

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE



INGENIERÍA CIVIL

**TESIS PARA OPTAR EL
TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**“DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL ANEXO DE
NAZARENO, DISTRITO DE MAGDALENA DE CAO - ASCOPE - LA LIBERTAD”**

Área de Investigación:

Hidrología - Ingeniería Hidráulica

Autor(es):

Br. Castillo cubas Alexis

Br. Luna Vásquez Manuel

Jurado Evaluador:

Presidente: **Narváez Aranda, Ricardo Andrés**

Secretario: **Durand Orellana, Rocío del Pilar**

Vocal: **Vargas López, Segundo Alfredo**

Asesor:

Ing. Guillermo Juan Cabanillas Quiroz

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0001-5006-2312>

Trujillo - Perú

2021

FECHA DE SUSTENTACION: 2021/01/23

DEDICATORIA

Este proyecto está dedicado a mi compañero, amigo y abuelo José Daniel, que no hace muy poco tiempo partió al reino del señor dejándome sus grandes enseñanzas y consejos, que más que un abuelo fuiste como mi padre; a pesar de todos mis horrores nunca dejaste de creer en mí y hacer que este proyecto sea una realidad para culminar mi carrera profesional y todo esto te lo debo a ti porque a pesar de nuestra distancia sé que siempre estas a mi lado en todo momento.

A mi madre por el gran apoyo incondicional que siempre me a dado y este proyecto también es un logro más para ella.

A mi esposa que a pesar de todo siempre está a mi lado y también es parte de este proyecto.

CASTILLO CUBAS ALEXIS

DEDICATORIA

En primer lugar, a nuestro señor Jesús por darme la oportunidad de culminar mi tesis para poder culminar mis metas satisfactoriamente.

A mi padre y a mi madre por darme ese gran apoyo incondicional que necesite para culminar mi proyecto de tesis.

A mis hermanos y hermas que siempre están a mi lado cuando más los necesite.

A mi asesor de tesis que a pesar de contratiempos nos dio el apoyo necesario para culminar la tesis.

LUNA VASQUEZ MANUEL

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a nuestro señor Jesucristo por a ver permitido que llegemos a esta parte de nuestra vida que a pesar de lo que se está viviendo seguimos con bien y salud.

A mi madre, que con su conducta de una madre ejemplo me ha orientado a no caer ni rendirme ante nada y siempre seguir adelante a través de sus enseñanzas

A mi tía Ruth, por su gran apoyo infinito y por demostrar la gran fe que tienen en mí.

A mis tíos, tías y padrinos, por acompañarme durante todo este largo camino y poder compartir conmigo sonrisas y fracasos.

Castillo cubas Alexis

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a nuestro Dios por cuidarme durante todo mi camino y darme fuerzas para superar vallas y dificultades en el paso mi vida.

Gracias a todas las personas que me apoyaron desinteresadamente par la culminación de mi proyecto.

Luna Vásquez Manuel

RESUMEN

El presente trabajo de investigación, se desarrolló debido a la problemática que presenta el sistema de agua potable y alcantarillado del del anexo de Nazareno del Distrito de Magdalena de Cao, el cual fue instalado hace más de 20 años notándose deterioro en la infraestructura de las tuberías, las cuales presentan fugas y bajo flujo de agua, no tiene planta de tratamiento. A esto se suma el crecimiento poblacional en los últimos años, por lo que el caudal de la red de distribución actual es insuficiente para abastecer en forma permanente a la población y cuyas aguas residuales son eliminadas a canales ocasionando contaminación local.

En el desarrollo del diseño del sistema se recaudó información insitu, complementándola con datos suministrados por La Municipalidad Distrital de Magdalena de Cao. Se realizó estudios poblacionales determinándose una población beneficiaria de 576 habitantes que ocupan 144 viviendas, para un período de diseño de 20 años, obteniendo así el consumo requerido por la población para el año 2037.

Por estudios topográficos se determinó que anexo de Nazareno del Distrito de Magdalena de Cao se encuentra en una cota promedio de 16 msnm, presentando una topografía plana.

Para el abastecimiento de agua se proyectó un pozo con una profundidad de $H = 12$ m considerando la norma OS.010 para asegurar el caudal máximo diario debiendo rendir 2.00 l/s., la potencia de la bomba es de 3.3Kw para bombear agua durante 8 horas con un diámetro de impulsión de 3" y una longitud de tubería de 103.45 ml., el volumen del reservorio es de $V = 30$ m

Se ha realizado el diseño del sistema de abastecimiento de agua, con caudales de diseño de $Q_{md} = 1.3$ l/s y $Q_{mh} = 2$ l/s, aplicando el Software WaterCAD V8, a través del cual se simuló el sistema de distribución que hidráulicamente cumple con los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones para este tipo de proyectos.

Para el sistema de alcantarillado se realizó mediante el programa SewerCad, considerando la ubicación de las calles y diseño de la Planta de tratamiento de aguas residuales, considerando un caudal de aporte al desagüe es de 1.60 l/s,

se determinó según la distribución de las calles 34 buzones con 35 tramos de tubería, con cotas de tapa de primer buzón de 10.50 msnm a la cota del último buzón de 8.90 msnm, y con pendientes que superan a la pendiente mínima. La longitud total de tubería es de 1,908.19 ml de Tubería PVC S25 UF. DN 200 MM. Para la planta de tratamiento se diseñó de acuerdo a las normas y recomendaciones del CEPIS una Planta de tratamiento de Aguas Negras conformado por: Cámara de rejillas, Tanque Imhoff, lecho de Secado, Filtro Biológico y Cámara de secado.

Palabras Claves: caudales, abastecimiento, alcantarillado, simulación hidráulica
ABSTRACT

This research work was developed due to the problem presented by the drinking water and sewerage system of the Nazareno annex of the Magdalena de Cao District, which was installed more than 20 years ago, noticing deterioration in the infrastructure of the pipes, which present leaks and low water flow, it does not have a treatment plant. Added to this is the population growth in recent years, so the current distribution network flow is insufficient to permanently supply the population and wastewater is discharged into canals causing local contamination.

In developing the system design, information was collected on-site, complementing it with data provided by the Magdalena de Cao District Municipality. Population studies were carried out, determining a beneficiary population of 576 inhabitants who occupy 144 homes, for a design period of 20 years, thus obtaining the consumption required by the population for the year 2037.

By topographic studies it was determined that the Nazareno annex of the Magdalena de Cao District is located at an average elevation of 16 meters above sea level, presenting a flat topography.

For the water supply, a well with a depth of $H = 12$ m was projected considering the OS.010 standard to ensure the maximum daily flow, which should yield 2.00 l / s., The power of the pump is 3.3 kW to pump water during 8 hours with a 3 "discharge diameter and a pipe length of 103.45 ml., The volume of the reservoir is $V = 30$ m

The design of the water supply system has been carried out, with design flows of $Q_{md} = 1.3$ l / s and $Q_{mh} = 2$ l / s, applying the WaterCAD V8 Software, through

which the distribution system that hydraulically complies with the parameters established in the National Building Regulations for this type of project.

For the sewer system, it was carried out through the SewerCad program, considering the location of the streets and design of the wastewater treatment plant, considering a contribution flow to the drain is 1.60 l / s, it was determined according to the distribution of the streets 34 mailboxes with 35 sections of pipeline, with heights of the first mailbox of 10.50 meters above sea level to the height of the last mailbox of 8.90 meters above sea level, and with slopes that exceed the minimum slope. The total length of tubing is 1,908.19 m of S25 UF PVC Tubing. DN 200 MM. For the treatment plant, a Sewage Treatment Plant was designed according to CEPIS standards and recommendations, made up of: Grating Chamber, Imhoff Tank, Drying Bed, Biological Filter and Drying Chamber. **Keywords:** flows, supply, sewerage, hydraulic simulation

PRESENTACIÓN

Señores Miembros del Jurado Dictaminador:

Dando cumplimiento con lo dispuesto en el Reglamento General de Grados y Títulos en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada Antenor Orrego, pongo a vuestra consideración el trabajo de Tesis con el fin de optar el Título de Ingeniero Civil, titulado: “**DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL ANEXO DE NAZARENO, DISTRITO DE MAGDALENA DE CAO - ASCOPE - LA LIBERTAD**”. El mismo que dejo a su criterio para su dictamen, esperando reunir los requisitos para vuestra aprobación.

Jurado Evaluador

Presidente:

Ing. Narváez Aranda Ricardo
N° CIP: 58776

Secretario:

Ing. Durand Orellana Rocío
N° CIP: 60518

Vocal:

Ing. Vargas López Segundo
N° CIP: 18687

Asesor

Ing. Cabanillas Quiroz, Guillermo Juan
N° CIP: 17902

INDICE GENERAL

CAPITULO I: INTRODUCCION

1

1.1	Problema de Investigación	1
1.1.1	Realidad problemática	1
1.1.2	Enunciado del Problema	6
1.2	Objetivos	6
1.2.1	General	6
1.2.2	Objetivos Específicos	6
1.3	Justificación del estudio.....	6
CAPITULO II: MARCO DE REFERENCIA		
8		
2.1	Antecedentes del estudio	8
2.2	Marco teórico	13
2.2.1	Sistema de Abastecimiento de agua potable.....	13
2.2.2	Fuentes de Abastecimiento	13
2.2.3	Tipos de fuentes de agua	14
2.2.4	Red de Distribución de agua potable.....	14
2.2.5	Criterios técnicos de diseño.	15
2.2.6	Tipos de redes de distribución.....	16
2.2.7	WaterCad	20
2.2.8	Sistema de Alcantarillado	22
2.2.9	SewerCAD	30
2.3	Marco Conceptual	30
2.3.1	Agua	30
2.3.2	Aducción.	30
2.3.3	Tubería	30
2.3.4	Válvulas de sectorización	31
2.3.5	Almacenamiento.	31
2.3.6	Sistema de alcantarillado	31
2.3.7	Aguas Residuales	31
2.4	Hipótesis	31
2.5	Variables	32
2.5.1	Operacionalización de variables	32
CAPITULO III: METODOLOGIA EMPLEADA		
33		
3.1.	Tipo y Nivel de Investigación	33
3.1.1.	Tipo de Investigación:	33
3.1.2.	Nivel de Investigación:	33

3.2.	Población y Muestra de Estudio	33
3.2.1.	Población:	33
3.2.2.	Muestra	33
3.3.	Diseño de investigación	34
3.4.	Técnicas e Instrumentos de Investigación.....	34
3.5.	Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	34
CAPITULO IV: PRESENTACION DE RESULTADOS		
36		
4.1	Ubicación del proyecto	36
4.1.1	Ubicación Política	36
4.1.2	Ubicación Geográfica	36
4.2	Evaluación de las estructuras existentes.....	37
4.2.1	Sistema de Agua Potable Existente.....	37
4.2.2	Sistema de Alcantarillado existente.....	39
4.2.3	Planta de Tratamiento	40
4.3	Estudio Topográfico	40
4.3.1	Reconocimiento preliminar	40
4.3.2	Levantamiento planimétrico.	41
4.3.3	Levantamiento altimétrico	42
4.4	Parámetros de Diseño Hidráulico.....	47
4.4.1	Tasa de crecimiento, densidad poblacional.....	47
4.4.2	Población de diseño	48
4.4.3	Población Futura	49
4.5	Consumo y dotación	49
4.5.1	Coefficiente de variación de consumo o demanda.....	50
4.5.2	Consumo promedio diario anual.....	50
4.5.3	Consumo máximo diario	51
4.5.4	Consumo máximo horario	51
4.5.5	Demanda agua potable anexo Nazareno	51
4.6	Cálculo de la capacidad del reservorio.....	52
4.6.1	Volumen de Regulación (Vreg.).....	52
4.6.2	Volumen contra incendios (Vci)	52
4.6.3	Volumen de reservorio total (Vt).....	52
4.7	Demanda de alcantarillado	53
4.8	Resumen de caudales de diseño y Volumen de reservorio	53
4.9	Captación de agua subterránea	53

4.9.1	Diseño de los componentes del sistema de agua potable	53
4.9.2	Estación de bombeo	54
4.9.3	Cálculo del caudal de bombeo y del diámetro económico	54
4.9.4	Diseño de un sistema de bombeo con bomba sumergible	56
4.10	Diseño de la red de Distribución.....	58
4.10.1	Reporte de caudales y velocidades en tramos de tubería	59
4.10.2	Reporte de nudos de la red del sistema de agua potable	60
4.10.3	Esquema hidráulico del sistema de agua potable	61
4.10.4	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	62
4.10.5	Reporte de cálculo hidráulico de las redes de alcantarillado realizado con SewerCad V8	63
4.10.6	Reporte de cálculo hidráulico de la cámara de inspección de alcantarillado	64
4.10.7	Esquema hidráulico del sistema de alcantarillado.....	65
4.10.8	Planta de tratamiento de aguas residuales.....	66
4.10.9	Diseño de cámara de rejillas	67
4.10.10	Sistema de tratamiento de aguas residuales: Tanque Imhoff	68
4.10.11	Esquema hidráulico de tanque Imhoff.....	70
4.10.12	Dimensionamiento de filtro percolantes.....	71
4.10.13	Diseño de lecho de secado	72
4.10.14	Cámara de desinfección	73
CAPITULO V: DISCUSION DE RESULTADOS		74
CAPITULO VI: CONCLUSIONES		75
CAPITULO VII: RECOMENDACIONES		76

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Dotación según OMS	19
Tabla 2: Operacionalización de variables	32
Tabla 3: Coordenadas UTM	44
Tabla 4: Sistema: WGS 84 DATUM	47
Tabla 5: Conexión de agua potable y alcantarillado	48
Tabla 6: Proyección de la población futura	49
Tabla 7: Dotación de agua	50
Tabla 8: Coeficientes de consumo	50
Tabla 9: Demanda agua potable anexo Nazareno	51
Tabla 10: Demanda de caudales de aguas residuales del alcantarillado	53
Tabla 11: Resumen de caudales de diseño y volumen.....	53
Tabla 12: Reporte de caudales y velocidades en tramos de tubería	59
Tabla 13: reporte de nudos	60
Tabla 14: Resultados de la simulación hidráulica de alcantarillado con SewerCad	63
Tabla 15: Reporte hidráulico de las caramas de inspección: buzones	64

INDICE DE FIGURAS

Ilustración 1: Vista panorámica de la localidad del Anexo Nazareno	5
Ilustración 2 : Pozo existente	5
Ilustración 3 : Descarga de aguas residuales al canal existente	5
Ilustración 4: : Tipos de Redes de Distribución	16
Ilustración 5: Software WaterCAD V8i	20

Ilustración 6: SewarCAD V8i	30
Ilustración 7: Mapas de la Región	36
Ilustración 8: Mapa de ubicación provincial y distrital	37
Ilustración 9: Esquema de propuesta de ubicación de Planta de tratamiento de aguas residuales	37
Ilustración 10: Vista del pozo de agua donde es bombeadora su seguridad y protección de la misma.	38
Ilustración 11: Vista panorámica en donde se ejecutará la nueva cisterna y Tanque elevado. ...	38
Ilustración 12: Vista panorámica de la localidad de Nazareno, donde se mejorará el sistema de agua y alcantarillado,	39
Ilustración 13: Se observa que la descarga final que llega a un canal existente de Nazareno	39
Ilustración 14: Canal donde se transporta todo el desagüe del Anexo de Nazareno.	40
Ilustración 15: Esquema hidráulico del sistema de agua potable	61
Ilustración 16: Esquema hidráulico del sistema de alcantarillado	65
Ilustración 17: Esquema hidráulico de Tanque Imhoff	70

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1 Problema de Investigación

Realidad problemática

La ingeniería civil a nivel mundial viene desarrollando proyectos de innovación para la construcción y reconstrucción. Es por eso que en el Perú se está desarrollando soluciones ante problemas que se presentan en diferentes regiones. Tal es el caso que, dentro del campo de aplicación de la ingeniería hidráulica existen estudios de solución para los problemas de necesidades de agua, tanto para el consumo humano como para otros usos también importantes; es por ello que el ingeniero busca un diseño adecuado para construcción y operación de sistemas de abastecimiento, los cuales están conformados por tuberías interconectadas entre sí en forma de redes, ya sea cerradas o abiertas, también su aplicación se da en la distribución de agua en edificaciones donde hay mayor número de accesorios (LOPEZ ,2001)

Si se toma en cuenta el dicho de que “El agua es vida”, fácilmente se puede explicar por qué los asentamientos humanos se localizaban donde este elemento estaba disponible. Con el paso del tiempo y debido al crecimiento poblacional ha sido necesario realizar obras cada día de mayor tamaño con la finalidad de abastecer de este preciado líquido a las poblaciones que día a día lo solicitan en mayor cantidad y de mejor calidad, para sus necesidades (JIMÉNEZ, 2006).

En la antigüedad las ciudades más modernas, comenzaron a conectar las aguas de origen humano a las redes de alcantarillado las cuales fueron creadas inicialmente para la evacuación de aguas pluviales en 1815 en Londres, en Boston en 1833 y en París desde 1880. A inicios del siglo XX, la gran mayoría de ciudades en el mundo empezaron a verter las aguas residuales en los ríos generando por ende una contaminación y problemas sanitarios. Aproximadamente en aquellos mismos años se introdujo la fosa séptica como mecanismo para el

tratamiento de las aguas residuales domésticas tanto en las áreas suburbanas como en las rurales. (SOANEZ,1994)

En la actualidad a nivel mundial los países que cuentan con la mayor tecnología avanzada son aquellos que dan el mayor aprovechamiento de las aguas residuales las cuales son recicladas, aprovechadas y reutilizadas con la finalidad de mitigar el cambio climático, proteger el medio ambiente y cuidar la salud. En promedio, los países de ingresos altos tratan cerca del 70% de las aguas residuales municipales e industriales que generan. Este promedio cae a un 38% en los países de ingresos medios-altos y a un 28% en los países de ingresos medios-bajos. En los países de ingresos bajos solo el 8% recibe algún tratamiento. Estas estimaciones sustentan la aproximación que se cita comúnmente que, en el mundo, más del 80% de las aguas residuales son vertidas sin tratamiento alguno.” (UNESCO, 2017, p.2)

En el Perú más de la tercera parte de la población no cuenta con la cobertura de saneamiento, con lo cual se pone en riesgo a la población por falta de políticas Tratamiento de Aguas Residuales. Así mismo se sabe que el Perú se aqueja del déficit de cobertura para el tratamiento de aguas residuales y la ineficiencia operativa de las plantas de tratamiento de aguas residuales existentes. Los datos estadísticos que nos brinda el INEI hasta el año 2015 nos indican que cada año los caudales de aguas residuales van en aumento y es así que se requiere la implementación de plantas de tratamiento de mejor tecnología para las ciudades con mayor población.

