filtros, que redujeron fuertemente las enfermedades provocadas por ingerir agua potable, aunque con la introducción de la desinfección con cloro, aumentó enormemente la eficacia de los tratamientos en el agua potable.

Uno de las causas más importantes del agotamiento y degradación de los recursos hídricos en el mundo actual son las aglomeraciones urbanas.



Para su funcionamiento las ciudades requieren grandes volúmenes de agua. El suministro doméstico, municipal e industrial, el riego de jardines, espacios verdes y huertas, la higiene de los establecimientos comerciales, ferias, plazas y otros sitios análogos, consumen considerables del líquido vital, frecuentemente, más de lo que se puede extraer de pozos y cursos de agua cercanos.

Los niveles de consumo urbanos dependen del tamaño de la ciudad, del tipo de actividades desarrolladas y de la capacidad de satisfacer la demanda que tienen los sistemas de abastecimiento.

Comparadas con las urbes contemporáneas, las ciudades antiguas eran relativamente pequeñas¹, las actividades económicas (que no incluían grandes industrias) requerían volúmenes de agua comparativamente reducidos y la capacidad de suministro estaba limitada por la tecnología y los recursos disponibles en la proximidad de sus sitios. El crecimiento urbano y la expansión industrial permitieron un acelerado crecimiento de la demanda de agua, la que a su vez fue satisfecha por un rápido desarrollo de la tecnología hidráulica. Esto creó una nueva situación de alto consumo localizado, en condiciones de fuerte concentración demográfica, ejerciendo una presión mucho mayor en los recursos hídricos locales.

02.02.03 EL AGUA EN EL MUNDO RURAL

Alguien dijo que la mayoría de los científicos están condenados a llevar una vida urbana. Por mucho que sea nuestro empeño, es forzoso reconocer que esta perspectiva de las cosas está afectada por la vivencia



en la urbe, donde los problemas de abastecimiento y potabilización de agua caen bajo la responsabilidad de servicios técnicos especializados, que resuelven el problema con poca, o ninguna, intervención de los usuarios, cuyo papel se limita a disponer a voluntad del líquido que sale por la llave y a pagar una cuota por ello. Sin embargo, la realidad en las zonas rurales es significativamente diferente. El usuario juega un papel mucho más activo, ya que tanto la gestión del recurso como el mantenimiento de los equipamientos recaen forzosamente en la esfera de su responsabilidad, al no haber servicios especializados ni otras autoridades que puedan y/o quieran asumir tales cargas. Conocer, entender, motivar y formar a los usuarios son, por tanto, tareas que deben integrar el listado de objetivos y actividades del proyectista de los abastecimientos de agua en medio rural.

Según Agüero (Ref.35), El agua y saneamiento son factores importantes que contribuyen a la mejora de las condiciones de vida de las personas. Lamentablemente, no todos tenemos acceso a ella. Las más afectadas son las poblaciones con menores ingresos. Según revelan cifras actuales, en el Perú existen 7.9 millones de pobladores rurales de los cuales 3 millones (38%) no tienen acceso a agua potable y 5.5 millones (70%) no cuentan con saneamiento.

Esta falta trae consecuencias negativas sobre el ambiente y la salud de las personas y, en los niños y niñas el impacto es tres veces mayor. En el futuro esta situación se agravará. Para el 2025 se prevé la escasez de agua en 48 países y uno de ellos es el Perú. Recibimos una debilidad histórica



de los años 1990 al 2002 por los limitados recursos económicos y el lento aprendizaje de parte de los diferentes gobiernos. No se entendió la importancia del tema de agua y saneamiento y no se abordó de manera integral el componente educativo y el fortalecimiento organizacional de los modelos de gestión comunitaria.

Ante esta debilidad histórica, fueron principalmente las ONGs y las entidades de cooperación al desarrollo, las que implementaron proyectos que llenaban estos vacíos y en la práctica hicieron incidencia en las políticas de intervención.

En los últimos 5 años y con el financiamiento del Banco Mundial, el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento a través del Programa Nacional de Agua Potable y Saneamiento Rural (PRONASAR), viene implementando masivamente proyectos de agua y saneamiento con Operadores Regionales. Dentro de sus actividades incorpora los componentes de Infraestructura, Educación Sanitaria, Gestión de las Juntas Administradoras de Servicios de Saneamiento (JASS) y fortalecimiento a la unidad técnica municipal (UTM).

En el caso de comunidades rurales que se encuentran aisladas geográficamente, es necesario evaluar alternativas de diseño y analizar costos, tomando en cuenta la condición de difícil acceso.

02.02.04 SITUACIÓN DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA EN ZONAS RURALES DE AMÉRICA LATINA

La cobertura de agua potable en 25 países de América Latina y el Caribe para fines de 1988 (Castro de Esparza, 1997), fue de 291.6 millones de



habitantes en áreas urbanas y 124 millones en zonas rurales. Sin embargo, la cobertura registrada corresponde únicamente a un acceso al agua, pero la cantidad real de población que cuenta con agua potable es desconocida. Esta cobertura para las comunidades rurales es aún más incierta, ya que, por lo general, este tipo de comunidades se caracteriza por ser muy dispersa y en consecuencia el agua que ingieren tiene un tratamiento deficiente o bien, este proceso es inexistente.

Por otro lado, Vosseler et al. (1999) citan que “...todo el mundo tiene el derecho al acceso a agua potable...”, declaró la OMS en la conferencia de Mar del Plata en 1977. Sin embargo, en los países en vías de desarrollo 80% de las epidemias se deben al consumo de agua de mala calidad (OMS, 1980). Así pues, es principalmente en las zonas rurales y en los suburbios de las grandes ciudades de países en vías de desarrollo donde se tiene una cobertura de agua potable y saneamiento insuficientes. En América latina, aproximadamente 85 de los 435 millones de habitantes carecen de agua potable, y de estos, 50 millones viven en zonas rurales. De acuerdo con el Banco Mundial (1994), la cobertura del servicio de agua potable en zonas urbanas de América Latina fue de 85%, mientras que para las zonas rurales tan sólo se alcanzó el 50%.

Hoy en día, no existen datos realmente confiables en los países en desarrollo, acerca de los volúmenes requeridos de agua para consumo humano, es por ello que se piensa que unos cuantos litros /habitante/día son suficientes, sobre todo en aquellas comunidades donde para abastecerse del vital líquido es necesario recorrer varios kilómetros. De



acuerdo con la OMS (Organización Mundial de la Salud, 1979), el consumo de agua en ciudades pequeñas y comunidades rurales abastecidas por hidrantes, oscila entre 20 y 40 litros/habitante/día. En las comunidades rurales de Norteamérica, según el US Joint Committee on Rural Sanitation (1961), se evaluó un consumo de 38 l/h/d para casas contando con una bomba de mano, 57 l/h/d cuando existe suministro en la cocina y de 190 l/h/d cuando se tiene acceso al agua fría y caliente (cocina, lavado de ropa, regadera y WC o servicio sanitario).

02.02.05 EL SUMINISTRO DE AGUA EN EL PERÚ

02.02.05.01. RECURSOS HÍDRICOS

El agua superficial disponible en el Perú es abundante, constituyendo un gran potencial. No obstante, los factores que afectan el clima del país originan una gran variedad y discontinuidad del recurso del agua a través del tiempo. La pérdida de la calidad del agua es crítica en algunas regiones del país y se debe fundamentalmente a la contaminación por afluentes provenientes de las actividades productivas de la industria, sobre todo la industria minero-metalúrgica, y por los desechos domésticos y agroquímicos, que afectan fuentes de abastecimiento de agua y ponen en riesgo la salud de la población. La demanda de agua en nuestro país sigue y seguirá incrementándose conforme pasen los años. Esta realidad se debe al crecimiento y a la mayor migración de la población rural hacia los grandes centros urbanos, el aumento de los niveles de vida, a la modificación de los hábitos en el consumo de los alimentos y a las crecientes necesidades de energía.



Además de los aspectos mencionados, la situación se complica aún más por los inesperados efectos del cambio climático global, los niveles de contaminación de las fuentes naturales, la actitud de indiferencia de la población y la gestión desordenada de los recursos hídricos.

Algunas regiones de nuestro país están llegando al límite de la escasez en la explotación de sus recursos hídricos y está surgiendo en el espectro de posibles rivalidades por el agua, no sólo entre diferentes regiones, sino también entre distintos sectores de actividad productiva y entre zonas rurales y urbanas.

Desde los años 80 del siglo XX se discutieron varios anteproyectos de una ley General de Aguas para el manejo de recursos hídricos. Recién el 31 de marzo del año 2009 se promulgó la Ley de Recursos Hídricos (Ley N°29338). Esta Ley contempla un proceso de profunda reforma de la institucionalidad pública, focalizándolo en la concertación de las entidades estatales y privadas involucrada en la gestión de recursos hídricos. Entre otros aspectos importantes, la Ley de Recursos Hídricos propicia el cambio en el modo de pensar y en las actitudes sobre el valor, uso y gestión del agua por todos los sectores sociales y productivos.

02.02.05.02. DISPONIBILIDAD HÍDRICA EN EL PERÚ

El Perú es un País rico en agua, pero lamentablemente el 98% del agua que precipita sobre su superficie en forma de lluvia, escurre por la amazonia hacia el océano atlántico. El resto del Perú vive con el 2% del agua producida y que no es de fácil disponibilidad. En forma paradójica, las aguas subterráneas son casi desconocidas y están prácticamente inexploradas en la costa del Perú. INRENA estima reservas totales de



entre 35 y 40.000 millones de m³ de agua subterránea contenidas en napas de las cuencas costeras. Sin embargo, al año 2004 sólo había efectuado mediciones en 8 valles, donde había determinado un volumen total de 9.025 millones de m³ de existencia de aguas en el subsuelo. No se han hecho estudios que determinen la recarga o renovación de los acuíferos estudiados, y el balance hídrico que determine su sustentabilidad y la seguridad de su abastecimiento a largo plazo.

Asimismo, INRENA ha inventariado un total de 27.000 pozos en la costa, repartidos en 37 cuencas. La mayoría son pozos rústicos construidos a tajo abierto (pozos-cochas) con escaso rendimiento y para uso doméstico rural. Sólo el 22% (6.167 pozos) son tubulares, pero muchos carecen de equipos y un alto porcentaje (39%) está abandonado o inutilizado, mientras que los restantes se utilizan mayormente sólo en épocas de estiaje y sequía, por sus altos costos de operación.

El uso del agua subterránea varía entonces según la disponibilidad del agua superficial de cada año, y se estima que anualmente fluctúa entre 1.267 millones de m³ como mínimo, y 1.841 millones de m³ como máximo, según diversas fuentes.

Puede estimarse en promedio al año, una extracción de 1.511 millones de m³ de aguas subterráneas. De ellas, 995 millones de m³ se destinan para la agricultura y permiten regar unas 60.000 hectáreas con riego tecnificado. Otros 366,5 millones de m³ se destinan al consumo de agua potable, principalmente en la Gran Lima, y entre 137 y 550 millones de m³ al uso industrial y minero.



Usos y aprovechamiento de los recursos hídricos.

Usos extractivos

El Art. 27 de la Ley de Aguas vigente (DL 17752) dispone el siguiente orden de prelación en el uso de las aguas: abastecimiento poblacional, pecuario, agrícola, energético, industrial y minero.

Los volúmenes de agua empleados en el país para los diferentes usos extractivos o consuntivo se presentan la **Tabla N° 01**.

VERTIENTE	USO CONSUNTIVO (Hm ³)					TOTAL CONSUNTIVO (Hm ³)
	Población	Pecuario	Agrícola	Industrial	Minero	
Pacífico	1.018	28	14.200	1.103	152	16.501
Atlántico	229	41	1.996	49	53	2.367
Titicaca	18	10	71	3	2	104
TOTAL	1.264	79	16.267	1.155	207	18.972

TABLA N° 01: Volumen de agua (Hm³) Uso Consuntivo del Agua a Nivel Nacional
Fuente: “Estudio de Reconocimiento del Uso del Recurso Hídrico por los Diferentes Sectores” Ministerio de Agricultura, INRENA-PNUD-DDSMS, 1995.

El total del volumen de agua para el uso extractivo o consuntivo es de 18.972 Hm³ de los cuales 16.267 Hm³ (85.7 %) corresponden al uso agrícola, 1.264 Hm³ (6.7 %) al uso de las potable, 1.155 Hm³ (6.1 %) al uso industrial, 207 Hm³ (1.1 %) al uso minero y 79 Hm³ (0.4 %) al uso Pecuario.

Usos no extractivos

El uso no extractivo corresponde al uso del agua para la generación de energía hidroeléctrica. En los últimos tres quinquenios la incorporación de centrales hidroeléctricas permite la generación de 372 MW que comprometen 134,5 m³ /s. El volumen de agua utilizado por 257 centrales hidroeléctricas es usado



también para enfriamiento de 924 centrales térmicas con un volumen total que alcanza 11.138,6 Hm³.

El mayor uso se concentra en la vertiente Atlántica (6.880 Hm³), luego en la vertiente del Pacífico (4.246 Hm³) y finalmente en la del Titicaca (12,6 Hm³).

La **Tabla N° 02** resume los volúmenes para el uso no extractivo en el Perú.

VERTIENTE	USO NOCONSUNTIVO (Hm ³)	VOLUMEN TOTAL CONSUNTIVO Y NO CONSUNTIVO (Hm ³)
Pacífico	4.245	20.746
Atlántico	6.881	9.248
Titicaca	13	117
Total	11.139	30.111

TABLA N° 02: Volúmenes de Agua del Uso No Extractivo
Fuente: “Estudio de Reconocimiento del Uso del Recurso Hídrico por los Diferentes Sectores” Ministerio de Agricultura, INRENA-PNUD-DDSMS, 1995

02.02.06 *TEORÍA HIDRÁULICA*

Antes de proceder al dimensionado y la construcción del sistema, vamos a plasmar los fundamentos teóricos vigentes en un sistema de distribución y abastecimiento de agua por gravedad.

Para imprimir movimiento al agua es necesario aplicarle una determinada energía. En un sistema de abastecimiento de agua por gravedad la fuente de dicha energía es, como su propio nombre apunta, la ejercida por el campo gravitatorio terrestre. La cantidad de dicha energía que posee el sistema está determinada por las elevaciones relativas entre todos los puntos del sistema.

Una vez se haya construido, todos los puntos del sistema estarán fijados y no podrán moverse, con lo que las alturas relativas no variarán.

Consecuentemente para cualquier sistema existe una cantidad fija



específica de energía gravitatoria disponible para poder mover el agua, así pues, se buscará el diseño ideal del trazado de tuberías para poder transportar el agua a determinados flujos deseados a partir del manejo preciso de esta energía contemplando, por un lado, conservarla y, por otro, disiparla por medio de las pérdidas ocasionadas por fricción. Esto se hará seleccionando el tamaño y tipo de tubería, el emplazamiento estratégico de válvulas de control, tanques rompedores, tanques de distribución, etc.

02.02.06.01 HIDROSTÁTICA

La hidrostática es la parte de la Hidráulica que estudia los líquidos en reposo. En este apartado, sólo se destaca el caso en el que el agua está en reposo en una tubería que pertenece a un sistema de abastecimiento de agua. En dicho caso, el sistema está en equilibrio estático y las presiones que se miden son iguales en cualquier punto. Es decir, que si en cualquier punto del sistema insertamos un tubo piezométrico, la columna de agua que ascendería por dicho tubo se elevaría hasta justamente la línea de carga estática del sistema, o lo que es lo mismo, hasta el nivel más alto del sistema, por ejemplo, el de la superficie libre de un depósito. A continuación, se incluye una representación gráfica de lo planteado.

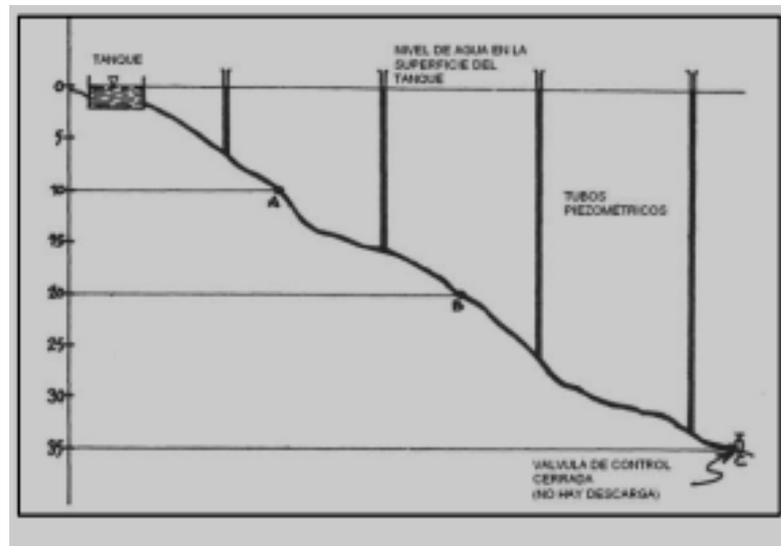


Figura N° 04: Equilibrio Estático

Puesto que no hay pérdidas de energía, la línea hidrostática se mantiene perfectamente horizontal.

02.02.06.02 CARGA HIDROSTÁTICA

En hidráulica, por comodidad, las unidades que se suelen emplear para medir presiones, en vez de bares ($1 \text{ bar} \approx 1 \text{ kg/cm}^2$) son las equivalentes a la altura en metros de la columna de agua de superficie 1 cm^2 que ejercería dicha presión. Según la fórmula $P = P_{\text{referencia}} + \rho g h$, si igualamos 1 kg/cm^2 a $\rho g h$, con $\rho = 1000 \text{ kg/cm}^3$ y $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, despejando la h deducimos que 1 kg/cm^2 es igual a 10 metros de presión (10 mca ó metros de columna de agua). Un caso en el que también se emplea mucho esta equivalencia es en la medición de presiones barométricas, con los milímetros de mercurio.

02.02.06.03 *HIDRODINÁMICA*

Supongamos ahora que, en el caso anterior, se abre parcialmente la válvula de control, permitiendo que circule un pequeño caudal de agua (suponiendo que el tanque se rellena a la misma velocidad a la que va perdiendo el agua, de tal manera que el nivel de la superficie permanezca constante). Lo que se observará es que el nivel de las columnas de agua que hay dentro de los tubos piezométricos instalados a lo largo de la tubería va a decrecer un poco. A medida que la válvula de agua se abre poco a poco para permitir que circule un mayor caudal, los niveles de dichas columnas decrecerán aún más, como se puede apreciar en la siguiente figura.

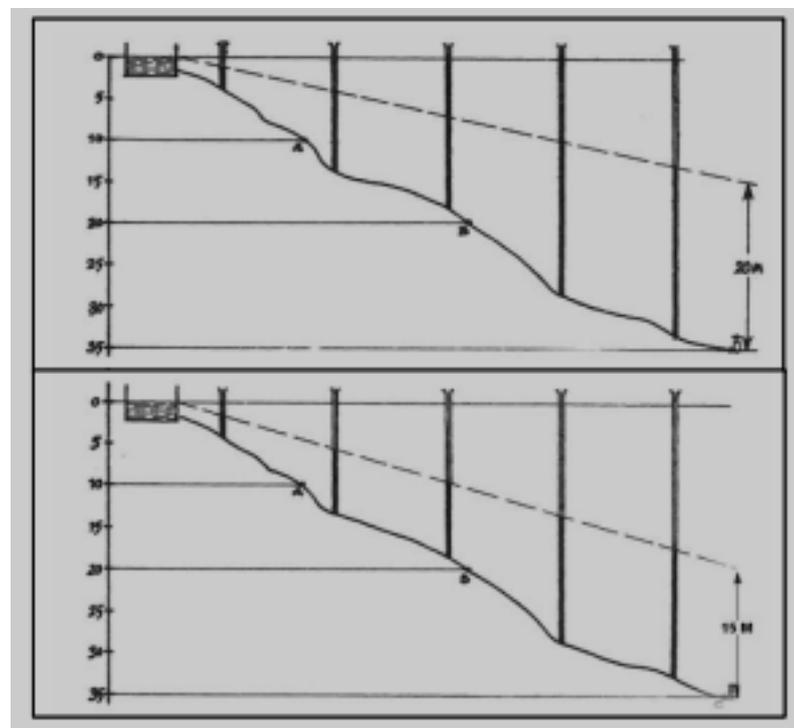


Figura N° 04: Equilibrio Dinámico



Se observa que las alturas de las columnas en los tubos forman una nueva línea (línea discontinua en la figura 5) con cada uno de los caudales que circulan por el sistema. Para un flujo constante la línea formada por las distintas alturas permanecerá invariante. Esta condición se denomina de equilibrio dinámico. La línea formada por los niveles de las distintas columnas se denomina línea piezométrica o de gradiente hidráulico. Para cada flujo determinado existe una línea piezométrica correspondiente.

02.02.06.04 LÍNEA PIEZOMÉTRICA

La línea piezométrica es una indicación de la energía presente en cada punto de la tubería.

La distancia vertical desde la tubería a la línea piezométrica es la medida de carga hidrostática y la diferencia entre la línea piezométrica y el nivel estático representa la carga hidrostática que se ha perdido por fricciones. Puesto que la presión del agua en los interfaces agua / aire es la atmosférica (considerada como referencia cero), cada vez que nos encontremos en un punto con estas características, la línea piezométrica deberá descender hasta el cero también.

Una línea piezométrica se podría conseguir en la realidad colocando tubitos derivados verticalmente en los puntos que se desee de la tubería (tubos piezométricos). Si se hiciera un pequeño orificio, el agua ascendería hasta alcanzar el nivel necesario y suficiente para equilibrar la presión que hay en cada punto de la tubería en donde se



colocó el tubo piezométrico. Uniendo los puntos que ha alcanzado el agua en cada tubo piezométrico nos dará la línea piezométrica.

Debido a que la energía que se pierde por fricción no se recupera, la línea piezométrica siempre tendrá un sentido descendente en el sentido que sigue el agua. La pendiente de la línea piezométrica determina el ritmo al que se pierde carga hidrostática. En el caso ideal de que no hubiese pérdidas, la pendiente sería nula, es decir, la línea piezométrica sería una línea horizontal, aunque por razones prácticas la línea piezométrica se puede trazar como una línea horizontal en el caso de flujos muy reducidos en tuberías de diámetro grande (cuando la pérdida de carga estática es menor que 0,5 metros cada 100m de tubería).

Para el trazado de la línea piezométrica, se calculan las pérdidas de carga entre un punto y otro del sistema y se traza una recta que una las distintas cargas hidráulicas entre ellas. Se suele calcular la línea piezométrica para dos casos: para cuando todos los puntos de servicio (ej. grifos) están abiertos y para cuando todos están cerrados. De esta manera sabremos cuáles son los puntos de máxima y mínima presión, para poder asegurar que estarán dentro de los límites permitidos.

02.02.06.05 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD Y TEOREMA DE BERNOULLI

En este apartado exponemos la ecuación de continuidad y el teorema de Bernoulli aplicados a sistemas de abastecimiento de agua por gravedad puesto que ambos son clave para el entendimiento del funcionamiento y naturaleza de dichos sistemas.



A. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

La ecuación de continuidad constituye la expresión analítica del principio de la conservación de masa, es decir, en el movimiento de un fluido su masa no sufre variación. Sean 1 y 2 dos secciones transversales de un tubo de corriente de áreas S_1 y S_2 .

En el interior de este tubo consideramos las líneas de corriente cuyas secciones transversales tienen por áreas S_1 y S_2 . En la sección 1 la velocidad normal a la sección transversal elemental S_1 es v_1 y, análogamente, para S_2 será v_2 . El caudal máximo entrante por la sección S_1 tiene que ser igual al saliente por la sección S_2 , pues de lo contrario se produciría una variación de la masa fluida en el interior del elemento de corriente, lo cual es imposible en un movimiento permanente de un fluido incompresible, pues la densidad ρ es constante. Por lo tanto:

$$v_1 \cdot S_1 = v_2 \cdot S_2 = Q$$

Donde v_1 y v_2 son las velocidades medias de las secciones 1 y 2 respectivamente. La aplicación directa de la Ecuación de Continuidad es determinar los caudales mínimos y máximos deseados para cada diámetro de tubería. La velocidad máxima de flujo deseado se toma como 3 m/s y la mínima 0,6 m/s. Puesto que se conocen los diámetros de las tuberías y de ahí las secciones transversales, se podrá deducir cuál es el caudal necesario.



B. TEOREMA DE BERNOULLI

En los sistemas de distribución de agua por gravedad se puede simplificar diciendo que la energía está presente de cuatro formas diferentes: como energía potencial, presión, velocidad y fricción. La Ecuación de Bernoulli es simplemente una ecuación de energía que relaciona entre sí cada uno de estas formas de energía presentes en un fluido sometido a un campo gravitatorio.

