

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL
DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**“PROPUESTA DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y
SANEAMIENTO EN EL CENTRO POBLADO DE HUARACCOPATA,
DISTRITO DE SECCLLA – ANGARAES – HUANCAMELICA”**

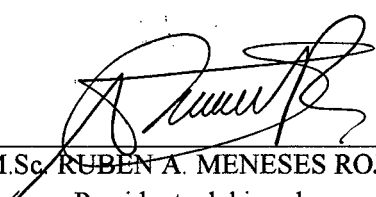
**TESIS PARA OBTENER
EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO AGRÍCOLA**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
ULISES HUAMANYALLI SANCHEZ**

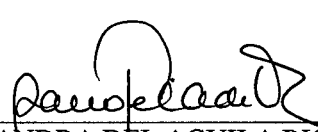
**AYACUCHO - PERÚ
2014**

**“PROPUESTA DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y
SANEAMIENTO EN EL CENTRO POBLADO DE HUARACCOPATA,
DISTRITO DE SECCLLA – ANGARAES – HUANCABELICA”**

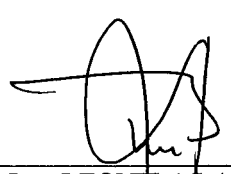
Recomendado : 15 de octubre de 2014
Aprobado : 12 de noviembre de 2014



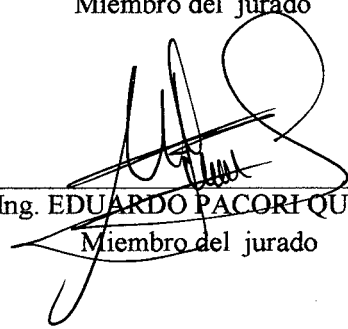
M.Sc. RUBÉN A. MENESES ROJAS
Presidente del jurado



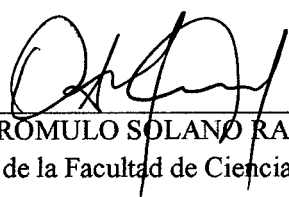
M.Sc. SANDRA DEL AGUILA RIOS
Miembro del jurado



Ing. LEONIDAS A. ARIAS BALTAZAR
Miembro del jurado



Ing. EDUARDO PACORI QUISPE
Miembro del jurado



Dr. ROMULO SOLANO RAMOS
Decano de la Facultad de Ciencias Agrarias

DEDICATORIA

A Dios, por darme el valor y fuerza necesaria en los momentos más difíciles.

A la mujer más linda y digna de ejemplos a seguir; mi madre Aydeé Sánchez Soca, con todo el amor del mundo, por su incansable apoyo para hacer realidad mi formación profesional.

En memoria a mi padre Julián Huamanyalli, que desde el cielo ha velado por cada uno de los pasos que he recorrido desde que tuve 4 años de edad.

A mis hermanas: Nelcy y Elsa por sus constantes e innegables apoyos.

A mis queridos hijos Angelo y Frandiel, son la razón de mi existencia.

A mis abuelos Salvador y Constantina, mis familiares y amigos por sus sabios consejos y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTO

Con estas breves y sencillas palabras, pero llenas de sentimiento sincero, quiero expresar mi agradecimiento:

- ✓ *A la Tricentenario Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, alma mater por haberme acogido en sus aulas, para el logro de mi formación profesional.*
- ✓ *A la escuela de formación profesional de Ingeniería Agrícola, y a cada uno de sus docentes que su consecuencia y labor esmerada ayudaron a mi formación profesional.*
- ✓ *Al Ing. Eduardo Pacori Quispe, por su valioso tiempo empleado, en el asesoramiento del presente trabajo.*
- ✓ *Al Ing. Rubén Sánchez y esposa Miriam Guzmán, por sus constantes recomendaciones para proseguir mis estudios universitarios.*
- ✓ *A mis compañeros de la escuela de Ingeniería Agrícola, por hacerme sentir uno más de ellos y haberme brindado su apoyo.*