Pero, el abastecer de agua a los conglomerados humanos, tiene como consecuencia el retiro de la mayor parte de ella, una vez que ha sido utilizada y por ende contaminada. Para ello es necesario que el ingeniero civil, tome en consideración una serie de elementos, que le permitan mediante estudios y trabajos especializados satisfacer de manera efectiva y sustentable la necesidad que se tiene del servicio del agua, proporcionándolo en forma ininterrumpida, en cantidad y con

la calidad apropiada. Punto importante a considerar es la lejanía de las fuentes de abastecimiento, motivado principalmente por la localización del agua en nuestro planeta, que generalmente ya se encuentra apartada de los centros urbanos. De la misma manera, el desalojo del agua que ya fue utilizada, es necesario para evitar enfermedades de tipo hídrico a la población, cuidando siempre de no contaminar a las fuentes que otras comunidades utilicen para su abastecimiento (GARCIA, 2000).

Actualmente en el anexo de Nazareno, tiene una población actual de 440 habitantes, donde podemos afirmar que es un sector netamente rural y en donde podemos notar que la gran mayoría de su población tiene por lo menos una necesidad básica insatisfecha. Siendo la salubridad uno de los aspectos más prioritarios y urgentes de solución. La infraestructura de agua potable existente tiene una antigüedad de más de 20 años.

En la actualidad el servicio de agua potable se otorga con deficiencias en tres aspectos fundamentales como son la continuidad, presión y la calidad de agua; pues la población se abastece únicamente mediante piletas las cuales solo algunas se encuentran operativas y no de manera continua porque lo que es común en la población la aglomeración y formación de colas con baldes de agua para poder abastecerse del servicio, caso contrario optan también por usar el agua para riego de la empresa azucarera Cartavio que tiene canales de regadío cercanos a la localidad y que los pobladores utilizan también para su uso doméstico.

El mal funcionamiento y deterioro de línea de conducción, además de la insuficiente cobertura del servicio de agua potable, y la evacuación de las aguas servidas, así como la disposición de las excretas al aire libre, está ocasionando graves problemas en la salud de la población, principalmente por el incremento de los casos de enfermedades gastrointestinales y diarreicas, cuyas consecuencias se vienen

manifestando en mayor grado en el aumento de la morbilidad de los niños, la desnutrición infantil, el bajo rendimiento de los estudiantes, el bajo rendimiento de las actividades laborales de las personas mayores, el incremento de los gastos en salud de las familias, y en deterioro de la economía local.

Agua: la población de la localidad que comprende el proyecto, tiene conexiones a redes antiguas, no cuenta con almacenamiento adecuado.

Alcantarillado: las redes del sistema son de tubería de CSN, el emisor desemboca en una de la acequia de regadío, no cuenta con tratamiento de aguas servidas.

Este trabajo de investigación propone una alternativa en el diseño hidráulico integral de un sistema de abastecimiento de agua potable para brindar un servicio adecuado de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario planteando un sistema adecuado de evacuación de las aguas servidas y disposición de las excretas, considerando el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales, de esta manera cuando se construya se podrá reducir los casos de enfermedades gastrointestinales y dérmicas de la población, así como reducir el grado de contaminación del medio físico y biológico. .

La captación se encuentra a poca distancia de la localidad y se encuentra en malas condiciones desperdiciándose de esta manera el agua que es bombeado del subsuelo, teniendo una distancia de 20 metros hasta donde se ubica el reservorio. Por ser antigua la red se encuentra varias partes de la tubería rota y en mal estado desperdiciando el agua y a la creciente de la población mucho de ellos se abastecen del vecino ya que no cuentan con conexión.

La red de alcantarillado es deficiente dentro de la localidad por contar con tubería antigua y buzones en mal estado, también se puede decir que mucha de la población no cuenta con este servicio debido al incremento y crecimiento de la ciudad, y el gran problema que cuenta

esta localidad es que todos los sólidos producto del desagüe son depositados en un canal existente a 100 metros aproximados de la ciudad perdiéndose entre los sembríos que existe.



Ilustración 1: Vista panorámica de la localidad del Anexo Nazareno



Ilustración 2 : Pozo existente



Ilustración 3 : Descarga de aguas residuales al canal existente

Enunciado del Problema

¿En qué medida el diseño hidráulico del sistema de agua potable y alcantarillado sanitario proporcionara las dimensiones adecuadas que cumplan las Normas de Saneamiento para el anexo de Nazareno, Distrito de Magdalena de Cao - Ascope en el Departamento de la libertad,

1.2 Objetivos

General

Realizar diseño hidráulico del sistema de agua potable y alcantarillado sanitario del anexo de Nazareno, Distrito de Magdalena de Cao - Ascope - La Libertad

Objetivos Específicos

- Realizar los estudios de ingeniería: topografía y estudio poblacional.
- Diseño del sistema de abastecimiento de agua:
 - Diseño de la captación de agua subterránea mediante un pozo.
 - Determinación del Volumen del reservorio.
 - Diseño hidráulico de la red de distribución de agua potable del anexo de Nazareno - Diseño del sistema de alcantarillado:
 - Diseño de red de alcantarillado.
 - Diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales.

1.3 Justificación del estudio

La presente investigación se justifica en base a los siguientes motivos:

- Este proyecto se justifica académicamente porque permite aplicar procedimientos, metodologías y manuales de diseño hidráulico, considerando la normatividad para que los estudiantes y futuros proyectos que impliquen el diseño de redes de agua y alcantarillado

- El sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado, es proyectado para atender las necesidades de la comunidad para satisfacer la demanda de agua de la población del anexo de Nazareno, Distrito de Magdalena de Cao - Ascope en el Departamento de la libertad.

CAPITULO II: MARCO DE REFERENCIA

2.1 Antecedentes del estudio

Antecedentes Internacionales

TITULO : "DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y RED MATRIZ DE AGUA POTABLE DE LOS SECTORES: BARRIO POLAR - HUECO DULCE, EL ENEAL I Y II, EL MIRADOR, EL ISLITA Y LA CEIBITA UBICADOS EN EL MUNICIPIO SIMÓN BOLÍVAR BARCELONA, ESTADO ANZOÁTEGUI"

AUTOR : Br. ANDRADE BARRERA, CLAUDIA JOSEFINA.

Br. ORTIZ MICHELANGELLI, MARIELLA NATHALY.

INSTITUCIÓN : Universidad de Oriente Núcleo de Anzoátegui.

AÑO 2009

RESUMEN:

El presente trabajo se realizó el diseño del sistema de abastecimiento y red matriz de agua potable de los sectores Barrio Polar-Hueco Dulce, El Eneal I y II, El Mirador, La Islita y La Ceibita. Este deriva del proyecto de Sistema Integral de Abastecimiento de Agua Potable para los Sector Los Machos, Barrio Polar-El Eneal, ubicados en Barcelona, el cual nace debido a la deficiencia de abastecimiento de agua potable que presentan dichos sectores. En el desarrollo del diseño del sistema primeramente se recaudó información de sitio, complementándola con datos suministrados por los entes competentes en el área y se realizó a su vez un censo poblacional, elaborando así un estudio demográfico de los sectores con el objetivo de estipular, a través del método geométrico, la proyección futura de la zona para un periodo de diseño de 30 años, obteniendo así el consumo requerido por la población para el año 2038. Posteriormente se efectuó un levantamiento topográfico para detallar los accidentes y variaciones de cotas del terreno. Una vez obtenida la información, se determinó el sistema de abastecimiento mediante el Software WaterCAD, a través del cual se simuló el sistema que hidráulicamente cumple con los parámetros establecidos en las Normas Sanitarias Venezolanas para este tipo de

proyecto. El trabajo se clasifica en seis capítulos, los cuales presentan la siguiente secuencia lógica: El capítulo uno, muestra las características generales de la zona en estudio, así como el planteamiento del problema y los objetivos. El capítulo dos, establece el marco teórico relacionado con el tema de este proyecto. En el capítulo tres, se señala el comportamiento actual del sistema. En el capítulo cuatro, se describe el marco metodológico empleado y una muestra de los cálculos. En el capítulo cinco, se discuten los resultados y se proponen soluciones y en el capítulo seis se muestran las conclusiones y recomendaciones.

TÍTULO :"DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y CLOACAS PARA EL NÚCLEO DE DESARROLLO ENDÓGENO LOS PILONES, UBICADO EN EL MUNICIPIO ANACO ESTADO ANZOÁTEGUI"

AUTOR : ING. FERMÍN MILLÁN, JUAN CARLOS.

INSTITUCIÓN : Universidad de Oriente Núcleo Anzoátegui.

AÑO 2009

RESUMEN:

El campo Los Pilonos está ubicado al sureste del casco central de la ciudad de Anaco, Estado Anzoátegui, posee una forma irregular con una superficie de 80,43 ha., y presenta condiciones de deterioro de sus instalaciones, deficiencias en el urbanismo, y déficit de servicios básicos. Enfocado en el propósito de desarrollo de las comunidades, la Gerencia de Distrito Social de PDVSA GAS, decide iniciar un estudio de factibilidad para desarrollar el Campo Los Pilonos, como un Núcleo de Desarrollo Endógeno. Por lo que es necesario diseñar todos los servicios según la normativa vigente y de acuerdo al nuevo proyecto, siendo la red de acueductos y la red cloacas las principales prioridades. Por lo que se realiza esta investigación de Campo, descriptiva y experimental, modalidad proyecto factible; para diseñar tales sistemas de acueducto y cloacas. El diseño del sistema está calculado para abastecer a una población de 5720 habitantes. La nueva Red de Distribución de Agua Potable fue calculada con el

programa WaterCAD, está integrada por tuberías de PVC con diámetros de 4", 6", y 8", transportando un caudal máximo horario de 84,88 l/s. El sistema incluye dos tanques de almacenamiento con capacidad de 1305 m³ y 1715 m³ cada uno. Para el Sistema de Cloacas se diseñaron bocas de visita Tipo I, las pendientes de diseño en su mayoría se asumieron igual a la pendiente del terreno, a excepción de ciertos tramos donde se calcularon de tal manera que se asegure una velocidad mínima del agua de 0,60 m/s. Los colectores serán de concreto de diámetro 8", 12", 15", 18". La descarga de aguas servidas se realizará en una planta de tratamiento que será ubicada cercana a la boca de visita A1; el diseño de dicha planta es ajeno a este trabajo.

Antecedentes Nacionales

TITULO : "SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA CUATRO POBLADOS RURALES DEL DISTRITO DE LANCONES"

AUTOR : Br. LOSSIOARICOCHÉ, MOIRA MILAGROS.

INSTITUCIÓN : Universidad de Piura.

AÑO 2012

RESUMEN:

El presente trabajo de investigación, desarrolla una metodología para el diseño e implementación de sistemas de abastecimiento de agua potable mediante la utilización de energía solar fotovoltaica y bombas solares como una buena alternativa de aplicación en estas zonas de características tan particulares donde la energía solar ofrece mayores ventajas frente al uso de otros tipos de energía, usando placas o módulos solares fotovoltaicos en la producción de electricidad en zonas rurales aisladas de la red eléctrica. Debido a la naturaleza de la energía solar este tipo de sistemas tienen que aprovechar al máximo la energía solar y deben de ser capaces de bombear agua durante periodos de baja insolación.

También se ha realizado una evaluación de la sostenibilidad económica del proyecto y del impacto ambiental con las respectivas medidas de mitigación.

TITULO : "DISEÑO DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO PARA LA LOCALIDAD DE OMAS- YAUYOS- LIMA"

AUTOR : Br. GARCÍA HERRERA, KARIN MELISSA.

Br. REMATOZO MACEDO, EDUARDO MANUEL.

INSTITUCION : Universidad Ricardo Palma.

AÑO 2015

RESUMEN:

La presente tesis se realizó el diseño de una red de distribución de agua potable y alcantarillado para La Localidad de Omas – Yauyos – Lima, para lo cual es importante conocer el área de estudio y sus correspondientes datos básicos de la cual se abastecerá de agua potable, para este caso, cabe hacer notar que el proyecto de abastecimiento de agua es para un distrito en una zona rural, y por lo tanto tendrá necesidades especiales que habrá que satisfacer. Asimismo, el trabajo presenta aspectos teóricos del diseño de una red de agua potable, como son: fuentes de abastecimiento, planeación de la red, población proyecto, dotación, gastos de diseño, coeficientes de variación de gasto, también se presenta la metodología para el cálculo de la red.

En general el transporte de este importante líquido se logra mediante una fuente de abastecimiento y una línea de conducción para su posterior distribución con calidad, cantidad y presión adecuada, proporcionando así un servicio eficiente y que permita llevar el vital líquido hasta las viviendas. La fuente de abastecimiento será un Manantial concentrado de tipo ladera llamado "Panca", ubicado unos 2 km aproximadamente del poblado, y abastecerá a unos 1809 habitantes. Se realizó de acuerdo a los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

TITULO : "DISEÑO ÓPTIMO DE REDES CERRADAS DE TUBERIAS PRESURIZADAS PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN FLUJO PERMANENTE Y APLICACIÓN AL CENTRO POBLADO CAMPANITA UBICADO EN SAN JOSE PACASMAYO - LA LIBERTAD"

AUTOR : Br. ZAPATA NEGREIROS, LUIS ARMANDO.

INSTITUCION : Universidad Privada Antenor Orrego

AÑO 2014

RESUMEN:

El objetivo de la presente tesis es diseñar en forma óptima redes cerradas de tuberías presurizadas para abastecimiento de agua potable, para lo cual se plantea una metodología basadas en algoritmos ingeniosos, lógicos y relativamente sencillos. La aplicación con la finalidad de explicar referida metodología en una forma didáctica es al centro poblado campanita ubicado en el distrito de San José, provincia Pacasmayo, departamento La Libertad. Se realizó una revisión del fundamento hidráulico aplicado a redes cerradas de tuberías presurizadas siendo los principios de conservación de masa y energía los que gobiernan el cálculo hidráulico. Con ayuda del Ms Excel, se comparó los diversos métodos de cálculo hidráulico verificándose su convergencia y estabilidad. Se seleccionó al método de la Teoría Lineal como el motor de cálculo hidráulico para la metodología de optimización que se propone por ser su relativa sencillez.

La normatividad actual (OS. 050 REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO) no contempla la optimización en el diseño de tuberías presurizadas que conforman sistemas de distribución de agua potable. Con la metodología propuesta se pretende complementarla.

La metodología para optimización contempla priorizar tuberías teniendo en cuenta el número de Reynolds, aumentando el diámetro de tubería por el inmediato superior comercial de opción por iteración que tenga mayor beneficio/costo hasta alcanzar carga de presión mínima (10 m H₂O) al menor costo, permitiendo también dar

seguimiento al análisis de cálculo hidráulico desde un punto de vista físico identificando las tuberías principales, como se demuestra en la aplicación donde las tuberías principales son P1, P2, P7 y P8, lo cual tiene correlación lógica con la topografía del terreno, es decir, se necesita de tuberías con mayor diámetro para que la línea de carga dinámica se mantenga en niveles que garanticen una carga de presión adecuada en este sector; lo cual se obtiene reduciendo las pérdidas de carga por fricción aumentando el diámetro en tuberías.

2.2 Marco teórico

2.2.1 Sistema de Abastecimiento de agua potable

Un sistema de abastecimiento de agua potable, tiene como finalidad primordial, la de entregar a los habitantes de una localidad. El agua potable es considerada aquella que cumple con la norma establecida por la Organización Mundial de la Salud (OMS), la cual indica la cantidad de sales minerales disueltas que debe contener el agua para adquirir la calidad de potable.

Sin embargo, una definición aceptada generalmente es aquella que dice que el agua es potable si esta es “apta para consumo humano”, lo que quiere decir que es posible beberla sin que cause daños o enfermedades al ser ingerida.

Algunos escritores lo definen de la siguiente manera:

Ayala Rojas Luis Efrén (2006 pag.28) “optimización del acueducto por gravedad” menciona que el Agua que, por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos, en las condiciones que puede ser consumida por la población humana sin producir efectos adversos a la salud.

2.2.2 Fuentes de Abastecimiento

Según Agüero, R (1997), las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de

abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. De acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como a la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas: los de gravedad y los de bombeo.

2.2.3 Tipos de fuentes de agua A.

Agua de lluvia.

Según Agüero, R (1997), la captación de agua de lluvia se emplea en aquellos casos en los que no es posible obtener aguas superficiales y subterráneas de buena calidad y cuando el régimen de lluvias sea importante.

B. Aguas Superficiales

Según Agüero, R (1997), las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc. Que se discurren naturalmente en la superficie terrestre.

C. Aguas Subterráneas

Según Agüero, R (1997), parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas. La explotación de éstas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica del acuífero.

La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares).

2.2.4 Red de Distribución de agua potable

Según Agüero, R (1997), 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 población.

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. Las cantidades de agua se han definido en base a las dotaciones y en el diseño se contempla las condiciones más desfavorables, para lo cual se analizaron las variaciones de consumo considerando en el diseño de la red el consumo máximo horario (Q_{mh}).

Las presiones deben satisfacer las condiciones máximas y mínimas para las diferentes situaciones de análisis que puedan ocurrir. En tal sentido, la red debe mantener presiones de servicio mínimas, que sean capaces de llevar agua al interior de las viviendas (parte alta del pueblo). También en la red deben existir limitaciones de presiones máximas tales que no provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso (parte baja).

2.2.5 Criterios técnicos de diseño.

Según Agüero, R (1997), la red de distribución se debe calcular considerando la velocidad y presión del agua en las tuberías. Se recomiendan valores de velocidad mínima de 0.6 m/s y máxima de 3.0 m/s. Si se tiene velocidades menores que la mínima, se presentarán fenómenos de sedimentación; y con velocidades muy altas, se producirá el deterioro de los accesorios y tuberías.

La presión mínima depende de las necesidades domésticas, y la máxima influye en el mantenimiento de la red, ya que con presiones elevadas se originan pérdidas por fugas y fuertes golpes de ariete. Las Normas Generales del Ministerio de Salud, recomiendan que la presión mínima de servicio en cualquier parte de la red no sea menor de 5m. y que la presión estática no exceda de 50m.

En las Normas del Ministerio de Salud se establece que el diámetro mínimo a utilizarse en la red, será aquel que satisfaga las condiciones hidráulicas que garanticen las presiones mínimas de servicio en la red y su capacidad deberá ser tal que pueda absorber en el futuro la instalación de conexiones domiciliarias. El diámetro mínimo recomendado es de 3/4”.