C. ECUACIÓN DE BERNOULLI PARA EL CASO REAL

Así pues, en el caso real, la diferencia está en que sí se contemplan las pérdidas de energía que sufre el sistema. Es decir, que la energía ya no se va a conservar puesto que parte de ella se pierde por fricción y turbulencia del agua. La Ecuación de Bernoulli queda de la siguiente manera:

$$\frac{P_1}{\rho} + \frac{1}{2} \cdot V_1^2 + gz_1 = \frac{P_2}{\rho} + \frac{1}{2} V_2^2 + gz_2 + \Delta H = cte$$

Siendo ΔH el término que refleja las pérdidas de energía del punto 1 al punto 2. El término incluye las pérdidas de energía por fricción del agua con la tubería, las pérdidas de carga debidas al paso del agua por válvulas, codos, tees, etc. y las pérdidas ocasionadas por las turbulencias internas de las moléculas de agua unas contra otras.

De nuevo, además de las simplificaciones contempladas para el caso anterior, para un sistema de distribución de agua por gravedad con pérdidas existe esta otra simplificación: las pérdidas de carga debido

al paso del agua por singularidades en un tramo de tubería de más de 1000 diámetros de largo son despreciables. La energía correspondiente a la velocidad sigue siendo muy pequeña en comparación con las otras pero ahora la línea piezométrica se separa de la LNE debido a las pérdidas de carga por fricción. La nueva línea piezométrica tendría un aspecto más parecido al que se representa en el siguiente perfil hidráulico:

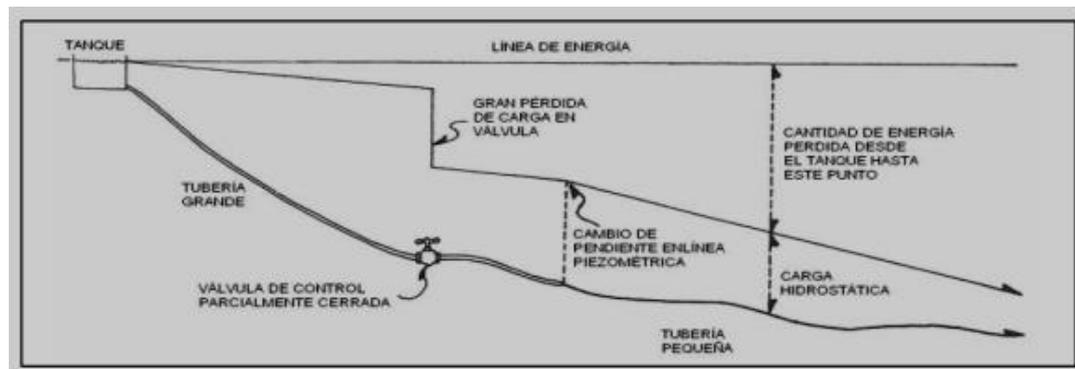


Figura N° 05: Gráfico de la Ecuación de continuidad

02.02.06.06 PÉRDIDAS DE CARGA

A. PÉRDIDAS DE CARGAS CONTINUAS

Para calcular las pérdidas de carga debidas al rozamiento continuo, resulta imprescindible definir previamente el tipo de flujo que se produce en la tubería en las condiciones del problema que tratamos de resolver. Para clasificar acertadamente el tipo de flujo que se origina al transportar el agua por una tubería a presión hay que determinar previamente los parámetros adimensionales número de Reynolds, Re , y la rugosidad relativa de la tubería (k/D). Aunque las fórmulas logarítmicas tienen mayor precisión que las empíricas (como por



ejemplo las de Colebrook o Karman-Prandt), en algunas de éstas los valores del coeficiente de rugosidad son mejor conocidos por la experiencia que los valores de la rugosidad absoluta equivalente, lo que permite resolver con suficiente aproximación los problemas relativos a las pérdidas de carga debidas al rozamiento continuo en las tuberías que transportan agua a presión. Las fórmulas empíricas deben aplicarse siempre en las condiciones de flujo y dentro de la gama de valores avalados por la experiencia.

Con la fórmula empírica de Darcy-Weisbach obtendremos valores de pérdidas de carga mayores a las reales, especialmente cuando mayor sea la velocidad (o el caudal) del fluido. Es decir, que se obtienen resultados sobredimensionados. Puesto que no hay gran diferencia entre procedimientos, se empleará la experimental de Darcy- Weisbach, puesto que resulta más rápido de calcular.

B. PÉRDIDAS LOCALES

Elementos como codos, tees, válvulas, etc. actúan como puntos concentrados de pérdidas por fricción. Las pérdidas que ocasiona dependen de su forma y del caudal que circule por ellos.

Estas pérdidas de carga se calculan obteniendo la longitud equivalente de tubería que ocasionaría las mismas pérdidas. A continuación, se incluyen relaciones L/D (longitud/diámetro) de distintos elementos, que es como se suele trabajar normalmente:

Por ejemplo, el equivalente de tubería de un codo de 90° de hierro galvanizado de 1-1/2” es:



Elemento	L/D
Te (salida bilateral)	68
Te (paso directo)	27
Reducción gradual	06
Ampliación gradual	12
Válvula de compuerta abierta	8
Válvula de globo abierta	350
Salida de tubería	35
Codo 90° (radio corto)	33
Entrada Normal	17
Entrada mallada	150
Codo 90° (radio corto)	45
Curva de 90°	30
Codo de 45°	20
Curva de 45°	15
Unión	7

Tabla N° 03: Pérdidas de Carga en las partes de una Tubería

C. *CARGA RESIDUAL*

Es la cantidad de energía que permanece en el sistema después de que el caudal deseado haya llegado al punto de descarga. Representa la energía gravitatoria que sobra. Si se instala una válvula de control en el punto de descarga, se disipará dicha carga residual. Aunque reduzca el flujo de agua, probablemente conlleve a características más deseables de presión en el sistema.

Carga residual negativa:

Indica que no hay suficiente energía gravitatoria para desplazar la cantidad de agua deseada, así que dicha cantidad de agua no fluirá. La línea piezométrica se debe recalcular empleando un caudal más pequeño y/o tuberías de mayor tamaño.



Carga residual positiva:

Indica que existe un exceso de energía gravitatoria en el sistema. El sistema podría incluso desplazar una cantidad de agua mayor a la establecida. Si se permite que descargue libremente, la carga residual positiva hará que el caudal que circula por las tuberías tienda a aumentar. A medida que el caudal incrementa, las pérdidas de carga por fricción disminuirán la carga residual en el punto de descarga. El flujo aumentará hasta que la carga residual sea reducida a cero.

Flujo natural:

Cuando la carga residual es cero en una tubería que descarga libremente a la atmósfera, significa que el máximo caudal de agua se está desplazando por dicha tubería. Esto es el flujo natural de la tubería, el caudal máximo de agua que puede desplazarse por acción de la gravedad.

El flujo natural se puede controlar por medio de un dimensionado selectivo de las tuberías.

Si el flujo natural de una tubería supera el caudal que se obtiene de la fuente de agua, la tubería descarga más rápido de lo que se llena, con lo que nunca irá totalmente llena de agua. En este caso, la línea piezométrica irá sobre la superficie del agua, en el interior de la tubería. Si no hay puntos de servicio en el camino, no hay mayores consecuencias. Sin embargo, en presencia de un punto de servicio, como un grifo, es muy importante que la tubería circule totalmente llena de agua, para asegurar el buen funcionamiento de la grifería.



Las tuberías que no puedan ir llenas del todo con agua deberán incluir una válvula de control en los puntos de descarga. que se ajusta hasta que se alcanza el caudal deseado. En la práctica, las válvulas de control se ajustan cuando todos los puntos de descarga están abiertos.

Así, los usuarios no tienen que estar constantemente reajustando las válvulas de control cada vez que se abre o se cierra un grifo.

02.02.06.07 LÍMITES DE PRESIÓN Y DE VELOCIDAD

A. LÍMITES DE PRESIÓN

Todas las tuberías serán capaces de resistir una presión de trabajo determinada. Las diferentes presiones máximas que puedan aguantar las tuberías vienen definidas por el timbraje, que es el espesor de las paredes. El timbraje se selecciona de acuerdo con las condiciones de trabajo a la que está sometida la instalación.

La tubería de HG (hierro galvanizado) aguanta una presión máxima de hasta 25 atm, se emplea en los lugares donde la presión dentro de la tubería excede los 175 metros o donde enterrar la tubería resulta imposible por las condiciones del terreno.

Las tuberías de PVC tienen varios tipos de timbrajes diferentes, de 4 atm, 6 atm, 10 atm y 16 atm, para presiones mayores de 16 atmósferas se utiliza Hierro galvanizado.

Todas las tuberías mencionadas tienen un factor de seguridad incluido que permite que la presión sobrepase la cantidad indicada por unos pocos metros sin problemas, pero sólo si es absolutamente necesario.



Estas tuberías tienen una vida de aproximadamente 50 años en el caso de que se estén empleando correctamente según las indicaciones del fabricante. En los perfiles hidráulicos con forma de “u”, donde primero se baja y acto seguido se sube, se puede llegar a tener presiones muy elevadas, con lo cual, en estas situaciones, muchas veces se combinan los tres tipos de tubería.

B. LÍMITE DE PRESIÓN MÍNIMA

Como norma general, se debe evitar diseñar sistemas en los que la línea piezométrica descienda a menos de 10 metros del suelo. Por supuesto, se evitará que la línea piezométrica vaya bajo tierra en ningún momento. Si esto sucediese, lo que tenemos es una “presión negativa” no deseable para nuestro sistema. Lo que significa esto es que el agua está siendo succionada desde abajo y no empujada desde arriba. Esta succión puede aspirar agua contaminada e introducirla en el sistema desde el exterior a través de uniones o pequeñas fugas que no estén totalmente cerradas o selladas. Además, este tipo de presiones pueden extraer el aire disuelto en el agua creando bolsas de aire en los puntos altos del sistema.

C. LÍMITE DE VELOCIDADES

Si la velocidad del fluido que circula por una tubería es excesivamente elevada, las partículas en suspensión que se encuentren en el agua pueden ocasionar desgastes excesivos por erosión en el interior de la tubería. Y si la velocidad del agua es demasiado baja, estas partículas en suspensión pueden llegar a sedimentar en puntos bajos del



tramo de tubería, obstruyendo el conducto con el tiempo si no es atendido. Las velocidades recomendadas son:

Máxima: 3,0 m/s.

Mínima: 0,6 m/s.

Las tablas incluidas en el apéndice 2 indican con un asterisco los caudales pequeños y no dan factores de pérdida de carga para caudales mayores que los recomendados.

Cuando una tubería transporta un caudal pequeño de agua, se debe contemplar posibles problemas de sedimentación. Así que se debería construir un tanque de sedimentación en la captación y crear puntos de limpieza en lugares bajos del sistema para poder eliminar toda la materia sedimentada.



CAPÍTULO III

MATERIALES Y PROCEDIMIENTO



CAPÍTULO III

MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS

03 MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE ESTUDIO

03.01 ESTUDIO DE LA POBLACIÓN

Una población no es otra cosa que muchas personas juntas, cada una con sus criterios, susceptibilidades, motivaciones y preocupaciones. Aunque los sistemas de abastecimiento por gravedad son relativamente sencillos de organizar necesitan cierta cohesión social y capacidad de organización. Evaluar la capacidad de trabajo y el entusiasmo es fundamental, ya que son factores clave que van a determinar el éxito o fracaso de una intervención.

Cuando nos olvidamos de las necesidades de un colectivo puede llevar al resentimiento e incluso el sabotaje de las estructuras instaladas. Un ejemplo es un proyecto de agua que utiliza la mayor parte del agua disponible dejando secos a algunos agricultores aguas abajo.

El factor población es el que determina los requerimientos de agua. Se considera que todas las personas utilizarán el sistema de agua potable a proyectarse siendo necesario por ello contabilizar a todos los habitantes, que consistiría en conteo de personas que habitan en cada vivienda.

Adicionalmente a esta actividad, se recomienda recopilar información de los censos y encuestas anteriormente realizados y en algunos casos recurrir al municipio a cuya jurisdicción pertenece el centro poblado. Dicha información permitirá obtener registros de nacimientos, defunciones y crecimiento vegetativo de la población.



En comunidades rurales es necesario realizar un estudio de población en la que se deducirá la población futura de diseño, para calcular los diferentes caudales de diseño (más adelante se detalla dicho cálculo).

La determinación de la población actual, se podrá realizar de la siguiente forma:

- a. Recuento del número de viviendas y sus habitantes de cada una.
- b. Recuento de viviendas y multiplicar por el promedio de habitantes.

Para realizar un proyecto de abastecimiento de agua potable es indispensable conocer el entusiasmo, motivación y capacidad de cooperación de la población. Para formarnos una idea del nivel de organización de la población es necesario recopilar información sobre anteriores experiencias de participación de la comunidad en la solución de sus necesidades. Por ejemplo, en la construcción de escuelas, iglesias, caminos, canales de riego, etc. Así como evaluar los patrones de liderazgo, identificando a las personas cuya opinión es respetada y que tengan la capacidad de organizar y estimular la participación de la población.

03.02 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA POBLACIÓN

Los métodos más utilizados en la estimación de la población futura son:

MÉTODOS ANALITICOS

Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Es evidente que este ajuste dependerá



de las características de los valores de población censada, así como de los intervalos de tiempo en que estos se han medido. Dentro de los métodos analíticos tenemos el aritmético, geométrico, de la curva normal, logística, de la ecuación de segundo grado, el exponencial, de los incrementos y de los mínimos cuadrados.

METODOS COMPARATIVOS

Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, ya sea en función de datos censales anteriores de la región o considerando los datos de poblaciones de crecimiento similar a la que se está estudiando.

METODO RACIONAL

En este caso para determinar la población, se realiza un estudio socioeconómico del lugar considerando el crecimiento vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y población flotante.

El método más utilizado para el cálculo de la población futura en las zonas rurales es el analítico y con más frecuencia el de crecimiento aritmético y es el método elegido para esta tesis. Este método se utiliza para el cálculo de poblaciones bajo la consideración de que estas van cambiando en la forma de una progresión aritmética y que se encuentran cerca del límite de saturación.

La fórmula de crecimiento aritmético es:

$$Pf = Pa (1 + rt/100)$$



Donde:

Pf = Población futura.

Pa = Población actual.

r = Coeficiente de crecimiento anual por 1000 habitantes.

t = Tiempo en años.

Para la aplicación de ésta fórmula es necesario conocer el coeficiente de crecimiento (r) pudiéndose presentar 2 casos. En el primer caso, además de contar con los datos recopilados en el estudio de campo, se considera la información censal de periodos anteriores.

03.03 PERIODO DE DISEÑO

En la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto el periodo de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones.

Para determinar el periodo de diseño se consideran factores como: durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento.

Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el periodo de diseño aconsejable. A continuación, se indican



algunos rangos de valores asignados para los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua potable para

Poblaciones rurales:

- Obras de captación: 20 años.
- Conducción: 10 a 20 años.
- Reservorio: 20 años.
- Redes: 10 a 20 años (tubería principal 20 años, secundaria 10 años).

Para todos los componentes, las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable en el medio rural del Ministerio de Salud recomiendan un periodo de diseño de 20 años.

03.04 DEMANDA DE AGUA

Los principales factores que afectan el consumo de agua son: el tipo de comunidad, factores económicos y sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad. Independientemente que la población sea rural o urbana, se debe considerar el consumo doméstico, el industrial, el comercial, el público y el consumo por pérdidas.

Las características económicas y sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda, siendo importante la variación de consumo por el tipo y tamaño de la construcción.

El consumo de agua varía también en función al clima, de acuerdo a la temperatura y a la distribución de las lluvias; mientras que el consumo per cápita, varía en relación directa al tamaño de la comunidad.

El Consumo se clasifica según el tipo de usuario en: Doméstico, Comercial, Industrial o de servicios públicos. El tipo doméstico se divide



a su vez en Popular, Medio y Residencial, dependiendo del nivel económico del usuario. El Industrial se divide en Turístico e industrial, cuando las demandas parciales sean significativas con respecto a la total. Los climas extremos incrementan el consumo, en el cálido para satisfacer las necesidades humanas y en el frío aunque disminuye el consumo humano se incrementa el consumo por las fugas.

La disponibilidad del agua también repercute en el consumo, a mayor dificultad de obtención menor cantidad distribuida.

Población		Dotación lt/hab/día
Tipo	Habitantes	
RURAL	400 - 1000	60 - 80
	1000 - 1500	80 - 100
	1,500 - 2,000	100 - 150

Cuadro N° 01: Dotación de Agua Para Consumo Humano según el Ministerio de Salud

A.- VARIACIONES DE CONSUMO

Tan importante como la cantidad de agua consumida diariamente en que momentos se consume. Si a las 9:00 AM se consume el doble de agua que la media diaria, la capacidad de transporte del sistema tendrá que ser el doble para cubrir esta punta de consumo.

Un modelo a seguir y tener en consideración es la siguiente:

$$\text{CONSUMO} = \text{POBLACIÓN} \times \text{DOTACIÓN}$$

VARIACIONES DIARIAS

La mayoría de poblaciones siguen una dinámica parecida. El consumo de agua por la noche es mínimo. En las primeras horas de la mañana se produce un pico de consumo. Las personas se están duchando, recogiendo agua para cocinar o lavar y llegan a consumir un 45-65% de su consumo diario en unas pocas horas. A media tarde hay otro pico más pequeño 20-30%.

Esta fue el patrón de consumo diario observado en una población pobre urbana de Santa Cruz de la Sierra de Bolivia:

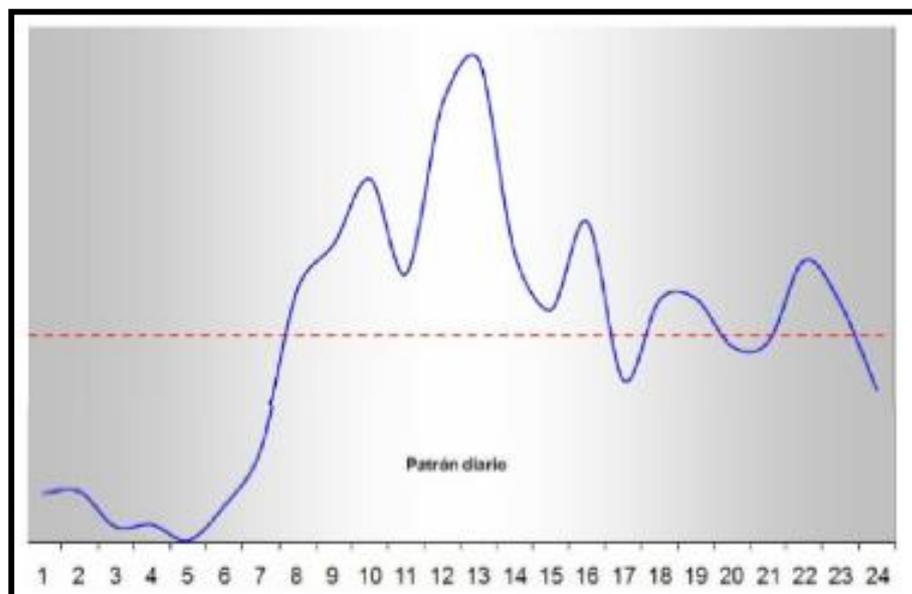


Figura N° 06: Variaciones Diarias en Población Pobre urbana de Santa Cruz.

Medir la variación de consumo de una población es laborioso y complicado, y no siempre es factible. Se debe medir simultáneamente un gran número de consumidores, ya que la dinámica total es la suma de todas las dinámicas individuales. Observa como las dinámicas de los 30

consumidores bolivianos utilizadas para construir el patrón anterior fue muy dispar.

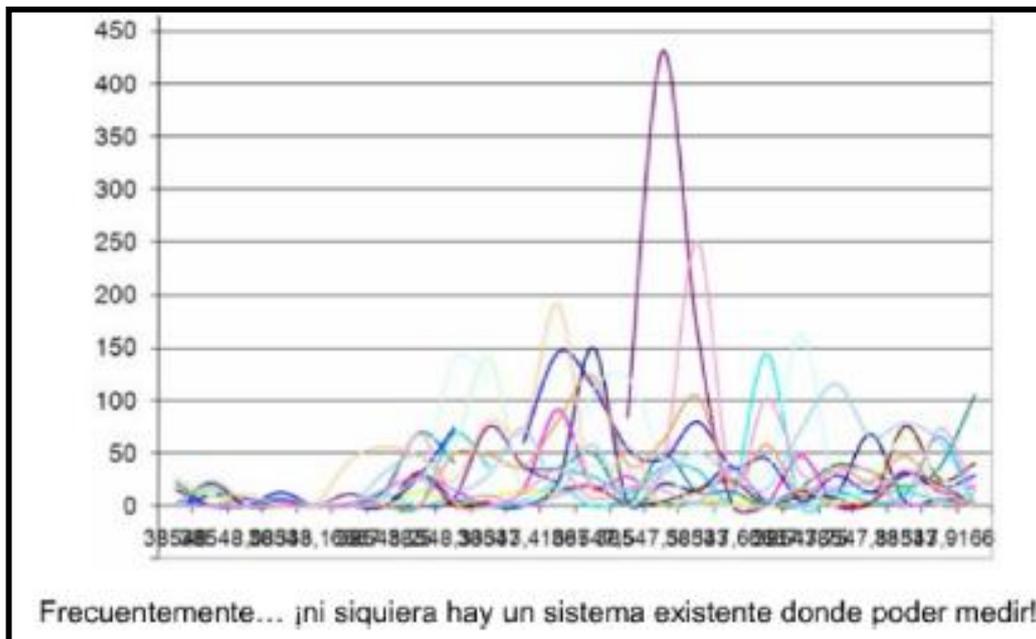


Figura N° 07: Patrón de Variaciones Diarias

Medir la variación de consumo de una población es laborioso y complicado, y no siempre es factible. Se debe medir simultáneamente un gran número de consumidores, ya que la dinámica total es la suma de todas las dinámicas individuales. Observa como las dinámicas de los 30 consumidores bolivianos utilizadas para construir el patrón anterior fue muy dispar.

VARIACIONES SEMANALES

En la mayoría de poblaciones no hay grandes variaciones pero debes estar atento a cambios culturales, mercados, ferias, etc., pueden dejar su huella sobre el consumo de los distintos días de la semana. En la misma población de Bolivia, en general el consumo tiende a disminuir según avanza la semana:

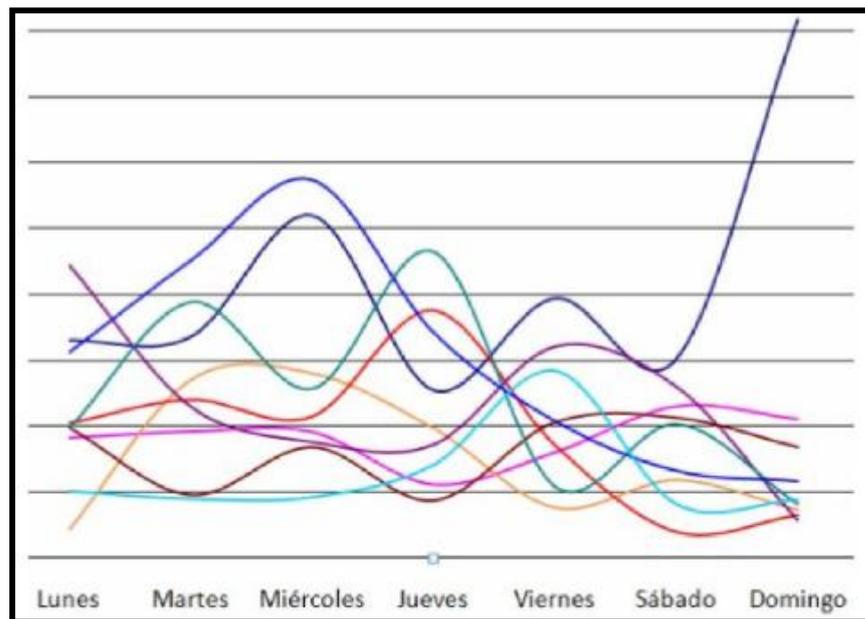


Figura N° 08: Variaciones Semanales en Población Pobre urbana de Santa Cruz.

Si el patrón diario era complicado de medir, el semanal, que requiere esfuerzo y logística durante una semana, es francamente difícil. Salvo que tengas indicaciones claras de cambios semanales, puedes asumir que el consumo no varía durante la semana. Si las hay, calcula aproximadamente cuáles con esas diferencias. La forma más sencilla sería quizás medir durante una semana el volumen de agua que sale de un depósito.

VARIACIONES MENSUALES

En vivo contraste, estas diferencias suelen estar medidas, ya que son la base para la facturación del servicio. Cualquier red cercana que emita factura será capaz de darle información muy precisa. Además las variaciones son importantes, sobre todo con las estaciones. Observa cómo cae el consumo con la bajada de temperaturas en los meses del invierno austral de los años 2002, 2003 y 2004.