INDICE GENERAL

	Pag.
Carátula	i
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
1. Capítulo I – Introducción	01
1.1. Introducción	01
1.2. Objetivos	03
1.2.1. Objetivo general	03
1.2.2. Objetivos específicos	03
2. Capítulo II – Revisión Bibliográfica	
2.1. Antecedentes	04
2.2. Sistema de agua potable rural	05
2.3. Calidad de agua	06
2.4. Niveles de servicio en abastecimiento de agua	09
2.5. Opciones tecnológicas en abastecimiento de agua	10
2.5.1. Sistemas convencionales de abastecimiento de agua	11
2.5.2. Tratamiento de agua en los sistemas convencionales	12
2.5.3. Sistemas no convencionales de abastecimiento de agua	12
2.6. Opciones tecnológicas en saneamiento	13
2.7. Periodo de diseño y estudio de población	14
2.7.1. Periodo de diseño	14
2.7.2. Estudio de población	16
2.7.2.1. Calculo de la población futura	16
2.8. Dotación, consumo y almacenamiento	17
2.8.1. Dotación de agua	17
2.8.2. Consumo promedio diario anual	18
2.8.3. Variación de consumo	18
2.8.4. Estudio sobre fuentes de agua	19
2.9. Diseño hidráulico de la línea de conducción	20

2.10.	Obras de arte en sistema de agua potable	21
2.11.	Sistema de alcantarillado	23
2.11.1.	Red colectora	23
2.11.2.	Buzones y buzonetas de inspección	26
2.11.3.	Planta de tratamiento	27
2.11.4.	Estructuras complementarias	33
2.11.5.	El sistema de post tratamiento	36
2.11.6.	Caracterización de aguas residuales	38
2.11.6.1.	Aguas blancas	38
2.11.6.2.	Aguas negras	38
2.11.6.3.	Aguas residuales industriales	40

3. Capítulo III – Materiales y Métodos

3.1.	Materiales y equipos	41
3.1.1.	Materiales	41
3.1.2.	Equipos	41
3.2.	Métodos	42
3.2.1.	Fase de campo	42
3.2.2.	Fase de gabinete	44
3.3.	Descripción de la zona de proyecto	44
3.3.1.	Ubicación política	44
3.3.2.	Ubicación geográfica	45
3.3.3.	Vías de acceso al proyecto	45
3.4.	Aspectos físicos de la zona	46
3.4.1.	Climatología	46
3.4.2.	Geología	47
3.4.3.	Hidrología	48

4. Capítulo IV – Resultados y Discusión

Resultados

4.1.	Estudios básicos de ingeniería	49
4.1.1.	Estudio topográfico	49
4.1.1.1.	Aspectos generales	49
4.1.1.2.	Reconocimiento del terreno	50

4.1.1.3.	Levantamiento topográfico	50
4.1.1.4.	Nivelación topográfica o altimétrica	51
4.1.2	Estudio de mecánica de suelos	52
4.1.2.1.	Aspectos generales	52
4.1.2.2.	Trabajo de campo	52
4.1.2.3.	Estudio de mecánica de suelos	53
4.2.	Diseño hidráulico y estructural	54
4.2.1.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua	54
4.2.1.1.	Periodo de diseño y estudio de población	54
a)	Periodo de diseño	54
b)	Población de diseño	54
c)	Dotación	55
d)	Calculo de caudal de diseño y variación de consumo	56
4.2.1.2.	Diseño hidráulico de estructuras hidráulicas	56
a)	Captación	56
b)	Cámara rompe presión tipo 6	63
c)	Cámara unión de caudales	64
4.2.1.3.	Diseño hidráulico de la línea de conducción	65
4.2.1.4.	Diseño estructural de las estructuras hidráulicas	69
4.2.2.	Diseño del sistema de alcantarillado	69
4.2.2.1.	Periodo de diseño y estudio de población	69
a)	Periodo de diseño	
b)	Población de diseño	
c)	Cálculo de caudal de diseño y variación de consumo	
4.2.2.2.	Diseño hidráulico de las tuberías	71
4.2.3.	Diseño hidráulico de planta de tratamiento de aguas servidas	81
4.2.3.1.	Tanque séptico	81
4.2.3.2.	Cámara de rejas	82
4.2.3.3.	Desarenador	84
4.2.3.4.	Zanjas de infiltración	85
4.2.3.5.	Lecho de secado	85
	Discusión	87