Las válvulas, según las Normas mencionadas, se deben ubicar para aislar tramos no mayores de 300m. o en lugares que garanticen el buen funcionamiento del sistema y permitan interrupciones para realizar las ampliaciones y reparaciones en la red.

En base a estas consideraciones se efectúa el diseño hidráulico, de la red de distribución, siendo la tubería de PVC la más utilizada en los proyectos de agua potable en zonas rurales. Para el cálculo hidráulico, las Normas del Ministerio de Salud recomiendan el empleo de las ecuaciones de Hazen-Williams.

2.2.6 Tipos de redes de distribución

Según Agüero, R (1997), la forma de los circuitos, existen dos tipos de sistemas de distribución: el sistema abierto o de ramales abiertos y el sistema de circuito cerrado, conocido como malla o parrilla, como se muestra en la figura.

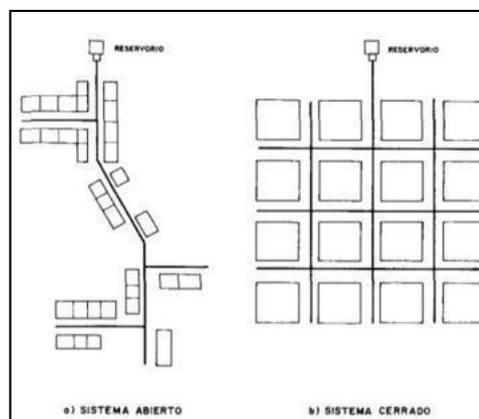


Ilustración 4: : Tipos de Redes de Distribución

2.2.6.1 Sistema abierto o ramificado

Según Agüero, R (1997), son redes de distribución que 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 un río o camino. La tubería matriz o principal se instala a lo largo de una calle de la cual se derivan las tuberías secundarias. La desventaja es que el flujo está determinado en un solo sentido, y en caso de sufrir desperfectos puede dejar sin servicio a una parte de la población. El otro inconveniente es que en el extremo de los ramales secundarios se dan los puntos muertos, es decir el agua ya no circula, sino que permanece estática en los tubos originando sabores y olores, especialmente en las zonas donde las casas están más separadas. En los puntos muertos se requiere instalar válvulas de purga con la finalidad de limpiar y evitar la contaminación del agua.

2.2.6.2 Sistema Cerrado

Según Agüero, R (1997), son aquellas redes 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; si se tiene que realizar reparaciones en los tubos, el área que se queda sin agua se puede reducir a una cuadra, dependiendo de la ubicación de las válvulas. Otra ventaja es que es más económico, los tramos son alimentados por ambos extremos consiguiéndose menores pérdidas de carga y por lo tanto menores diámetros; ofrece más seguridad en caso de incendios, ya que se podría cerrar las válvulas que se necesiten para llevar el agua hacia el lugar del siniestro.

2.2.6.3 Red Matriz

Según Francois, G (2005), es la tubería que va desde el Reservorio hasta la zona de servicio. Se empleará tubería de plástico PVC por lo que le corresponde un coeficiente de rugosidad (C) igual a 150.

2.2.6.4 Método De Cálculo.

Según Agüero, R (1997), los métodos existentes para realizar el diseño hidráulico de la red matriz son a través de un proceso iterativo aplicando el método de Hardy Cross que se basa en las fórmulas de HAZEN WILLIAMS.

Por Hazen y Williams:

$$H = \frac{1.72 \times 10^6 \times L \times Q^{1.85}}{C_{1.85} \times D^{4.87}} \quad \dots(01)$$

Donde:

H= pérdida de carga (m).

Q= caudal (L/s).

L= longitud de la tubería (Km).

D= diámetro (pulgadas).

2.2.6.5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

Velocidad

Según El Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E), los valores para la velocidad mínima son de 0.6 m/s y máxima de 3.0 m/s.

La velocidad en las redes viene dada por la siguiente ecuación:

$$V = Q/A \quad \dots(02)$$

Donde:

V= velocidad (m/s)

Q= demanda en el tramo (m³/s)

A= área de la sección de la tubería (m²)

2.2.6.6 Dotación

Según Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E), La dotación es variable de acuerdo a usos y costumbres de cada localidad según:

- **Reglamento Nacional de Edificaciones:** La Dotación Diaria por habitante, según el R.N.E. varía generalmente de acuerdo al número de habitantes de una localidad, al tipo de uso destinado y a las características de su clima.

- **DIGESA:**

Según Dirección General de Salud Ambiental, para el medio rural recomienda:

- Sierra :50 lt/hab/día
- Selva :70 lt/hab/día.
- Costa :60 lt/hab/día.

- **OMS:**

Según Organización Mundial de Salud, recomienda los parámetros siguientes:

Tabla 1: Dotación según OMS

Población	lima	
	Frío	Cálido
Rural	100 lt/hab/día	100 lt/hab/día
2,000 - 10,000	120 lt/hab/día	150 lt/hab/día
10,000 - 50,000	150 lt/hab/día	200 lt/hab/día
50,000	200 lt/hab/día	250 lt/hab/día

Fuente: Organización Mundial de la Salud.

2.2.7 WaterCad

Es un software de simulación hidráulica, análisis, modelación y gestión de redes a presión (sistemas de distribución o de riesgo), propiedad de la Empresa de Software Bentley Systems Incorporated que produce soluciones para el diseño, construcción y operación de infraestructuras en diversos campos.

WaterCAD permite la simulación hidráulica de un modelo computacional representado en este caso por elementos tipo: Línea (tramos de tuberías), Punto (Nodos de Consumo, Tanques, Reservorios, Hidrantes) e Híbridos (Bombas, Válvulas de Control, Regulación, etc.)

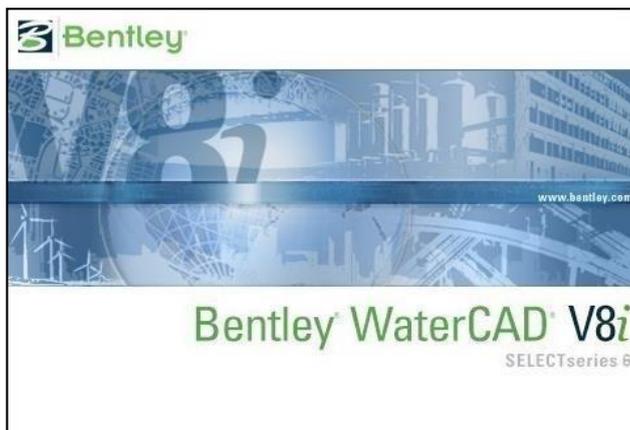


Ilustración 5: Software WaterCAD V8i

2.2.7.1 Descripción

WaterCAD es un software cuyo algoritmo de cálculo se basa en el método del Gradiente Hidráulico, permite el análisis hidráulico de redes de agua (aunque puede usarse para cualquier fluido newtoniano) determinando las presiones en diversos puntos del sistema, así como los caudales, velocidades, pérdidas en las líneas que conforman la red hidráulica; así como otros muchos parámetros operativos derivados de los elementos presentes en el sistema como: Bombas, Válvulas de Control, Tanques a partir de las características físicas del sistema y unas condiciones de demanda previamente establecidas.

WaterCAD además permite extender sus capacidades a temas de gestión a largo plazo de sistemas de abastecimiento incluyendo: análisis de vulnerabilidad, análisis de protección contra incendio, estimación de costos energéticos, calibración hidráulica, optimización.

Este programa adicional a las herramientas convencionales para el análisis y modelación de redes a presión, cuenta con herramientas de productividad en los procesos de gestión de datos, construcción de modelos a partir de archivos externos, extracción de elevaciones, asignación de demandas a partir de técnicas de análisis espacial, preparación y gestión de escenarios, cálculos hidráulicos complementarios, gestión operativa y preparación de reportes y planos. Asimismo, el software ofrece diversas opciones para visualización de resultados como reportes tabulares, perfiles, gráficos de variación temporal, anotaciones y codificación por color.

2.2.7.2 Características

- No existe límite en el tamaño de la red que se desea analizar.
- Calcula las pérdidas por fricción en las conducciones mediante las expresiones de Hazen-Williams, DarcyWeisbach o Chezy-Manning.
- Incluye pérdidas menores en elementos tales como codos, acoplamientos, etc.
- Modela bombas funcionando tanto a velocidades de giro constante como a velocidades de giro variables.
- Calcula la energía consumida y el coste de bombeo de las estaciones.

- Modela diferentes tipos de válvulas de regulación, válvulas de retención, válvulas de aislamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas de control de caudal.
- Permite el almacenamiento de agua en tanques que presenten cualquier geometría.
- 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.
- Puede determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el tanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal.

2.2.8 Sistema de Alcantarillado

El sistema de alcantarillado es el conjunto de tuberías, cámaras de inspección, planta de tratamiento y todas las instalaciones que sean necesarias para asegurar la conveniente evacuación de las aguas servidas

Los sistemas de alcantarillado, tienen como función el retiro de las aguas que ya han sido utilizadas en una población y por ende

Contaminadas, estas aguas reciben el nombre genérico de “aguas residuales”; también sirven para retirar las aguas pluviales. El alcantarillado consiste en un sistema de conductos enterrados llamados alcantarillas, que generalmente se instalan en el centro de las calles.

Según López Cualla Ricardo Alfredo (segunda edición 1997, pág.341) “Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados” define a los sistemas de alcantarillado como, sistemas de tuberías de grande diámetro que permiten una

gran flexibilidad en la operación del sistema, necesaria debido en muchos casos a la incertidumbre en los parámetros que definen el caudal.

Uno de los objetivos principales de los sistemas de alcantarillado, es evitar la contaminación provocada por las aguas residuales a los cuerpos de agua superficial y subterráneos, por lo que no se permiten descargas de aguas residuales a las corrientes superficiales ni a los terrenos sin tratar. Para disminuir la contaminación, el agua residual debe pasar por un proceso de tratamiento, este proceso consiste en separar de las aguas residuales los sólidos, líquidos, productos químicos, bacterias y virus para poder emplearlas, posteriormente a su tratamiento.

2.2.8.1 Elementos de un sistema de alcantarillado Las obras de alcantarillado están conformadas por una serie de conductos subterráneo cuyo objetivo es eliminar por medio de transporte hidráulico, las sustancias inconvenientes que pueden ser acarreadas o conducidas por el agua.

Mejoría en el nivel de vida de los pobladores, brindándoles condiciones sanitarias favorables para la satisfacción de sus necesidades, mediante el logro de un sistema funcional de alcantarillado:

- Conservación de los recursos naturales.
- Recolección y alejamiento rápido y seguro de las aguas servidas.
- Eliminación de focos de contaminación e infección para la reducción de las posibilidades de que se propaguen epidemias y enfermedades
- Infectocontagiosas, derivadas de una deficiente eliminación de excretas.

2.2.8.2 Aguas Residuales

Aguas residuales domésticas.

Son aquellos desechos líquidos que se originan después de realizar las operaciones de limpieza, lavado y necesidades sanitarias de las viviendas, establecimientos comerciales, instituciones y edificios públicos.

Aguas residuales industriales.

Se les denomina así a los desechos líquidos provenientes de las industrias, variando su composición de acuerdo a las operaciones de la industria.

Aguas pluviales.

Son aquellas aguas provenientes del escurrimiento superficial del terreno a causa de las precipitaciones fluviales (lluvias) aunándose a esto las aguas de limpieza de las calles.

Para la recolección de las aguas residuales domésticas, industriales y de lluvia, existen dos sistemas:

a) Sistema de alcantarillado combinado

Es un sistema mediante el cual las redes son diseñadas para recoger y conducir las aguas residuales junto con las aguas provenientes de las lluvias, además de las aguas de infiltración.

b) Sistema de alcantarillado separado

Este sistema es concebido para recibir exclusivamente las aguas residuales urbanas o rurales, haciéndose del alcantarillado de las aguas provenientes de las lluvias, un sistema propio e independiente. Para el desarrollo del presente proyecto se escogió el sistema de alcantarillado separado; las aguas se evacuarán en primera instancia a una laguna de estabilización primaria y luego a una laguna secundaria.

2.2.8.3 Caudal de aguas a eliminar Aporte

Aguas Domesticas

Depende exclusivamente del agua suministrada. L norma de saneamiento recomienda que se considere el 80% del caudal del agua consumida como aporte de contribución al alcantarillado, es decir que este porcentaje se aplicara al caudal máximo correspondiente a la demanda horaria. $Q_{doméstico} = 80\%Q_{mm}$

Aporte Aguas por Infiltración

Es el agua que ingresa al sistema de alcantarillado, proveniente del terreno inmediato y que tiende a reducir la capacidad de conducción.

Está en relación a la permeabilidad del suelo, grado de saturación de agua freática y clase de tubería a emplearse.

En general se considera

Para colectores: $q_t =$

20000 lt/dia/Km **Para**

buzones:

$q_b = 380$ lt/dia/ buzón

Aporte Precipitación Fluvial

Se aplica la expresión de Berkli - Ziegler obtenemos el valor del caudal de contribución.

$Q_{lluvia} = 0.022 * E * A * P * (S/A)^{0.5}$ Donde:

E: coeficiente medio de flujo = 1.25

A: área drenada <Ha>

S: pendiente media del terreno <m/km>

P: precipitación media, durante la lluvia más fuerte en el fenómeno del niño (cm/hora)

Calculo Hidráulico

Para el cálculo hidráulico de la red de alcantarillado se hará uso

de la fórmula de Manning: $Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{n}$

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Luego para tubos que funcionan a sección llena, la velocidad y el caudal tienen la siguiente expresión:

$$A = \text{área} = \pi * D^2/4$$

$$P = \text{perímetro mojado} = \pi * D$$

$$R = \text{radio hidráulico} = A / P = D / 4 \quad n = \text{coeficiente}$$

de rugosidad = 0.013 (tubería de concreto)

$$Q_{LL} = 23.97580521 D^{8/3} S^{1/2} \quad (I) \text{ VLL}$$

$$= 30.52694331 D^{2/3} S^{1/2} \quad (II)$$

Donde:

D = diámetro, m

S = pendiente, m /m

Las tuberías, según recomendaciones del Reglamento Nacional de edificaciones debe ser diseñadas para la conducción del caudal máximo con una altura de flujo de 75% del diámetro de la tubería.

Para realizar el cálculo hidráulico haremos uso de la tabla de los elementos proporcionales y el procedimiento a seguir es el siguiente:

- Se determina la pendiente más conveniente a utilizar en cada tramo, así como también el diámetro de la tubería.
- Conociendo la pendiente y el diámetro, se calcula el caudal y la velocidad a tubo lleno QLL y VLL; usando las expresiones (I) y (II) respectivamente.
- Conociendo el caudal parcial del tramo (caudal aguas arriba + contribución del tramo) Q_p , calculamos la relación Q_p / Q_{LL}
- Con la relación de gastos hallada en el paso anterior se ingresa a la tabla de elementos proporcionales y se verifica la relación Y/D , si esta relación es mayor de 0.75 se adopta un diámetro comercial inmediato superior y se repite el proceso anterior; pero si la relación es menor o igual a 0.75, en la misma tabla se obtiene la relación entre las velocidades a tubo parcialmente lleno y a tubo lleno V_p / V_{LL} .
- Con la relación de velocidad V_p / V_{LL} hallada en el paso anterior procedemos a calcular la velocidad real, multiplicándolo por V_{LL} calculado el paso 2.
- Esta velocidad real debe tener comprendida dentro de los límites de la velocidad máxima y mínima establecida por el R.N.E. que son de 3.0 m/seg y 0.6 m/seg respectivamente para el caso de tubería de concreto.
- Solamente se aceptará velocidades menores a las mínimas en los 300 metros iniciales de cada colector, siempre y cuando estén diseñado con pendientes mayores o iguales al 10 mil.

2.2.8.4 Cámara de Inspección

Denominados también buzones; son los puntos de reunión en los cuales descargan los colectores y deben tener las dimensiones tales que permitan el ingreso de una persona para que pueda inspeccionar y realizar la limpieza de las tuberías en caso de obstrucción o cuando tengan que llevar a cabo el mantenimiento de los mismos.

Ubicación de buzones

Según el R.N.E se proyectarán cámaras de inspección al inicio de todo colector, en todos los empalmes de colectores, en los cambios de pendiente, en los cambios de dirección, en los cambios de diámetro, en los cambios de material y en todo lugar donde sea necesaria por razones de inspección y limpieza.

Según el R.N.E. se proyectarán cámaras de inspección en los siguientes casos:

- Al inicio de todo colector.
- En todos los empalmes de colectores.
- En los cambios de pendiente.
- En los cambios de dirección.
- En los cambios de diámetro.
- En los cambios de material.
- En todo lugar donde sea necesaria por razones de inspección y limpieza.

Dimensiones de los Buzones

El diámetro interior de los buzones será de 1.20m para tuberías hasta de 800 mm de diámetro y de 1.50 m para tubería hasta de 1200mm de diámetro. Para tuberías de diámetros mayores, las cámaras de inspección serán de diseño especial.

En el fondo de los buzones se deberá diseñar media caña en dirección del flujo, y una pendiente del 25% entre el borde de la mediacaña y las paredes laterales.

En las cámaras de inspección en que las tuberías no lleguen al mismo nivel, se deberá proyectar un dispositivo de caída cuando la descarga o altura de caída con respecto al fondo del buzón sea mayor de 1.00 m.

La separación máxima entre buzones será:

Para tuberías de 150mm	:	80.00 m
Para tuberías de 200 a 250 mm	:	100.00 m
Para tuberías de 300 a 600 mm	:	150.00 m
Para tuberías de diámetro mayores	:	250.00 m

Ubicación de Tuberías

Se tomarán las recomendaciones dadas por el R.N.E. y que se detallan a continuación. En las calles de 24m de ancho o menos se proyectará una línea de alcantarillado, de preferencia en el eje de la calle. La distancia entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente al tubo deberá ser 1.50 m como mínimo.

Los colectores se proyectarán a una profundidad mínima tal que asegure el drenaje de todos los lotes que den frente a la calle, considerando que por lo menos las 2/3 parte de cada lote en profundidad, puedan descargar por gravedad, partiendo de 0.30 m por debajo del nivel del terreno y con una línea de conexión predial al colector de 15 por mil de pendiente mínima.

Las pendientes mínimas de diseño de acuerdo a los diámetros serán aquellas que satisfagan la velocidad mínima de 0.60 m/s con el caudal de diseño.

Conexión Predial

Esta conexión es la que permite la evacuación de las aguas servidas de los lotes hacia la red de alcantarillado y estarán ubicadas a una distancia entre 1.20 m y 2.00 m de la línea de propiedad, izquierda o derecha.