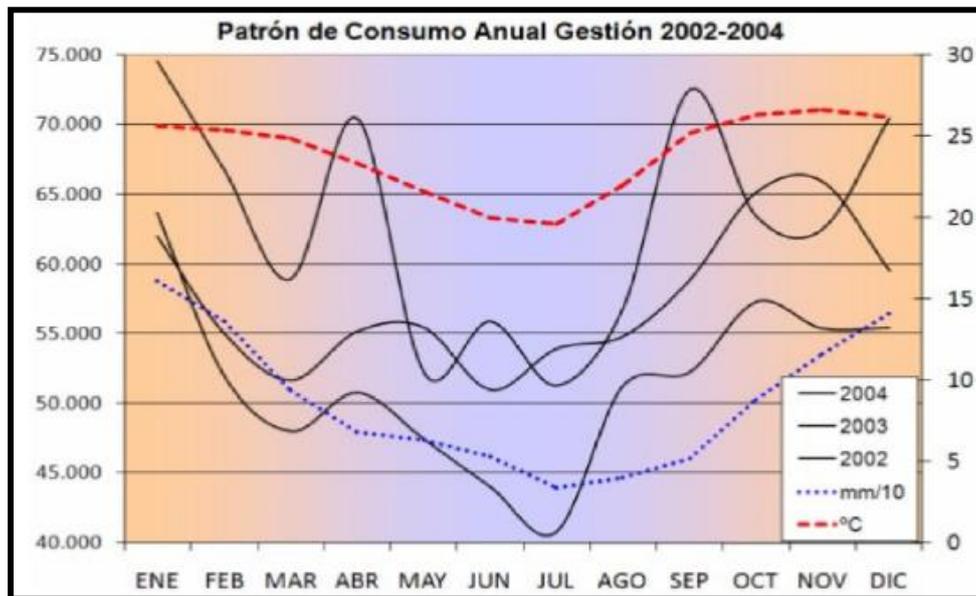


Figura N^o 09: Variaciones Mensuales en Población Pobre urbana de Santa Cruz.

B.- CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL (Q_m)

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litros por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente relación:

$$Q_m = P_f \times \text{dotación (d)}$$

$$86,400 \text{ s/día}$$

Donde:

Q_m = Consumo promedio diario (L/s).

P_f = Población futura (hab.).

d = Dotación (L/hab./día).

C.- CONSUMO MÁXIMO DIARIO (Q_{md})

El consumo máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año. Sirve para calcular tuberías y



estructuras antes del reservorio, incluso para el volumen del reservorio. Se determina mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{md} = K1 \times Q_m$$

Donde:

K1 = Coeficiente de variación diaria, De acuerdo a las normas MINSA, se considera entre el 120% y 150% del consumo promedio anual, recomendándose un valor promedio.

D.- CONSUMO MÁXIMO HORARIO (Q_{mh})

Se define al consumo máximo horario como la hora de máximo consumo del día.

Se estima como el 150% del consumo máximo diario.

$$Q_{mh} = K2 \times Q_m$$

Donde:

K2 = Coeficiente de variación horaria, De acuerdo a las normas MINSA, recomendando un valor de 150%.

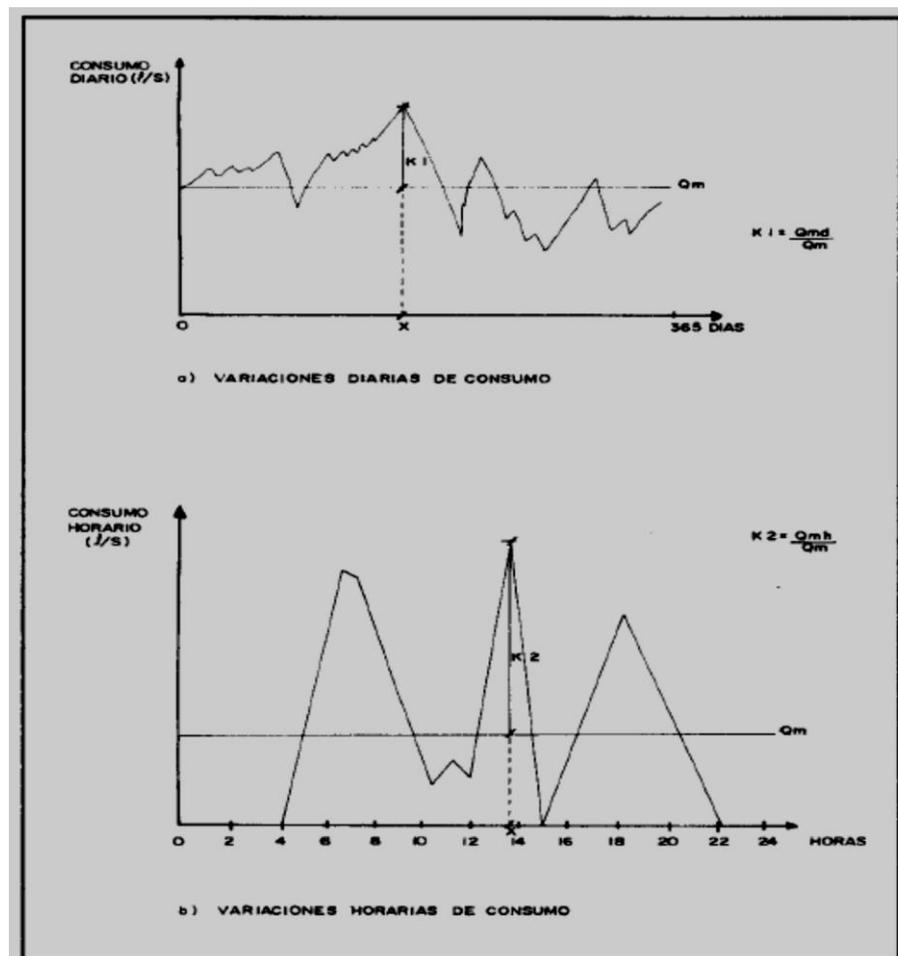


Figura N° 10: Variaciones de Consumo Horario – Diario

ELEMENTO	GASTO DE DISEÑO
Fuente y Obra de Captación	Qmd
Conducción	Qmd
Conducción(Alimentación a la red)	Qmh
Reservorio	Qmd
Red de Distribución	Qmh

Tabla N° 04: Consideraciones de Diseño



03.05 ESTUDIO DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO

A. INTRODUCCIÓN

Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, las principales fuentes son el agua superficial y el agua subterránea. Según el Reglamento Nacional de Edificaciones en el Capítulo de Obras de Saneamiento (Norma OS.0.10), nos dice que a fin de definir la o las fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, se deberán realizar los estudios que aseguren la calidad y cantidad que requiere el sistema, entre los que incluyan: identificación de fuentes alternativas, ubicación geográfica, topografía, rendimientos mínimos, variaciones anuales, análisis físico químicos, vulnerabilidad, microbiológicos y otros estudios que sean necesarios.

Todas las aguas superficiales deben considerarse contaminadas y necesitan tratamiento. La gran ventaja de los manantiales es que el agua ha sido purificada y filtrada a su paso por la tierra y no necesita ser tratada. Así se evitan enfermedades por errores en la cloración, gastos en cloro y una logística muchas veces demasiado complicada. Una excepción notable son los manantiales en roca fracturada en los que el agua no ha sido necesariamente filtrada.

En el presente estudio de investigación se plantean dos tipos de sistemas: los de gravedad sin tratamiento y los de gravedad con tratamiento.

Sistemas por gravedad sin tratamiento: Aprovechan las diferencias naturales entre el nivel o posición de la fuente con respecto a la población



beneficiaria, utilizando la gravedad para distribuir el agua hasta los usuarios. El tipo de fuente y la calidad del agua determinarán si se requiere tratamiento antes de su consumo.

Se abastecen de fuentes subterráneas que afloran de manera espontánea en la superficie del terreno, en forma de manantiales. Por lo general el agua que provee estas fuentes es de una calidad aceptable y solo necesitan de simple desinfección antes de su distribución y consumo.

Dentro de este tipo de sistemas, se distinguen los siguientes componentes principales:

- **Captación.** Unidad encargada de recolectar y preservar la calidad del agua que aflora a la superficie.
- **Línea de conducción.** Tramo de tubería ubicado entre la captación y el reservorio con la finalidad de acercarla a la población, antes de ser distribuida. Atraviesa terrenos de fuertes pendientes, quebradas, ríos, etc.
- **Reservorio o tanque de almacenamiento.** Unidad que sirve para almacenar el agua que produce la fuente cuando ésta es mayor a lo que la población consume y permite cubrir la demanda en horas de mayor consumo. Además, debe ser capaz de preservar la calidad del agua; generalmente la cloración se realiza en estos reservorios.
- **Línea de aducción y redes de distribución.** La primera es el tramo de tubería que sale del reservorio hacia las viviendas y que conduce la cantidad de agua que se consume en ese momento.

Las redes se encargan de distribuirla a las viviendas y/o piletas.

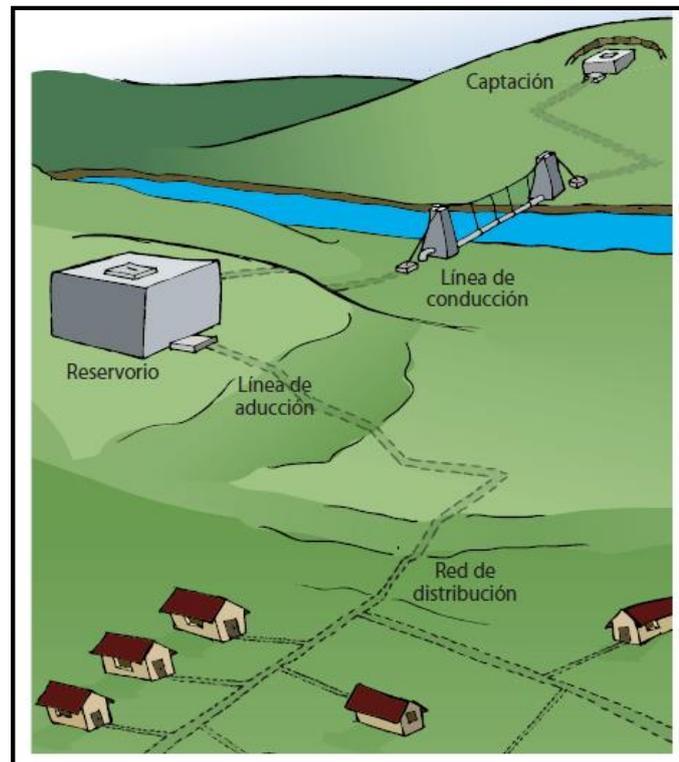


Figura N° 10: Sistema de Gravedad sin Tratamiento

Sistemas por gravedad con tratamiento: Estos sistemas se abastecen de fuentes de agua superficial como ríos, canales, lagos, etc., donde la calidad del agua no es adecuada para el consumo y debe ser tratada antes de distribuirla a los usuarios.

Sus componentes principales son los siguientes:

- **Captación o bocatoma.** Unidad que permite tomar de la fuente (río, canal, etc.) la cantidad necesaria para abastecer a la comunidad y derivarla hacia la planta de tratamiento.
- **Línea de conducción.** Tubería que conduce el agua de la bocatoma a la planta de tratamiento y de ésta al reservorio. Puede ser necesario



atravesar grandes longitudes, de acuerdo a la disponibilidad y calidad de fuentes en la cuenca.

- **Planta de Tratamiento.** Unidad destinada a mejorar las cualidades físicas, químicas y biológicas del agua para hacerla apta para su consumo. Generalmente incluye filtros de materiales pétreos (arena, gravilla, grava), aunque dependiendo de la cantidad de agua necesaria y la calidad que proporciona la fuente, pueden ser necesarios procesos adicionales. Por lo general la cloración es el proceso final a la salida de la planta.

- **Reservorio o tanque de almacenamiento.** Almacena el agua producida por la planta de tratamiento y la distribuye según la demanda de la población.

- **Línea de aducción y redes de distribución.** Conducen el agua del reservorio a la población y la distribuyen a las viviendas y/o conexiones públicas.

Dependiendo de las características del terreno y las particularidades de cada sistema, pueden incluirse otros componentes auxiliares.

- **Cámara o caja rompe presión.** Cuando las diferencias de nivel son excesivas, estas cajas se usan para reducir la presión dentro de la tubería y evitar su colapso.

- **Válvulas de aire y de purga.** Mediante éstas se retiran el aire y los sedimentos que puedan haber ingresado a la tubería.

- **Piletas públicas.** Se usan cuando, por razones técnicas o económicas, no es posible entregar el agua directamente al domicilio de los usuarios.

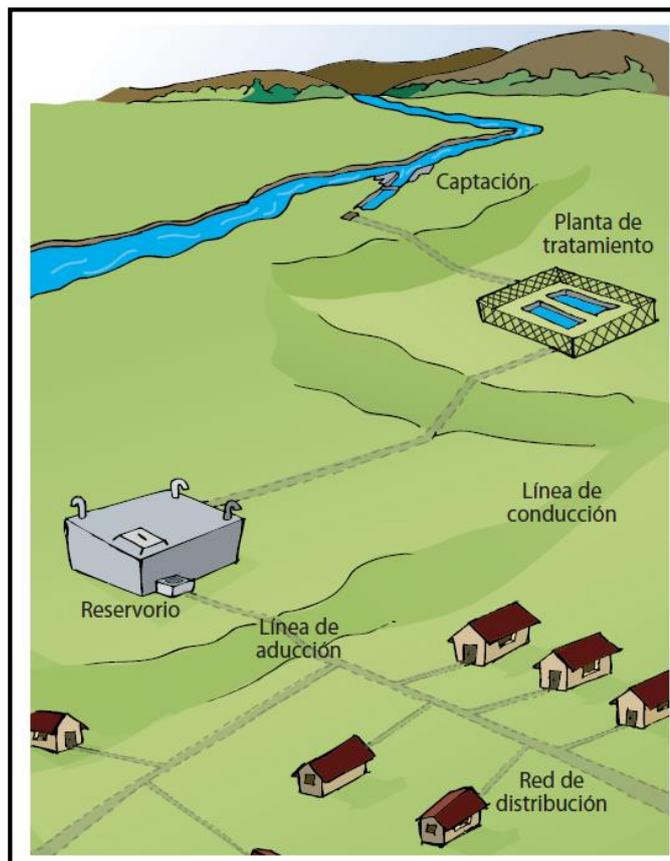


Figura N° 11: Sistema de Gravedad con Tratamiento

B. SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE

En la mayoría de poblaciones rurales de nuestro país, existen dos tipos de fuentes de agua: superficial y (manantial) subterránea. La primera representada por las quebradas, riachuelos y ríos, que generalmente conduce agua contaminada con la presencia de sedimentos y residuos orgánicos; siendo necesario plantear para su captación un sistema de tratamiento, que implica la construcción de obras civiles como bocatomas, desarenadores, cámaras de filtros e instalación de sistemas de cloración. Plantear dicha alternativa representa un costo elevado y en la mayoría de centros poblados rurales del país esta propuesta no tiene



resultados satisfactorios debidos principalmente al mantenimiento que requiere el sistema.

La segunda alternativa representada por manantiales localizados en agua de buena calidad, y es el tipo de fuente considerada en los sistemas de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento.

Esta alternativa será desarrollada en el presente trabajo de investigación.

C. CANTIDAD Y CALIDAD DEL AGUA DE LAS FUENTES

La mayoría de sistemas de abastecimientos de agua potable en las poblaciones rurales de nuestro país, tiene como fuente los manantiales.

La carencia de registros hidrológicos nos obliga a realizar una concienzuda investigación de las fuentes. Lo ideal sería que los aforos se efectuaran en la temporada crítica de rendimientos que corresponde a los meses de estiaje y lluvias, con la finalidad de conocer los caudales mínimos y máximos. El valor del caudal mínimo debe ser mayor que el consumo máximo diario (Q_{md}) con la finalidad de cubrir la demanda de agua de la población futura.

Se recomienda preguntar a los pobladores de mayor edad acerca del comportamiento y las variaciones de caudal que pueden existir en el manantial, ya que ellos conocen con mayor certeza si la fuente de agua se seca o no.

Existen varios métodos para determinar el caudal de agua y los más utilizados en los proyectos de abastecimiento de agua potable en zonas rurales, son los métodos volumétrico y de velocidad-área. El primero es

utilizado para calcular caudales hasta un máximo de 10 L/s y el segundo para caudales mayores a 10 L/s.



Figura N° 12: Aforo de Agua

El agua potable es aquella que al consumirla no daña el organismo del ser humano ni daña los materiales a ser usados en la construcción del sistema.

Los requerimientos básicos para que el agua sea potable, son:

- Estar libre de organismos patógenos causantes de enfermedades.
- No contener compuestos que tengan un efecto adverso, agudo o crónico sobre la salud humana.
- Ser aceptablemente clara (por ejemplo: baja turbidez, poco color, etc.).
- No salina.
- Que no contenga compuestos que causen sabor y olor desagradables.
- Que no cause corrosión o incrustaciones en el sistema de abastecimiento de agua, y que no manche la ropa lavada con ella.

En cada país existen reglamentos en los que se consideran los límites de tolerancia en los requisitos que debe satisfacer una fuente. Con la



finalidad de conocer la calidad de agua de la fuente que se pretende utilizar se deben realizar los análisis físicos, químicos y bacteriológicos, siendo necesario tomar muestras de agua siguiendo las instrucciones que se dan a continuación.

Toma de muestra para el análisis físico y químico:

- Limpiar el área cercana al manantial eliminando la vegetación y cuerpos extraños, en un radio mayor al afloramiento.
- Ubicar el ojo del manantial y construir un embalse lo más pequeño posible utilizando para el efecto material libre de vegetación y dotarlo, en su salida, de un salto hidráulico para la obtención de la muestra.
- Retirar los cuerpos extraños que se encuentran dentro del embalse.
- Dejar transcurrir un mínimo de 30 minutos entre el paso anterior y la toma de muestra.
- Tomar la muestra en un envase de vidrio de boca ancha.
- Enviar la muestra al laboratorio lo más pronto posible, con tiempo límite de 72 horas.

Toma de muestra para el análisis bacteriológico:

- Utilizar frascos de vidrio esterilizados proporcionados por el laboratorio.
- Si el agua de la muestra contiene cloro, solicitar un frasco para este propósito.
- Durante el muestreo, sujetar el frasco por el fondo, no tocar el cuello ni la tapa.



- Llenar el frasco sin enjuagarlo, dejando un espacio de un tercio (1/3) de aire.
- Tapar y colocar el capuchón de papel.
- Etiquetar con claridad los datos del remitente, localidad, nombre de la fuente, punto de muestreo, el nombre, el muestreador y la fecha de muestreo.
- Enviar la muestra al laboratorio a la brevedad posible de acuerdo a las siguientes condiciones:

1 a 6 horas sin refrigeración.

6 a 30 horas con refrigeración.

La fuente a ser captada tiene que estar a libre disponibilidad legal para evitar posibles problemas durante la ejecución del proyecto; es recomendable que durante el estudio de campo se obtengan los documentos del propietario del terreno donde se encuentra el manantial, donando el terreno a nombre de la comunidad, este documento debe contar con las firmas de las autoridades del lugar.

03.06 DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

03.06.01. CAPTACIÓN DE MANANTIALES

Elegida la fuente de agua e identificada como el primer punto del sistema de agua potable en el lugar de afloramiento, se construye una estructura de captación que permita recolectar el agua, para luego ser transportada mediante tuberías de conducción hacia el reservorio de almacenamiento.



03.06.01.01. TIPO DE CAPTACIÓN DE MANANTIALES

Como la captación depende del tipo de fuente y de la calidad y cantidad de agua, el diseño de cada estructura tendrá características típicas, a continuación se procede a explicar cada tipo de captación:

03.06.01.01.01 CAPTACIÓN DE UN MANANTIAL DE FONDO Y CONCENTRADO

a) Diseño Hidráulico y Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de la captación es necesario conocer el caudal máximo de la fuente, de modo que el diámetro de los orificios de entrada a la cámara húmeda sea suficiente para captar este caudal o gasto. Conocido el gasto, se puede diseñar el área de orificio en base a una velocidad de entrada no muy alta y al coeficiente de contracción de los orificios.

✓ Cálculo del ancho de la pantalla

El ancho de la pantalla se determina sobre la base de las características propias del afloramiento, quedando definido con la condición que pueda captar la totalidad del agua que aflore del subsuelo.

✓ Cálculo de la altura total (Ht)

El ancho de la pantalla se determina sobre la base de las características propias del afloramiento, quedando definido con la condición que pueda captar la totalidad del agua que aflore del subsuelo.

Para determinar la altura total de la cámara húmeda (Ht) se considera los elementos identificados, los cuales se muestran en la figura 12.

$$Ht = A + B + C + H \leq \text{Altura natural que alcanza el agua}$$

Donde:

A = Altura del filtro (se recomienda de 10 cm)

B = Diámetro de la tubería de salida

H = Altura de agua sobre la canastilla

E = Borde libre (se recomienda como mínimo 30 cm)

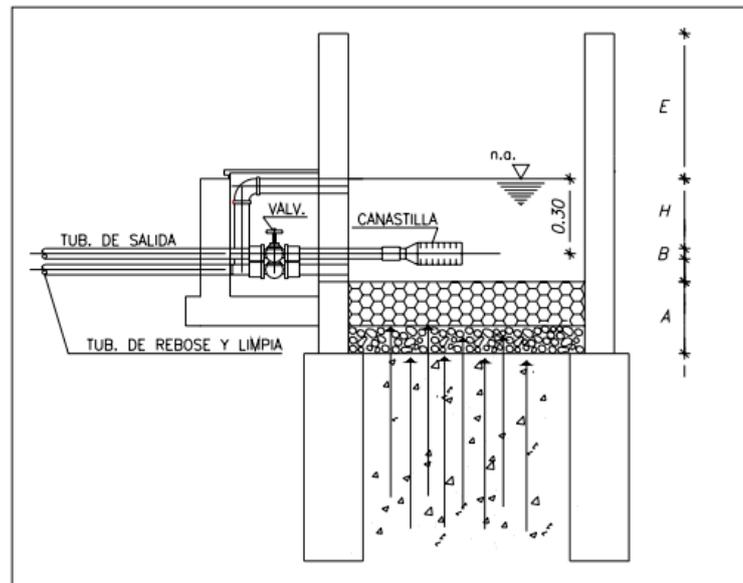


Figura N° 13: Flujo del Agua en un orificio de Pared Gruesa

Para determinar la altura de la captación, es necesario conocer la carga requerida para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción. La carga requerida es determinada mediante la siguiente ecuación.

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g}$$

Considerando los valores de P_o , V_o , P , y h_1 , igual a cero, se tiene:

$$h_o = \frac{V_1^2}{2g}$$

Donde:

H = Carga requerida en m.

V = Velocidad promedio en la salida de la tubería de la línea de conducción en m/s. Se debe considerar la velocidad mínima recomendada para una línea de conducción.

g = Aceleración de la gravedad igual 9,81 m/s².

Se recomienda una altura mínima de $H = 5$ cm, sobre la canastilla.

- ✓ Dimensionamiento de la canastilla Para el dimensionamiento se considera que el diámetro de la canastilla debe ser dos (2) veces el diámetro de la tubería de salida a la línea de conducción (D_c); que el área total de ranuras (A_t) sea el doble del área de la tubería de la línea de conducción; y que la longitud de la canastilla (L) sea mayor a $3 D_c$ y menor de $6 D_c$.

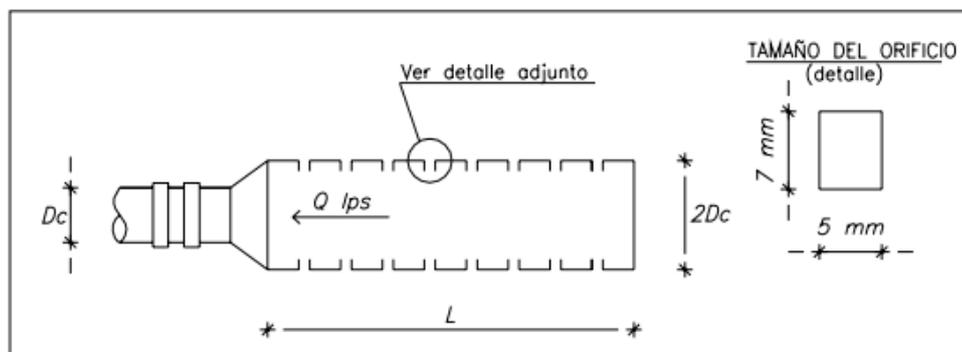


Figura N° 14: Atura total de la cámara húmeda

$$A_t = 2 A_c$$

Donde:

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$$

Conocidos los valores del área total de ranuras y el área de cada ranura se determina el número de ranuras:

$$N^{\circ}ranuras = \frac{\text{Área total de ranuras}}{\text{Área de ranuras}} + 1$$

b) Tubería de Rebose y Limpia

En la tubería de rebose y de limpia se recomienda pendientes de 1 a 1,5% y considerando el caudal máximo de aforo, se determina el diámetro mediante la ecuación de Hazen y Williams (para C=150)

$$D = \frac{0.71Q^{0.38}}{S^{0.21}}$$

Donde:

D = Diámetro en pulgadas

Q = Gasto máximo de la fuente en lps

S = Pérdida de carga unitaria en m/m.

c) Diseño Estructural

Para el diseño, se considera el muro sometido al empuje de la tierra, es decir, cuando la caja esta vacia. Cuando se encuentre llena, el empuje hidrostático tiene un componente en el empuje de la tierra favoreciendo de esta manera la estabilidad del muro.