5.	Capítulo V – Conclusiones y recomendaciones	
5.2.	Conclusiones	89
5.3.	Recomendaciones	90
6.	Capítulo VI – Referencias bibliográficas	
6.2.	Bibliografía	91
7.	Capítulo VII – Anexos	

ANEXOS:

- Panel Fotográfico
- Ensayos de Laboratorio
- Manual de operación y mantenimiento.
- Planos

INDICE DE CUADROS

	Pag.
Cuadro N° 01: Límites máximos permisibles de parámetros microbiológicos y Parasitológicos	06
Cuadro N° 02: Límites máximos permisibles de parámetros de calidad organoléptica	07
Cuadro N° 03: Límites máximos permisibles de parámetros químicos inorgánicos y Orgánicos	08
Cuadro N° 04: Límites máximos permisibles de parámetros radiactivos	09
Cuadro N° 05: Factores a considerar para la selección de opciones tecnológicas	11
Cuadro N° 06: Opciones tecnológicas en saneamiento y sus niveles de servicio	14
Cuadro N° 07: Dotación de agua según clima	18
Cuadro N° 08: Volumen de lodos en tanques sépticos	31
Cuadro N° 09: Características de las aguas residuales	35
Cuadro N° 10: Área requerida según fuente del lodo y el cubrimiento de lecho seco	36
Cuadro N° 11: Producción de lodos en litros por persona por día	36
Cuadro N° 12: Características de las aguas residuales	39
Cuadro N° 13: Distancia y tiempo de viaje a la zona de proyecto	46
Cuadro N° 14: Estaciones meteorológicas utilizadas	47
Cuadro N° 15: Determinación de la precipitación para la zona de proyecto	47
Cuadro N° 16: Clasificación SUCS de suelos en conducción	53
Cuadro N° 17: Clasificación SUCS de suelos en calles	53
Cuadro N° 18: Población comunidad de Huaraccopata	55
Cuadro N° 19: Dotación en la zona de estudio	55
Cuadro N° 20: Diseño hidráulico del sistema de conducción	68
Cuadro N° 21: Periodo de diseño	70
Cuadro N° 22: Determinación de caudal de diseño	76

Cuadro N° 23: diseño hidráulico de red de alcantarillado	79
Cuadro N° 24: diseño hidráulico de red de alcantarillado	80

INDICE DE FIGURAS

	Pag.
Figura N° 01: Sistema de agua potable rural – domiciliaria o familiar	10
Figura N° 02: secciones típicas de calles peatonales con tubería	26
Figura N° 03: Realizando la encuesta	42
Figura N° 04: Aforo por el método volumétrico	43
Figura N° 05: Levantamiento topográfico	43
Figura N° 06: Mapa de localización del proyecto	45
Figura N° 07: Monumentación de BM	50
Figura N° 08: Levantamiento topográfico y pintado de calicatas	51
Figura N° 09: Excavaciones de calicatas	52
Figura N° 10: Carga disponible y pérdida de carga	57
Figura N° 11: Sección de la cámara húmeda de captación	61
Figura N° 12: Sección de la cámara rompe presión tipo 6	64

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

El centro poblado de Huaraccopata, distrito de Secclla, provincia de Angaráes, región Huancavelica, en la actualidad tiene el sistema de agua potable, pero con escasez de agua en épocas de estiaje que tienen una dotación de consumo de 50 l/hab/día. El reservorio, la línea de aducción, el sistema de distribución e instalaciones domiciliarias se encuentran en condiciones adecuadas. No cuenta con el servicio de alcantarillado, y la población realiza inadecuadas practicas sanitarias, quienes eliminan los residuos de aguas servidas a las vías públicas, defecación al aire libre, estos factores condicionan la proliferación de focos infecciosos, motivo por el cual, se ha planteado realizar el estudio de “Propuesta de sistema de agua potable y saneamiento en el centro poblado de Huaraccopata”, para mejorar las condiciones de salubridad en 515 pobladores agrupadas en 103 familias.