El diámetro mínimo para esta conexión será de 100mm (4") con una pendiente mínima de 15 por mil. Para llevar a cabo esta conexión se contará además de la tubería, una caja de registro y un elemento de empalme que permita la descarga del flujo en caída libre sobre la clave del tubo colector.

2.2.9 SewerCAD

SewerCAD es un programa de cómputo que permite modelar sistemas de drenaje sanitario, para analizar su comportamiento hidráulico o efectuar su dimensionamiento, cuya aplicación es amplia en la recolección de las aguas residuales.

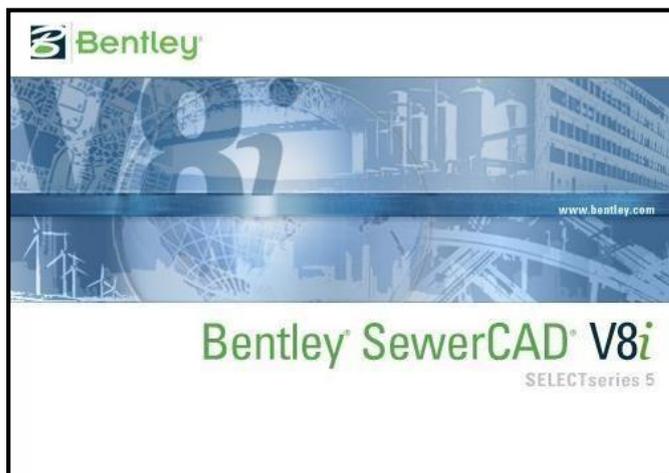


Ilustración 6: SewerCAD V8i

2.3 Marco Conceptual

Agua.

Es un recurso natural de entre los más importantes para el hombre, forma parte de la vida misma, pues todos los seres vivos contienen en su interior un alto porcentaje de agua. **Acueducto.**

Sistema de abastecimiento de agua para una población.

Aducción.

Componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión.

Tubería.

Son elementos principales en el proceso de conducción del servicio de agua potable a los sectores destino de la distribución. Su selección es crucial a la hora de obtener diseños confiables y económicos dentro del periodo de diseño estipulado.

Válvulas de sectorización

Son dispositivos que cierran el paso del agua en las tuberías de distribución, con el fin de sectorizar la red. Usualmente son válvulas de compuerta con vástago fijo o válvulas mariposa con mecanismo de reducción de velocidad de cierre para evitar golpe de ariete.

Almacenamiento.

En sistemas de Acueducto, acción destinada a almacenar un determinado volumen de agua para cubrir los picos horarios y la demanda contra incendios

Sistema de alcantarillado

El sistema de alcantarillado es el conjunto de tuberías, cámaras de inspección, planta de tratamiento y todas las instalaciones que sean necesarias para asegurar la conveniente evacuación de las aguas servidas

Aguas Residuales.

Son cualquier tipo de agua cuya calidad se vio afectada negativamente por influencia antropogénica. Las aguas residuales incluyen las aguas usadas domésticas y urbanas, y los residuos líquidos industriales o mineros eliminados, o las aguas que se mezclaron con las anteriores (aguas pluviales o naturales).

2.4 Hipótesis

Con el diseño del sistema de agua potable y alcantarillado sanitario se logrará obtener dimensiones óptimas que cumplan las Normas de Saneamiento para el anexo de Nazareno, Distrito de Magdalena de Cao - Ascope en el Departamento de la libertad

2.5 Variables

Variable Independiente

Características topografías y poblacional del anexo de Nazareno, Distrito de Magdalena de Cao - Ascope en el Departamento de la Libertad

Variable Dependiente

Dimensiones del sistema de agua potable y alcantarillado y planta de tratamiento

Operacionalización de variables

Tabla 2: Operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN	INSTRUMENTOS
V.I. CARACTERÍSTICAS TOPOGRAFÍAS Y POBLACIONAL	La topografía es la técnica que consiste en describir y representar en un plano la superficie o el relieve de un terreno (Jauregui, 2005) Conjunto de los individuos de un lugar determinado que comparten una característica, agrupación de edificios y casas, con calles y otros espacios públicos, donde habita ese conjunto de personas	Longitudinal	Altura Longitud profundidad	Km., m	Wincha, teodolito, mira
		Densidad baja	Número de viviendas	Hab.	Censos nacionales
V.D. DIMENSIONES DEL SISTEMA	Un sistema de abastecimiento de agua potable, tiene como finalidad primordial, la de entregar a los habitantes de una localidad, agua en cantidad y calidad adecuada para satisfacer sus necesidades, mediante las dimensiones adecuadas de sus sistemas	Cantidad y calidad de agua	Caudal Velocidad Diámetro Presión Pendiente Perdida de carga	m ³ /s m/s m m.c.a. m/Km m	AutoCAD, Civil 3D, Normas técnicas, Excel

CAPITULO III: METODOLOGIA EMPLEADA

3.1. Tipo y Nivel de Investigación Tipo de Investigación:

Aplicada descriptiva, consiste en caracterizar a un hecho, fenómeno o en establecer su estructura o comportamiento. El estudio descriptivo mide de forma independiente las variables, y aun cuando no se formulen hipótesis, las primeras aparecerán enunciadas en los objetivos de la investigación. Se estudiará el comportamiento y a la vez se establecerá el diseño de flujo estático en la red de distribución de agua potable del anexo de Nazareno, Distrito de Magdalena de Cao - Ascope en el Departamento de la Libertad

Nivel de Investigación:

Investigación de campo, porque se hicieron trabajos como topografía para ubicar los puntos de captación y distribución de la red de agua potable y ubicación de las diferentes calles para el sistema de alcantarillado.

3.2. Población y Muestra de Estudio

Población:

La población es la red de distribución de agua potable y alcantarillado de todo el Distrito de Magdalena de Cao de Ascope.

Muestra:

La muestra es la red del anexo de mediante un diseño estático.

3.3. Diseño de investigación

El diseño de la investigación es descriptivo, consiste en caracterizar a un hecho, fenómeno o en establecer su estructura o comportamiento. El estudio descriptivo mide de forma independiente las variables, y aun cuando no se formulen hipótesis, las primeras aparecerán enunciadas en los objetivos de la investigación. Se estudiará el comportamiento y a la vez se establecerá el diseño de flujo estático en la red de distribución de agua potable del anexo de Nazareno, Distrito de Magdalena de Cao.

3.4. Técnicas e Instrumentos de Investigación

Recolectar datos: revisión de documentación existente, lectura y organización de los datos relevantes para nuestro proyecto

Se desarrolla el estudio de levantamiento topográfico en la zona de estudio considerando desde la captación de agua subterránea, ubicación del reservorio y levantamiento topográfico de todas de calles del Anexo de Nazareno, Distrito de Magdalena de Cao - Ascope - La Libertad.

Se determinar los datos poblacionales de la zona mediante censos e información de la municipalidad del Distrito de Magdalena de Cao - Ascope - La Libertad

- Fichas técnicas
- Formato para registro de datos
- Entrevistas
- Fotografías
- Videos

3.5. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

- Observación Directa

Por medio de la observación directa fue posible la evaluación de la problemática que afrontan los pobladores.

- Revisión bibliográfica la recolección de datos bibliográficos de diversas fuentes de información como: textos, tesis de grado relacionadas al tema de estudio que ayudaran a describir los componentes de cada tipo de metodología estudiada, así como también la revisión del Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Procesamiento de la información

Con los datos obtenidos en campo: topografía y estudio de suelo, se utilizará para el diseño de sistema de agua potable, la red de alcantarillado y diseño de planta de tratamiento, mediante programaciones en Excel

- Uso de software

AutoCAD: programa de diseño de dibujo asistido por computadora que permitirá plasmar el diseño de la red de distribución de agua potable del Centro Poblado La Palma Central.

WaterCAD V8i: es un software de simulación hidráulica, análisis, modelación y gestión de redes a presión (sistemas de distribución de agua potable o de riego).

SewerCad V8i: es un software de simulación hidráulica, análisis, modelación y gestión de redes de alcantarillado.

Microsoft Excel: programa informático que permite realizar cálculos y operaciones.

CAPITULO IV: PRESENTACION DE RESULTADOS

4.1 Ubicación del proyecto

Ubicación Política

Departamento: La Libertad

Provincia: Ascope

Distrito: Magdalena de Cao

Anexo de Nazareno

Ubicación Geográfica:

La localidad de Nazareno pertenece al distrito de Magdalena de Cao, perteneciente a la provincia de Ascope, Región La Libertad y geográficamente ubicado:

N°	CASERIO	COORD. UTM LOCALIDAD		
		E	N	COTA
01	NAZARENO	688006	9128878	24 m.s.n.m.

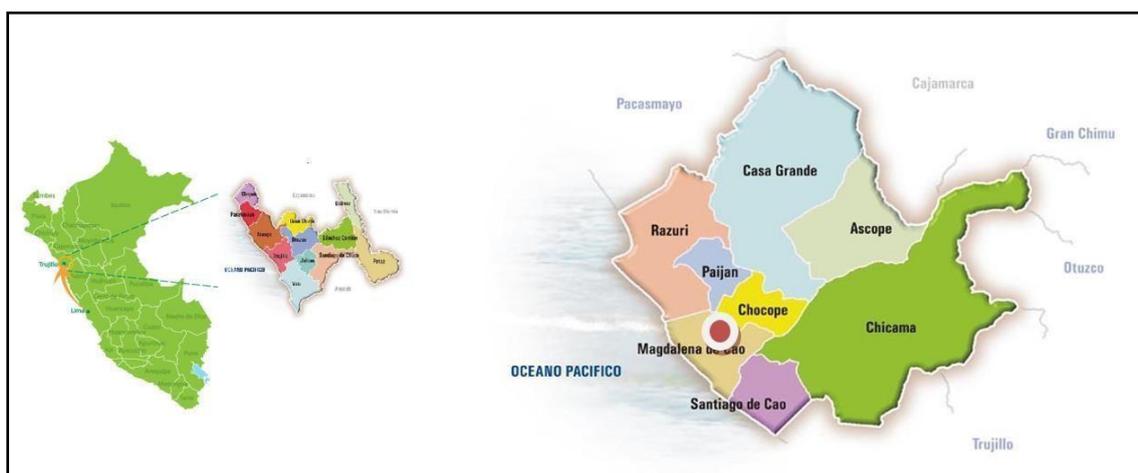


Ilustración 7: Mapas de la Región

este elemento fuga entre las fisuras, también se puede decir por el incremento de la población no abastece ya que por el nivel en donde se ubica el reservorio no existe la presión necesaria y no abastece en su totalidad al incremento de la población.

- **Distribución:** por ser antigua la red se encuentra varias partes de la tubería rota y en mal estado desperdiciando este elemento y a la creciente de la población mucho de ellos se abastecen del vecino ya que no cuentan con conexión.



Ilustración 10: Vista del pozo de agua donde es bombeadora su seguridad y protección de la misma.



Ilustración 11: Vista panorámica en donde se ejecutará la nueva cisterna y Tanque elevado.



Ilustración 12: Vista panorámica de la localidad de Nazareno, donde se mejorará el sistema de agua y alcantarillado,

Sistema de Alcantarillado existente

La red de alcantarillado es deficiente dentro de la localidad por contar con tubería antigua y buzones en mal estado, también se puede decir que mucha de la población no cuenta con este servicio debido al incremento y crecimiento de la ciudad, y el gran problema que cuenta esta localidad es que todos los sólidos producto del desagüe son depositados en un canal existente a 100 metros aproximados de la ciudad perdiéndose entre los sembríos que existe.



Ilustración 13: Se observa que la descarga final que llega a un canal existente de Nazareno



Ilustración 14: Canal donde se transporta todo el desagüe del Anexo de Nazareno.

Planta de Tratamiento

El Anexo de Nazareno cuenta no cuenta con una infraestructura para disponer sus aguas residuales (PTAR). Por ello se cuenta con un terreno de Área: 1,530.58 m², para la construcción de una planta de tratamiento.

4.3 Estudio Topográfico

Reconocimiento preliminar

Mediante el estudio topográfico podemos determinar la posición relativa de los puntos sobre la superficie terrestre, valiéndonos de las mediciones angulares, tanto horizontales como verticales, alineamientos, orientaciones, altura, etc.

En términos generales se puede decir que la aplicación de la topografía, se puede dividir en dos partes:

- El primero, que es el levantamiento (Planimétrico y Altimétrico), que comprende trabajo de campo para toma directa de datos.
- El segundo, es la aplicación del cálculo matemático, que comprende los datos de gabinete para representar los dibujos adecuados en los planos.

Se procedió a recorrer todo el terreno (reconocimiento preliminar), a fin de planificar el trabajo con mayor precisión,

colocando en sitios marcas, que servirán de vértices de la poligonal de apoyo.

Levantamiento planimétrico.

Poligonal Cerrada

Debido a la precisión del equipo de trabajo no es necesario realizar medidas de cierre de la poligonal, pues de acuerdo al área de trabajo, ésta ni tomar medidas cuando estas no se pueden ver.

Tampoco se realizó la medida de los ángulos horizontales, debido a que se trabaja con coordenadas UTM.

Los detalles topográficos como son los lotes existentes en el sector y el alineamiento que presenta la zonas aledañas, se realizaron ubicando los prismas sobre ellas, para luego ser barrido con la estación total desde un determinado vértice o punto de apoyo.

Método de Poligonación

Se ubicaron los vértices en cada uno de los centros de los accesos, colocando clavos con cabeza (Sombrero) y pintura en tapas de buzones existentes, ya que serán los puntos de estación del instrumento. Esta poligonal referencial deberá abarcar el área a levantar y los vértices adyacentes deberán visualizarse de manera tal que fue fácil obtener la lectura de los datos de amarre, los procedimientos para el amarre correspondiente hacia la estación anterior son:

- Centrar y nivelar el instrumento en la estación.
- Localizamos la estación anterior, y medir los datos correspondientes.

- Trasladar el instrumento a la estación siguiente, centrando y nivelando, para luego visar la estación anterior y siguiente.
- Se repite la misma operación para todas las estaciones.
- Los detalles de la zona como son los lotes, viviendas, colegio y otros se realizó ubicando los prismas en los lugares requeridos o límites para la toma de datos.
- En gabinete se han realizado las uniones entre puntos que tienen descripciones de parcelas, canales existentes, vías de acceso, etc.
- Se ha comprobado todas las medidas hechas en campo con la finalidad de ver si los datos fueron tomados con precisión.

Levantamiento altimétrico Nivelación

La nivelación o altimetría tiene como objetivo fundamental determinar la diferencia de nivel entre dos o más puntos situados sobre el terreno. En topografía, a la altitud de un punto se le denomina cota, pudiendo ser estas absolutas o relativas, según esté referida al nivel medio del mar o bien al nivel de un plano de altitud arbitraria.

Para determinar el nivel de un punto es necesario empezar con algún otro punto de nivel conocido llamado comúnmente BM (Bench Mark). La nivelación de atrás es la lectura de un punto cuyo nivel se quiere determinar. Al medir las cotas de diversos puntos, las diferencias de niveles pueden ser tan grandes que el instrumento se debe estacionar a otra posición.

Debido a la precisión y renovación de los equipos de topografía la estación total utilizada (TOPCON 102 MN), evita utilizar un segundo equipo (Nivel), ya que este al calcular la distancia horizontal, también realiza la lectura para calcular los desniveles de punto a punto. Cuando se hace esto, se visa con

el instrumento un punto cuyo nivel se ha encontrado previamente, denominándosele a este punto de enlace o amarre.

Para el levantamiento altimétrico se ha realizado tomando como referencia la cota marcada por el GPS, cuya cota es referencial debido a que existe error en la lectura.

Precisión y Control de Niveles

La mayor parte de las causas de error se producen en el manipuleo del equipo de Precisión y a la espera del dato captado en determinado tiempo, o sea a la captación de satélites terrestres. Utilizándose para ello un GPS map 76 csx GARMIN .

Curvas de nivel

El levantamiento topográfico se genera a través de las curvas de nivel, donde nos permitirá mostrar la superficie del terreno.

Debido a la topografía del terreno, el espaciamiento entre curva y curva (equidistancia) que se ha considerado cada 0.25 m.

Perfiles longitudinales

Es el resultado de las operaciones de nivelación, cuyos puntos situados a corta distancia y graficando a una escala conveniente representa las variaciones de la superficie en el alineamiento trazado.

Este perfil se hará con la finalidad de poder observar la pendiente del terreno para dar una mejor ubicación de las excavaciones de estructuras y ubicación de tuberías.