Las cargas consideradas son: el propio peso, el empuje de la tierra y la subpresión.

Con la finalidad de garantizar la estabilidad del muro, se debe verificar que la carga unitaria sea igual o menor a la capacidad de carga del terreno; mientras



que para garantizar la estabilidad del muro al deslizamiento y al volteo, se debiera verificar un coeficiente de seguridad no menor de 1.6.

- Empuje del suelo sobre el muro (P)

$$P = \frac{1}{2} Cah \gamma_s h^2$$

$$Cah = \frac{1 - \text{sen } \emptyset}{1 + \text{sen } \emptyset}$$

Donde:

Cah = Coeficiente de Empuje

γ = Peso específico del suelo en tn/m³

h = Altura del muro sujeto a presión del suelo en m.

\emptyset = Ángulo de rozamiento interno del suelo (cohesión).

- Momento de Volteo (Mo)

$$Mo = P \times Y, \text{ donde } Y = h/3$$

- Momento de Estabilización (Mr)

$$Mr = X W, \text{ donde}$$

W= Peso de la estructura

X= Distancia al centro de gravedad.



Para verificar si el momento resultante pasa por el tercio central se aplica la siguiente fórmula:

$$a = \frac{M_r - M_o}{W_t}$$

- Chequeo por volteo, por carga máxima unitaria y por deslizamiento

Por Vuelco:

$$C_{dv} = \frac{M_r}{M_o}$$

Por Máxima Carga Unitaria:

$$P_1 = (4l - 6a) \frac{W_t}{l^2}$$

$$P_2 = (6a - 2l) \frac{W_t}{l^2}$$

El mayor valor que resulte de P1 y P2 debe ser menor o igual a la capacidad de carga del terreno.

Por Deslizamiento:

$$\text{Chequeo} = \frac{F}{P}$$

Donde:

U = Coeficiente de fricción, suelo – estructura.

Wt = Peso total de la estructura.



03.06.02. DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Se entiende por línea de conducción al tramo de tubería que transporta agua desde la captación hasta la planta potabilizadora, o bien hasta el tanque de regularización, dependiendo de la configuración del sistema de agua potable.

Una línea de Conducción debe seguir, en lo posible, el perfil del terreno y debe ubicarse de manera que pueda inspeccionarse fácilmente. Esta puede diseñarse para trabajar por gravedad o bombeo.

Para que se utilice la distribución por gravedad, es necesario que la fuente de suministro, sea un lago o un embalse, este situado en algún punto elevado respecto a la ciudad, de manera que pueda mantenerse una presión suficiente en las tuberías principales. Este método es el mas aconsejable si la conducción que une la fuente con la ciudad es de tamaño adecuado y esta bien protegida contra roturas accidentales. Cuando las condiciones de terreno o el gasto necesario del suministro de agua no permiten el diseño de la línea de conducción por gravedad, se utiliza el bombeo, teniendo dos variantes.

03.06.02.01. Consideraciones de Diseño

a) Gastos de diseño

Normalmente se diseña para conducir el volumen de agua requerido en un día máximo de consumo, es decir, $Q_{max,diario}$. Las variaciones horarias en ese día serán absorbidas por el tanque de regularización.

Otra opción para diseñar es tomar como base el consumo máximo por hora, $Q_{max,horario}$ y omitir la construcción del tanque de regularización.



b) Presiones de diseño

Las líneas de conducción son ductos que siguen la topografía del terreno y trabajan a presión.

Al diseñar una línea de conducción por gravedad, uno debe de tener muy en cuenta el calculo de la línea piezométrica (línea de energía) y la línea de gradiente hidráulico (presión + elevación.). Pues se debe cuidar que la línea de gradiente hidráulico se encuentre siempre por encima del eje de la tubería, evitando así presiones negativas en la línea.

Otro factor muy importante a tomarse en cuenta es la selección de la tubería para la línea de conducción, esta debe soportar la presión más alta que pueda presentarse en la línea de conducción. Generalmente la presión mas alta no se presenta cuando el sistema esta en operación, sino cuando la válvula de salida se encuentra cerrada y se desarrollan presiones hidrostáticas. También las presiones pueden elevarse mucho cuando se presenta un golpe de ariete (por cierre súbito de una válvula o porque una bomba deja de funcionar) que genera una sobrepresión.

c) Tuberías

Las tuberías que comúnmente se utilizan para la construcción de líneas de conducción son: acero, fierro galvanizado, fierro fundido, asbesto-cemento, PVC, polietileno de alta densidad y cobre.

1. Tubería de Acero

- **Diámetros comerciales:**

- ✓ Varían en 2” desde 4” hasta 24”, y a cada 6 entre 30” y 72”.



- **Ventajas:**
 - ✓ Tienen una vida útil prolongada cuando se instala, protege y mantiene correctamente.
 - ✓ Se recomienda su uso cuando se requiera de diámetros grandes y presiones elevadas.
 - ✓ Material resistente y liviano para cubrir dichas condiciones.
- **Desventajas:**
 - ✓ Daños estructurales debido a corrosión son mayores que en fierro fundido debido a las paredes más delgadas de estas tuberías.
 - ✓ El acero se expande $\frac{3}{4}$ " por cada 100 ft de largo cuando la temperatura se aproxima a los 40°C. Por lo tanto, se requiere instalar juntas que permitan tal expansión.

2. Tubería de Fierro Fundido

- **Diámetros comerciales:**
 - ✓ 3", 4" en incrementos de 2" hasta 20", 24" y en incrementos de 6" hasta 48".
- **Largos Comerciales:**
 - ✓ El largo estándar es de 12ft (4m), pero también pueden obtenerse largos hasta de 20ft (6m).
- **Presión:**
 - ✓ Fabricada para soportar presiones de hasta 350psi (2500 kN/m²).

Una tubería de fierro fundido puede durar más de 100 años en servicio bajo condiciones normales de operación (previniendo corrosión). La



corrosión externa no es problema, generalmente, debido a los espesores de pared relativamente grandes que se manejan. Aun así, la tubería se puede encamisar con polietileno para protegerla de ambientes desfavorables. La tubería dúctil ha venido reemplazando a la tradicional de fierro fundido. Hecha de una aleación de magnesio con hierro, de bajo contenido en fósforo y azufre.

3. Tubería de fierro galvanizado

- Tubería de fierro fundido recubierta con zinc (el principal propósito de este recubrimiento es el disminuir la corrosión.).
- Diámetros comerciales de 2.5, 3, 3.5, 4, 5, 6, 8, 10 pulgadas.
- Existe también la tubería de metal corrugado (galvanizado), la cual se utiliza para drenaje.

(alcantarillas en carreteras). El corrugado aumenta la resistencia de la tubería y permite reducir su espesor de pared.

4. Tubería de concreto

- Comúnmente fabricada para proyectos específicos, así que diámetros especiales son relativamente fáciles de obtener. Disponibles en tamaños hasta de 72” (2 m).
- Tubería destinada a servir líneas de alta presión, se elabora con alma de acero para resistir tensión. El refuerzo de acero se omite en la fabricación de tubería de baja presión.
- Tubería fabricada para resistir presiones estáticas de hasta 400 psi (2,700 kN/m²).



5. Tubería de asbesto-cemento

Tubería hecha a base de cemento Portland, sílica y fibras de asbesto.

- **Diámetros comerciales:**

- ✓ 4” hasta 36” (0.1 m – 1.0 m).

- **Largos Comerciales:**

- ✓ Largo estándar de 13 ft (4m).

- **Presión:**

- ✓ Se fabrica en diferentes “grados” para soportar presiones de hasta 200 psi (1,500 KN/m²).

- **Ventajas:**

- ✓ Ligera, de fácil instalación, resistente a la corrosión.

- **Desventajas:**

- ✓ Se ha demostrado que el asbesto es cancerígeno cuando las fibras son inhaladas, pero no hay evidencia contundente de que causen algún problema si son ingeridas.

- ✓ Las fibras de asbesto cemento pueden ser despedidas de la tubería por aguas agresivas.

- ✓ Frágil, es de fácil ruptura por equipo de excavación.

Se puede observar que dentro del listado de las diferentes tuberías que se utilizan actualmente para líneas de conducción no se describieron las características y especificaciones de todas, esto es, porque el terreno y las características de la localidad obligan a utilizar tuberías muy resistentes.

Los criterios para seleccionar el material adecuado son:

- ✓ Factores hidráulicos (gastos, presiones y velocidades de diseño).



- ✓ Costo
- ✓ Diámetros disponibles
- ✓ Calidad del agua y tipo de suelo

También se tienen ciertas recomendaciones para la selección de tuberías:

1. La tubería de acero es muy resistente y se recomienda su uso cuando las presiones de diseño sean altas. Sin embargo su costo y el de las piezas especiales son elevados y esto elevaría mucho el costo del proyecto. Por ello se recomienda analizar otras opciones de tuberías, con la instalación de cajas rompedoras de presión.
2. Las tuberías de asbesto-cemento son resistente a la corrosión y ligeras. Estas requieren de cuidado especial en su transporte, manejo y almacenaje. El asbesto - cemento debe considerarse para diámetros intermedios de hasta 400 mm.
3. Las tuberías de plástico son ligeras y de instalación rápida, además de ser resistente a la corrosión y tener bajos coeficientes de rugosidad.
4. Se recomienda PVC o polietileno para diámetros menores a 150 mm.
5. Cuando se requiera mayor resistencia a presiones o posibles asentamientos del terreno entonces se recomienda el fierro galvanizado, o bien acero para diámetros mayores.

3.3 Diseño Hidráulico

El diseño hidráulico es el más importante, pues en base a este se calculan los diámetros y presiones que tendrá la línea de conducción y en base a estos se selecciona la tubería que llevara la línea de conducción. No se



debe olvidar que antes de iniciar el diseño hidráulico ya se deben de tener calculados los gastos requeridos para el suministro óptimo de agua.

Los pasos a seguir en un diseño hidráulico son:

1. Proponer tipo de tubería y diámetro para transportar el flujo de diseño (Q_{max} , diario, generalmente).
2. Calcular el gasto teórico y compararlo con el gasto de diseño. Redimensionar tubería en caso de ser necesario, hasta que el gasto calculado sea mayor que el gasto de diseño.
3. Comparar la velocidad de flujo con los límites permisibles (V_{min} , V_{max}). Proponer nuevo diámetro hasta que Q y V sean apropiados.
4. Dibujar las líneas Piezométrica y de gradiente hidráulico sobre el perfil del terreno.
 - a. Verificar que la línea Piezométrica se localice al menos 4.0 m por arriba del nivel de terreno.
 - b. Las presiones máximas de operación deben ser menores a las que puede soportar la tubería. En caso de requerirse, se debe proponer otra tubería más resistente o construir cajas rompedoras de presión.
 - c. Identificar posible formación de vacíos y el potencial “aplastamiento” de la tubería. Calcular el espesor crítico $(\partial) = D/C$; en donde:
 - d. Especificar la instalación de válvulas de admisión y expulsión de aire en los puntos altos de la línea para liberar aire atrapado. Aun cuando el terreno sea más o menos plano se deben colocar estas válvulas a cada 1,500 m como máximo para permitir el llenado de la línea.



- e. Colocar desagües en puntos bajos para permitir limpieza (desazolves) o drenado de la línea para reparaciones

03.06.03. DISEÑO DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

03.06.03.01. Consideraciones Básicas

Los sistemas de abastecimiento tienen como función suministrar agua para consumo humano a las redes de distribución, con las presiones de servicio adecuadas y en cantidad necesaria que permita compensar las variaciones de la demanda. Asimismo deberán contar con un volumen adicional para suministro en caso de emergencia.

Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menor que el gasto máximo horario (Q_{mh}).

Los aspectos más importantes a considerarse para el diseño son:

a. Capacidad del Reservorio

Para determinar la capacidad del reservorio, es necesario considerar la compensación de las variaciones horarias, emergencia para incendios, previsión de reservas para cubrir daños e interrupciones en la línea de conducción y que el reservorio funcione como parte del sistema.

El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrada en las 24 horas del día. Ante la eventualidad de que en la línea de conducción pueda ocurrir daños que mantengan una situación de déficit en el suministro de agua, mientras se hagan las



reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que de oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio.

b. Capacidad del Reservorio

Los reservorios de almacenamiento pueden ser elevados, apoyados y enterrados. Para el caso de abastecimiento de agua potable en comunidades rurales, resulta tradicional y económica la construcción de un reservorio apoyado de forma cuadrada.

c. Ubicación del Reservorio

La ubicación está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener la presión en la red dentro de los límites de servicio, garantizando presiones máximas en las viviendas más bajas. De acuerdo a la ubicación, los reservorios pueden ser de cabecera o flotantes. En el primer que es de interés casi se alimentan directamente de la captación pudiendo ser por gravedad o bombeo y alimentan directamente de agua a la población.

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la fuente de agua, en la mayoría de los proyectos de agua potable en comunidades rurales los reservorios de almacenamiento son de cabecera y por gravedad. El reservorio se debe ubicar lo más cerca posible y a una elevación mayor al centro poblado.

03.06.03.02. Casetas de válvulas

a. Tubería de Llegada

El diámetro está definido por la tubería de conducción, debiendo estar provista de una válvula compuerta de igual diámetro antes de la entrada al reservorio de



almacenamiento; debe proveerse de un by – pass para atender situaciones de emergencia.

b. Tubería de Salida

El diámetro de la tubería de salida se será el correspondiente al diámetro de la línea de aducción, y deberá estar provista de una válvula compuerta que permita regular el abastecimiento d agua a la población.

c. Tubería de Limpia

La tubería de limpia deberá tener un diámetro tal que facilite la limpieza del reservorio de almacenamiento en un periodo no mayor a 2 horas. Esta tubería será provista de una válvula compuerta.

d. Tubería de rebose

La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpia y no se proveerá y no se proveerá de válvula compuerta, permitiéndose la descarga de agua en cualquier momento.

e. By - Pass

Se instalará una tubería con una conexión directa entre la entrada y la salida, de manera que cuando se cierre la tubería de entrada al reservorio de almacenamiento, el caudal ingrese directamente a la línea de aducción. Esta constará de una válvula compuerta que permita el control del flujo d agua con fines de mantenimiento y limpieza del reservorio.

03.06.03.03. Cálculo de la capacidad del reservorio

Para la presente tesis se realizará el cálculo por el método empírico que se realiza adoptando como mínimo el 25% del promedio anual de la



demanda como capacidad de regulación, siempre que el suministro de la fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento. En caso contrario deberá ser determinado en función al horario de suministro. Por tanto, el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_t = C Q_m$$

Donde:

V_r = Volumen de regulación en M³.

C = Coeficiente de regulación (mín. 0.25).

Q_m = Consumo promedio diario anual en m³.

03.06.03.04. Diseño estructural del reservorio

Existen varios métodos para el diseño estructural de los diferentes tipos de reservorios, a continuación se detalla el planteado en ésta tesis:

a. Reservorio de Concreto Armado de Sección Cuadrada:

Para el diseño estructural de reservorios de pequeñas y medianas capacidades se recomienda utilizar el método de la Asociación de Cemento Portland (PCA), que determina momentos y fuerzas cortantes como resultado de experiencias sobre modelos de reservorios basados en la teoría de Plates and Shells de Timoshenko, donde se consideran las paredes empotradas entre sí.

De acuerdo a las condiciones de borde que se fijan existen tres condiciones de selección que son:

- Tapa articulada y fondo articulado.
- Tapa libre y fondo articulado.



- Tapa libre y fondo empotrado.

En los reservorios apoyados o superficiales, típicos para las comunidades rurales, se utilizan preferentemente la condición que considera la tapa libre y el fondo empotrado. Para este caso y cuando actúa sólo el empuje del agua, la presión en el borde es cero y la presión máxima (P), ocurre en la base.

$$P = \gamma_a \times H$$

El empuje del agua es:

$$V = \frac{\gamma_a H^2 b}{2}$$

Donde:

- γ_a = Peso específico del agua
- H = Altura del agua
- b = Ancho de la pared

Para el diseño de la losa de cubierta se considera como carga actuantes el peso propio y la carga viva estimada; mientras que para el diseño de la losa de fondo, se considera el empuje del agua en el reservorio completamente lleno y los momentos en los extremos producidos por el empotramiento, el peso de la losa y la pared.

- Cálculo de momento y espesor (e):

– Paredes:

El cálculo se realiza tomando en cuenta que el reservorio se encuentra lleno y sujeto a la presión del agua.



Para el cálculo de momento se utilizan los coeficientes (k) que se muestran en el **Anexo N° 04**, ingresando la relación del ancho de la pared (b) y la altura de agua (h). Los límites de la relación de h/b son de 0.5 a 3.0.

Los momentos se determinan mediante la siguiente fórmula:

$$M = K \times \gamma_a \times h^3 \quad \text{en kg.m}$$

Luego se calculan los momentos de M_x y M_y para los valores de “y”.

Teniendo el máximo momento absoluto (M), se calcula el espesor de la pared (e), mediante el método elástico sin agrietamiento, tomando en consideración su ubicación vertical u horizontal, con la fórmula:

$$e = \left\{ \frac{6M}{f_t \times b} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \text{en cm.}$$

Donde:

M = Máximo momento absoluto kg-cm

f_t = $0.85 \sqrt{f'_c}$ (Esf. Tracción por flexión kg/cm²)

b = 100 cm

– Losa Cubierta:

Será considerada como una losa armada en dos sentidos y apoyada en sus cuatro lados.

Cálculo del espesor de losa (e):



$$e = \frac{\text{Perímetro}}{180} \geq 9 \text{ cm}$$

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones para las losas macizas en dos direcciones, cuando la relación de las dos es igual a la unidad, los momentos flexionantes en las fajas son:

$$MA = MB = CWL^2$$

Donde:

$$C = 0.036$$

$$W = \text{Peso total (carga muerta + carga viva)}$$

$$L = \text{Luz del cálculo}$$

Conocidos los valores de los momentos, se calcula el espesor útil “d” mediante el método elástico con la siguiente relación:

$$d = \left\{ \frac{M}{Rb} \right\}^{\frac{1}{2}} \text{ en cms.}$$

Siendo:

$$M = MA = MB = \text{momentos flexionantes}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$R = \frac{1}{2} f_s j k$$

$$K = \frac{1}{\left(1 + \frac{f_s}{n f'_c}\right)}$$

$$f_s = \text{fatiga de trabajo en kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = (2.1 \times 10^6) / (W^{1.5} \times 4200 \times (f'_c)^{1/2})$$

$$f'_c = \text{resistencia a la compresión en kg/cm}^2$$

$$j = 1 - k/3$$



El espesor total (e), considerando un recubrimiento de 5 cm, será:

$$e = d + 5.00$$

Se debe cumplir que:

$$d \geq e - 5.00$$

– Losa de fondo:

Asumiendo el espesor de la losa de fondo, y conocida la altura de agua, el valor de P será:

- Peso propio del agua en kg/cm²
- Peso propio del concreto en kg/cm²

La losa de fondo será analizada como una placa flexible y no como una placa rígida, debido a que el espesor es pequeño en relación a la longitud; además la consideraremos apoyada en un medio cuya rigidez aumenta con el empotramiento.

Dicha placa estará empotrada en los bordes.

Debido a la acción de las cargas verticales actuantes para la luz interna L, se originan los siguientes momentos:

Momento de empotramiento en los extremos:



$$M = \frac{WL^2}{192} \quad \text{en } kg - m$$

Momento en el centro:

$$M = \frac{WL^2}{384} \quad \text{en } kg - m$$

Para losas planas rectangulares armadas en dos direcciones, timoshenko recomienda los siguientes coeficientes:

- Para un momento en el centro = 0.0513
- Para un momento de empotramiento = 0.529

Momentos Finales:

Empotramiento (me) = 0.529 x M en kg-m

Centro (Mc) = 0.0513 x M en kg-m

Chequeo del Espesor:

Se propone un espesor:

$$e = \frac{P}{180} \geq 9 \text{ cm}$$

Se compara el resultado con el espesor que se calcula mediante el método elástico sin agrietamiento considerando el máximo momento absoluto con la siguiente relación:

$$e = \left\{ \frac{6M}{ftb} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \text{en cms.}$$

Siendo:



$$f_t = 0.85(f'c)^{\frac{1}{2}}$$

Se debe cumplir que el valor:

$$d \geq e - \text{recubrimiento}$$

Distribución de la armadura

Para determinar el valor del área de acero de la armadura de la pared de la losa cubierta y del fondo, se considera la siguiente relación:

Donde:

M = momento máximo absoluto en kg-m

fs = fatiga de trabajo en kg/cm²

j = relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

D = peralte efectivo en cm.

As = área de acero de la armadura en cm²

Pared:

Para el diseño estructural de la armadura vertical y horizontal de la pared, se considera el momento máximo absoluto, por ser una estructura pequeña que dificultaría la distribución de la armadura y porque el ahorro, en términos económicos, no sería significativo.

Para resistir los momentos originados por la presión del agua y tener una distribución de la armadura se considera:

$$f_s = 900 \text{ kg/cm}^2$$



$n = 9$ (valor recomendado en las normas sanitarias ACI – 350)

Conocido el espesor y el recubrimiento, se define un peralte efectivo “d”.

El valor de “j” es definido por “k”.

Cuantía mínima:

$A_s \text{ min.} = 0.0015 b e \text{ ó } 4/3 A_s$ calculado el mayor

Losa de Cubierta:

Para el diseño estructural de la armadura se considera el momento en el centro de la losa cuyo valor permitirá definir el área de acero en base a la ecuación:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

Donde:

M = Momento máximo absoluto

F_s = Fatiga de trabajo

j = relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

d = peralte efectivo en cm.

La cuantía mínima recomendada es:

$A_s \text{ min.} = 0.0018 b e$

Losa de Fondo:



Como en el caso del cálculo de la armadura de la pared, en la losa de fondo se considera el máximo momento absoluto.

Para determinar el área de acero se considera:

$$f_s = 900 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9 \text{ (valor recomendado en las normas sanitarias ACI – 350)}$$

El valor de “j” es definido por “k”

En todos los casos, cuando el valor del área de acero (A_s) es menor a la cuantía mínima ($A_{s \text{ mín}}$), para la distribución de la armadura se utilizará el valor de dicha cuantía.

- Chequeo por esfuerzo cortante y adherencia:

Tiene la finalidad de verificar si la estructura requiere estribos o no, y el chequeo por adherencia sirve para verificar si existe una perfecta adhesión entre el concreto y el acero de refuerzo.

Chequeo en la pared y losa cubierta:

✓ Pared:

Esfuerzo Cortante:

La fuerza cortante total máxima (V), será:

$$V = \frac{\gamma_a h^2}{2} \quad \text{en kg.}$$

El esfuerzo cortante nominal (v), se calcula mediante:



$$v = \frac{V}{jbd} \quad \text{en kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible nominal en el concreto, para muros no excederá a:

$$V_{\text{máx}} = 0.02 f'c \quad \text{en kg/cm}^2$$

Se debe verificar que:

$$v \leq V_{\text{máx.}}$$

Adherencia:

Para elementos sujetos a flexión, el esfuerzo de adherencia punto de la sección se calcula mediante:

$$u = \frac{V}{\sum_0 jd}$$

El esfuerzo permisible por adherencia (u máx.) es:

$$u_{\text{máx}} = 0.05 f'c \quad \text{en kg/cm}^2$$

Si el esfuerzo permisible es mayor que el calculado, se satisface la condición de diseño.

Losa Cubierta:

Esfuerzo Cortante:



La fuerza cortante máxima (V) es igual a:

$$V = WS/3 \quad \text{en kg/m}$$

Donde:

S = luz interna

W= peso total

El esfuerzo cortante unitario es igual a:

$$v = \frac{V}{bd} \quad \text{en kg/cm}^2$$

El máximo esfuerzo cortante permisible es:

$$V \text{ máx} = 0.29f'c^{1/2}$$

Si el esfuerzo máximo permisible es mayor que el esfuerzo cortante unitario, el diseño es el adecuado.

Adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum_0 jd} \quad \text{en kg/cm}^2$$

E esfuerzo permisible por adherencia (u máx.) es:

$$u \text{ máx.} = 0.05 f'c \quad \text{en kg/cm}^2$$

Si el esfuerzo permisible es mayor que el calculado, se satisface la condición de diseño.

En la **Figura N°15** se muestra un gráfico del reservorio de sección cuadrada.