En la actualidad el gobierno de nuestro país debe enmarcarse en realizar obras que se traduzca en mayores beneficios como el de proporcionar agua limpia y saludable a sus habitantes, en la zona rural con esta acción se reduce la incidencia de enfermedades, disminuyendo los costos globales

destinados a la salud, aumenta la productividad general y proporciona un efecto de estabilización política.

Reconociendo este hecho, EL FONDO CONTRAVALOR PERU ALEMANIA está realizando grandes esfuerzos por aumentar la cobertura de los servicios de agua potable y saneamiento. Al mismo tiempo, a pesar de los innegables y significativos avances, la situación de los servicios sigue siendo motivo de grave preocupación.

OBJETIVOS:

Objetivo general:

Dotar de un sistema de abastecimiento de agua potable y saneamiento adecuado para mejorar las condiciones de salubridad en los pobladores del Centro Poblado de Ccochatay Huaraccopata.

Objetivos específicos:

1. Plantear un sistema de abastecimiento de agua potable en buenas condiciones.
2. Plantear un sistema de alcantarillado que mejore la salubridad de la población.
3. Plantear un sistema de tratamiento y eliminación de excretas.

CAPITULO II

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. ANTECEDENTES

A NIVEL DE LATINOAMÉRICA

En América Latina y el Caribe, un 33% de la población rural no cuenta con servicios básicos de saneamiento, de acuerdo con evaluaciones elaboradas con el apoyo del Banco Mundial, los cuales fueron difundidas en la III Conferencia Latinoamericana de Saneamiento (Latinosan 2013), llevado a cabo en Panamá.

Según la investigación, en la región, la cobertura de los servicios de saneamiento, incluidas alcantarillas y manejo de aguas sucias, pasó de un 80% en 1990 a 87% en 2011 en zonas urbanas.

Mientras, en las zonas rurales, durante el mismo periodo, la cobertura de saneamiento pasó de un 38% a un 67%. De la misma manera, en zonas rurales de la región la cobertura de servicios de agua potable pasó de un 38% a un 64% en 2011. Disponible en: <http://www.latinosanpanama2013.com/>

La población que no tiene acceso a los servicios de agua potable se ve obligada a adoptar soluciones alternativas (tales como fuentes públicas, pozos individuales, conexiones ilegales a la red de agua potable, colección de agua de lluvia o captación de agua de ríos, lagos,

manantiales u otros cuerpos de agua sin tratamiento previo). Muchas soluciones de esa índole no garantizan la calidad del agua obtenida, debido principalmente a la creciente contaminación hídrica que afecta muchos cuerpos de agua en los países de la región.

A NIVEL NACIONAL

En el Perú para diciembre del 2013, el 83.6% de los hogares accedieron a agua por red pública, también se apreció una tendencia creciente de los hogares que eliminan las excretas por red pública de alcantarillado. Así, el 68.6% de los hogares tiene este servicio, *(según el INEI)*.

Pero en las zonas rurales el 65.7% tienen acceso al agua entubada y el 29% de hogares tiene acceso a saneamiento, según “plan de mediano plazo: 2013 – 2016 del programa nacional de saneamiento rural”.

A NIVEL LOCAL

En el distrito de Secclla el 54% de la población rural no tiene acceso al agua potable ni saneamiento. *(INEI Censo XI Nacional – Población y Vivienda 2007)*

En la actualidad el Centro Poblado de Huaraccopata, cuenta con un sistema de agua entubada para consumo, de mala calidad, no cuenta con un sistema de eliminación de excretas adecuado, es decir el nivel de cobertura es de 0%.