Equipo utilizado

01 Estación Total Topcon – digital – con sus respectivos accesorios

02 Prismas de 4.00 m

01 cámara fotográfica
01 wincha de 50 m

02 radios (walkie talkies) 01 Libreta de
Campo

Tabla 3: Coordenadas UTM

CUADRO COORDENADAS UTM				
PUNTO	ESTE	NORTE	COTA	DESCRIPCION
1	689067	9123914	16.0	BM
2	689069	9123908	15.5	tn
3	689062	9123920	15.7	tn
4	689046	9123906	14.8	eje
5	689043	9123912	14.8	tn
6	689043	9123901	14.2	tn
7	689026	9123895	15.0	eje
8	689022	9123901	16.7	poste
9	689011	9123873	13.0	tn
10	689001	9123878	17.0	tn
11	689001	9123878	17.0	tn
12	689011	9123846	13.0	tn
13	688996	9123825	12.0	tn
14	688984	9123836	12.8	tn
15	688961	9123853	12.0	es.casa
16	688988	9123829	11.0	BM.1
17	688982	9123902	20.8	reservorio
18	688975	9123885	19.0	reservorio
19	688993	9123885	22.0	reservorio
20	689029	9123856	11.0	colegio
21	689024	9123844	10.5	BM.2
22	689094	9123845	10.0	colegio
23	689089	9123830	10.0	BM.3
24	689087	9123807	9.0	colegio
25	689013	9123821	9.0	colegio
26	689012	9123822	9.0	poste

27	688981	9123860	12.0	reser.proy
28	688980	9123864	13.0	reser.proy
29	688960	9123861	12.2	reser.proy
30	688956	9123862	11.0	tablero
31	688938	9123871	10.0	tn
32	688923	9123874	9.0	tn
33	688918	9123870	9.0	poste
34	688920	9123880	8.0	poste
35	688929	9123915	8.3	es.casa

36	688927	9123916	8.2	poste
37	688904	9123864	7.0	poste
38	688900	9123863	7.0	poste
39	688918	9123853	8.2	coliseo
40	688916	9123855	8.1	poste
41	688915	9123824	7.5	poste
42	688915	9123823	7.3	es.casa
43	688938	9123812	7.2	bz
44	688947	9123805	7.0	es.casa
45	688949	9123804	7.0	poste
46	688975	9123808	7.5	poste
47	688977	9123809	8.0	es.casa
48	688986	9123814	8.4	bz
49	688990	9123751	7.0	bz
50	688993	9123691	7.0	bz
51	688987	9123704	7.0	es.casa
52	689039	9123697	8.0	poste
53	689071	9123688	8.4	BM.4
54	689042	9123688	8.2	es.casa
55	689017	9123686	8.0	poste
56	688987	9123685	7.0	poste
57	688959	9123703	8.0	es.casa
58	688957	9123704	7.9	poste
59	688950	9123688	7.5	bz
60	688924	9123681	8.0	pasaje

61	688925	9123651	8.2	pasaje
62	688921	9123651	8.4	pasaje
63	688906	9123652	8.3	es.casa
64	688904	9123655	8.0	BM.5
65	688995	9123662	8.4	es.casa
66	688902	9123680	9.2	es.casa
67	688902	9123692	9.2	es.casa
68	688894	9123706	9.4	poste
69	688902	9123706	9.1	poste
70	688920	9123712	9.2	es.casa
71	688920	9123717	9.5	poste
72	688917	9123679	9.0	pasaje
73	688940	9123691	9.1	es.casa
74	688944	9123753	9.5	bz
75	688952	9123749	9.3	poste
76	688928	9123802	9.5	es.casa
77	688916	9123802	9.0	poste
78	688913	9123799	9.2	es.casa
79	688885	9123801	10.0	BM.6
80	688859	9123800	10.0	parque

81	688859	9123777	10.0	parque
82	688886	9123777	10.0	parque
83	688845	9123760	12.0	iglesia
84	688845	9123769	12.0	iglesia
85	688827	9123767	12.0	iglesia
86	688847	9123759	12.0	iglesia
87	688841	9123691	10.0	es.casa
88	688826	9123739	10.4	es.casa
89	688832	9123740	10.3	poste
90	688839	9123740	10.2	poste
91	688857	9123742	10.0	poste
92	688891	9123742	10.0	poste
93	688891	9123745	10.0	es.casa
94	688895	9123747	10.2	bz

95	688889	9123748	10.4	poste
96	688887	9123746	11.0	es.iglesia
97	688915	9123755	11.0	poste
98	688718	9123647	12.0	BM 7
99	688716	9123646	12.0	poste
100	688715	9123663	11.8	es.casa
101	688707	9123662	12.0	es.casa
102	688708	9123690	11.3	es.casa
103	688710	9123695	11.2	bz
104	688707	9123701	12.0	canal
105	688707	9123700	12.0	canal
106	688684	9123675	12.8	pasaje
107	688683	9123670	13.0	pasaje
108	688562	9123669	13.0	pasaje
109	688599	9123688	11.7	poste
110	688695	9123692	12.0	poste
111	688643	9123690	11.8	poste
112	688553	9123692	11.0	poste
113	688537	9123685	11.0	es.casa
114	688533	9123689	10.8	bz
115	688536	9123648	10.0	es.casa
116	688494	9123713	12.0	car.canal
117	688483	9123713	12.0	carretera
118	688470	9123693	12.0	car.canal
119	688471	9123682	11.0	pos.car
120	688380	9123681	12.7	BM.8
121	688380	9123685	12.4	eje.car
122	688380	9123690	11.4	canal.car
123	688251	9123688	11.0	canal.car
124	688252	9123684	11.0	eje
125	688252	9123678	10.0	BM.9
126	688158	9123676	11.0	BM.10
127	688159	9123688	10.0	canal.car
128	688159	9123685	9.0	eje
129	688053	9123674	9.0	BM.11

130	688050	9123685	9.0	canal.car
131	687971	9123683	9.0	camara
132	687977	9123669	8.0	car.
133	687982	9123598	8.0	esquina
134	688028	9123592	8.0	esquina
135	688481.929	9123695.03	12.0	canal
136	688380.006	9123691.39	12.0	canal
137	687970.85	9123684.52	12.0	canal

Tabla 4: Sistema: WGS 84 DATUM

CUADRO DE BM'S				
PUNTO	ESTE	NORTE	COTA	DESCRIPCION
1	689067	9123914	16	BM
2	688988	9123829	11	BM.1
3	689024	9123844	10.5	BM.2
4	689089	9123830	10	BM.3
5	689071	9123688	8.4	BM.4
6	688904	9123655	8	BM.5
7	688885	9123801	10	BM.6
8	688718	9123647	12	BM 7
9	688380	9123681	12.7	BM.8
10	688252	9123678	10	BM.9
11	688158	9123676	11	BM.10
12	688053	9123674	9	BM.11

4.4 Parámetros de Diseño Hidráulico

Tasa de crecimiento, densidad poblacional

A continuación, se describen los principales parámetros de diseño del proyecto:

Cálculo de la Tasa de Crecimiento

A fin de proyectar la población en todo el horizonte de evaluación del proyecto, se determinó la tasa de crecimiento poblacional entre los Censos de Población de los Años 1,993 y 2,007 como se indica a continuación:

Datos:

Población Distrital de Magdalena de Cao año 2007 (P ₂₀₀₇) habitantes	2,884
Población Distrital de Magdalena de Cao año 1993 (P ₁₉₉₃) habitantes	2,318
Número de años (n)	15 años
Tasa de crecimiento intercensal (r)	

$$r = \frac{\sqrt[n]{P_{2007}} - P_{1993}}{P_{1993}}$$

De la información anterior se obtuvo la tasa de crecimiento distrital es **r=0.0154 =1.54%**.

Tasa r = 1.54% (según Fuente Censo INEI 2007)

Densidad

La densidad de pobladores se obtuvo dividiendo el número de habitantes entre el número de viviendas y es de **4 habitantes/vivienda**.

Población de diseño

La población de diseño es resultado del aporte de 110 lotes que forman parte de la Localidad de Nazareno.

Tabla 5: Conexión de agua potable y alcantarillado

LOTIZACION DEL LOCALIDAD DE NAZARENO		
LOTES	AGUA POTABLE	ALCANTARILLADO
DOMICILIARIAS	105	105
ESTATALES	5	5
TOTAL	110	110

Pob. Actual y Futura = (calculada con la tasa INEI para 20 años)

Población Futura

r	=	0.0154
N° lotes	=	110
D	=	4.00
$Pf = Po * (1 + r*t/100)$		

Tabla 6: Proyección de la población futura

	AÑO	P(hab)	Cnx-Tot
0	2017	440	110
1	2018	447	112
2	2019	454	113
3	2020	460	115
4	2021	467	117
5	2022	474	118
6	2023	481	120
7	2024	487	122
8	2025	494	124
9	2026	501	125
10	2027	508	127
11	2028	515	129
12	2029	521	130
13	2030	528	132
14	2031	535	134
15	2032	542	135
16	2033	548	137
17	2034	555	139
18	2035	562	140
19	2036	569	142
20	2037	576	144

Fuente INEI Censos 1993, 2007, Anexo Nazareno, Distrito de Magdalena de Cao

ANEXO NAZARENO		
LOCALIDAD	Pactual	Pfutura
C.P. Nazareno	440	576
TOTALES	440	576

4.5 Consumo y dotación

La dotación o la demanda per capita, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población, expresada en l/hab/día. Conocida la dotación, es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario, y el consumo máximo horario. El consumo promedio diario anual, servirá para el cálculo del volumen del reservorio de almacenamiento y para estimar el consumo máximo diario y horario.

Tabla 7: Dotación de agua

POBLACION	CLIMA	
	FRIO	TEMPLADO
de 2,000 Hab. a 10,000 Hab.	120 Lts./Hab./Día	150 Lts./Hab./Día
de 10,000 Hab. a 50,000 Hab.	150 Lts./Hab./Día	200 Lts./Hab./Día
Más de 50,000 Hab.	200 Lts./Hab./Día	250 Lts./Hab./Día

Fuente: RNE Lotes con área ≤ 90 m² = 120 Lts./Hab./Día

Coeficiente de variación de consumo o demanda

El RNE, recomienda que los valores de las variaciones de consumo referidos al promedio diario anual deban ser fijados en base a un análisis de información estadística comprobada. Si no existieran los datos, se puede tomar en cuenta lo siguiente:

Tabla 8: Coeficientes de consumo

Coeficientes de demanda	
Demanda Diaria	$K_1=1.30$
Demanda Horaria	$K_2=2.00$

Consumo promedio diario anual

Ello nos permite definir el Consumo promedio diario como el promedio de los consumos diarios durante un año de registros expresado en [l/s]. Así mismo, definimos Consumo Máximo Diario, como el día de máximo consumo de una serie de registros

observados durante un año y se define también el Consumo Máximo Horario, como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo.

$$Q_p = \text{Dotación} * \text{Población} / 86400$$

Consumo máximo diario

Teniendo en cuenta que los valores de K1 están entre 1.20 y 1.50, se asume el valor de 1.3 $Q_{md} =$

$$Q_p * K_1$$

Consumo máximo horario

Teniendo en cuenta el valor de K2, están entre 1.8 y 2.5, se asume el valor de: 2

$$Q_{mh} = Q_p * K_2$$

Demanda agua potable anexo Nazareno

Considerando los parámetros básicos de diseño se proyecta el consumo de demanda de agua, como se muestra en el siguiente cuadro

Tabla 9: Demanda agua potable anexo Nazareno

Año	Poblac	COBER	Pob. Servida	CONEX DOMIC.	Qprom	QMD	QMH	DEMANDA AGUA POTABLE		
		%		DOM	l/s	1.3	2.0	M3/DIA	M3/MES	M3/AÑO
0.0	440.0	0.8	334.4	110.0	0.6	0.8	1.0	50.2	1,504.8	18,057.6
1.0	446.8	1.0	446.8	112.0	0.8	1.0	1.6	67.0	2,010.5	24,125.9
2.0	453.6	1.0	453.6	113.0	0.8	1.0	1.6	68.0	2,041.0	24,491.8
3.0	460.3	1.0	460.3	115.0	0.8	1.0	1.6	69.0	2,071.5	24,857.7
4.0	467.1	1.0	467.1	117.0	0.8	1.1	1.6	70.1	2,102.0	25,223.6
5.0	473.9	1.0	473.9	118.0	0.8	1.1	1.6	71.1	2,132.5	25,589.5
6.0	480.7	1.0	480.7	120.0	0.8	1.1	1.7	72.1	2,163.0	25,955.4
7.0	487.4	1.0	487.4	122.0	0.8	1.1	1.7	73.1	2,193.4	26,321.3
8.0	494.2	1.0	494.2	124.0	0.9	1.1	1.7	74.1	2,223.9	26,687.2
9.0	501.0	1.0	501.0	125.0	0.9	1.1	1.7	75.1	2,254.4	27,053.1
10.0	507.8	1.0	507.8	127.0	0.9	1.1	1.8	76.2	2,284.9	27,419.0
11.0	514.5	1.0	514.5	129.0	0.9	1.2	1.8	77.2	2,315.4	27,784.9
12.0	521.3	1.0	521.3	130.0	0.9	1.2	1.8	78.2	2,345.9	28,150.8

13.0	528.1	1.0	528.1	132.0	0.9	1.2	1.8	79.2	2,376.4	28,516.8
14.0	534.9	1.0	534.9	134.0	0.9	1.2	1.9	80.2	2,406.9	28,882.7
15.0	541.6	1.0	541.6	135.0	0.9	1.2	1.9	81.2	2,437.4	29,248.6
16.0	548.4	1.0	548.4	137.0	1.0	1.2	1.9	82.3	2,467.9	29,614.5
17.0	555.2	1.0	555.2	139.0	1.0	1.3	1.9	83.3	2,498.4	29,980.4
18.0	562.0	1.0	562.0	140.0	1.0	1.3	2.0	84.3	2,528.9	30,346.3
19.0	568.7	1.0	568.7	142.0	1.0	1.3	2.0	85.3	2,559.3	30,712.2
20.0	575.5	1.0	575.5	144.0	1.00	1.30	2.00	86.3	2,589.8	31,078.1

4.6 Cálculo de la capacidad del reservorio

4.6.1 Volumen de Regulación (Vreg.)

Según el RNE será calculado con el diagrama de masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda, y cuando no haya disponibilidad de información el volumen de regulación se debe considerar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda siempre que el suministro sea calculado para las 24 horas de funcionamiento y en otros casos se determinara de acuerdo al horario de suministro, en caso de bombeo al número y duración de los periodos de bombeo así como los horarios en los que se hallan previstos dichos bombeos.

$$V_{reg.} = 0.25Q_p * 86400 \text{ (m}^3\text{)} = 17265.60$$

$$V_{reg} = 17.00 \text{ m}^3$$

4.6.2 Volumen contra incendios (Vci)

El RNE indica en caso de considerarse demanda contra incendio en un sistema de abastecimiento se asignará en el criterio siguiente:

- 50 m³ para áreas destinadas netamente a vivienda.
- Para poblaciones menores a 10000 habitantes, no es recomendable y resulta antieconómico el proyectar sistema contra incendio.

$$V_{ci} = 0$$

Volumen de reserva (Vres):

$$V_{res} = 24 * (V_{reg} / N)$$

Si N=12 horas

$$V_{res} = 17.00 \text{ m}^3$$

4.6.3 Volumen de reservorio total (Vt):

$$V_t = V_{reg} + V_{res} + V_{ci}$$

$$V_t = 30 \text{ m}^3$$

4.7 Demanda de alcantarillado

Con los parámetros básicos de diseño y conocimiento la demanda de agua potable, se proyecta los caudales residuales, como se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla 10: Demanda de caudales de aguas residuales del alcantarillado

Año	Poblac	COBER	Pob. Servida	Conex. Totales	VOLUMEN DE AGUA POTABLE A PRODUCIR					CAUDALES AGUA POTABLE				CAUDALES ALCANTARILLADO		
										Qprom	QMD	QMH	K	Qprom	QMD	QMH
		%	UNID	M3/DIA	SOC	EST	M3/MES	M3/AÑO	I/s	1.3	2.0	I/s		1.3	2	
0	440.0	1.0	440.0	110.0	50.2	50.2	0.0	1,504.8	18,057.6	0.6	0.8	1.2	0.8	0.5	0.6	0.9
1	446.8	1.0	446.8	112.0	67.0	67.0	0.0	2,010.5	24,125.9	0.8	1.0	1.6	0.8	0.6	0.8	1.2
2	453.6	1.0	453.6	113.0	68.0	68.0	0.0	2,041.0	24,491.8	0.8	1.0	1.6	0.8	0.6	0.8	1.3
3	460.3	1.0	460.3	115.0	69.0	69.0	0.0	2,071.5	24,857.7	0.8	1.0	1.6	0.8	0.6	0.8	1.3
4	467.1	1.0	467.1	117.0	70.1	70.1	0.0	2,102.0	25,223.6	0.8	1.1	1.6	0.8	0.6	0.8	1.3
5	473.9	1.0	473.9	118.0	71.1	71.1	0.0	2,132.5	25,589.5	0.8	1.1	1.6	0.8	0.7	0.9	1.3
6	480.7	1.0	480.7	120.0	72.1	72.1	0.0	2,163.0	25,955.4	0.8	1.1	1.7	0.8	0.7	0.9	1.3
7	487.4	1.0	487.4	122.0	73.1	73.1	0.0	2,193.4	26,321.3	0.8	1.1	1.7	0.8	0.7	0.9	1.4
8	494.2	1.0	494.2	124.0	74.1	74.1	0.0	2,223.9	26,687.2	0.9	1.1	1.7	0.8	0.7	0.9	1.4
9	501.0	1.0	501.0	125.0	75.1	75.1	0.0	2,254.4	27,053.1	0.9	1.1	1.7	0.8	0.7	0.9	1.4
10	507.8	1.0	507.8	127.0	76.2	76.2	0.0	2,284.9	27,419.0	0.9	1.1	1.8	0.8	0.7	0.9	1.4
11	514.5	1.0	514.5	129.0	77.2	77.2	0.0	2,315.4	27,784.9	0.9	1.2	1.8	0.8	0.7	0.9	1.4
12	521.3	1.0	521.3	130.0	78.2	78.2	0.0	2,345.9	28,150.8	0.9	1.2	1.8	0.8	0.7	0.9	1.4
13	528.1	1.0	528.1	132.0	79.2	79.2	0.0	2,376.4	28,516.8	0.9	1.2	1.8	0.8	0.7	1.0	1.5
14	534.9	1.0	534.9	134.0	80.2	80.2	0.0	2,406.9	28,882.7	0.9	1.2	1.9	0.8	0.7	1.0	1.5
15	541.6	1.0	541.6	135.0	81.2	81.2	0.0	2,437.4	29,248.6	0.9	1.2	1.9	0.8	0.8	1.0	1.5
16	548.4	1.0	548.4	137.0	82.3	82.3	0.0	2,467.9	29,614.5	1.0	1.3	2.0	0.8	0.8	1.0	1.6
17	555.2	1.0	555.2	139.0	83.3	83.3	0.0	2,498.4	29,980.4	1.0	1.3	1.9	0.8	0.8	1.0	1.5
18	562.0	1.0	562.0	140.0	84.3	84.3	0.0	2,528.9	30,346.3	1.0	1.3	2.0	0.8	0.8	1.0	1.6
19	568.7	1.0	568.7	142.0	85.3	85.3	0.0	2,559.3	30,712.2	1.0	1.3	2.0	0.8	0.8	1.0	1.6
20	575.5	1.0	575.5	144.0	86.3	86.3	0.0	2,589.8	31,078.1	1.0	1.30	2.00	0.8	0.80	1.04	1.60

4.8 Resumen de caudales de diseño y Volumen de reservorio

Tabla 11: Resumen de caudales de diseño y volumen

Descripcion	Poblacion (hab)		Caudales Aporte al Agua (lps)			Caudales Aporte al Desague (lps)			Vol. 01 Reservorio (m3)
	2017	2,037	Qprom	Qmd	Qmh	Qprom	Qmd	Qmh	
C.P. Nazareno	440.0	576	1.00	1.30	2.00	0.80	1.04	1.60	30.0

4.9 Captación de agua subterránea

Diseño de los componentes del sistema de agua potable.

El diseño del sistema de abastecimiento de Agua potable será de acuerdo a cada uno de los componentes:

POZOS.- Acorde a la norma OS.010 se debe asegurar el caudal máximo diario (QMD), en este caso el pozo Proyectado tendrá una profundidad de H= 12 m encima de la bomba sumergible, para un periodo de diseño de 20 años deben rendir 2.00 l/s, para cubrir la demanda por bombeo en el periodo óptimo de diseño. Según el estudio hidrogeológico, el acuífero tiene el potencial de abastecer este caudal para el periodo de diseño.