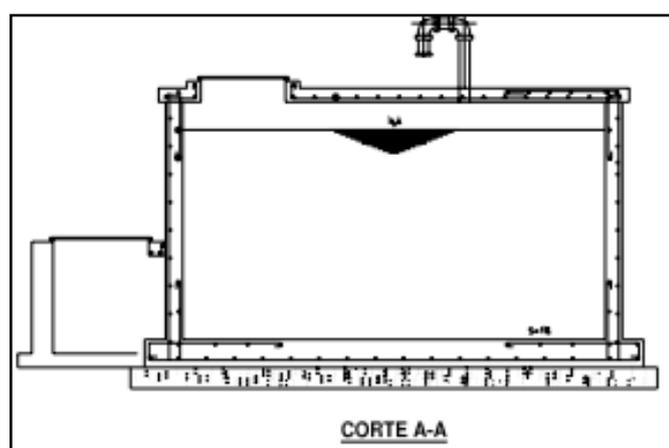
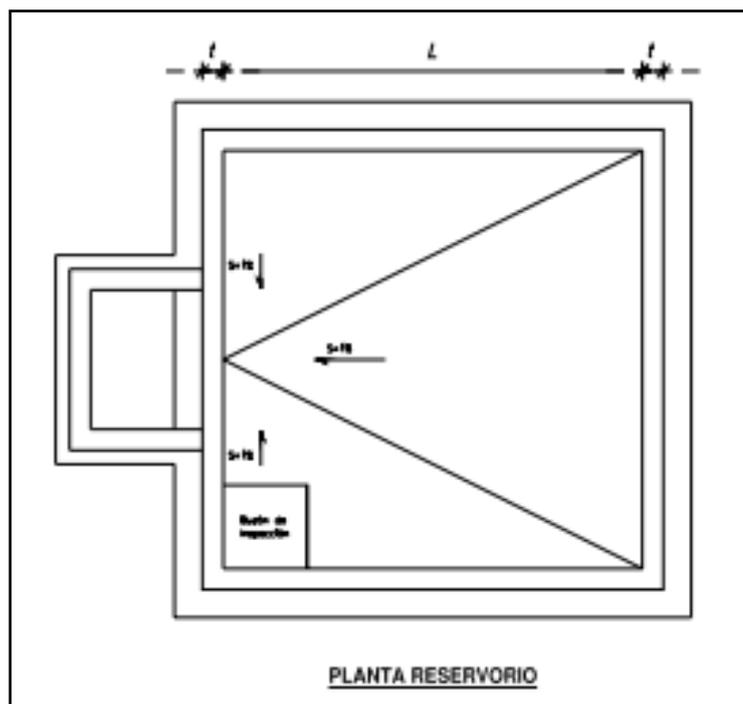


Figura N° 15: Reservorio de Sección Cuadrada



03.06.04. DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

03.06.04.01. CONSIDERACIONES BÁSICAS

La red de distribución es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros, válvulas, grifos y demás accesorios cuyo origen está en el punto de entrada al pueblo (final de la línea de aducción) y que se desarrolla por todas las calles de la comunidad. Para el diseño de la red de distribución es necesario definir la ubicación tentativa del reservorio de almacenamiento con la finalidad de suministrar el agua en cantidad y presión adecuada a todos los puntos de la red.

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

- La red de distribución se deberá diseñar para el caudal máximo horario.
- Identificar las zonas a servir y de expansión de la población.
- Realizar el levantamiento topográfico incluyendo detalles sobre la ubicación de construcciones domiciliarias.
- Considerar el tipo de terreno y las características de las vías de acceso.
- Para el análisis hidráulico del sistema de distribución se podrá utilizar el método de Hardy Cross, seccionamiento o el método de caudales unitarios.
- Para el cálculo hidráulico de las tuberías se utilizará fórmulas racionales. En el caso de aplicarse la fórmula de Hazen y William se utilizarán los coeficientes de fricción establecidos a continuación:



TIPO DE TUBERÍA	"C"
Acero de costura	120
Acero soldado espiral	100
Cobre sin costura	150
Concreto	100
Fibra de Vidrio	150
Hierro Fundido	100
Hierro Galvanizado	100
Polietileno	140
Policloruro de Vinilo (PVC)	150

Tabla N° 05: Coeficiente de Fricción (**Fuente:** RNE)

- El diámetro a utilizarse será aquel que asegure el caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red. Los diámetros nominales mínimos serán: 25mm en redes principales, 20 mm en ramales y 12.5mm en conexiones domiciliarias.
- En todos los casos las tuberías de agua potable deben ir por encima de 1.00 m horizontalmente y 0.30 m verticalmente.
- En cuanto a la presión del agua, debe ser suficiente para que el agua pueda llegar a todas las instalaciones de las viviendas más alejadas del sistema. La presión máxima será aquella que no origine consumos excesivos por parte de los usuarios y no produzca daños a los componentes del sistema, por lo que la presión dinámica en cualquier punto de la red no será menor de 10m y la presión estática no será mayor de 50m.



- La velocidad mínima en ningún caso será menor de 0.30 m/s y deberá garantizar la auto limpieza del sistema. Por otro lado la velocidad máxima en la red de distribución no excederá los 3 m/s, en casos justificados se aceptará una velocidad máxima de 5 m/s.
- El número de válvulas será el mínimo que permita una adecuada sectorización y garantice el buen funcionamiento de la red. Las válvulas permitirán realizar las maniobras de reparación del sistema de distribución sin perjudicar el normal funcionamiento de otros sectores.

03.06.04.02. MATERIALES

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

- Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.
- Resistencia a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas, tanto externa como interna.
- Características de comportamiento hidráulico del proyecto (presiones de trabajo).
- Condiciones de instalación adecuadas al terreno.
- Vida útil de acuerdo a la previsión del proyecto.

Los materiales más comunes son:

- Poli cloruro de Vinilo (PVC)
- Polietileno
- Fierro Galvanizado



- Fierro Fundido
- Acero

Por otra parte se pueden distinguir dos tipos de tuberías: Las tuberías de unión flexible y las de unión rígida.

03.06.04.03. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

A) TIPO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN

Para el diseño hidráulico podrá realizarse para redes abiertas, cerradas y mixtas o combinadas. Preferentemente deberá formarse circuito cerrado. Su dimensionamiento se realizará en base a cálculos hidráulicos que aseguren caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red.

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

1) Redes abiertas:

Están constituidas por un ramal matriz y una serie de ramificaciones, es utilizado cuando la topografía dificulta o no permite la interconexión entre ramales y cuando las poblaciones tienen un desarrollo lineal, generalmente a lo largo de una camino o río.

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

- Se admitirá que la distribución del caudal sea uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.
- La pérdida de carga en el ramal será determinada para un caudal igual al que se verifica en su extremo.



- Cuando por las características de la población se produzca algún gasto significativo en la longitud de tubería, ésta deberá ser considerada como un nudo más.

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

2) **Redes Cerradas:**

Son aquellas constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red es el más conveniente y tratará de lograrse mediante la interconexión de tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente, en este sistema se eliminan los puntos muertos.

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

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

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

B) MÉTODOS DE CÁLCULO

1) Para Redes Abiertas:

Para realizar el cálculo hidráulico se podrá hacerlo con el método de las presiones, el cual se detalla a continuación



- Se calcula el caudal unitario o gasto específico (qu) en base al Qmh y la suma total de longitudes de la Red de distribución.

Donde:

qu = Caudal unitario en Lps/ml

$$qu = \frac{Qmh}{LTD}$$

Qmh = Caudal máximo horario en Lps

LTD = Longitud total de la red de distribución en m.

El caudal unitario es calculado también en función al Qmh y el número de viviendas a abastecer.

- Se realiza el cálculo hidráulico con ayuda de esta siguiente secuencia:

Columna 1: Corresponde a la identificación del tramo a calcular.

Columna 2: Gasto por tramo determinado.

Columna 3: Gasto de diseño; este gasto se determina en función a los gastos acumulados por tramo, recomendándose iniciar el cálculo por el tramo final.

Columna 4: Longitud del tramo en metros.

Columna 5: Diámetro: se asumirá un diámetro inicial en función a las velocidades límites y al gasto de diseño

Columna 6: Velocidad determinada mediante la siguiente relación:

$$V = 1.9735 \frac{Q \text{ diseño}}{D^2}$$



Siendo Qdiseño (Col.3) y D (Col.5) en l/s y pulg. respectivamente.

Columna 7: Perdida de carga unitaria. Se considera que está trabajando con tubería PVC (C=150), por lo que la pérdida de carga es determinada por la relación:

$$hf = \left(\frac{Q}{2.492 \times D^2} \right)^{1.85}$$

Siendo Qdiseño y D valores que se muestran en las Columnas 3 y 5. El valor de hf será expresado en ‰.

Columna 8: Perdida de carga del tramo. Este valor se obtiene multiplicando la longitud del tramo (Col.4) por la pérdida de carga unitaria (Col.7), siendo:

$$hf = L \times hf/1000$$

Columna 9: Para el cálculo de la cota piezométrica inicial se parte del reservorio, considerando la cota del terreno (ver Col.11). Para los tramos siguientes, la cota piezométrica inicial será igual a la cota piezométrica final del tramo anterior.

Columna 10: Cota piezométrica final es igual a la diferencia de la Columna 9 y 8:

$$\text{Cota Piez. (f)} = \text{Cota Piez. (i)} - Hf$$

Columna 11: Cota inicial del terreno en m.s.n.m.

Columna 12: Cota final del terreno en m.s.n.m.

Columna 13: Presión inicial. Se calcula mediante la diferencia entre la columna 9 y 11.



$P(i) = \text{Cota Piez. (i)} - \text{Cota Inicial del Terreno.}$

Columna14: Presión Final. Se calcula mediante la diferencia entre la columna 10 y 12.

$P(f) = \text{Cota Piez. (f)} - \text{Cota Final del Terreno.}$

Los valores de las presiones iniciales y finales se deben encontrar dentro de los límites recomendados por las Normas del Ministerio de Salud (mínimo 5 m. Y máximo 50 m.), por lo que se concluye que los diámetros seleccionados son los correctos.

2) Para Redes Cerradas:

Para realizar el cálculo hidráulico de una red de distribución en un sistema cerrado los métodos más utilizados son el de seccionamiento y el de Hardy Cross.

- **Método de Seccionamiento:**

Este método está basado en el corte de la red proyectada en varios puntos determinados, de tal manera que el flujo de agua sea en un solo sentido y proveniente de un ramal principal. Consiste en formar anillos o circuitos, los cuales se numeran por tramos; en cada circuito se efectúa un corte o seccionamiento y se calculan los gastos por cada tramo de la red abierta.

Para un seccionamiento ideal, las presiones en los puntos de corte deben ser iguales, tolerándose una diferencia máxima de 10% con respecto al valor de las presiones obtenidas para cada nudo. Si esto no se comprueba, se deberá alterar convenientemente el diámetro de algunas tuberías o modificar el seccionamiento



adoptado. Las redes se calculan para una capacidad de distribución igual al consumo máximo horario, el que puede considerarse uniformemente distribuido a lo largo de toda la tubería, o por áreas según la densidad de población.

Para el chequeo de la presión es necesario calcular las presiones máximas y mínimas, el valor medio, la máxima diferencia y el porcentaje del valor medio. Para evaluar la diferencia de presión se requiere de los valores de presiones máximas y mínimas en los puntos de seccionamiento

- **Método de Hardy Cross:**

Es un método de tanteos o aproximaciones sucesivas, en el cual se supone una distribución de caudales y se calcula el error en la pérdida de carga de cada circuito.

En cualquier malla de tuberías se deben satisfacer cuatro condiciones:

- ✓ La suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor de un circuito debe ser cero.
- ✓ La cantidad de flujo que entra en un nudo debe ser igual a la cantidad de flujo que sale de ese nudo.
- ✓ El caudal que ingresa a la red debe ser igual al caudal que sale de ella.

$$Q = Q_6 + Q_8$$

- ✓ Los caudales asignados deben ocasionar velocidades adecuadas a la especificación reglamentaria.

03.06.04.04. CONSIDERACIONES FINALES

a) Válvulas de seccionamiento:

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

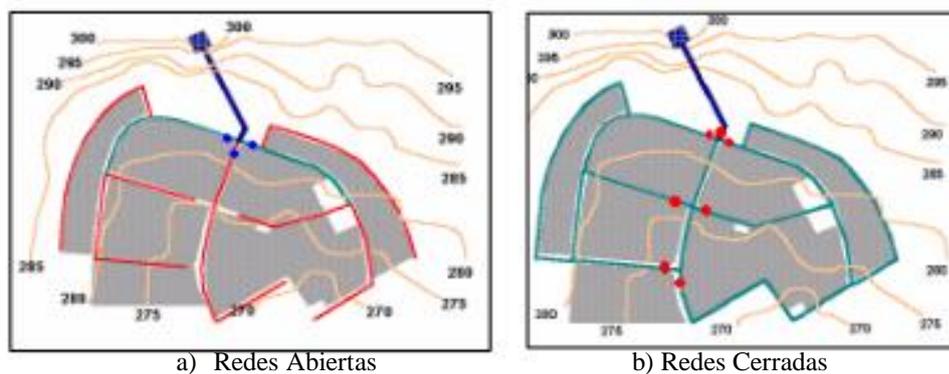


Figura N° 16: Ubicación de Válvulas de Seccionamiento

b) Válvulas de Purga de Lodos:

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

03.06.04.05. CONEXIONES DE SERVICIO

En las poblaciones rurales del país existen sistemas de abastecimiento de agua potable que consideran ya sea pileta pública o conexiones domiciliarias. En el primer caso, con la finalidad de limitar la distancia



que tendrán que recorrer los usuarios se deben ubicar las piletas en puntos estratégicos dentro del área del centro poblado. En el segundo caso, las conexiones domiciliarias, que culminan en una piletta son las tuberías de servicio de agua que se instalan a partir de la tubería matriz hasta el interior de cada vivienda.

Debe tenerse en cuenta que las piletas públicas se encuentran expuestas a los daños que pueden ser causados por animales, niños y generalmente por personas ajenas a la comunidad; además, al no tener un cuidado y mantenimiento adecuado, son fácilmente deterioradas afectando el normal funcionamiento del sistema. Frente a este problema y con la finalidad de garantizar la vida útil de las obras, muchos organismos que trabajan en la implementación de proyectos de agua potable consideran como alternativa la instalación de conexiones domiciliarias, permitiéndose con ello que:

- La familia preste mayor atención a su cuidado ya que al encontrarse la piletta dentro de su vivienda la considera de su propiedad.
- Se facilite el acceso de todos los miembros de la familia, evitando que tengan que recorrer largas distancias para acarrear el agua.

Para la instalación de las conexiones domiciliarias se utiliza, tuberías de 1/2".

03.07. MODELACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Actualmente existen diversas aplicaciones y software para efectuar la modelación de los diferentes tipos de redes de distribución en un sistema de agua potable, éstas se resuelven las ecuaciones, analizan zonas de



presión y/o velocidad, bombas, reservorios en condiciones estáticas y reproducen periodos extendidos con representaciones gráficas y algunos están relacionadas con otros programas como el Auto Cad, Excel, etc Para redes grandes, las instituciones han desarrollado software que se muestran a continuación:

- LOOP
- WATERCAD
- EPANET
- REDES

A continuación se detallará los pasos a seguir en la modelación de redes de distribución empleando el software Watercad V8i.

03.07.01. MODELACIÓN EN WATERCAD

El programa utilizado tiene como nombre WATERCAD V8i, es un programa orientado al análisis del comportamiento hidráulico, que se realiza mediante simulación de los sistemas hidráulicos y calidad del agua en redes de conducción o distribución a presión en periodos extendidos. En general, una red consta de tuberías, nudos (conexiones entre tuberías), bombas, válvulas, reservorios y tanques de almacenamiento o depósitos de líquidos. Este programa determina el caudal que circula por cada una de las tuberías, la velocidad de flujo, la pérdida de carga, la gradiente hidráulica, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque a través de la red durante un determinado periodo de simulación analizando en diferentes intervalos de tiempo.



De hecho puede utilizarse en múltiples aplicaciones para el análisis de sistemas hidráulicos tales como, diseño de programas de muestreo, calibración de modelos hidráulicos, además puede servir de ayuda para la evaluación de diversas estrategias para alternativas de gestión de los sistemas de distribución todas encaminadas a la mejora de la calidad del agua dentro del sistema, esto incluye la utilización de alternativas de las fuentes de suministro en sistemas que disponen de múltiples fuentes de abastecimiento, variación de los esquemas de bombeo, llenado y vaciado de los tanques de almacenamiento.

Respecto a su manejo, puede emplearse bajo el sistema operativo Windows (sin importar la versión), ofreciendo un interfase práctica y sencilla para la edición de los datos de entrada de la red, para el cálculo hidráulico, las simulaciones de la calidad del agua, y para poder visualizar los resultados obtenidos en una amplia variedad de formatos.

Para la realización de un modelo hidráulico correcto, es necesario disponer de datos precisos y completos que incluyan las siguientes características:

El límite en el tamaño de la red depende de la versión y licencia adquirida. Se debe especificar las dimensiones del área de tal forma que las coordenadas de todos los puntos del esquema puedan mostrarse debidamente en la pantalla.

- Las fórmulas utilizadas para el cálculo de las pérdidas por fricción están en función del caudal de paso por la tubería y son



representadas mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, ó Chezy-Manning, debido a que cada fórmula contempla la rugosidad de las tuberías de forma diferente.

- Incluye pérdidas menores en elementos tales como codos, acoplamiento, etc.
- Modela bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como de giro variable.
- Calcula la energía consumida y el coste de bombeo de las estaciones.
- Modela diferentes tipos de válvulas, incluyendo válvulas de regulación, válvulas de retención, válvulas de aislamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas de control de caudal, etc.
- Permite el almacenamiento de agua en estanques que presenten cualquier geometría (por ejemplo que la sección del tanque sea variable con la altura del mismo).
- Considera la posibilidad de establecer diferentes categorías de consumo en los nudos, cada una de ellas con su propia curva de modulación.
- Modela consumos dependientes de la presión que salen al exterior del sistema a través de emisores (rociadores, aspersores).
- Puede determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el estanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal.
- Especifica un informe de estado el cual es emitido tras finalizar una simulación.



- Según la opción deseada por el usuario se puede obtener un informe sencillo ó un informe completo, que es básicamente igual que el sencillo, pero con la diferencia que en este se agregan los errores.

ELEMENTOS IMPORTANTES PARA EL MODELADO DE UN SISTEMA HIDRÁULICO

Reservorio.- Es un elemento hidráulico que cuenta con una carga hidráulica (con superficie libre) e infinita capacidad de abastecer o aceptar flujo de algún líquido.

Tanque.- Es un elemento hidráulico para el almacenamiento de algún líquido con superficie libre (no presurizado). Para un periodo de análisis extendido la superficie libre puede subir o bajar, dependiendo del flujo de ingreso y salida del tanque.

Nudo.- Un nudo es un punto en el cual dos o más tuberías convergen. Por tanto hay variación en la energía de flujo, ya sea por pérdidas menores, por cambio en las características de las tuberías o por variación en el caudal.

Tuberías.- Una tubería es un elemento que conduce un fluido a presión por dentro de ella. Sirve para conectar dos elementos de un sistema hidráulicos cualesquiera que sea.



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUCIONES



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIONES

04.01 DATOS PARA EL DISEÑO

04.01.01. Estudio de las fuentes de abastecimiento de agua

La fuente de abastecimiento de agua potable es de brote definido de fondo y se encuentra en el sector de El Progreso y Buena vista 170 m.s.n.m.

04.01.02. Aforo

El manantial es un afloramiento, que tiene una presencia en la zona como laguna pequeña de 200 m² y algunos charcos cercanos a este afloramiento, este afloramiento se conduce por medio de un canal de tierra. El clima no presenta mayores precipitaciones durante el año.

Para Determinar El Caudal Del Aforo El promedio obtenido y el utilizado para el diseño es 0.68 l/seg, dicho ojo de agua esta ubicado en las coordenadas E761342 N9061723.

El estudio y aforo del manantial indicado, se hizo el día 14/08/17, por referencia de los pobladores se dice que este caudal aumenta en 3 veces aproximadamente en la época de lluvias de la parte sierra de la región.

04.01.03 Calidad del Agua

Este es un factor primordial en un estudio de agua potable para determinar la calidad sanitaria, siendo necesario efectuar análisis físico-químicos, sanitarios y bacteriológicos los cuales son anexados al final.



El informe del Ensayo Físico químico y bacteriológico realizada por la bióloga Cecilia Ceballos asistente del laboratorio del control ambiental de la Red de Salud Pacifico Norte, informa que el agua de nuestra muestra cuenta con una mínima cantidad de COLIFORMES lo cual nos indica que tendrá que tener una cloración previa para ser apropiada para el consumo humano, además cuenta con un PH dentro del rango.

04.01.04. Levantamiento Topográfico

Para el levantamiento topográfico se utilizó estación total, estacas, wincha, prisma.

04.01.05 Población Actual, Cálculo de la Población Futura

Población actual

Se realizó un estudio para la elaboración de un sistema de abastecimiento de agua potable, justamente para esta comunidad, en el que se hizo un censo de la cantidad de habitantes, contabilizándose 238 personas. Dicho censo se hizo en fecha 17/05/2016. De acuerdo al Art. 1.3 de la Norma OS.100 (Ref.2), cuando se trata de nuevas habilitaciones para viviendas se debe considerar 7 personas/vivienda por lo que la cantidad de habitantes a considerarse en este trabajo de tesis es:

Población Actual = 34viviendas x 7 habitantes/vivienda = 238 habitantes.

Población Futura

Para la proyección de la población futura se tomaron en cuenta los censos realizados desde los año 2010 al 2015 obteniendo así una tasa de crecimiento de 7 % para el distrito de Chao- Viru - La Liberad. Datos que fueron recopilados de la página oficial del INEI.



En el Art. 1.2 de la norma OS.100 (Ref.2), se indica que el periodo de diseño debe ser elegido por el proyectista, así mismo el SNIP indica que el horizonte de evaluación (periodo durante el cual, el proyecto es capaz de generar beneficios por encima de sus costos esperados) para un proyecto típico de saneamiento es de 20 años.

Teniendo en consideración que dicho periodo podría diferir con el periodo de vida útil de los principales activos del proyecto, contados a partir del primer año de operación. Es por ello y además de tratarse de un proyecto para una comunidad rural con escasos recursos económicos que se considera como periodo de diseño, 20 años. Con lo que se obtiene al aplicar el método geométrico:

$$P_f = P_a * 1 + (r * t)$$

Donde:

P_f = Población Futura

P_a= Población Actual

r = Tasa de Crecimiento

t = Periodo de Diseño

Calculando:

P_a= 238 habitantes

r = 70

t = 20 años

$$P_f = 238 * \left(1 + \frac{70 * 20}{1000} \right)$$

$$P_f = 571 \text{ habitantes}$$



04.01.06 Dotación y Caudales de diseño

Considerando el Tipo de población y costumbres de los pobladores es por ello la dotación considerada en el presente trabajo de tesis es de 66 l/hab/día (**Ver Capítulo III**), con el que se realizaron los siguientes cálculos:

Consumo promedio diario anual:

$$Qp = \frac{PobxDot}{86400} \quad Qp = 0.44 \text{ lt/seg}$$

Consumo máximo diario:

$$Qmd = 1.3Qp \quad Qmd = 0.57 \text{ lt/seg}$$

Consumo máximo horario:

$$Qmh = 1.5Qp \quad Qmh = 0.66 \text{ lt/seg}$$

De lo cual podemos señalar lo siguiente:

$$Qmd = (0.57 \text{ lt/seg}) < Qaforo = (0.68 \text{ lt/seg})$$

Lo que implica que la fuente es capaz de suplir la demanda.



04.01.07. *Parámetros de diseño*

Según lo calculado anteriormente podemos resumir los datos de diseño de la siguiente manera:

Aforo	:	0.68 L/seg.
Tipo de sistema	:	Gravedad
Número de Conexiones	:	34 viviendas
Población Actual	:	238 Habitantes
Tasa de Crecimiento	:	7%
Periodo de Diseño	:	20 años
Población de Diseño	:	571 Habitantes
Dotación	:	66 lt/hab/día *
Caudal Promedio Anual	:	0.44 lt/seg
Coefficiente de Variación Diaria	:	1.30
Caudal Máximo Diario	:	0.57 lt/seg
Coefficiente de Variación Horaria	:	1.5
Caudal Máximo Horario	:	0.66 lt/seg

*Nota: la dotación fue tabula de acuerdo al cuadro N° 1 cuya fuente es el Ministerio de salud

04.01.08. *Diseño de Captación*

A. Tipo de Captación:

Según la inspección al lugar de aforo se tiene una captación de manantial de fondo y concentrado, en el sector denominado Buenavista.