2.2. SISTEMAS DE AGUA POTABLE RURAL

En el Perú en los últimos 20 años se incrementaron los programas de abastecimiento de agua potable y saneamiento en el medio rural, estableciéndose programas de apoyo social y de cooperación técnica por parte del estado y el FONDO CONTRAVALOR PERU ALEMANIA. Estos programas han sido hasta hoy insuficientes puesto que los niveles de servicio alcanzados en muchos departamentos del país son mínimos.

Las soluciones se han basado en sistemas de agua potable por gravedad, con una captación en lo posible de aguas subterráneas (manantiales), para disponer agua de mejor calidad e instalaciones

dimensionadas de acuerdo al consumo. Especial atención se ha dado a la participación comunitaria: durante la planificación y construcción y posteriormente, en la operación y mantenimiento del sistema.
(García, E., 2008).

2.3. CALIDAD DE AGUA

Para determinar la calidad de agua nos regimos al reglamento de la calidad de agua para consumo humano de la DIGESA según del decreto supremo. DS N° 031-2010-SA.

Los límites máximos permisibles de parámetros microbiológicos y parasitológicos que debe cumplir el agua para consumo humano, se muestran en el cuadro N° 01.

Cuadro N° 01
LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE PARÁMETROS
MICROBIOLÓGICOS Y PARASITOLÓGICOS

<i>Parámetros</i>	<i>Unidad de medida</i>	<i>Límite máximo permisible</i>
1. Bacterias coliformes totales.	UFC/100 ml a 35°C	0 (*)
2. E. Coli	UFC/100 ml a 44.5°C	0 (*)
3. Bacterias coliformes termotolerantes o fecales.	UFC/100 ml a 44.5°C	0 (*)
4. Bacterias heterotróficas.	UFC/ml a 35°C	500
5. Huevo y larva de helmintos, quistes y ooquistes de protozoarios patógenos.	N° org/L	0
6. Virus.	UFC/ ml	0
7. Organismo de vida libre, como algas, protozoarios, copépodos, rotíferos, nematodos en todos sus estadios evolutivos.	N° org/L	0

UFC=Unidad formadora de colonias
(*) En caso de analizar por la técnica del NMP por tubos múltiples=<1.8/100ml

Fuente: DS N° 031-2010-SA-DIGESA

En el cuadro N° 02 se muestra los límites máximos permisibles de parámetros organolépticos de calidad de agua para consumo humano.

Cuadro N° 02

**LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE PARÁMETROS DE CALIDAD
ORGANOLÉPTICA**

<i>Parámetros</i>	<i>Unidad de medida</i>	<i>Límite máximo permisible</i>
1. Olor	-	Aceptable
2. Sabor	-	Aceptable
3. Color	UCV escala Pt/Co	15
4. Turbiedad	UNT	5
5. pH	Valor de pH	6.5 a 8.5
6. Conductividad (25°C)	µmho/cm	1,500
7. Sólidos totales disueltos	mg/L	1,000
8. Cloruros	mg Cl/L	250
9. Sulfatos	mg SO ₄ /L	250
10. Dureza total	mg CaCO ₃ /L	500
11. Amoníaco	mg N/L	1.5
12. Hierro	mg Fe/L	0.3
13. Manganeseo	mg Mn/L	0.4
14. Aluminio	mg Al/L	0.2
15. Cobre	mg Cu/L	2.0
16. Zinc	mg Zn/L	3.0
17. sodio	mg Na/L	200

UFC=Unidad formadora de colonias

UNT= Unidad nefelométrica de turbiedad

Fuente: DS N° 031-2010-SA-DIGESA

En el cuadro N° 03 se muestra los límites máximos permisibles de parámetros químicos ya sean inorgánicos y orgánicos que debe cumplir el agua para consumo humano.