Estación de bombeo

Diámetro económico.- A continuación se muestra el cálculo del diámetro económico para el sistema proyectado:

Potencia del equipo de Bombeo.

Está en función de la altura geodésica de trabajo, de la altura dinámica total de bombeo, el caudal a impulsar y el rendimiento del equipo aplica la siguiente formula:

Potencia = $(Q_b \times HDT)/(75 \times e)$ con los datos y para un rendimiento del equipo del 75%

Cálculo del caudal de bombeo y del diámetro económico

POBLACIÓN

Año base 2019

Periodo de diseño del equipo de bombeo 20 años (vida util)

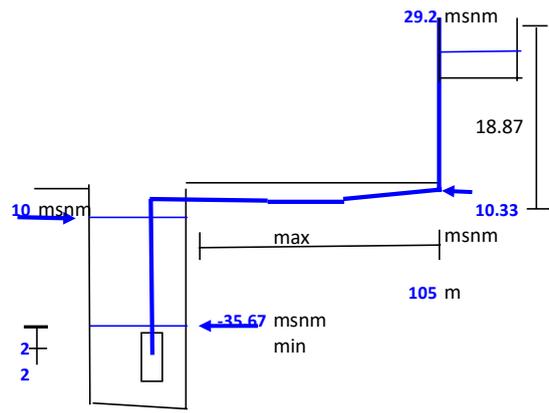
CAUDALES DE DISEÑO

CAUDAL PROMEDIO DIARIO

Qp =

1.00 lt/seg

Nivel Estatico
 Nivel Dinamico



Sumergencia= $2.5 \cdot D_s + 0.70 =$ **0.66 m/s** > **0.6 m/s** ¡OK!
0.89 m < **1.7 m** ¡OK!

Cálculo de la altura dinámica de elevación

Altura estática total(Succión+impulsión)= **66.87 m**
 Altura estática total succión= **2.00 m**
 Altura estática total impulsión= **64.87 m**

Cálculo de los diámetros

Tubería de impulsión

Según la ecuación de Bresse:

$D_i = K \cdot Q^{0.5} =$ **0.07 m**

K= **1.30 adim**

Asumimos $D_i =$ **3.00 "**

$D_i =$ **0.076 m**

Según la ecuación de Continuidad:

$V = Q/A =$ **0.66 m/s** < **1.5 m/s** ¡OK!

Tubería de succión

Asumimos diam. Comerc. superior: $D_s =$ **3.00 "**

$D_s =$ **0.076 m**

Según la ecuación de Continuidad:

$V = Q/A =$ **0.66 m/s** < **1.5 m/s** ¡OK!

Pérdidas en la succión

Se calculan por longitudes equivalentes según tabla No 7.5 (Diseño de acueductos y alcantarillados, Ricardo Lopez Cualla)

Entrada	5.00	Longitud equivalente total	7.89 m
Longitud de tubería recta	2.89	Utilizando Hazen - Williams	

$Q=0.2785 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot J^{0.54}$, despejando J tenemos:
 $J=(Q/(0.2785 \cdot C \cdot D^{2.63}))^{1/0.54}= 0.00590 \text{ m/m}$
 Pérdidas en la succión= $J \cdot \text{Longitud equiv. Tot}$ **0.0466 m**

Pérdidas en la impulsión

Expansión concentrica	5
Válvula de retención horizontal	12.5
Válvula de compuerta	1.1
04 Codos de radio largo 90°	13.6
Tee con cambio de dirección	3.4
Tubería	169.54

Longitud equivalente total 205.14 m

Utilizando Hazen - Williams

$Q=0.2785 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot J^{0.54}$, despejando J tenemos:

$J=(Q/(0.2785 \cdot C \cdot D^{2.63}))^{1/0.54}= 0.00598 \text{ m/m}$

Pérdidas en la impulsión= $J \cdot \text{Longitud equiv. T}$ **1.23 m**

Altura de velocidad en la descarga

$H_d=(V_i^2/2 \cdot g)= 0.02 \text{ m}$

68.16 m

Altura Dinámica total de elevación=

Cálculo de la Potencia de la bomba

$P_b= P_e \cdot Q \cdot H_t / e = 3.3 \text{ kW}$

$e=$ eficiencia (ver manual del fabricante) = **60%** (se recomienda usar $e > 60\%$)

Pb= 4.48 Hp
 Adoptamos una bomba comercial de Pm= 5.00 Hp

Verificación de cavitación

Por presión

Altura barométrica = $10.33 - 1.2 * H / 1000 =$ 10.32 m
 H=altura en msnm= 10 msnm
 Hs= altura de succión= 2.00 m
 Longitud equivalente total 7.89 m
 Q= 0.003 m³/s
 Ds= 0.08 m
 J= 0.00590
 Pérdidas en la succión=J*Longitud equiv. Tot 0.05 m
 Altura de velocidad= 0.02 m
 Presión de vapor= 0.24 m
 CNPSd(NPSHd)= 12.01 m
 CNPSr(NPSHr)= 6.28 m
 CNPSd > CNPSr
No hay cavitación

Por Velocidad

$ns = N * (Q)^{0.57} (H)^{0.75} =$ 7.96 adim
 N=velocidad del rotor de la bomba= ns
 máx= (ver tablas fabricante para Hs y Ht)= 3450.00 rpm
 2850.00 S. inglés
 ns máx= (ver tablas fabricante para Hs y Ht)=
 ns máx > ns 54.81 S. internacional
No hay cavitación

4.10 Diseño de la red de Distribución

Es el conjunto de tuberías que recorre las calles de la ciudad ubicadas frente a los predios, para su distribución a los domicilios. Para efectos de una adecuada distribución, se determinó el área de influencia del reservorio y por ende el cálculo hidráulico será acorde a los caudales máximo horario de cada ámbito. El cálculo hidráulico, se ha efectuado en los nudos de la red matriz, cuyos resultados se muestran en el plano de modelamiento hidráulico. El caudal unitario considerado para el diseño es:

$q \text{ (lt/seg/lote)} = Q_{mh} / P_f = 2 \text{ (l/s)} / 144 \text{ lotes.}$

$q \text{ (lt/seg/lote)} = 0.0138773$

Reporte de caudales y velocidades en tramos de tubería

Tabla 12: Reporte de caudales y velocidades en tramos de tubería

REPORTE WATERCAD V.8i DE TRAMOS DE TUBERIA										
Tramo	Nodo de inicio	Nodo del final	Longitud (m)	Diametro Util (mm)	Diametro Nominal (pulg.)	Material	Hazen-Willia ms "C"	Q (L/s)	Velocidad (m/s)	S (m/m)
T-1	R-1	J-01	57.85	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.965	0.42	0.004
T-2	J-01	J-02	57.00	29.4	1"	PVC SAP, C-10	140	0.013	0.02	0.000
T-3	J-01	J-03	13.85	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.952	0.41	0.004
T-4	J-03	CV-1	4.00	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.372	0.16	0.001
T-5	CV-1	J-04	119.18	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.372	0.16	0.001
T-6	J-04	J-05	86.78	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.097	0.07	0.000
T-7	J-05	J-06	33.03	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.05	0.03	0.000
T-8	J-06	J-07	160.64	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.01	0.01	0.000
T-9	J-07	J-08	19.40	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.054	0.04	0.000
T-10	J-08	J-09	33.03	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.027	0.02	0.000
T-11	J-10	J-07	33.03	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.044	0.03	0.000
T-12	J-11	J-10	23.67	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.228	0.1	0.000
T-13	J-10	J-09	19.40	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.164	0.07	0.000
T-14	J-12	J-11	15.35	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.204	0.09	0.000
T-15	J-04	J-12	34.84	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.167	0.07	0.000
T-16	J-03	CV-2	4.00	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.58	0.25	0.002
T-17	CV-2	J-13	30.83	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.58	0.25	0.002
T-18	J-13	CV-4	113.35	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.131	0.09	0.000
T-19	CV-4	J-12	8.00	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.131	0.09	0.000
T-20	J-13	J-14	13.64	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.449	0.19	0.001
T-21	J-14	CV-5	112.55	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.11	0.07	0.000
T-22	CV-5	J-11	8.00	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.11	0.07	0.000
T-23	J-14	J-15	15.55	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.339	0.15	0.001
T-24	J-15	CV-3	8.00	29.4	1"	PVC SAP, C-10	140	0.054	0.08	0.000
T-25	CV-3	J-16	121.66	29.4	1"	PVC SAP, C-10	140	0.054	0.08	0.000
T-26	J-15	J-17	22.77	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.285	0.12	0.000
T-27	J-17	CV-7	48.59	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.278	0.12	0.000
T-28	CV-7	J-18	8.00	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.278	0.12	0.000
T-29	J-09	CV-6	53.85	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.13	0.06	0.000
T-30	CV-6	J-18	8.00	54.2	2"	PVC SAP, C-10	140	0.13	0.06	0.000
T-31	J-18	J-19	117.24	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.375	0.25	0.002
T-32	J-19	CV-8	73.44	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.295	0.2	0.001
T-33	CV-8	J-20	12.83	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.295	0.2	0.001
T-34	J-20	J-21	34.56	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.135	0.09	0.000
T-35	J-21	J-22	173.99	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.062	0.04	0.000
T-36	J-23	J-22	34.59	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.012	0.01	0.000
T-37	J-20	J-23	173.93	43.4	1 1/2"	PVC SAP, C-10	140	0.086	0.06	0.000

Reporte de nudos de la red del sistema de agua potable

Tabla 13: reporte de nudos

REPORTE WATERCAD V.8i DE NODOS				
Nodo	Elevacion (m)	Demanda (L/s)	Gradiente hidraulico (m)	Presion (m H2O)
J-01	10.40	0.000	32.19	21.70
J-02	9.40	0.013	32.19	22.70
J-03	9.73	0.000	32.13	22.40
J-04	9.59	0.107	32.04	22.40
J-05	10.00	0.047	32.03	22.00
J-06	10.00	0.040	32.03	22.00
J-07	10.00	0.000	32.03	22.00
J-08	9.97	0.027	32.02	22.00
J-09	9.65	0.060	32.02	22.30
J-10	9.69	0.020	32.03	22.30
J-11	9.56	0.087	32.03	22.40
J-12	9.53	0.094	32.04	22.50
J-13	9.60	0.000	32.08	22.40
J-14	9.60	0.000	32.06	22.40
J-15	9.53	0.000	32.05	22.50
J-16	11.40	0.054	32.00	20.60
J-17	9.38	0.007	32.04	22.60
J-18	9.40	0.034	32.02	22.60
J-19	9.19	0.080	31.76	22.50
J-20	9.00	0.074	31.63	22.60
J-21	9.00	0.074	31.62	22.60
J-22	9.08	0.074	31.61	22.50
J-23	9.08	0.074	31.61	22.50

Esquema hidráulico del sistema de agua potable

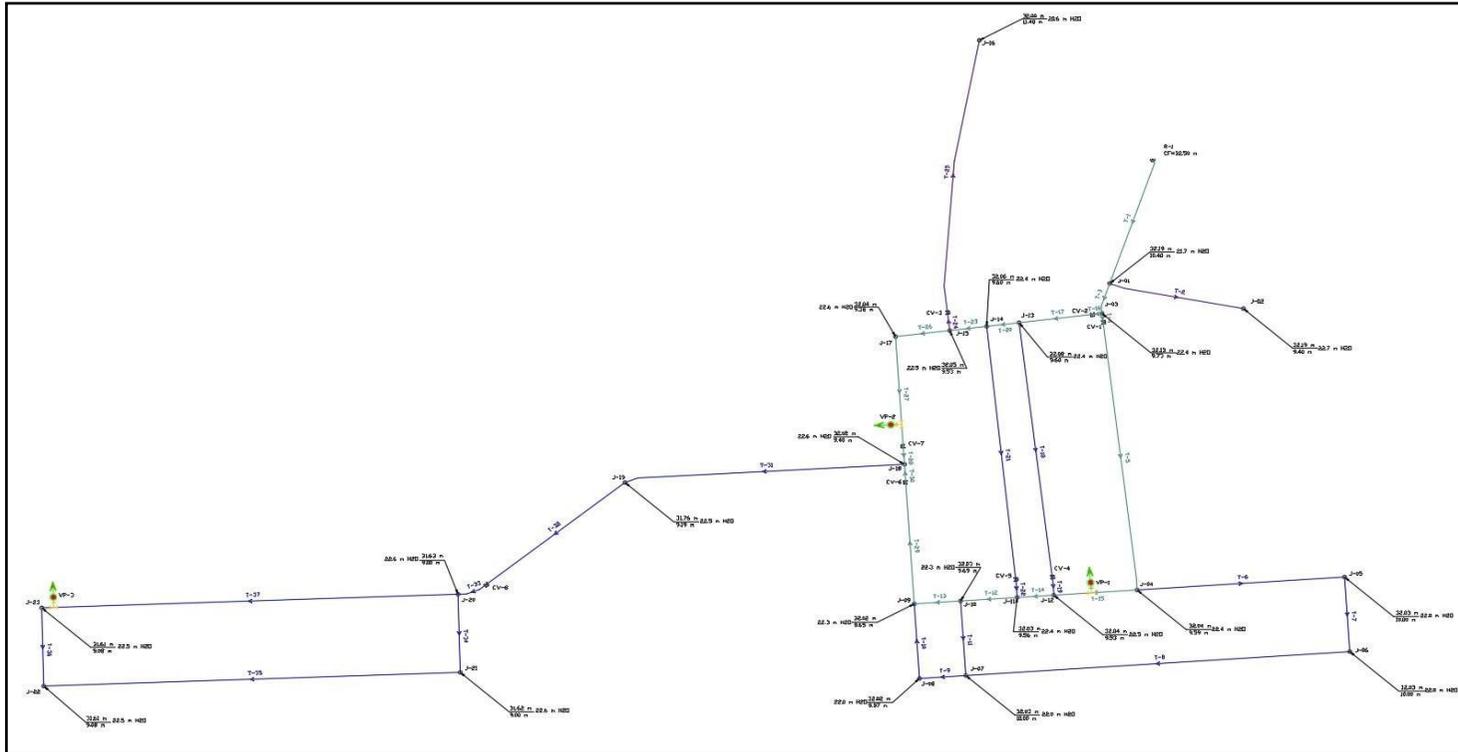


Ilustración 15: Esquema hidráulico del sistema de agua potable

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Se tendrán en cuenta la normatividad vigente, el balance oferta demanda de cada componente y los periodos de diseño correspondientes.

Considerando:

- El periodo óptimo de diseño será el año 20.
- Se ha tenido en cuenta la norma OS.070. El caudal de diseño será con el Qmh.
- El cálculo hidráulico garantizara que el tirante hidráulico no sobrepase del 75% con relación al diámetro del colector La velocidad mínima de arrastre será de 0.60 m/s. La velocidad máxima admisible será de 5 m/s
- La pendiente mínima será calculada para un caudal mínimo de 1.5 l/s, tal que garantice la velocidad de arrastre, teniendo en cuenta la tensión tractiva la cual debe ser mínimo de 1 pascal.
- Normalmente las velocidades del flujo, no deberán exceder a la velocidad crítica, la cual se calculará con la formula siguiente: $V_c = 6(gRh)^{0.5}$

Donde: V_c = Velocidad crítica

g = aceleración d la gravedad en m/S^2

R_h es el radio hidráulico en m

En casos excepcionales de velocidades superiores a la crítica, el tirante hidráulico debe ser como máximo el 50% del diámetro del colector.

La Red de alcantarillado será calculada para su escurrimiento a lámina libre utilizando la fórmula de Manning: $V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2}$

Donde: V es la velocidad de arrastre

n es el coeficiente de rugosidad de la tubería

R es el radio hidráulico

S es la pendiente de la tubería

El radio hidráulico R es = $D/4$ donde D es el diámetro de la tubería

Reporte de cálculo hidráulico de las redes de alcantarillado realizado con SewerCad V8