B . Cálculo Hidráulico:

- Calculo de altura total (Ht):

Se asume un valor de la velocidad de $V=0.50$ m/seg

$$Ht = A + B + E + H \leq \text{Altura natural que alcanza el agua}$$

Donde:

A = Altura del filtro (se recomienda de 10 cm)

B = Diámetro de la tubería de salida

H = Altura de agua sobre la canastilla

E = Borde libre (se recomienda como mínimo 30 cm)

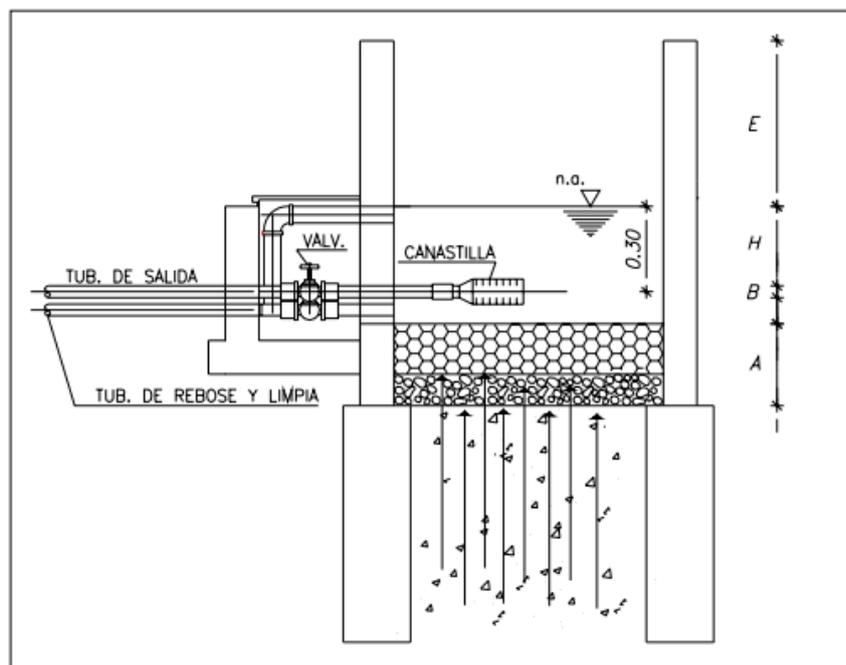


Figura N° 17: Cámara de captación

Para determinar la altura de la captación, es necesario conocer la carga requerida para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción. La carga requerida es determinada mediante la siguiente ecuación:



$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

H = Carga requerida en m.

V = Velocidad promedio en la salida de la tubería de la línea de conducción en m/s. Se debe considerar la velocidad mínima recomendada para una línea de conducción.

g = Aceleración de la gravedad igual 9,81 m/s².

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g}$$

Reemplazando los valores tenemos:

$$H = 0.019 \text{ m}$$

Se recomienda una altura mínima de H = 5 cm, sobre la canastilla

- **Dimensionamiento de la Canastilla:**

El diámetro de la canastilla está dada por:

$$D_{\text{canastilla}} = 2 D_c$$

$$D_{\text{canastilla}} = 2 (2'')$$

$$D_{\text{canastilla}} = 4''$$

Donde:

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$$

$$A_c = 3''$$



Conocidos los valores del área total de ranuras y el área de cada ranura se determina el número de ranuras:

$$N^{\circ} \text{ ranura} = \frac{\text{Área total de ranuras}}{\text{Área de ranuras}} + 1$$

$$N^{\circ} \text{ ranura} = \frac{2 * 2}{1.38} + 1$$

$$N^{\circ} \text{ ranura} = 4 \text{ und}$$

- **Cálculo de la Tubería de Limpieza y Rebose:**

Las tuberías de limpieza y rebose tendrán el mismo diámetro y está dada por la fórmula:

$$D = \frac{0.71Q^{0.38}}{S^{0.21}}$$

Donde:

$$Q_{md} = 0.57 \text{ lps}$$

$$S = 0.015 \text{ m/m}$$

Reemplazando valores tenemos:

$$D = 2.07 \text{ pulgadas}$$

Se utilizará: **D = 2”**

C. Cálculo Estructural:

Para el diseño estructural se considera el muro sometido al empuje de la tierra, es decir cuando la caja está vacía.

Se tiene el siguiente pre dimensionamiento:

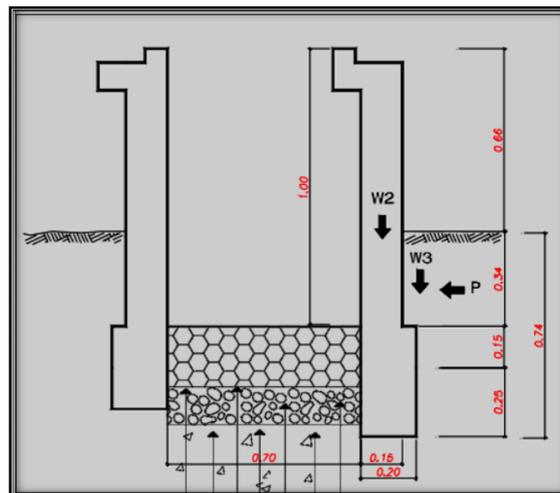


Figura N° 18: Pre dimensionamiento de la caja de Captación

A continuación, se detallan los datos para ser utilizados en el diseño:

- Peso específico del Suelo (γ_s) : 1.90 tn/m³
Para arena, tierra o grava semi compactadas
- Angulo de Rozamiento interno del Suelo (ϕ) : 30°
Para gravas, mezclas de grava – arena, arena gruesa
- Coeficiente de fricción (u) : 0.42
- Peso específico del concreto (γ_c) : 2.40 tn/m³
- Resistencia del Concreto (F'c) : 210 kg/cm²
- Capacidad Portante del Suelo : 1.12kg/cm²

Con todos éstos parámetros se diseña la cámara de captación, obteniéndose los valores mostrados en la **Figura N° 18**, cabe indicar que las dimensiones de la uña están considerados a criterio dado que los cálculos no lo ameritan, pero por la inestabilidad y ubicación de la zona se considera.



4.01.09. Diseño de la Línea de Conducción:

Realizado el levantamiento topográfico y teniendo los datos de campo se trazó el perfil longitudinal. que nos sirvió para conocer las alturas correspondientes entre la captación – reservorio y la carga disponible.

La línea de conducción inicia en la captación y llega al punto en donde se encontrará ubicado el reservorio. La ubicación de la fuente con respecto del reservorio permite que el sistema sea por gravedad, por lo que se realizará un diseño hidráulico comprendido de un tramo de 742 m y con una diferencia de alturas de 3 metros.

Para la línea de conducción se utilizará en su totalidad tubería de PVC SAP CLASE 10, el tramo del diseño está comprendido desde la Captación hasta el Reservorio. Para el cálculo de la línea de conducción se utilizó la fórmula de Hazen y Williams.



4.01.10 Diseño de la Tubería de succión e Impulsión:

Para las tuberías de succión e impulsión tendremos en cuenta el caudal e bombeo requerido en el diseño desde el reservorio hasta el tanque elevado el cual está dado mediante la formula

$$Q_b = \frac{V_{te}}{T}$$

Donde:

Q_b = caudal de bombeo.

T = tiempo de llenado del tanque elevado.

Para el diseño se está considerando el llenado del tanque en 90 minutos.

T : tiempo de llenado del Tanque elevado

$$Q_b = \frac{V_{TE}}{T} \quad (TE)=1 \text{ hora} \quad 90$$

$$Q_b = 37 \text{ g.p.m} = 2.3 \text{ Lt/seg} \quad \text{entonces ver table 6}$$

Tubería de impulsión : 1 1/2 "

Tubería de succión: 2 "



GASTOS BOMBEO EN LITROS	DIAMETRO DE LA TUBERIA DE IMPULSION
0.5	3/4
1	1
1.6	1 1/4
3	1 1/2
5	2
8	2 1/2
15	3
25	4

Tabla N°6: Diámetros de tubería de impulsión fuente RNE

Para conocer el diámetro de la tubería de succión nos basamos en el RNE, donde la tubería de succión es el inmediato superior de la tubería de impulsión.

4.01.11 Diseño de Bomba:

$$HP = \frac{Q_b \times HDT}{3960 \times n}$$

Donde:

Q_b = caudal de bombeo.

HDT = Altura dinámica total

n = eficiencia de la bomba rango 50% a 60%



consideraremos las perdidas en tuberías y accesorios, teniendo en cuenta el

Abaco de Hazen y Williams

$$HDT=HS + HT + HFT$$

Donde:

HDT: Altura dinámica total

HS: Altura de succión

HT: Altura total

HFT: Perdida de carga en la tubería de succión mas perdida de carga en
tubería de impulsión

perdida de carga en tubería de succión Hfs

- $Q_b = 37\text{gpm} = 2.31/\text{s} = 0.47$

mirar abaco hazen y Williams $\text{Ø}=2''$

$$HFS = 4.95 \times 0.005 = 0.02\text{m} \quad 0.08\text{pies}$$

- $Q_b = 37\text{gpm} = 2.31/\text{s} = 1.8$

mirar abaco hazen y Williams $\text{Ø}=1/2''$

$$HFS = 15 \times 0.018 = 0.27\text{m} \quad 0.89\text{pies}$$

Entonces:

$$HDT=HS + HT + HFT$$

$$HDT = 15 + 0.08 + 39 + 0.89$$

$$HDT = 55.08 \text{ pies}$$

calculo de caballaje de la bomba



$$HP = \frac{Qbx HDT}{3960 x n}$$

$$HP = \frac{Qbx 55.08}{3960 x 0.6}$$

$$HP = 0.85$$

De acuerdo a los cálculos obtenidos según reglamento se redondea a 1 HP para uso.

4.01.12. Diseño de la Línea de Aducción:

La línea de Aducción inicia en el Tanque elevado y llega al punto en donde se encontrará con el inicio de la línea de distribución la cual llevará el Agua Hacia las viviendas. teniendo en cuenta la ubicación del Tanque elevado con respecto a la distribución, este sistema será por gravedad,

Para la línea de Aducción se utilizará en su totalidad tubería de PVC SAP CLASE 10, el tramo del diseño está comprendido desde el tanque elevado hasta el inicio a la línea de distribución. Para el cálculo de la línea de aducción se utilizó la fórmula de Hazen y Williams.



A continuación, en el **Cuadro N° 03**, se resumen los cálculos obtenidos por el programa Watercad V8i:

	ID	Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (mm)	Material	Hazen-Williams C	Has Check Valve?	Minor Loss Coefficient (Local)	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Headloss Gradient (m/m)
36; P-1	36	P-1	296	T-1	J-1	54.6	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	1	0.50	0.005
37; P-2	37	P-2	494	J-1	J-2	54.6	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	1	0.49	0.005
38; P-3	38	P-3	498	J-2	J-3	43.7	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	1	0.77	0.015
39; P-4	39	P-4	458	J-3	J-4	38.1	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	1	0.51	0.008

Cuad Cuadro N° 03: Resultados de Diseño Línea de Conducción

En el cálculo del diámetro de la tubería se puede observar que el diámetro adoptado es de 2” para los primeros 2 tramos, 1 ½” el tercero y 1 ¼” para el tramo final además se aprecia las velocidades que se acercan a la velocidad mínima recomendada 0.60 m/s de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y si se opta por diámetros mayores o menores la velocidad y la presión disminuye a valores por debajo de lo recomendado.



En el siguiente cuadro se observa las presiones obtenidas en la Línea de aducción; las cuales cumplen con las condiciones requeridas.

	ID	Label	Elevation (m)	Zone	Demand Collection	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H ₂ O)
32: J-1	32	J-1	164.00	<None>	<Collection:	0	176.98	13
33: J-2	33	J-2	161.90	<None>	<Collection:	0	174.45	13
34: J-3	34	J-3	155.84	<None>	<Collection:	1	166.88	11
35: J-4	35	J-4	151.50	<None>	<Collection:	1	163.15	12

Cuadro N° 04: Resultados de Presiones en Línea de Conducción.

En el cálculo de las presiones podemos determinar que para los dos primeros nudos tenemos una presión de 15 mh₂o y para los 2 últimos una presión de 14 mh₂o. lo cual cumple con el RNE. (Presión mínima 10 mh₂o).



04.01.13 Diseño del Tanque de Almacenamiento o Reservorio

A. Cálculo de la capacidad del reservorio:

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones se deberá adoptar para el volumen de regulación como mínimo el 25% de consumo promedio anual. Según lo anterior se tiene:

$$V \text{ reservorio} = 0.25 Q_m = 13,3316. \text{ litros}$$

$$V \text{ reservorio} = 13.34 \text{ m}^3$$

$$V_{alm} = V_r + V_R + V_{ci}$$

Donde:

V_{alm} = Volumen de Almacenamiento

V_r = Volumen de Regulación

$$V_r = Q_{md} \times 0.25 \times 86.40$$

V_R = Volumen de Reserva

$$V_R = Q_{md} \times 0.05 \times 86.4$$

Entonces:

$$V_r : \quad 12.36 \quad \text{M}^3$$

$$V_R : \quad 2.47 \quad \text{M}^3$$

$$V_{ci} : \quad 30.00 \quad \text{M}^3$$

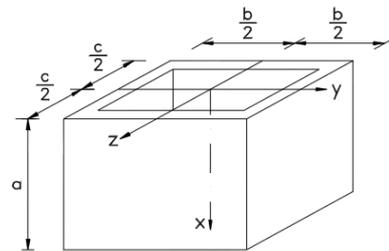
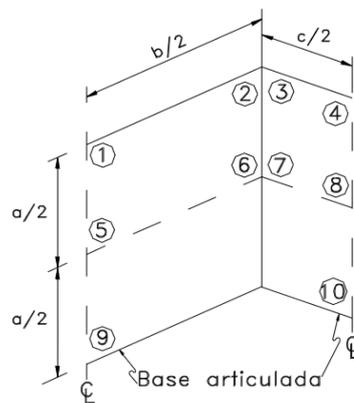
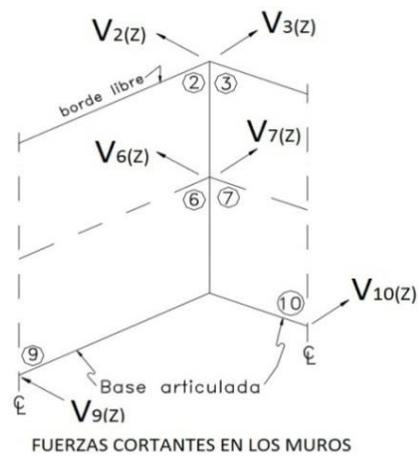
según RNE se debe asumir 50 m³ como volumen contra incendios (Vci), pero se asumirá conservadoramente 30 m³

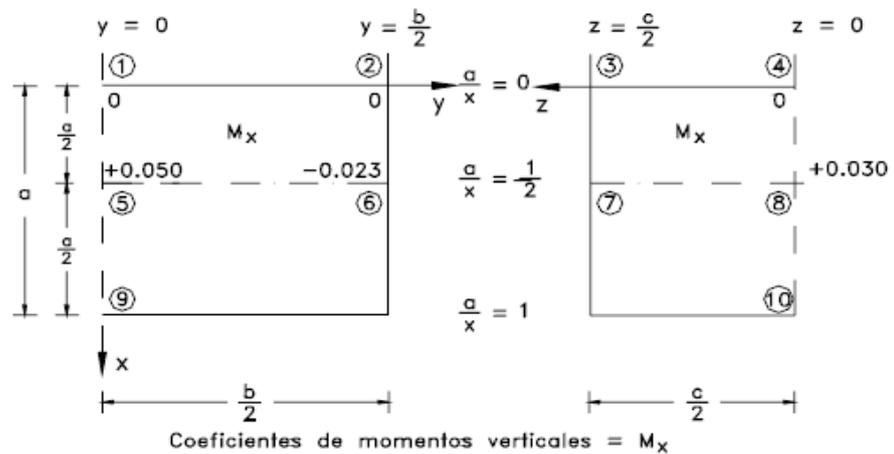
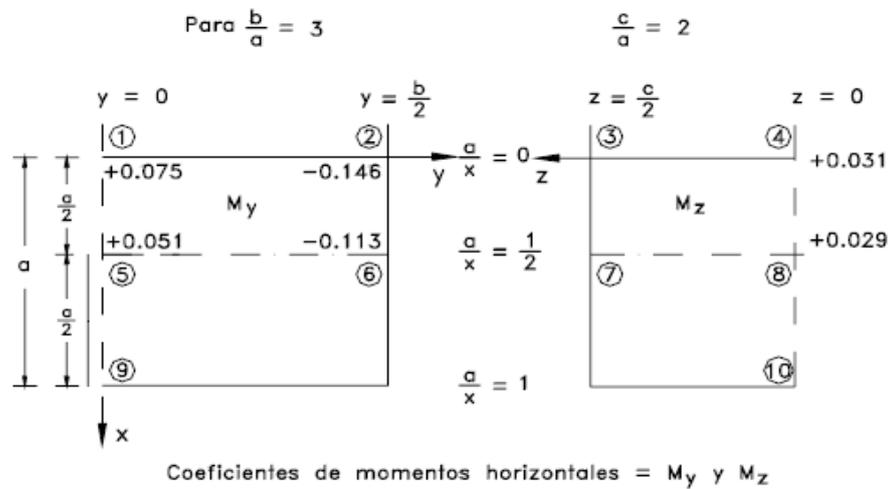
$$V_{alm} = V_r + V_R + V_{ci} = 12.36 + 2.47 + 30 = 44.83 = 50m^3$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO RECTANGULAR:

Para el diseño estructural del reservorio, se utilizará el método Portland Cement Association, que determina momentos y fuerzas cortantes como resultado de experiencias sobre modelos de reservorios basados en la teoría de "Plates and Shells de Timoshenko, donde se consideran la partes empotradas entre sí.

DISEÑO DE RESERVORIO RECTANGULAR	
GEOMETRIA DEL RESERVORIO	
Largo	= 5.80 m
Ancho	= 3.90 m
Altura de Muro	= 2.00 m
Borde Libre	= 0.30 m
Relacion Largo/Altura de agua ($1 \leq X \leq 3$)	= 2.90 Bien
Relacion Ancho/Altura de agua ($0.5 \leq X \leq 3$)	= 1.95 Bien
DATOS DE MURO	
Resistencia a la compresión ($f'c$)	= 210 kg/cm ²
Peso específico del concreto (γ_c)	= 2400 kg/m ³
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	= 4200 kg/cm ²
Espesor	= 20 cm





Coeficientes de Momentos Flexionantes según la tabla V de PCA

b/a	2	3
PUNTO CENTRAL DEL BORDE INFERIOR	0.38	0.45
ESQUINA DEL BORDE INFERIOR	-0.583	-0.59
BORDE SUPERIOR DE LA ESQUINA LATERAL	0.1	0.165
PUNTO CENTRAL DE LA ESQUINA LATERAL	0.375	0.406



FUERZAS CORTANTES

Tablero largo: borde superior de la esquina lateral	$V_2(x) =$	0.660 Ton
Tablero corto: borde superior de la esquina lateral	$V_3(x) =$	0.040 Ton
Tablero largo: punto central de la esquina lateral	$V_6(x) =$	1.624 Ton
Tablero corto: punto central de la esquina lateral	$V_7(x) =$	1.500 Ton
Tablero largo: punto central del borde inferior	$V_9(x) =$	1.800 Ton
Tablero corto: punto central del borde inferior	$V_{10}(x) =$	1.520 Ton

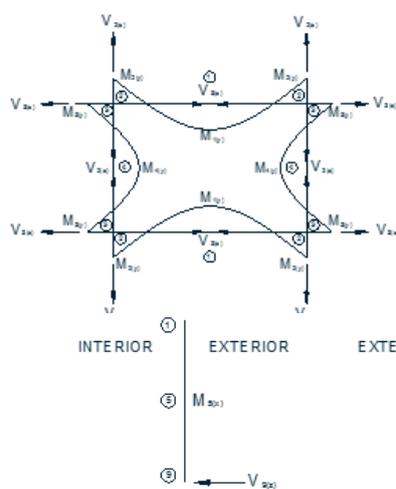
b/a=3.00							
c/a=2.0	x/a	y=0		y=b/2=c/2		z=0	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
	0	0	0	75	0	-146	0
0.5	0.5	50	51	-23	-113	30	29

MOMENTOS FLEXIONANTES HORIZONTALES

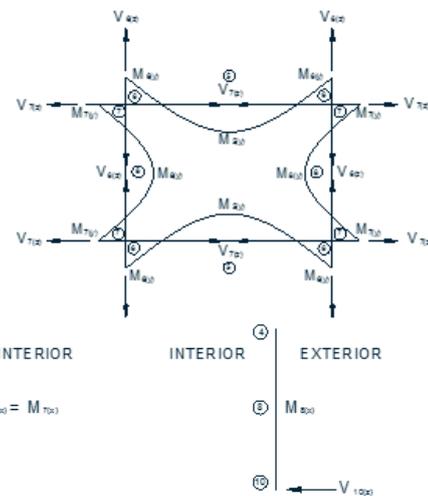
- $M_{1(y)} = 0.600 \text{ Ton-m}$
- $M_{2(y)} = -1.168 \text{ Ton-m}$
- $M_{3(y)} = -1.168 \text{ Ton-m}$
- $M_{4(y)} = 0.248 \text{ Ton-m}$
- $M_{5(y)} = 0.408 \text{ Ton-m}$
- $M_{6(y)} = -0.904 \text{ Ton-m}$
- $M_{7(y)} = -0.904 \text{ Ton-m}$
- $M_{8(y)} = 0.232 \text{ Ton-m}$

MOMENTOS FLEXIONANTES VERTICALES

- $M_{5(x)} = 0.400 \text{ Ton-m}$
- $M_{6(x)} = -0.184 \text{ Ton-m}$
- $M_{7(x)} = -0.184 \text{ Ton-m}$
- $M_{8(x)} = 0.240 \text{ Ton-m}$



ELEMENTOS MECANICOS VERTICALES AL CENTRO DEL TABLERO LARGO



ELEMENTOS MECANICOS VERTICALES EN LA UNION DE LOS TABLEROS CORTO Y LARGO

ELEMENTOS MECANICOS VERTICALES AL CENTRO DEL TABLERO CORTO

DISEÑO DE LAS LOSAS DE LOS TABLEROS

Verificación de la capacidad al cortante de los tableros

a) Tablero largo. Cortante en el punto medio del borde inferior

El cortante máximo en el punto medio del borde inferior del tablero largo (punto 9), vale: 1.8 Ton. el cual se evalúa así:

$$V = C_S \times w a^2 = 1.800 \text{ Ton} \quad \text{Por lo tanto} \quad : V_u = 1.7V = 3.060 \text{ Ton}$$

Y la resistencia del concreto: $V_c = 0.5\sqrt{f'_c} bd =$

Donde dicho factor, $FR = 0.85$: Factores de reducción de la resistencia. El ancho unitario $b = 100 \text{ cm}$.

$$F_R V_c = 0.85 \times (0.5)\sqrt{f'_c} bd = \quad \text{Si se utiliza} \quad :$$

Si: #4 - 1/2" : $\emptyset_{var}=1.27\text{cm}$; $\emptyset_{var}/2=0.635\text{cm}$;
 y el peralte efectivo: $d=h\text{-recubrimiento}-\emptyset_{var}/2= 14.37 \text{ cm}$

Al reemplazar valores, el cortante resistente del concreto vale:

$$F_R V_c = 0.85 \times (0.5)\sqrt{f'_c} bd = 8.847 \text{ Ton} \quad \text{Ok!!!}$$

b) Cortante en el punto a media altura en la intersección de los tableros

A media altura de la esquina, en el tablero largo (punto 6), la reacción vale 1.624 en tanto que en el mismo sitio (punto 7), la reacción en el tablero corto es de 1.5

Los valores factorados de dichas reacciones son: $V_u = 1.7V = 2.761 \text{ Ton}$
 $V_u = 1.7V = 2.550 \text{ Ton}$

La fuerza de tensión en el plano del tablero largo no es otra sino la fuerza de reacción en el tablero corto.