Cuadro N° 03

**LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE PARÁMETROS QUÍMICOS
INORGÁNICOS Y ORGÁNICOS**

<i>Parámetros Inorgánicos</i>	<i>Unidad de medida</i>	<i>Límite máximo permisible</i>
1. Antimonio	mg Sb/L	0.020
2. Arsénico (nota 1)	mg As/L	0.010
3. Bario	mg Ba/L	0.700
4. Boro	mg B/L	1.500
5. Cadmio	mg Cd/L	0.003
6. Cianuro	mg CN/L	0.070
7. Cloro (nota 2)	mg /L	5
8. Clorito	mg /L	0.7
9. Clorato	mg /L	0.7
10. Cromo total	mg Cr/L	0.050
11. Flúor	mg F/L	1.000
12. Mercurio	mg Hg/L	0.001
13. Níquel	mg Ni/L	0.020
14. Nitratos	mg NO ₃ /L	50.00
15. Nitritos	mg NO ₂ /L	3.00 exposición corta 0.20 exposición larga
16. Plomo	mg Pb/L	0.010
17. Selenio	mg Se/L	0.010
18. Molibdeno	mg Mo/L	0.07
19. Uranio	mg U/L	0.015

Fuente: DS N° 031-2010-SA-DIGESA

Nota 1: En caso de los sistemas existentes se establecerá en los planes de adecuación sanitaria el plazo para lograr el límite máximo permisible par el arsénico de 0.010 mg/L.

Nota 2: Para una desinfección eficaz en las redes de distribución la concentración residual libre de cloro no debe ser menor de 0.5 mg/L.

En el cuadro N° 04 se muestra los límites máximos permisibles de parámetros radiactivos que debe cumplir el agua para consumo humano.

Cuadro N° 04

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE PARÁMETROS RADIATIVOS

<i>Parámetros Inorgánicos</i>	<i>Unidad de medida</i>	<i>Límite máximo permisible</i>
1. Dosis de referencia total (nota 1)	mSv/año	0.1
2. Actividad global α		
3. Actividad global β	Bq/L	0.5
	Bq/L	1.0

Fuente: DS N° 031-2010-SA-DIGESA

Nota 1: Si la actividad global α de una muestra es mayor a 0.50 Bq/L o la actividad global β es mayor a 1 Bq/L, se deberán determinar las concentraciones de los distintos radionúclidos y calcular la dosis de referencia total; si esta es mayor a 0.1 mSv/año se deberán examinar medidas correctivas; si es menor a 0.1 mSv/año el agua se puede seguir utilizando para el consumo.

Fuente: [http:// www.digesa.minsa.gob.pe](http://www.digesa.minsa.gob.pe)

2.4. NIVELES DE SERVICIO EN ABASTECIMIENTO DE AGUA

Se define “nivel de servicio” a la forma como se brinda el servicio al usuario.

Los niveles de servicio pueden ser público o por conexión domiciliaria.

- Público o multifamiliar

Reciben el servicio a través del acceso a pequeñas fuentes de abastecimiento de agua de uso exclusivo, o partir de piletas públicas abastecidas por una red. Las familias deben transportar el agua hasta su domicilio.

- Conexión domiciliaria o familiar

Reciben el servicio individualmente en sus viviendas, por medio de conexiones domiciliarias conectadas a una red pública. Ésta puede estar ubicada:

- Fuera de la vivienda (un punto de agua al exterior de la vivienda) o
- Dentro de la vivienda (conexión con módulos sanitarios).

El nivel de servicio debe ser de acuerdo a las necesidades de las familias, pero se ve influenciado por la capacidad de la fuente, el monto de la inversión disponible, los costos de operación y mantenimiento y la capacidad técnica y económica de los usuarios para la gestión de los servicios.

El nivel de servicio con conexión domiciliaria dentro de la vivienda es el que proporciona mayor garantía sanitaria al usuario, ya que disminuye el requerimiento de almacenamiento intradomiciliario del agua y los riesgos de contaminación asociados a esa práctica