Tabla 14: Resultados de la simulación hidráulica de alcantarillado con SewerCad

REPORTE DE CALCULO HIDRAULICO DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO REALIZADO CON SEWERCAD V8I SERIE 6																				
TRAMO	INICIO	FINAL	LONGITUD	COTA DE TAPA		COTA DE FONDO		DIFERENCIA	PENDIENTE	DESCRIPCION DE LA TUBERIA	DIAMETRO	DIAMETRO	COEFICIENTE	CAUDAL	VELOCIDAD	CAPACIDAD	RELACION	RELACION	TIANTE	TENSION
				NOMINAL	INTERNO	DE	PICO				MAXIMA	CAUDAL PICO /	TIANTE PICO/	PARA EL	TENSION					
				DE	DE	RUGOSIDAD	MAXIMO	EN LA	DE		CAPACIDAD	DIAMETRO	CAUDAL	TENSION						
				TUBERIA	TUBERIA	DE		TUBERIA	DISEÑO		MAXIMA DE	INTERNO DE	PICO	TRACTIVA						
			(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m)	(m/m)		(mm)	Manning	(lps)	(m/sec)	(lps)	DISEÑO	LA TUBERIA (%)	(m)	(Pa)	
T-01	Bz.1	Bz.2	60.00	10.50	9.30	10.60	8.95	0.35	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.51	0.44	21.90	0.07	17.50	0.03	1.18
T-02	Bz.2	Bz.3	45.56	10.60	8.95	10.50	8.65	0.30	0.007	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.51	0.46	23.31	0.06	17.40	0.03	1.30
T-03	Bz.3	Bz.6	32.18	10.50	8.65	10.40	8.45	0.20	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.51	0.45	22.57	0.07	21.90	0.04	1.24
T-04	Bz.4	Bz.5	70.00	12.30	11.10	11.10	9.60	1.50	0.021	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.54	0.70	41.96	0.04	17.20	0.03	3.26
T-05	Bz.5	Bz.6	60.00	11.10	9.60	10.40	8.45	1.15	0.019	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.54	0.68	39.70	0.04	21.80	0.04	3.00
T-06	Bz.6	Bz.7	60.21	10.40	8.45	10.20	8.15	0.30	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	3.05	0.51	20.23	0.15	25.30	0.05	1.42
T-07	Bz.7	Bz.17	14.42	10.20	8.15	10.20	8.00	0.15	0.010	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	3.05	0.67	29.35	0.10	23.10	0.04	2.54
T-08	Bz.8	Bz.10	80.00	11.40	10.20	10.40	8.65	1.55	0.019	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.55	0.66	39.96	0.04	21.80	0.04	3.04
T-09	Bz.2A	Bz.9	63.29	10.60	9.40	10.20	9.00	0.40	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.55	0.46	22.79	0.07	17.90	0.03	1.27
T-10	Bz.9	Bz.10	60.00	10.20	9.00	10.40	8.65	0.35	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.59	0.45	21.90	0.07	22.20	0.04	1.21
T-11	Bz.10	Bz.12	46.83	10.40	8.65	10.40	8.40	0.25	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	3.16	0.53	20.93	0.15	29.70	0.06	1.52
T-12	Bz.3A	Bz.11	60.63	10.50	9.30	10.20	8.95	0.35	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.58	0.44	21.74	0.07	18.40	0.03	1.19
T-13	Bz.11	Bz.12	60.00	10.20	8.95	10.40	8.60	0.35	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.64	0.45	21.90	0.07	18.20	0.03	1.22
T-14	Bz.12	Bz.14	29.61	10.40	8.40	10.40	8.25	0.15	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	4.82	0.59	20.43	0.24	34.50	0.07	1.75
T-15	Bz.13	Bz.14	35.00	10.80	9.60	10.40	8.85	0.75	0.021	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.52	0.70	41.96	0.04	15.00	0.03	3.24
T-16	Bz.14	Bz.16	23.39	10.40	8.25	10.40	8.10	0.15	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	6.35	0.69	22.93	0.28	39.60	0.06	2.36
T-17	Bz.15	Bz.16	35.00	10.80	9.60	10.40	8.70	0.90	0.026	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.54	0.75	45.97	0.03	14.90	0.03	3.76
T-18	Bz.16	Bz.17	59.07	10.40	8.10	10.20	7.80	0.30	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	7.92	0.67	20.43	0.39	47.80	0.09	2.14
T-19	Bz.17	Bz.18	59.33	10.20	7.80	10.50	7.50	0.30	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	11.01	0.73	20.38	0.54	52.40	0.10	2.42
T-20	Bz.18	Bz.19	59.38	10.50	7.50	10.00	7.20	0.30	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	11.04	0.73	20.38	0.54	52.50	0.10	2.42
T-21	Bz.19	Bz.20	78.82	10.00	7.20	9.80	6.80	0.40	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	11.07	0.73	20.42	0.54	52.70	0.10	2.43
T-22	Bz.20	Bz.21	60.26	9.80	6.80	9.80	6.50	0.30	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	11.11	0.73	20.23	0.55	52.90	0.10	2.40
T-23	Bz.21	Bz.22	60.00	9.80	6.50	9.80	6.20	0.30	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	11.15	0.73	20.28	0.55	53.00	0.10	2.41
T-24	Bz.22	Bz.27	60.00	9.80	6.20	9.80	5.90	0.30	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	11.19	0.73	20.28	0.55	56.10	0.11	2.41
T-25	Bz.23	Bz.24	60.00	9.80	8.60	9.80	8.25	0.35	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.52	0.44	21.90	0.07	17.90	0.03	1.18
T-26	Bz.24	Bz.25	60.00	9.80	8.25	9.80	7.90	0.35	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.55	0.45	21.90	0.07	18.10	0.03	1.19
T-27	Bz.25	Bz.26	60.00	9.80	7.90	9.80	7.55	0.35	0.006	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.59	0.45	21.90	0.07	17.90	0.03	1.21
T-28	Bz.26	Bz.27	41.58	9.80	7.55	9.80	6.50	1.05	0.025	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	1.59	0.75	45.65	0.03	15.10	0.03	3.77
T-29	Bz.27	Bz.28	80.00	9.80	5.90	9.80	5.60	0.30	0.004	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	12.77	0.67	17.58	0.73	63.20	0.12	1.99
T-30	Bz.28	Bz.29	80.00	9.80	5.60	9.80	5.30	0.30	0.004	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	12.77	0.67	17.58	0.73	63.20	0.12	1.99
T-31	Bz.29	Bz.30	80.00	9.80	5.30	9.70	5.00	0.30	0.004	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	12.77	0.67	17.58	0.73	63.20	0.12	1.99
T-32	Bz.30	Bz.31	80.00	9.70	5.00	9.50	4.70	0.30	0.004	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	12.77	0.67	17.58	0.73	63.20	0.12	1.99
T-33	Bz.31	Bz.32	80.00	9.50	4.70	9.30	4.40	0.30	0.004	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	12.77	0.67	17.58	0.73	63.20	0.12	1.99
T-34	Bz.32	Bz.33	80.00	9.30	4.40	9.00	4.10	0.30	0.004	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	12.77	0.67	17.58	0.73	60.20	0.11	1.99
T-35	Bz.33	PBz.1	19.50	9.00	4.10	8.90	4.00	0.10	0.005	TUBERIA PVC ISO 4435 S25	200.00	190.20	0.013	12.77	0.76	20.54	0.62	54.20	0.10	2.58

Reporte de cálculo hidráulico de la cámara de inspección de alcantarillado

Tabla 15: Reporte hidráulico de las cámaras de inspección: buzones

N°	CAMARA DE INSPECCION	COTA DE TAPA	COTA DE FONDO	ALTURA DE CAMARA DE INSPECCION	CAUDAL DE APORTE A RED DE ALCANTARILLADO
		(msnm)	(msnm)	(m)	(lps)
1	Bz.7	10.20	8.15	2.05	0.00
2	Bz.17	10.20	7.80	2.40	0.03
3	Bz.33	9.00	4.10	4.90	0.00
4	Bz.14	10.40	8.25	2.15	0.01
5	Bz.16	10.40	8.10	2.30	0.04
6	Bz.12	10.40	8.40	2.00	0.02
7	Bz.13	10.80	9.60	1.20	1.52 (*)
8	Bz.15	10.80	9.60	1.20	1.54 (*)
9	Bz.2	10.60	8.95	1.65	0.00
10	Bz.26	9.80	7.55	2.25	0.00
11	Bz.27	9.80	5.90	3.90	0.00
12	Bz.10	10.40	8.65	1.75	0.02
13	Bz.18	10.50	7.50	3.00	0.03
14	Bz.5	11.10	9.60	1.50	0.01
15	Bz.6	10.40	8.45	1.95	0.00
16	Bz.24	9.80	8.25	1.55	0.03
17	Bz.25	9.80	7.90	1.90	0.03
18	Bz.23	9.80	8.60	1.20	1.52 (*)
19	Bz.1	10.50	9.30	1.20	1.51 (*)
20	Bz.11	10.20	8.95	1.25	0.06
21	Bz.9	10.20	9.00	1.20	0.04
22	Bz.21	9.80	6.50	3.30	0.04
23	Bz.22	9.80	6.20	3.60	0.04
24	Bz.20	9.80	6.80	3.00	0.04
27	Bz.4	12.30	11.10	1.20	1.54 (*)
28	Bz.19	10.00	7.20	2.80	0.03
29	Bz.28	9.80	5.60	4.20	0.00
30	Bz.29	9.80	5.30	4.50	0.00
31	Bz.30	9.70	5.00	4.70	0.00
32	Bz.31	9.50	4.70	4.80	0.00
33	Bz.8	11.40	10.20	1.20	1.55 (*)
34	Bz.32	9.30	4.40	4.90	0.00
35	Bz.3	10.50	8.65	1.85	0.00

(*): Por ser cámaras de inspección de arranque, se consideró un caudal mínimo de 1.5 lps mas el aporte del caudal de diseño correspondiente a ese nodo.

Esquema hidráulico del sistema de alcantarillado

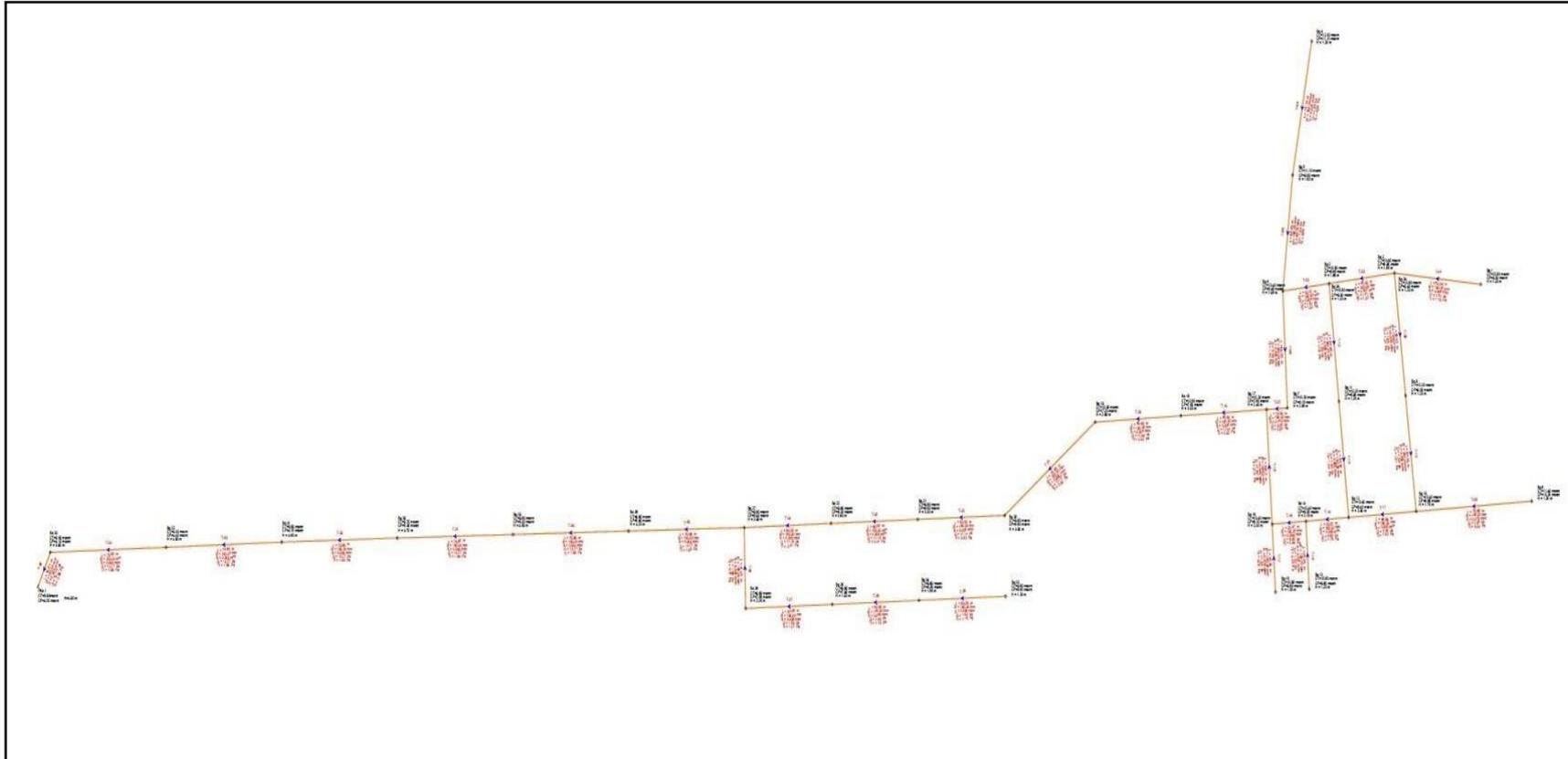


Ilustración 16: Esquema hidráulico del sistema de alcantarillado

Planta de tratamiento de aguas residuales

La cantidad de aguas residuales depende de la población servida o grado de cobertura del sistema de alcantarillado, de la cantidad de agua consumida, de la temperatura medio ambiental, de las condiciones climáticas y del tipo de alcantarillado. Para nuestro caso el caudal de diseño es 0.80 litros/seg.

Para el tratamiento de las aguas servidas, el proyecto considera una Planta de Tratamiento con los siguientes componentes:

- Cámara de rejas: Para detener los sólidos grandes.
- Tanque Imhoff: Unidad de pre-tratamiento, para procesar la digestión de lodos.
- Lecho de Secado: Unidad que sirve para procesar los lodos y secado de los mismos
- Filtro Biológico: Unidad de tratamiento para tratamiento de lodos y clarificación del agua para cloración.
- Cámara de Contacto: Es la unidad donde se reúne los desagües para el proceso de desinfección con hipoclorito de Calcio y de esta manera lograra las condiciones de tratamiento para evacuar los desagües hacia el cuerpo receptor.
- Cabezal de descarga: Es el detalle de descarga final hacia una acequia que finalmente desemboca en el mar.

Diseño de cámara de rejas

$$Q_{pd} = 0.80$$

DATOS	UND.	CRITERIOS	RESULTADO	UND.
-------	------	-----------	-----------	------

Caudal máximo de diseño (Qmáx.)	m3	$Q_{máx.} = Q_{pd} \times (K_{máx.}=2.0)$	0.0016	m3/s
Caudal mínimo de diseño (Qmín.)	m3	$Q_{mín.} = Q_{pd} \times (K_{mín.}=0.5)$	0.0004	m3/s

CALCULOS

Vmáx en las rejas	m/s	$V_{máx} = 0.60$	0.7	m/s
Area útil	m2	$A_u = Q_{máx}/V$	0.0023	m2
Espaciamiento entre barras (a)	pulg	$a = 1 \text{ e} =$	1	pulg
Espesor de las barras (e)	pulg	1/4	0.25	pulg
Eficiencia de la barra (E)		$E = a/(a+e)$	0.8	-
Area del canal aguas arriba (Ac)	m2	$A_c = A_u/E$	0.0029	m2
Velocidad antes de las rejas (Vo)	m/s	$V_o = Q_{máx}/A_c$	0.56	m/s
Velocidad mínima en el canal (Vmín. Recomend.)	m/s	$V_{mín} = 0.40$	0.4	m/s

CALCULO DEL CANAL

Ancho del canal	m	$B = 0.65$	0.65	m
Tirante máximo (Ymáx)	m	$Y_{máx.} = A_c/B$	0.0044	m
Radio Hidráulico (Rh)	m	$R_h = A_c/(B+2Y_{máx}) n$	0.0043	m
Coefficiente de rugosidad (Concreto)		$= 0.013$	0.013	
Pendiente del canal (S)	m/m	$S = (Q_{xn}/(A_c \times (R_h^{2/3})))^2$	0.0749	m/m
Velocidad	m/s	$V = (R_h^{2/3}) \times (S^{1/2})/n$	0.56	m/s
Tiempo máx. de retención en el canal	seg	$t = 3$	3	s
Longitud del canal hasta antes de la reja	m	$L = V \times t$	1.68	m
Diámetro del Emisor	m			
Longitud de la zona de Transición (Canal-Rejas)	m	$D = 0.20$	0.20	m
		$L' = (B-D)/(2 \times \tan 12.5^\circ)$	1.01	m

CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA A TRAVES DE LAS REJAS METCALF & EDDY

Velocidad a través de las rejas	m/s	$V' = 2 \times V_{máx}$	1.4	m/s
sucias				
Pérdida de Carga (Hf)	m/s	$H_{f1} = 1/0.7 \times ((V'^2 - V_o^2)/(2g))$	0.12	m/s
Aceleración de la gravedad	m/s2	$g = 9.81$	9.81	m/s2

KIRSCHMER

Factor de forma		$\beta = 2.42$	2.42	
Angulo de Inclinación de las rejas	°	$\phi = 45^\circ$	45	
Pérdida de carga (Kirschmer)	m	$H_{f2} = \beta(e/a)^{4/3} \times (\sin \phi) V_o^2 / (2g)$	0.0043	m
Pérdida de Carga (más desfavorable)	m	$H_f = H_{f1}$	0.12	m
Número de barras de la reja		$N = (B-a)/(e+a)$	19	

Sistema de tratamiento de aguas residuales: Tanque Imhoff

PARAMETROS DE DISEÑO	VALOR	UNIDADES
Poblacion Futura	576.00	hab.
Dotacion desague	96.00	
Qpd (Caudal promedio de desague)	0.80	l/(hab.*dia)
	69.12	l/s
% retorno	80	m3/dia
k2	2.00	%
Qmaximo horario de desague	1.60	Adimensional
	5.76	l/s
	138.24	m3/h
	0.00160	m3/dia
Q promedio de desague	0.80	m3/s.
	2.88	l/s
	69.12	m3/h
		m3/dia

DISEÑO DEL SEDIMENTADOR

1. Según el RNE la Carga Superficial es calculada en base al Caudal Medio
Cs (Carga Superficial) 1.00 m3/(m2*h)
2. El Area del Sedimentador (As): $\rightarrow As = Q_{prom.tot.} / \text{Carga Superficial}$
As (Area del Sedimentador) 2.88 m2
3. Según el RNE el periodo de Retencion Nominal sera de 1.5 a 2.5 horas
R (Periodo de Retencion Hidraulica) 2.00 hr.
4. El Volumen del Sedimentador (Vol. Sed.) $\rightarrow Vol. Sed. = Q_{up tot.} * R$
Vs (Volumen del Sedimentador) 5.76 m3
5. Según el RNE la relacion: largo/ancho debe estar entre 3 y 10 (recomendable 4) L/W (Relacion: largo - ancho del Sedimentador) 5.20
6. El Ancho del Sedimentador se calcula mediante la ecuacion: $W = (As / (L/W))^{1/2}$
W (Ancho del Sedimentador) 0.74 m.
W constructivo (Ancho del Sedimentador) 1.00 m.
7. El Largo del Sedimentador se calcula mediante la ecuacion: $L = W_{sed.} * (L/W)$
L (Largo del Sedimentador) 5.20 m.
8. Según el RNE el Borde Libre tendra un Valor Minimo de 0.30 m
Borde Libre 0.30
9. La Altura del Sedimentador esta determinada (H)
 $H = H_r + H_t$
Donde: $H_r = \text{Altura de la Seccion Rectangular del Sedimentador}$
 $H_t = \text{Altura de la Seccion Triangular del Sedimentador}$
 $H_r = Vol. Sed. - (H \Delta Sed. * W_{sed.} * L_{sed.} / 2)$
 $H_t = (W/2) * \text{tangente}(60^\circ)$
Hr (Altura Seccion Rectangular Sedimentador) 1.06 m.
Ht (Altura Seccion Triangular Sedimentador) 0.87 m.
H (Altura total Sedimentador) 1.92 m.
10. Comprobacion de la Relacion: Largo - Altura del Sedimentador
L/H (Relacion largo - altura Sedimentador) 2.71 m. No es determinante, el rango < 5 -30 >
11. Comprobacion de la Altura del Sedimentador
 $H_{sedimentador} = \text{Carga superficial} * \text{Periodo de Retencion Hidraulico} = Cs * R$
Comprobacion de Altura Sedimentador 2.00 m. Cumple: $H_{sed.} = Cs * R$

DISEÑO DEL VERTEDERO DE SALIDA

1. Según el RNE la Carga Hidraulica en los vertederos sera de 125 a 500 m³/d por metro lineal (recomendable 250), basado en el caudal maximo diario de diseño.
Chv (Carga Hidraulica sobre el vertedero) 250.00 m3/(m*d)
2. Para el calculo de la Longitud del vertedero de salida

	$L_v = Q_{md} \text{ total} / Ch_v$	
Lv (Longitud minima del Vertedero de Salida)	0.28	m.
Lv constructivo	0.35	m.