Para determinar la fuerza cortante admisible del concreto en el tablero largo, se hace uso de la ecuación. En efecto:

$$\text{Pto 6: } F_R V_c = F_R (0.53) \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd = 9.008 \text{ Ton} \quad > \quad 2.761 \text{ Ton} \quad \text{Ok!!!}$$

$$\text{Pto 7: } F_R V_c = F_R (0.53) \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd = 9.036 \text{ Ton} \quad > \quad 2.550 \text{ Ton} \quad \text{Ok!!!}$$

3.2. DISEÑO PARA FLEXIÓN COMBINADA CON TENSIÓN DIRECTA

3.2.1. Refuerzo mínimo para flexión

El porcentaje de refuerzo mínimo para la flexión, vale:

$$\rho = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.00276 \quad \text{pero no menor a: } \rho = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Se optara por el mayor

3.2.3. Momentos en el sentido horizontal

3.2.3.1. Diseño para el momento negativo en el tablero corto

Por lo tanto, el momento y la fuerza de tensión directa, ambos factorados, en el borde valen:

$$M_u = -2.581 \text{ Ton-m} \quad N_u = -1.851 \text{ Ton-m}$$

Para varillas del #4 - 1/2" , el peralte efectivo de la losa: Se utiliza:

Si: #4 - 1/2" : $\emptyset_{var}=1.27\text{cm}$; $\emptyset_{var}/2=0.635\text{cm}$;
 y el peralte efectivo: $d=h\text{-recubrimiento}-\emptyset_{var}/2= 14.37 \text{ cm}$

Con objeto de utilizar la Tabla A-1 de Rectangular Concrete Tanks (PCA), se calcula el valor:

$$K_u = \frac{M_u}{F_R f'_c b d^2} = 0.0662 \quad \text{A partir de la Tabla} \quad \omega = 0.0690$$

De donde: $\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.0035 > 0.0033 \quad \text{ok!!!}$

$$A_{s, flex} = \rho b d = 4.956 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El refuerzo para la tensión directa se calcula con:

$$A_{s, tensión} = \frac{N_u}{2 F_R f_y} = 0.245 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{El area total de refuerzo} \quad A_s \text{ total} = 5.201 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{A_s}{A_\emptyset} = 4.095 \Rightarrow n = 5 \quad \text{As recalculado} = 6.350 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: #4 - 1/2" @ 20 cm

3.2.3.2. Diseño para el momento negativo en el tablero largo

El acero para tensión en el tablero largo se calcula con:

$$A_{s, tensión} = \frac{N_u}{2 F_R f_y} = 0.015$$

La totalidad del refuerzo horizontal negativo en el tablero largo, vale: $A_s = 4.971 \text{ cm}^2/\text{m}$

Usar: #4 - 1/2" @ 25 cm As recalculado = 5.080 cm²/m

3.2.3.3. Momento negativo en la intersección de los tableros, a media altura

A media altura, en el punto 6, el momento horizontal para el tablero corto vale $-0.904 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

$$M_{u1} = -1.998 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

La fuerza de tensión N para el tablero corto es la reacción en el tablero largo es:

$$N_{u1} = -4.215 \text{ Ton}$$

$$K_u = 0.0512 \quad \omega = 0.0528$$

El refuerzo para la tensión vale: $\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.0026 \quad A_{s, flex} = 3.792 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$A_{s, tens} = \frac{N_u}{2 F_R f_y} = 0.558 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, el refuerzo horizontal en la cara interior del tablero corto $A_s = 4.350 \text{ cm}^2/\text{m}$

As recalculado = 5.080 cm²/m

Usar: #4 - 1/2" @ 25 cm

3.2.4. Momentos horizontales positivos

Los momentos positivos que se han considerado, son:

En el borde superior de la losa, en el tablero largo = 0.600 Ton-m

En el borde superior de la losa, en el tablero corto = 0.248 Ton-m

A media altura del depósito, tablero largo = 0.408 Ton-m

A media altura del depósito, tablero corto = 0.232 Ton-m

3.2.4.1. Momento en el tablero largo, borde superior

Para el mayor de los momentos, que es el de : 0.600 Ton-m

$$M_{it} = 1.326 \text{ Ton-m}$$

Se suponen varillas del $d=h\text{-recubrimiento}-\phi\text{var}/2= 14.37 \text{ cm}$

$$K_{it} = 0.0340 \quad \omega = 0.0346$$

$$\rho = \omega \frac{f_c'}{f_y} = 0.0017 \quad A_{s, \text{req}} = \rho b d = 2.49 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{As recalculado} = 2.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: #4 - 1/2" @ 50 cm

3.2.4.2. Momento en el tablero largo, a media altura

A media altura del depósito, en el tablero largo, el momento positivo es igual a: 0.408 Ton-m

$$M_{it} = 0.902 \text{ Ton-m}$$

Se suponen varillas de: $d=h\text{-recubrimiento}-\phi\text{var}/2= 14.37 \text{ cm}$



$$K_{ii} = 0.0231 \quad \omega = 0.0234$$

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.0012 \quad \text{Usar Cuantía Mínima} \quad A_{s,flex} = \rho b d = 1.68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El refuerzo de tensión en esa parte del tablero, vale: $0.56 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$A_{s, \text{total}} = 2.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: #4 - 1/2" @ 50 cm

$$A_s \text{ recalculado} = 2.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.2.4.3. Momento en el tablero corto, borde superior

El borde superior del depósito, en el tablero largo, el momento positivo es igual: $0.248 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

$$M_{ii} = 0.548 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Se suponen varillas de:

$$d = h - \text{recubrimiento} - \varnothing \text{var}/2 = 14.37 \text{ cm}$$

$$K_{ii} = 0.0141 \quad \omega = 0.0142$$

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.0007 \quad A_{s,flexión} = 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Puesto que: $\rho_{calculada} < \rho_{mínima}$ Se compara: $4/3 A_{s,calculada}$ con $A_{s,mínima}$

$$1.36 \text{ cm}^2/\text{m} < 4.74 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Ok!!!}$$



Entonces se toma: 1.36 cm²/m

La tensión directa en el borde superior del tablero corto es de: 0.660 Ton

$$N_u = 1.851 \text{ Ton} \quad A_{st} = \frac{N_u}{2F_R f_y} = 0.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A_s total = 1.60 cm²/m

Usar: #4 - 1/2" @ 50 cm

As recalculado= 2.54 cm²/m

3.2.4.4. Momento en el tablero corto, a media altura

El borde superior del depósito, en el tablero largo, el momento positivo es igual: 0.232 Ton-m

$$M_{ll} = 0.513 \text{ Ton-m}$$

Se suponen varillas de: #4 - 1/2" $d=h\text{-recubrimiento}-\emptyset\text{var}/2= 14.37 \text{ cm}$

$$K_{ll} = 0.0131 \quad (\omega) = 0.0133$$

$$\rho = \omega \frac{f_c'}{f_y} = 0.0007 \quad A_{s,flexión} = 1.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Puesto que: $\rho_{calculada} < \rho_{mínima}$ Se compara: $4/3 A_{s,calculada}$ con $A_{s,mínima}$

$$1.27 \text{ cm}^2/\text{m} < 4.74 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Ok!!!}$$

Entonces se toma: 1.27 cm²/m

La tensión directa en el borde superior del tablero corto es de: 1.500 Ton

$$N_u = 4.208 \text{ Ton} \quad A_{st} = \frac{N_u}{2F_R f_y} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A_s total = 1.83 cm²/m

Usar: #4 - 1/2" @ 50 cm

As recalculado= 2.54 cm²/m

3.3. Flexión en el sentido vertical

En el punto 5 para un momento: 0.400 Ton-m

$$M_{ll} = 0.884 \text{ Ton-m}$$

Se suponen varillas de: #4 - 1/2" $d=h\text{-recubrimiento}-\emptyset\text{var}/2= 13.10 \text{ cm}$



3.4. Refuerzo horizontal de contracción y temperatura, además del necesario para tensión directa en el lecho interior de los claros largo y corto

$$0.0018bh = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Usar:} \quad \#4 - 1/2" @ 34 \text{ cm}$$

A esta área habrá que adicionarle en cada caso, la necesaria para la tensión directa.

<i>En efecto: en la parte superior del tablero largo</i>	<i>As = 3.61 cm²/m</i>	<i>#4 - 1/2" @ 34 cm</i>
<i>En la parte inferior del tablero largo</i>	<i>As = 4.16 cm²/m</i>	<i>#4 - 1/2" @ 25 cm</i>
<i>En la parte superior del tablero corto</i>	<i>As = 3.84 cm²/m</i>	<i>#4 - 1/2" @ 25 cm</i>
<i>En la parte inferior del tablero corto</i>	<i>As = 4.20 cm²/m</i>	<i>#4 - 1/2" @ 25 cm</i>

04.01.14. Diseño de la Red de Distribución

El diseño de la red de distribución para el Centro de Poblado de Conín se realizó por el método de redes abiertas, debido a que las viviendas se hallan dispersas. Se empleó el Software Watercad V8i para diseñar la red y para ello se tomó en cuenta las condiciones topográficas del lugar y el caudal máximo horario también el llamado caudal de distribución. Se presenta el esquema de la distribución del sistema abierto y teniendo en cuenta los siguientes datos de diseño:

- Caudal Máximo Horario (Q_{mh}) : 0.66 lps
- Población actual : 34 familias (238 hab. Con una densidad promedio de 7 personas por familia).
- Tubería : PVC (C=150)
- Cota del tanque elevado : 176.84 m.s.n.m.
- Conexiones : 34
- Dotación : 66 lt/hab/seg.
- Aforo : 0.68 lt/seg.



- Cálculo del caudal por vivienda o familia:

$$Q_v = \frac{Q_{mh}}{N^{\circ} \text{ viviendas actuales}}$$

$$Q_v = 0.026 \text{ lt/seg}$$

- Cálculo de los caudales por tramos:

Identificando los tramos y sectores en el esquema de distribución se determinó los gastos por tramos que se muestran a continuación:



DETERMINACION DE LA DEMANDA EN CADA TUBERIA					
DIAMETRO (In)	TRAMO	VIVIENDAS	DEMANDA (L/d)	DEMANDA (L/s)	DEMANDA TOTAL (L/s)
2	R1-J1	34	1500	0.017	0.017
2	J1-J2				
1 1/2	J2-J3				
1 1/4	J3-J4	1	1500	0.017	0.578
		2	1500	0.017	
		3	1500	0.017	
		4	1900	0.022	
		5	1500	0.017	
		6	1500	0.017	
		7	1500	0.017	
		8	1500	0.017	
		9	1500	0.017	
		10	1500	0.017	
		11	1500	0.017	
		12	1500	0.017	
		13	1500	0.017	
		14	1500	0.017	
		15	1500	0.017	
		16	1500	0.017	
		17	1500	0.017	
		18	1500	0.017	
		19	1500	0.017	
		20	1500	0.017	
		21	1500	0.017	
		22	1500	0.017	
		23	1500	0.017	
		24	1500	0.017	
		25	1500	0.017	
		26	1500	0.017	
		27	1500	0.017	
		28	1500	0.017	
		29	1500	0.017	
		30	1500	0.017	
		31	1500	0.017	
		32	1500	0.017	
		33	1500	0.017	

Cuadro N° 05: Distribución de Caudales



DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

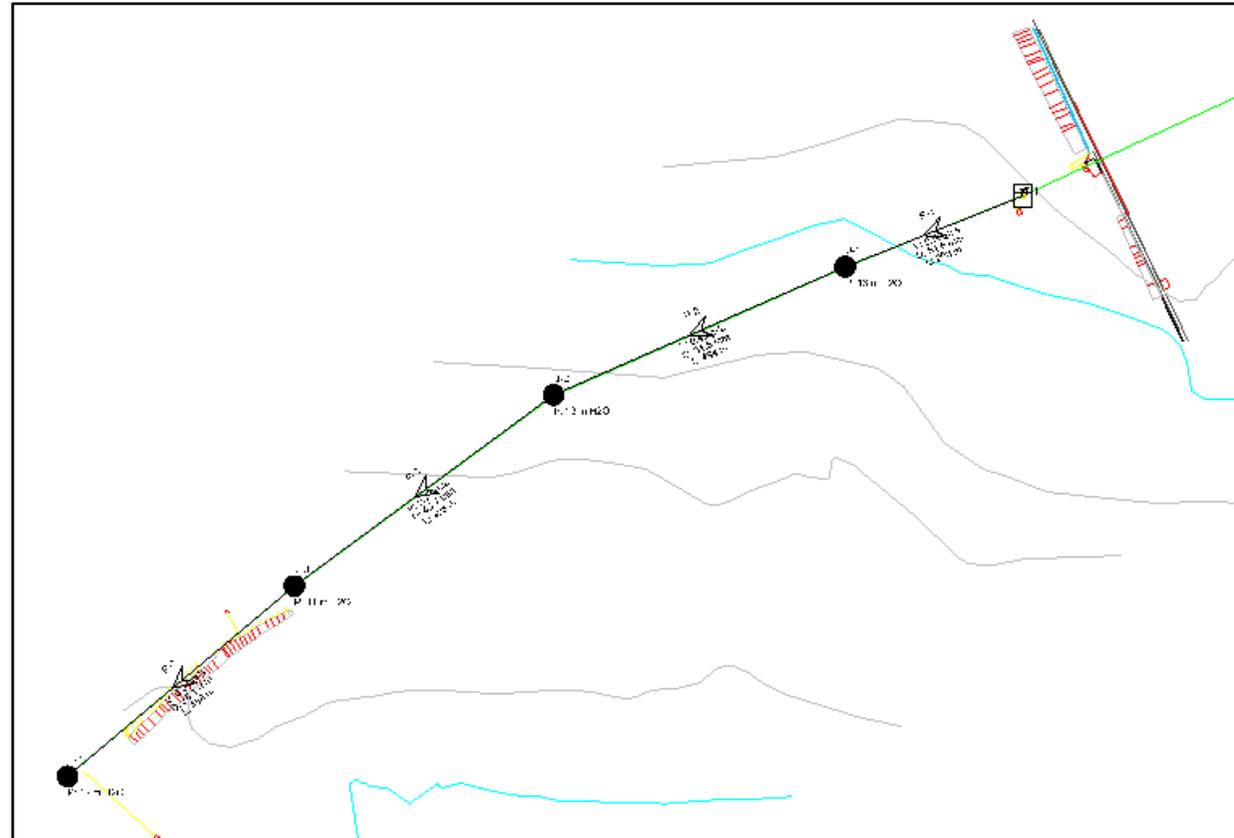


Figura N° 19: Orientación del flujo



En el esquema presentado (**Ver Figura N° 19**), se verifica la orientación del flujo hacia los puntos más bajos, por consiguiente, se comprueba que el sistema se desarrolla por gravedad.

En los Cuadros que se exponen se puede ver el caudal, la longitud, diámetro, velocidad, presiones, pérdidas de carga que hay en cada tramo de tubería, entre fuentes o entre puntos de derivación.

Las largas distancias han llevado a utilizar los diámetros que se aprecian en las tablas, con el objetivo de disminuir las pérdidas de carga, para que llegue suficiente presión a las fuentes. Debe haber la mayor homogeneidad en toda la distribución para evitar la recirculación del agua dentro de las tuberías y con ello conseguir que el agua llegue a las fuentes. La máxima velocidad que alcanza el fluido en una instalación de agua potable son 3 m/sg, porque si no la instalación tiene peligro de deteriorarse muy rápido.

En los siguientes gráficos se expone las presiones del sistema en la situación en que todas las fuentes se encuentren abiertas al mismo tiempo, es el momento en que el gasto de agua es máxima.

Se considerará que en toda la línea de distribución en el punto de término de la línea de distribución la instalación de una Válvula de Purga para evitar malos olores por estancamiento del agua y limpieza de la tubería por acumulación de sedimentos.

En la Red de distribución se hallaron los diámetro óptimos para la red de distribución

las cuales fueron determinados por los programas HCanales y

Watercad V8i las cuales podemos observar en los Cuadros **06 y 07**

ID	Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
32	J-1	164.00	0	176.98	13
33	J-2	161.90	0	174.45	13
34	J-3	155.84	1	166.88	11
35	J-4	151.50	1	163.15	12

Cuadro N° 06: Presiones en Red de Distribución

	ID	Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (mm)	Velocity (m/s)	Headloss Gradient (m/m)
36: P-1	36	P-1	296	T-1	J-1	54.6	0.50	0.009
37: P-2	37	P-2	494	J-1	J-2	54.6	0.49	0.009
38: P-3	38	P-3	498	J-2	J-3	43.7	0.77	0.019
39: P-4	39	P-4	458	J-3	J-4	38.1	0.51	0.008

Cuadro N° 07: Presiones en Red de Distribución

04.01.15 Conexiones de Servicio

Se plantea conexiones domiciliarias considerando que se brindaría un mejor servicio a los pobladores de la zona.

04.01.16. Modelación de la Red de Conducción, Aducción y Distribución

Para el modelado del sistema de conducción y distribución de agua potable del Centro Poblado El Progreso se utilizó un software de análisis hidráulico que se definirá a continuación.

Es una herramienta extremadamente eficiente para tender una red de distribución de agua. Es fácil preparar un modelo esquemático o a escala y dejar que el programa se encargue de la conexión de los nudos.



04.01.17 EVALUACIÓN Y SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

Para la selección del tipo de tratamiento según el análisis realizado al agua de la captación, se verifica que no necesita tratamiento alguno por estar en óptimas condiciones para el consumo humano.



CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.01 CONCLUSIONES

- La Captación del manantial evaluada y elegida para el abastecimiento de agua potable del sector El progreso, se encuentra en condiciones de satisfacer la demanda de agua.
- Según el informe Físico químico Bacteriológico brindada por la Red de Salud Pacifico Norte, es apta para el consumo humano.
- La presente investigación realizada sobre el abastecimiento de agua potable del sector el Progreso, ayudara a la Municipalidad Distrital de Chao para una futura ejecución.
- El proceso de diseño hidráulico de los elementos del sistema se realizó exitosamente bajo las especificaciones actuales del Reglamento Nacional de Edificaciones y normas afines, que rigen el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable.
- Se dimensionó un Reservorio rectangular de 45m³ para el centro poblado El Progreso.
- Se obtuvo un total de 1.7 km de tubería en la Línea de Conducción.
- Mediante la utilización del programa Watercad V8i se llega a obtener los resultados requeridos para el buen funcionamiento de éste sistema, los cuales ahorran tiempo en el cálculo y además nos facilita la presentación gráfica de resultados para un fácil entendimiento.
- El análisis del agua de la fuente disponible y elegida hacen concluir que no se necesita un sistema de tratamiento de agua potable.



- El análisis del comportamiento de las obras hidráulicas refuerza el aprendizaje, en cuanto a diseño de estos sistemas se refiere y conlleva a la aplicación de conocimientos teóricos sobre hidráulica y ramas afines.
- A través de la realización de este estudio se logró en cierta forma prestar un servicio al centro poblado de la región, además es de gran importancia conocer la realidad de localidad y buscar alternativas de solución a sus problemas.
- La investigación que se realizó en el sector El Progreso ayudará a determinar los resultados tales como caudales, dotaciones, tasa de crecimiento, entre otros que permitieron diseñar un sistema distribución eficiente de agua potable.

5.02 RECOMENDACIONES

- La presente tesis cuenta con resultados óptimos analizados y calculados la cual será de mucha ayuda en la ejecución de un futuro expediente técnico el cual podrá ser ejecutado por la municipalidad distrital de Chao.
- El uso racional del agua es siempre un factor importante a considerar en comunidades rurales donde obtener el agua es difícil de conseguir ya que no se cuenta con la red de distribución de agua potable, y como es de conocimiento en estos últimos años este recurso natural básico para la existencia humana se está haciendo muy escaso no solo en el Perú sino a nivel mundial.



-
- Se recomienda evaluar las distintas opciones de paso a futuro de las tuberías al momento de hacer el estudio de abastecimiento ya que muchas veces la topografía no nos garantiza un buen paso de las redes hacia los usuarios.
 - Se recomienda realizar continuos ensayos de calidad del agua para así obtener datos estadísticos del comportamiento de la fuente de abastecimiento.
 - Se recomienda la instalación de válvulas de purgas en el puntos finales de toda la red de distribución para evitar los malos olores y sedimentación producto del estancamiento del agua.
 - Se recomienda la instalación de válvulas de purga cada 500 m. de la tubería de la línea de conducción por condiciones de limpieza en todo su recorrido.



CAPÍTULO VI

BIBLIOGRAFIA



CAPÍTULO VI

BIBLIOGRAFIA

6.01 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- <http://www.sunass.gob.pe/doc/normas%20legales/legisla%20web%28ca mbio%29/normas/calidad%20de%20agua/Oficio%20677.pdf>
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD, “Guia Para El Diseño Y Construcción De Captación De Manatiales”, 2004.
- AGÜERO PITTMAN, Roger. “Agua Potable para Poblaciones Rurales”. Lima, 1997. Servicios Educativos Rurales (SER).
- APAZA HERRERA. “Redes de Abastecimiento de Agua Potable”. Edit. Servilaser, Lima 1989.
- AGUSTÍ PÉREZ, Foguet, SALVADOR VILLÀ, Ignasi, REALP CAMPALANS, Elisenda, BASTEIRO BARTOLI, Lluís, OLIETE JOSA, Sergio. “Abastecimiento de Agua y Saneamiento” – “Tecnología para el Desarrollo Humano y Acceso a los Servicios Básicos”, 1ª Edición Abril 2005.
- BRIONES SÁNCHEZ, Gregorio, García Casillas, Ignacio. “Aforo del Agua en Canales y Tuberías”. Edit. Trillas, 2da Edición México 1997.
- DIAGO USÓ, José Luis. “Abastecimiento de Agua por Gravedad, Concepción, Diseño y Dimensionado para Proyectos de Cooperación”. M - 5999 – 2008.
- DOMÍNGUEZ S., Francisco Javier. “Hidráulica”. Edit. Universitaria. Sexta Edición 1974.



- GARCÍA TRISOLINI, Eduardo. “Manual de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento en Poblaciones Rurales”. Fondo Peruano – Alemana, Lima, Mayo 2008.
- ING. VIDAL VALENZUELA, Carlos. “Diseño y Modelación de Sistemas de Distribución de Agua con Watercad”. 2ª Edición Julio 2009. Instituto de la Construcción y Gerencia. Fondo Editorial ICG – PT-43.
- ING. SERRANO HERNÁNDEZ, José Luis. “Curso de Simulación Hidráulica y de Calidad en Redes Presurizadas de Distribución de Agua Watercad V8i”. Colegio de Ingenieros de Chiclaya. Febrero 2011.
- LÁZARO LÓPEZ, Andrés. “Manual de Hidráulica”. Universidad de Alicante 2004.
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. “Guía para el diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua”. Lima 2005.
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. “Guía para el diseño y construcción de captación de manantiales”. Lima 2004.
- RODRÍGUEZ RUÍZ, Pedro. “Abastecimiento de Agua, Instituto Tecnológico de Oaxaca”. Agosto 2001.
- SALDARRIAGA, Juan. “Hidráulica de Tuberías, Abastecimiento de Agua, Redes, Riegos”. Edit. Alfa omega, Bogotá 2007.
- UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO – FACULTAD DE INGENIERÍA. “Instructivo para Estudio de Proyecto y Abastecimiento de Agua Potable”.



CAPÍTULO VII

ANEXOS



CAPÍTULO VII

ANEXOS

7.01 ANEXOS COMPLEMENTARIOS A LA INVESTIGACION REALIZADA

1. CERTIFICADO DE INFORME DE ENSAYO FISICO QUIMICO Y BACTERIOLOGICO 081501_17_LABCA/USA/RSPN
2. PANEL FOTOGRAFICO DE EVALUACION DEL AGUA
3. HOJAS DEL CALCULO Y DISEÑO
4. PLANOS



PERU

Ministerio de Salud

Red de Salud Pacifico Norte

"Año del Buen Servicio al Ciudadano"

LABORATORIO DE CONTROL AMBIENTAL
INFORME DE ENSAYO FISICOQUÍMICO Y BACTERIOLÓGICO
081501_17 – LABCA/USA/RSPN

Table with 2 columns: Field Name and Value. Fields include SOLICITANTE, LOCALIDAD, DISTRITO, PROVINCIA, DEPARTAMENTO, TIPO DE MUESTRA, FECHA DE MUESTREO, FECHA DE INGRESO AL LABORATORIO, FECHA DE REPORTE, and MUESTREADO POR.

DATOS DE MUESTREO

Table with 6 columns: COD. LAB., COD. CAMPO, FUENTE - UBICACIÓN DEL PUNTO DE MUESTREO, HORA DE MUESTREO, COORDENADAS UTM (ESTE, NORTE). Row 1: 081501_17, M1, Centro Poblado Buena Vista – Chao, agua de puquial La Fortuna, 12:30, 761342, 9061723.

RESULTADO DEL ANÁLISIS FISICOQUÍMICO Y BACTERIOLÓGICO

Table with 2 columns: PARÁMETROS and CÓDIGO DE MUESTRA. Rows list parameters like pH, Turbiedad, Conductividad, and Coliformes with their respective values.

Nota: < "valor" significa no cuantificable inferior al valor indicado

Métodos de Ensayo: Numeración de Coliformes Totales y Fecales por Método de Filtración de Membrana. APHA. AWW.WEF.9222B.22nd ed.2012. Conductividad y Sólidos Totales Disueltos: Electrodo APHA. AWW. WEF. 2510 B. 22th Ed.2012. Turbiedad: Nefelométrico: APHA. AWWA. WEF. 2130B. 22nd Ed. 2012.

Atentamente,



GOBIERNO REGIONAL ANCASH
DIRECCION DE SALUD ANCASH
RED DE SALUD PACIFICO NORTE
Bjga. Cecilia Victoria Zepallos Torres
C.B.P. N° 1940
JEFE DE LABORATORIO DE CONTROL AMBIENTAL

CC. USA/RSPN
Archivo
Laboratorio.

PANEL FOTOGRAFICO DE EVALUACION DEL AGUA



FIGURA N°01: AFLORAMIENTO DE AGUA NATURAL.