DISEÑO DEL DIGESTOR

1. Para el diseño del compartimiento de almacenamiento y digestion de lodos (Zona de Digestion) se tendra en cuenta la Temperatura minima promedio del mes mas frio del año que es de 15°C para el cual según la Tabla del RNE de OS.090 corresponde el Factor de Capacidad Relativa igual 0.60

fcr (Factor de Capacidad Relativa)	1.00	
------------------------------------	------	--

2. Calculo del Volumen de Almacenamiento y Digestion de Lodos. Según el RNE se considera el Volumen de Almacenamiento de Lodos de 70 litros/hab. Para la tempertura de 15°C. se debe multiplicar por el factor de capacidad relativa de 1,0

	$V_d = (70 * fcr) * P_{ob. Futura}$	
Vd (Volumen de almacenamiento y digestion)	40.32	m3

3. Ancho del digestor

$$\text{Ancho digestor} = \text{Ancho Sedimentador} + 2 * \text{Espaciamento libre} + 2 * \text{Ancho del muro}$$

De donde: Espaciamento Libre = 1.20m.

Ancho del muro = 0.15m.

Ancho del digestor (Wdigestor)	4.30	m.
----------------------------------	------	----

4. Volumen de la Seccion Rectangular del Digestor:

$$V_{seccion\ rectangular} = V_{digestor} - V_{seccion\ triangular}$$

Vd seccion rectangular	35.37	m3
------------------------	-------	----

5. Volumen de la Seccion Triangular del Digestor:

$$V_{digestor\ seccion\ triangular} = W_{digestor} * L_{sedimentador}$$

Vdigestor seccion triangular	4.95	m3	m2
Seccion Transversal Digestor	22.36	A mayor	m2
Fondo Tanque Imhoff 0.70 a = 0.50		A menor	
b =	1.40		

6. Altura digestor seccion rectangular = $\frac{\text{Volumen digestor Seccion Rectangular}}{(\text{Ancho digestor} * \text{Largo sedimentador})}$

Altura digestor seccion rectangular	1.58	m.
Altura digestor seccion rectangular construible	1.75	m.

7. Altura digestor seccion triangular = $\frac{\text{Ancho del digestor}}{(2 * \text{tangente } 75^\circ)}$

Altura digestor seccion triangular	0.51	m.
Altura digestor seccion triangular construible	0.55	m.

8. Según el RNE la altura maxima de los lodos debera estar a 0.50m por debajo del Sedimentador.

Altura debajo del Sedimentador	0.50	m.
--------------------------------	------	----

9. Altura Total del Digestor

Altura Total del Digestor = Altura Digestor Seccion Triangular + Altura Digestor Seccion Rectangular + Altura debajo del Sedimentador

Altura total digestor	2.80	m.
-----------------------	------	----

10. Altura Total del Tanque Imhoff

	5.02	m.
--	------	----

DISEÑO DEL AREA DE VENTILACION Y CAMARA DE NATAS

11. Según el RNE para el diseño de la Superficie Libre entre las paredes del Digestor y las del Sedimentador (Zona de Espumas).

La Superficie Libre Total sera por lo menos el 30 % de la Superficie Total del Tanque.

Relacion de areas: Area libre total/Area total del tanque 0.30

$$\text{Area total del Tanque} = \text{Area del Sedimentador} / (1 - 30\%)$$

Area total del Tanque	4.11	m2
-----------------------	------	----

$$\text{Area Libre Total} = \text{Relacion de areas} * \text{Area Total del Tanque}$$

Area libre total	1.23	m ²
Espaciamiento Libre = Area Libre Total / (Longitud del Sedimentador * 2)		
Espaciamiento Libre	0.12	m.
Espaciamiento Libre constructivo	1.50	m.

Esquema hidráulico de tanque Imhoff

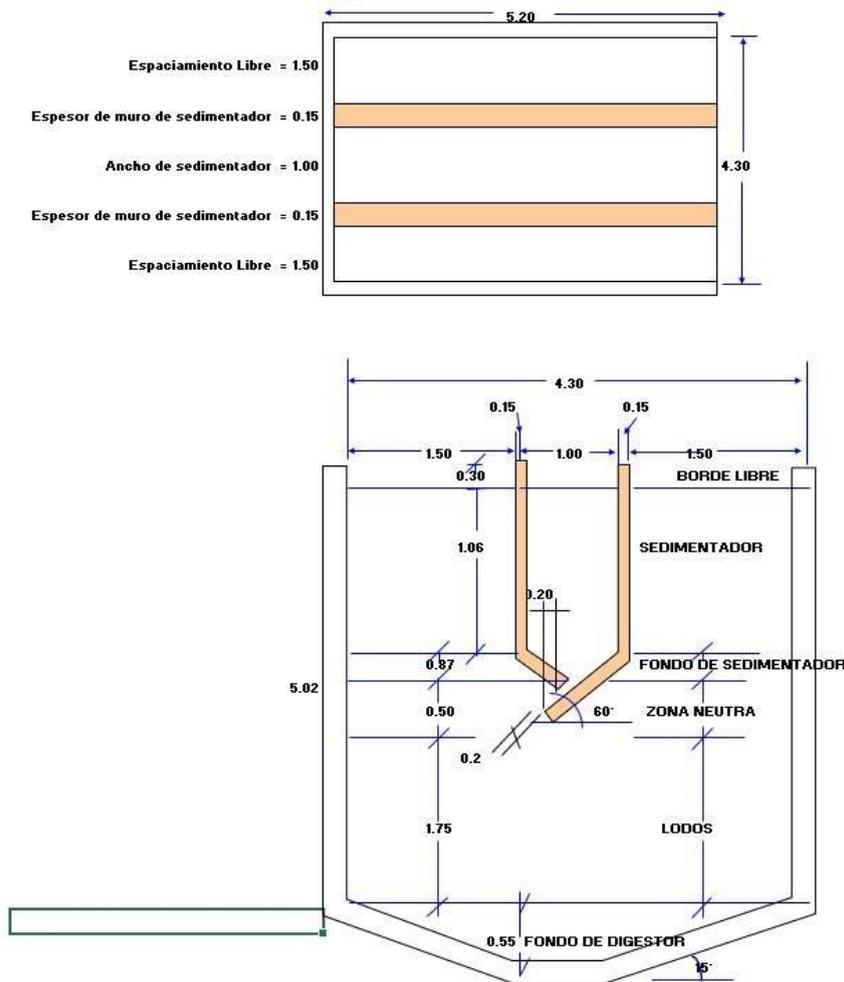


Ilustración 17: Esquema hidráulico de Tanque Imhoff

Dimensionamiento de filtro percolantes

Se aplica el método de la National Research Council (NRC) de los Estados Unidos de América Este método es válido cuando se usa piedras como medio filtrante.

Población de diseño (P)
Dotación de agua (D)

576 habitantes
120 L/(habitante.día)

Contribución de aguas residuales (C)	80%
Contribución per cápita de DBO5 (Y)	62 grDBO5/(habitante.día)
Producción per cápita de aguas residuales: $q = P \times C$	96 L/(habitante.día)
DBO5 teórica: $St = Y \times 1000 / q$	645.8 mg/L
Eficiencia de remoción de DBO5 del tratamiento primario (Ep)	50%
DBO5 remanente: $So = (1 - Ep) \times St$	322.9 mg/L
Caudal de aguas residuales: $Q = P \times q / 1000$	55.3 m3/día

Dimensionamiento del filtro percolador

DBO requerida en el efluente (Se)	90 mg/L
Eficiencia del filtro (E): $E = (So - Se)/So$	72%
Carga de DBO (W): $W = So \times Q / 1000$	17.856 KgDBO/día
Caudal de recirculación (QR)	0 m3/día
Razon de recirculación ($R = QR/Q$)	0
Factor de recirculación (F): $F = (1 + R)/(1 + R/10)^2$	1
Volúmen del filtro (V): $V = (W/F) \times (0,4425E/(1-E))^2$	23.42 m3
Profundidad del medio filtrante (H):	0.9 m
Area del filtro (A): $A = V/H$	26.02 m2
Tasa de aplicación superficial (TAS): $TAS = Q/A$	0.69 m3/(m2.día)
Carga orgánica (CV): $CV = W/V$	0.76 Kg DBO/(m3.día)

Filtro circular

Diámetro del filtro (d): $d = (4A/3,1416)^{1/2}$	5.8 m
--	--------------

Filtro rectangular

Largo del filtro (l):	7.5 m
Ancho del filtro (a):	3.47 m

Diseño de lecho de secado

1.0 Calculo de la carga de solidos

$$C = P \times C_p (\text{gr SS/habxdía}) / 1000$$

P=	576 hab	Población Total de habitantes
Cp=	90 gr/habxdía	Contribución Percapita
C=	51.84 kg SS/día	

2.0 Calculo de la masa de los sólidos que conforman el lodo digerido

$$Msd = (0,5 \times 0,7 \times 0,5 \times C + 0,5 \times 0,3 \times C)$$

Msd=	16.848 Kg SS/día
------	------------------

3.0 Calculo del volumen diario de lodos digeridos

$$V_{ld} = (M_{sd} / (\rho \times \% \text{ de sólidos} / 100))$$

$\rho =$ 1.04 kg/l
 $\% \text{ de sólidos} =$ 10 %
 $V_{ld} =$ 162.00 l/día

Densidad de los lodos
 Porcentaje de sólidos contenidos en el lodo

Purgas al Año

4.0 Calculo del volumen de extracción de lodos

$$V_{el} = V_{ld} \times T_d / 1000$$

$T_d =$ 55 días
 $V_{el} =$ 8.91 m³

Tiempo de digestión

8.0 Periodo de Secado y Remoción de Lodos Secos

5.0 Calculo del área del lecho de secado

$$A_{ls} = V_{el} / H_a$$

$H_a =$ 0.30 m
 $A_{ls} =$ 29.70 m²

Se asume la profundidad del lecho de secado

6.0 Dimensionamiento del lecho de secado

N° Lechos 1.00 m
 Area del lecho 29.70 m²

Area = Largo * Ancho

$Ancho =$ 4.00 m
 $Largo =$ 8.00 m

Considerando que $Largo = 2 \times Ancho$
 $Ancho = (A/2)^{0.5}$

7.0 Numero de Purgas

Numero de 7.00

Periodo de Secado, entre:
 3 a 4 semanas para climas calidos
 4 a 8 semanas para climas frios

Periodo de remosion de lodos secos:
 entre 1 a 2 semanas si el retiro de lodos se
 hace en forma manual

Cámara de desinfección

Item	Parámetros de Diseño	Valor	Unidad
1	Caudal de diseño (Qd)	Qd = 0.00088	m3/s
2	Tiempo de Retención (Tr) Asumido	Tr = 30	min
3	Cálculo del Volumen útil de la cámara de desinfección	Vu = 1.584	m3
4	Cálculo del Area útil de la cámara de desinfección Asumimos una altura	H = 0.80 A = 1.98	m m2
5	Dimensionamiento del canal de la cámara de desinfección Asumimos un ancho del canal El largo del canal será de	a = 0.80 b = 2.48	m m
6	Determinación de las dimensiones de la cámara de desinfección Asumimos un largo de la cámara Asumimos ancho de la pared de concreto Largo total de la cámara Nº de compartimentos Ancho total de la cámara	L* = 1.80 e = 0.15 L = 2.10 Nºc = 2 W = 2.05	m m m m m
7	Calculo de la Cantidad de Hipoclorito de calcio requerido P = D x Q x 0,0864 (al día) Se asume una dosificación de P =	D = 4 mg/l 4.00 mg/s 0.35 Kg/dia	
8	Calculo del Volumen del Agua de Disolución (Vd) Vd = Q x D / Cf Se asume la Concentración esperada de la solución Para un periodo de preparado semanal	Cf = 2.00 % Vd = 0.015 m3/dia Vrequerido = 0.106 m3 230 lts	
9	Calculo de cantidad de Hipoclorito de calcio por mes Considerando el peso del envase promedio del hipoclorito es Nº meses x saco =	Pmes = 10.5 Kg 50 Kg 4.00 Meses	

CAPITULO V: DISCUSION DE RESULTADOS

Sistema de Agua Potable

- Por la ubicación del pozo y del reservorio se ha determinado una longitud de 103.45 ml. de tubería de 3" de línea de impulsión, Para un volumen de reservorio de 30m3.
- El total de longitud de las Redes de Distribución de Agua Potable en 1,502.72 ml, resultando 23 nudos y 37 tramos de tubería.

- Para la simulación hidráulica de la Red de agua se ha considerado lo que indica la norma, considerando un diámetro de 1", 1 ½" y 2" tubería de PVC SAP C-10
- Debido que los caudales son pequeños tenemos velocidades menores de 0.0 6m/s. pero con presiones de servicio mayores de 20mca, debido a la topografía y ubicación del reservorio.

Sistema de alcantarillado

- Para el sistema de alcantarillado se ha considerado según la distribución de las calles 34 buzones con 35 tramos de tubería, con cotas de tapa de primer buzón de 10.50 msnm a la cota del ultimo buzón de 8.90 msnm. Y con pendientes que superan a la pendiente mínima.
- La longitud de tubería es de 1,908.19 ml de Tubería PVC S25 UF. DN 200 MM.
- Para la planta de tratamiento se diseñó de acuerdo a las normas y recomendaciones del CEPIS una Planta de tratamiento de Aguas Negras conformado por: Cámara de rejillas, Tanque Imhoff, lecho de Secado, Filtro Biológico y Cámara de secado

CAPITULO VI: CONCLUSIONES

1. Se ha realizado el levantamiento topográfico en el anexo de Nazareno del Distrito de Magdalena de Cao – Ascope, mediante una Estación Total Topcon digital, determinando las coordenadas UTM de 137 puntos para realizar las curvas de nivel, con cotas que van desde 7 a 17 msnm, ubicando el reservorio en la cota 22.80 msnm

2. Se determino la población de diseño considerando la tasa de crecimiento poblacional entre los Censos de Población de los Años 1,993 y 2,007 de la población Distrital de Magdalena de Cao año 2007 y 1993, calculando la tasa de crecimiento distrital es 1.54%. Aplicando el método aritmético se determino la población de diseño para un periodo de 20 años para el año 2037 de 576 habitantes y una densidad de 4 habitantes/vivienda se proyectó 144 viviendas.
3. Se realizo el diseño hidráulico de la red de distribución del anexo de Nazareno del Distrito de Magdalena de Cao, aplicando el programa WaterCAD V8:
 - Los caudales de diseño son: $Q_{md} = 1.3 \text{ l/s}$ y $Q_{mh} = 2 \text{ l/s}$
 - Se calculo el volumen del reservorio $V = 30 \text{ m}^3$
 - Considerando la norma OS.010 para asegurar el caudal máximo diario (QMD), se proyectó un pozo con una profundidad de $H = 12 \text{ m}$ encima de la bomba sumergible, deben rendir 2.00 l/s . en base a datos de pozos cercanos.
 - La potencia de la bomba es de 3.3K para bombear agua durante 8 horas con un diámetro de impulsión de 3". Con una longitud de tubería de 103.45 ml.
 - El total de longitud de las Redes de Distribución de Agua Potable en 1,502.72 ml, resultando 23 nudos y 37 tramos de tubería.
 - Para la simulación hidráulica de la Red de agua se ha considerado lo que indica la norma, considerando un diámetro de 1", 1 ½" y 2" tubería de PVC SAP C-10
 - Debido que los caudales son pequeños tenemos velocidades menores de 0.06 m/s . pero con presiones de servicio mayores de 20mca, debido a la topografía y ubicación del reservorio.
4. Se realizo el diseño del sistema de alcantarillado aplicando el programa SewerCad, considerando la ubicación de las calles y diseño de la Planta de tratamiento de aguas residuales:
 - El caudal de aporte al desagüe es de 1.60 l/s
 - Se determino según la distribución de las calles 34 buzones con 35 tramos de tubería, con cotas de tapa de primer buzón de 10.50 msnm a la cota

del ultimo buzón de 8.90 msnm, y con pendientes que superan a la pendiente mínima.

- La longitud total de tubería es de 1,908.19 ml de Tubería PVC S25 UF. DN 200 MM.
- Para la planta de tratamiento se diseñó de acuerdo a las normas y recomendaciones del CEPIS una Planta de tratamiento de Aguas Negras conformado por: Cámara de rejillas, Tanque Imhoff, lecho de Secado, Filtro Biológico y Cámara de secado.

CAPITULO VII: RECOMENDACIONES

- Complementar el estudio realizado con un estudio hidrológico y evaluación de los pozos en Santiago de Cao para asegurar el abastecimiento de agua.
- Realizar el estudio de Mecánica de suelos, que es fundamental para el diseño estructural del reservorio.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Alcantarillado Sanitario. Universidad Veracruzana. México.
- Apaza Herrera, Pablo. Redes de Abastecimiento de Agua. 2ª edición, Lima 1990.
- Conde R., Domingo. Método y Cálculo Topográfico. 3ª edición, Lima - Perú 1989, Editora Lugo.
- Elaboración y presentación de un Proyecto de Tesis. M. Teresa Icart Isern. Barcelona 2008.

- García Ramírez Ángel - Tenazoa Salas Raúl” Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado del Sector T-2 Barrio 4-5 del AA.HH. Alto Trujillo El Porvenir – 2000.
- Gordon Maskew Fair, John Geyer y David Okon. Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales. 2ª Ed. México. Editorial Mexicana. 1990.
- Jiménez T.(2006). Manual Para El Diseño de Sistemas de Agua Potable.
- Lopez A. (2001) Abastecimiento de agua Potable y disposición y eliminación de excretas. Instituto Politécnico Nacional. Mexico
- Manual de proyectos de agua potable y saneamiento en poblaciones rurales -Convenio Peruano -Alemania, Lima 2008
- PAVCO. Manual Técnico. Norma ISO 4422.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (DS N° 011-2006VIVIENDA). **OS 010, OS 020, OS 030, OS 050, OS 070, OS 090**