FIGURA N°02: TOMANDO MUESTRAS DEL AGUA.



FIGURA N°03: TOMANDO MUESTRAS DEL AGUA.



FIGURA N°04: PROTEGIENDO LA MUESTRA DE ALGUN ELEMENTO CONTAMINANTE



FIGURA N°05: PROTEGIENDO LA MUESTRA DE ALGUN ELEMENTO CONTAMINANTE



FIGURA N°06: METODO APROPIADO DE GUARDAR Y TRASLADAR LA MUESTRA.



FIGURA N°07: COMO SE OBSERVA EN LA IMAGEN EL AGUA ESTA LIBRE DE PARTICULAS EXTRAÑAS O CONTAMINANTES.

BASE DE DATOS PARA EL CALCULO DE POBLACION FUTURA

PROYECTO : "DISEÑO DE CAPTACION Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE EN EL SECTOR EL PROGRESO, DISTRITO DE CHAO – PROVINCIA DE VIRU – LA LIBERTAD"

DISTRITO : CHAO
PROVINCIA : VIRU
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD

ESTUDIO TECNICO DE AGUA POTABLE EN EL DISTRITO DE CHAO

BASE DE DATOS

CENSOS POBLACIONAL

AÑO	POBLACIÓN
2010	28727
2011	30765
2012	32933
2013	35237
2014	37681
2015	40272

Fuente: INEI

PERIODO DE DISEÑO

20	años
----	------

POBLACION PROYECTADA PARA EL SECTOR EL PROGRESO

PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE LA POBLACION PROYECTADA

Para determinar la población actual se tuvo que realizar lo siguiente:

- 1.- Del levantamiento topografico se obtuvo 238 Viviendas
- 2.- Cada lote consta de 115 m².
- 3.- Tratándose de viviendas existentes se asume una densidad de 7 hab/vivienda. (de la poblacion de El Progreso)
- 4.- Conociendo el números de lotes se procedio ha determinar la Población proyectada

SECTOR EL PROGRESO

COMUNIDAD	Nº DE VIVIENDAS	No DE FAMILIAS	POBLACION ACTUAL	DEMANDA MAX DIARIA (lt/seg)	DEMANDA MAX HORARIA (lt/seg)	DEMANDA VOLUMEN ALMACENAMIENTO (m ³)
SECTOR EL PROGRESO	34	7.00	238			
TOTAL	34		238			

CALCULO DE LA DEMANDA

PROYECTO : "DISEÑO DE CAPTACION Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE EN EL SECTOR EL PROGRESO, CHAO – VIRU – LA LIBERTAD"
DISTRITO : SUPE
PROVINCIA : BARRANCA
DEPARTAMENTO: LIMA PROV.

CALCULO DE DOTACIONES

NOTA: En la fase de diseño, una vez definida la configuración geométrica de la Red de Distribución de Agua se procede, a partir de la información del estudio de dotaciones y en base a la distribución de viviendas en m² o sector a atender, a realizar la repartición de las demandas medias que abastece cada tramo de la Red de Distribución de Agua en estudio

Es en los nodos de la Red de Distribución de Agua donde se concentrarán al final las demandas para poder realizar el cálculo hidráulico respectivo (determinación de presiones y caudales en tránsito).

En el plano a trabajar, (Nodos y Tuberías) de la Red de Distribución de Agua, se presenta, identificados con letras(manzanas) y numeros(lotes), los diferentes tipos de viviendas presentes en el urbanismo y para las cuales se han estimado las demandas medias presentadas en la siguiente tabla:

Área total del lote en m ²	Dotación L/d
Hasta 200	1500
201 a 300	1700
301 a 400	1900
401 a 500	2100
501 a 600	2200
601 a 700	2300
701 a 800	2400
801 a 900	2500
901 a 1000	2600
1001 a 1200	2800
1201 a 1400	3000
1401 a 1700	3400
1701 a 2000	3800
2001 a 2500	4500
2501 a 3000	5000
Mayores de 3000	5000 más 100 L/d por cada 100 m ² de superficie adicional.

TUBERIA	DIAMETRO (In)	D.Interior (mm)	LONGITUD (m)	
R1-J1	P-1	3	80.42	297.00
J1-J2	P2	3	80.42	494.00
J2-J3	P-3	3	80.42	498.00
J3-J4	P-4	3	80.42	457.00

NODO	DEMANDA (L/s)	COTA (msnm)
J1	0.017	164.000
J2	0.000	161.900
J3	0.578	155.840
J4	0.578	152.750
R1		167.840

Diámetro Nominal		Referencia	Peso	Diámetro Exterior Promedio		Espesor de Pared Mínimo		Diámetro Interior Promedio
mm	pulg.			mm	pulg.	mm	pulg.	
21	1/2	2900266	218	21.34	0.84	2.37	0.09	16.60
26	3/4	2900210	304	26.67	1.05	2.43	0.09	21.81
21	1/2	2902449	157	21.34	0.84	1.58	0.06	18.18
33	1	2900213	364	33.40	1.31	2.46	0.09	28.48
26	3/4	2900237	189	26.7	1.05	1.52	0.06	23.63
33	1	2900220	252	33.4	1.31	1.60	0.06	30.20
42	1.1/4	2900225	395	42.2	1.66	2.01	0.08	38.14
48	1.1/2	2902450	514	48.3	1.90	2.29	0.09	43.68
60	2	2902453	811	60.3	2.37	2.87	0.11	54.58
73	2.1/2	2900230	1185	73.0	2.87	3.48	0.14	66.07
88	3	2900233	1761	88.9	3.50	4.24	0.17	80.42
114	4	2900240	2904	114.3	4.50	5.44	0.21	103.42
168	6	2904616	5835	168.3	6.62	8.03	0.32	152.22
60	2	2900246	655	60.3	2.37	2.31	0.09	55.70
73	2.1/2	2900248	964	73.0	2.87	2.79	0.11	67.45
88	3	2900251	1438	88.9	3.50	3.43	0.13	82.04
114	4	2900254	2376	114.3	4.50	4.39	0.17	105.52
168	6	2904617	4759	168.3	6.62	6.48	0.25	155.32
88	3	2900256	1157	88.9	3.50	2.74	0.11	83.42
114	4	2900258	1904	114.3	4.50	3.51	0.14	107.28

Diámetro Nominal (In)	D. Interior Promedio	Espesor (In)
1	30.2	0.06
2	54.58	0.11
3	80.42	0.17
4	103.42	0.21

COTAS DE TANQUE ELEVADO	
elevacion de base	176.840
elev. Min.	177.540
elev. Inicial	178.540
elev. Maxima	178.840

MANZANA	LOTE	ÁREA	DOTACION	
A	1	44.48	m2	1500 L/d
	2	92.64	m2	1500 L/d
	3	114.23	m2	1500 L/d
	4	130.05	m2	1500 L/d
	5	99.22	m2	1900 L/d
	6	105.96	m2	1500 L/d
	7	107.14	m2	1500 L/d
	8	127.21	m2	1500 L/d
	9	127.52	m2	1500 L/d
	10	108.92	m2	1500 L/d
	11	107.14	m2	1500 L/d
	12	127.00	m2	1500 L/d
	13	127.00	m2	1500 L/d
	14	109.61	m2	1500 L/d
	15	405.19	m2	1500 L/d
	16	146.30	m2	1500 L/d
34	43.24	m2	1500 L/d	
B	17	166.04	m2	1500 L/d
	18	121.03	m2	1500 L/d
	19	120.28	m2	1500 L/d
	20	158.45	m2	1500 L/d
	21	327.17	m2	1500 L/d
	22	136.68	m2	1500 L/d
	23	273.04	m2	1500 L/d
	24	126.52	m2	1500 L/d
	25	100.61	m2	1500 L/d
	26	143.85	m2	1500 L/d
	27	234.90	m2	1500 L/d
	28	234.40	m2	1500 L/d
	29	121.65	m2	1500 L/d
	30	115.45	m2	1500 L/d
	31	124.98	m2	1500 L/d
	32	110.79	m2	1500 L/d
	33	50.30	m2	1500 L/d

DETERMINACION DE LA DEMANDA EN CADA TUBERIA					
DIAMETRO (In)	TRAMO	VIVIENDAS	DEMANDA (L/d)	DEMANDA (L/s)	DEMANDA TOTAL (L/s)
4	R1-J1	34	1500	0.017	0.017
3	J1-J2				
3	J2-J3	1	1500	0.017	0.578
		2	1500	0.017	
		3	1500	0.017	
		4	1900	0.022	
		5	1500	0.017	
		6	1500	0.017	
		7	1500	0.017	
		8	1500	0.017	
		9	1500	0.017	
		10	1500	0.017	
		11	1500	0.017	
		12	1500	0.017	
		13	1500	0.017	
		14	1500	0.017	
		15	1500	0.017	
		16	1500	0.017	
3	J3-J4	17	1500	0.017	
		18	1500	0.017	
		19	1500	0.017	
		20	1500	0.017	
		21	1500	0.017	
		22	1500	0.017	
		23	1500	0.017	
		24	1500	0.017	
		25	1500	0.017	
		26	1500	0.017	
		27	1500	0.017	
		28	1500	0.017	
		29	1500	0.017	
		30	1500	0.017	
		31	1500	0.017	
		32	1500	0.017	
		33	1500	0.017	
TOTAL(L/s):				0.595	

DETERMINACION DE LA DEMANDA EN CADA NODO				
NODO	TRAMOS CONCURRENTES		DEMANDA (L/s)	DEMANDA TOTAL (L/s)
	J1	R1-J1	P1	0.017
J1-J2		P2		
J2	J1-J2	P2	0.000	0.000 L/s
	J2-J3	P3		
J3	J2-J3	P3	0.000	0.578 L/s
	J3-J4	P4	0.578	
J4	J3-J4	P4	0.578	0.578 L/s

1.172

Área total del lote en m ²	Dotación L/d
Hasta 200	1500
201 a 300	1700
301 a 400	1900
401 a 500	2100
501 a 600	2200
601 a 700	2300
701 a 800	2400
801 a 900	2500
901 a 1000	2600
1001 a 1200	2800
1201 a 1400	3000
1401 a 1700	3400
1701 a 2000	3800
2001 a 2500	4500
2501 a 3000	5000
Mayores de 3000	5000 más 100 L/d por cada 100 m ² de superficie adicional.

COLEGIO	9651.19	m2	11000	L/d
PARQUE (A)	2200.00	m2	4500	L/d
PARQUE (B)	977.82	m2	2600	L/d
ESTADIO	10383.62	m2	1200	L/d

MEMORIA DE CÁLCULO DE POBLACIÓN

PROYECTO : ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE AL SECTOR EL PROGRESO - CHAO - VIRU - LA LIBERTAD

REGION : LA LIBERTAD

DISTRITO : CHAO

PROVINCIA : VIRU

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

POBLACION	N° HAB X VI	FUENTE	N° VIVIENDAS
EL PROGRESO	7.0	PROPIA	34
TOTAL	7.0	Habitantes	34

Población 2015 : 238.00 habitantes

A.- CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA

El método más utilizado para el cálculo de la población futura en las zonas rurales es el analítico y con mas frecuencia el de crecimiento aritmético. Para lo cual se usa la siguiente expresión.

$$Pf = Pa \left(1 + \frac{rt}{100} \right)$$

Donde: Pf = Población futura
Pa = Población actual
r = Coeficiente de crecimiento anual por cien hab.
t = Tiempo en años (periodo de diseño)

A.1.- PERIODO DE DISEÑO KI

Es el tiempo en el cual el sistema sera 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la insistencia física de las instalaciones.

V Periodo de diseño recomendado para poblaciones rurales	
COMPONENTE	PERIODO DE DISEÑO
Obras de captación	20 años
Conduccion	10 a 20 años
Reservorio	20 años
Red principal	20 años
Red secundaria	10 años

CUADRO 01.02 Periodo de diseño recomendado según la población	
POBLACION	PERIODO DE DISEÑO
2,000 - 20,000	15 años
Mas de 20,000	10 años

Nota.- Para proyectos de agua potable en el medio rural las Normas del Ministerio de Salud recomienda un periodo de diseño de 20 años para todo los componetes

De la conideracion anterior se asume el periodo de diseño:

$$t = 20 \text{ años}$$

A.2.- COEFICIENTE DE CRECIMIENTO ANUAL (r)

A. Censo	Pa	Pf- Pa	t	Pa*t	r	r*t
2010	28727					
2011	30765	2038	1	28727	0.1	0.1
2012	32933	2168	1	30765	0.1	0.1
2013	35237	2304	1	32933	0.1	0.1
2014	37681	2444	1	35237	0.1	0.1
2015	40272	2591	1	37681	0.1	0.1
TOTAL	-	-	5	-	-	0.3

$$r = \frac{\text{Total } r*t}{\text{Total } t} = \frac{0.3}{5} = 0.07$$

r= 70 para cada mil habitantes (70 0/00)

NOTA: El r OBTENIDO SE CALCULO CON DATOS EXISTENTES DE LA INEI PARA EL DISTRITO DE CHAO HABIENDO OBTENIDO LA TASA DE CRECIMIENTO LINEAL "r", DE AHORA EN ADELANTE TOMAREMOS el Pa CORRESPONDIENTE A LA ZONA DE DISEÑO (SECTOR EL PROGRESO-DISTRITO DE CHAO)

MEMORIA DE CÁLCULO DE POBLACIÓN

PROYECTO : ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE AL SECTOR EL PROGRESO - CHAO - VIRU - LA LIBERTAD

REGION : LA LIBERTAD

DISTRITO : CHAO

PROVINCIA : VIRU

Coefficiente "r"

r = 7.0 %

revisar

$$Pf = Pa \left(1 + \frac{rt}{100} \right)$$

P 2015 = 238 hab.

P 2035 = 571 hab.

B.- CÁLCULO DE LA DEMANDA DE AGUA

B.1.- DETERMINACIÓN DE LA DOTACIÓN

Mientras no exista un estudio de consumo, podrá tomarse los siguientes valores guías, teniendo en cuenta la zona geográfica, clima, hábitos y costumbres, y niveles de servicio a alcanzar

Población		Dotación lt/hab/día
Tipo	Habitantes	
RURAL	400 - 1000	60 - 80
	1000 - 1500	80 - 100
	1,500 - 2,000	100 - 150

También: Para sistemas de abastecimiento Indirecto (Piletas Públicas):

$$D = 30 - 50 \text{ lt / hab. / día}$$

Demanda de dotación asumido:



D = 66 (l/hab/día)

B.2.- VARIACIONES PERIODICAS

CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL (Qm)

Se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, y se determina mediante la expresión:

$$Q_m = \frac{P_f \cdot D}{86400}$$

Donde:

Qm = Consumo promedio diario (l / s)

Pf = Población futura

D = Dotación (l / hab / día)

$$Q_m = \frac{P_f \cdot D}{86400}$$

Qm = 0.44 (l / s)

CONSUMO MÁXIMO DIARIO (Qmd) Y HORARIO (Qmh)

Se definen como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año, y la hora de máximo consumo del día de máximo consumo respectivamente.

$$Q_{md} = k_1 Q_m ; Q_{mh} = k_2 Q_m$$

Donde:

Qm = Consumo promedio diario (l / s)

Qmd = Consumo máximo diario (l / s)

Qmh = Consumo máximo horario (l / s)

K1, K2 = Coeficientes de variación

El valor de K1 para pob. rurales varía entre 1.2 y 1.5; y los valores de K2 varían desde 1 hasta 4. (dependiendo de la población de diseño y de la región)

Valores recomendados y más utilizados son:

MEMORIA DE CÁLCULO DE POBLACIÓN

PROYECTO : ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE AL SECTOR EL PROGRESO - CHAO - VIRU - LA LIBERTAD
REGION : LA LIBERTAD
DISTRITO : CHAO
PROVINCIA : VIRU

	K1 = 1.3	K2 = 2.0	
$Q_{md} = k_1 Q_m \Rightarrow$ ° ° °	<div style="border: 2px solid black; background-color: #558b2f; color: white; padding: 5px; display: inline-block;"> Qmd= 0.57 </div>	(l / s) Demanda de agua	
$Q_{mh} = k_2 Q_m \Rightarrow$	<div style="border: 2px solid black; background-color: #558b2f; color: white; padding: 5px; display: inline-block;"> Qmh= 0.88 </div>	(l / s)	

DEMANDA DE ALMACENAMIENTO DE AGUA

CÁLCULOS JUSTIFICATORIOS PARA EL RESERVORIO

PROYECTO:
 "ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE "

$Valm = Vr + VR + Vci$

Donde:

$Valm$ = Volumen de Almacenamiento

Vr = Volumen de Regulación

$Vr = Q_{md} \times 0.25 \times 86.40$

VR = Volumen de Reserva

$VR = Q_{md} \times 0.05 \times 86.4$

Entonces:

Vr : 12.36 M3

VR: 2.47 M3

Vci: 30.00 M3

según rne se asumiría 50 pero de acuerdo a la realidad de la zona solo asumiremos 30m3

V alma : 44.83 M3 45.00 M3

VOLUMEN DEL RESERVORIO (Vr)

$V_{reservorio} = Qm(25 - 30)\%$

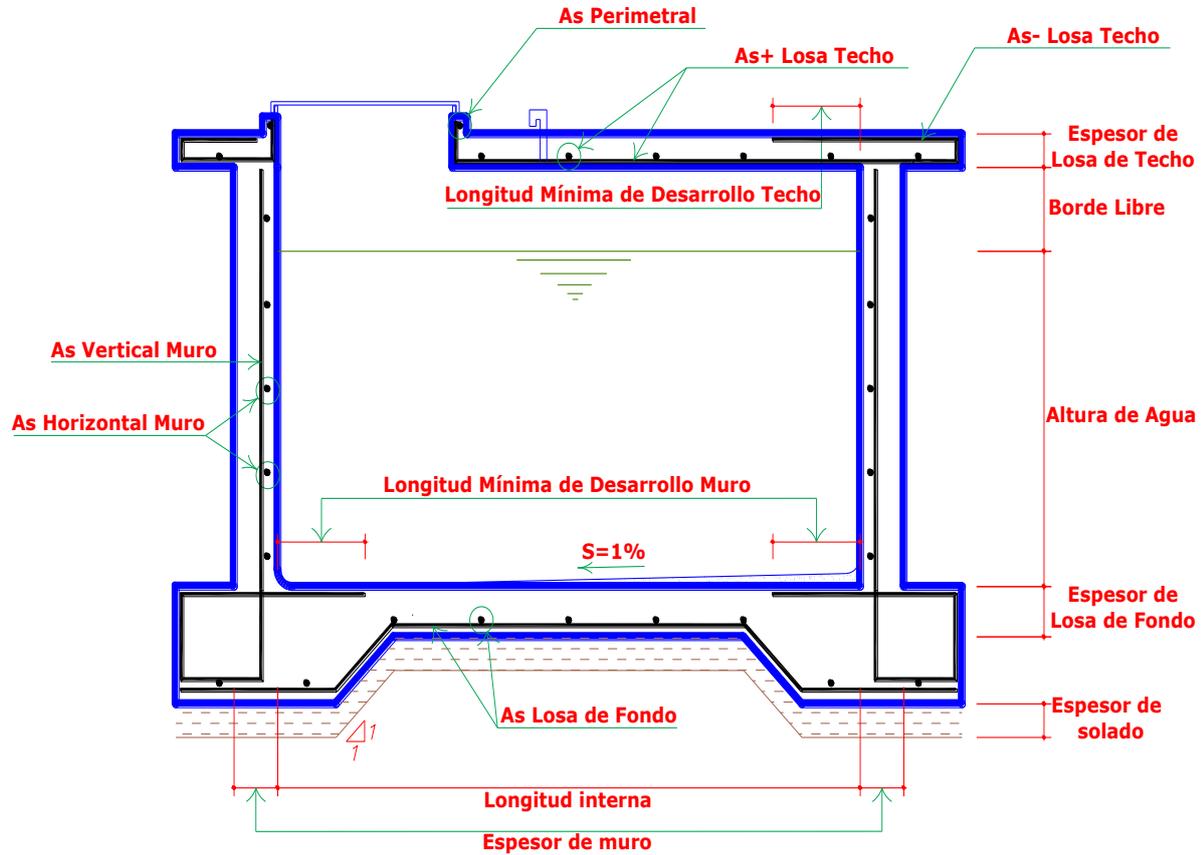
$Vr = 0.25 * Q_{md} * \frac{86400}{1000}$

Vr : 13.34 M3

*) El caudal fue aforado en época de estiaje

**) El caudal que se requiere captar es el maximo diario, y éste es menor que el caudal aforado
 Por lo tanto el caudal que ofrece el manantial es suficiente

DISEÑO DE RESERVORIO - VOL. ALMACENAMIENTO Y ESTRUCTURAS



DATOS DEL DISEÑO

Poblac. de Diseño:	$P_d =$	571	hab.
Dotación:	Dot. =	66.00	L/h/d
Caudal Máx. Diario:	$Q_{md} =$	0.572	Lps

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

Vol. de Regulación:	$V_{reg} =$	12.355	m ³
Vol. de Almac.:	$V_{alm} =$	45.00	m ³

DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO (Cuadrado)

Ancho:	$b =$	3.10	m
Altura Útil:	$h =$	4.40	m
Borde Libre:	$bl =$	0.3	m
Volumen Útil:	$V_{\text{útil}} =$	42.28	m ³
Volumen Total:	$V_{\text{total}} =$	45.2	m ³

CÁLCULO ESTRUCTURAL

Datos:

Volumen:	V =	42.28	m ³
Ancho:	b =	3.1	m
Altura de Agua:	h =	4.4	m
Borde Libre:	bl =	0.3	m
Altura Total:	H =	4.7	m
Peso Espec. del H ₂ O:	γ_a =	1000	Kg/m ³
Peso Espec. del Terreno:	γ_t =	1800	Kg/m ³
Capac. de Carga del Terr.:	σ_t =	1	Kg/cm ²

Cálculo de Momentos y Espesor (E)

- Paredes

Determinamos la relación b / h para determinar los coeficientes K que se utilizarán en el cálculo de los momentos:

Relación: $b / h = 0.70$

*Coefficientes (K) para el Cálculo de Momentos de las Paredes de Reservorios
Cuadrados - Tapa Libre y Fondo Empotrado*

b / h	x / h	y = 0		y = b / 4		y = b / 2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
0.70	0	0.000	0.027	0.000	0.009	0.000	-0.060
	1/4	0.013	0.023	0.006	0.010	-0.012	-0.059
	1/2	0.015	0.016	0.010	0.010	-0.010	-0.049
	3/4	-0.008	0.003	-0.002	0.003	-0.005	-0.027
	1	-0.086	-0.017	-0.059	-0.012	0.000	0.000

Los momentos se determinan a través de la siguiente fórmula: $M = K\gamma_a h^3$

Conocidos los datos se calcula: $\gamma_a h^3 = 85184$

Tabla 3.1 Fórmulas de Pérdida de Carga para tubería llena
(las pérdidas se expresan en mca y el caudal en m³/seg)

<i>Fórmula</i>	<i>Coefficiente de Resistencia (A)</i>	<i>Expon. Caudal (B)</i>
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1,852} d^{-4,871} L$ (⁴)	1,852
Darcy-Weisbach	$0,0827 f(\epsilon,d,q) d^{-5} L$ (⁵)	2
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5,33} L$ (⁶)	2
donde: C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams ε = Coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach (m) f = factor de fricción (depende de ε, d, y q) n = Coeficiente de rugosidad de Manning d = diámetro de la tubería (m) L = longitud de la tubería (m) q = caudal (m ³ /s)		

Tabla 3.2 Coeficientes de Rugosidad para Tubería Nueva

<i>Material</i>	<i>C Hazen-Williams (universal)</i>	<i>ε Darcy-Weisbach (mm)</i>	<i>n Manning (universal)</i>
Fundición	130 – 140	0,25	0,012 – 0,015
Hormigón o revest. de Hormigón	120 – 140	0,3 – 3,0	0,012 – 0,017
Hierro Galvanizado	120	0,15	0,015 – 0,017
Plástico	140 – 150	0,0015	0,011 – 0,015
Acero	140 – 150	0,03	0,015 – 0,017
Cerámica	110	0,3	0,013 – 0,015

Tabla 3.3 Coeficientes de Pérdidas Menores para algunos Accesorios

<i>ACCESORIO</i>	<i>COEF. PERDIDAS</i>
Válvula de Globo, todo abierta	10,0
Válvula de Angulo, todo abierta	5,0
Válv. Retenc. Clapeta, todo abierta	2,5
Válvula compuerta, todo abierta	0,2
Codo de radio pequeño	0,9
Codo de radio mediano	0,8
Codo de radio grande	0,6
Codo a 45 grados	0,4
Codo de Retorno (180°)	2,2
Té Estándar – flujo recto	0,6
Té Estándar – flujo desviado	1,8
Entrada brusca	0,5
Salida brusca	1,0