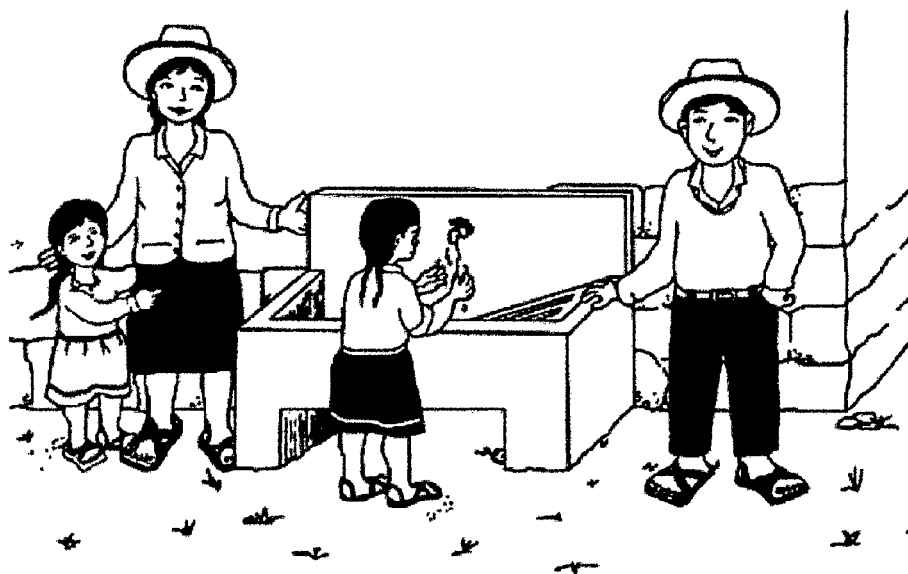


Figura N° 1 – Sistema de agua potable rural – domiciliaria o familiar

Fuente: Orientaciones sobre agua y saneamiento para zonas rurales - Teresa C. Lampoglia, Roger Agüero P., Carlos Barrios N. - Asociación Servicios Educativos Rurales 2008.

2.5 OPCIONES TECNOLÓGICAS EN ABASTECIMIENTO DE AGUA

Las opciones tecnológicas son las diferentes soluciones de ingeniería que se ajustan a las características físicas, económicas y socioculturales de las poblaciones. Permiten seleccionar la manera

óptima de dotar servicios de calidad de agua potable y saneamiento a un costo compatible con la realidad local.

Para las poblaciones rurales, en la mayoría de los casos es posible utilizar sistemas de tecnología simple, que no demandan personal calificado o altos costos operativos.

Los factores a considerar para una selección de opciones tecnológicas en abastecimiento de agua potable se muestran en el cuadro N° 05.

Cuadro N° 05
FACTORES A CONSIDERAR PARA LA SELECCIÓN DE OPCIONES
TECNOLÓGICAS

Fuentes de abastecimiento disponibles	Subterránea, Superficial
Conducción del agua	Por gravedad, Por bombeo
Caudal disponible	Cantidad Temporalidad Calidad
Tratamiento requerido	Desinfección Tratamiento simplificado + desinfección Tratamiento químico + desinfección
Mantenimiento requerido	Simple Intermedio Complejo
Características locales	Clima Topografía Accesibilidad
Niveles de ingreso	Bajo Medio Alto
Capacidades locales	Muy baja, Regular, Buena
Tipo de población	Concentrada, dispersa

Fuente: GUÍA DE ORIENTACIÓN EN SANEAMIENTO BÁSICO – SER – Carlos Barrios N. -
Roger A. Pittman - Ricardo Torres R. – 2009

2.5.1. SISTEMAS CONVENCIONALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Son sistemas que son diseñados y construidos a partir de criterios de ingeniería claramente definidos y tradicionalmente aceptados,

con un resultado preciso para el nivel de servicio establecido por el proyecto, ya sea a nivel de vivienda mediante conexiones domiciliarias o a nivel comunitario con piletas públicas.

Estos son:

- Sistema de abastecimiento por gravedad sin tratamiento (GST)
- Sistema de abastecimiento por gravedad con tratamiento (GCT)
- Sistema de abastecimiento por bombeo sin tratamiento (BST)
- Sistema de abastecimiento por bombeo con tratamiento (BCT)

2.5.2. TRATAMIENTO DE AGUA EN LOS SISTEMAS CONVENCIONALES

Cuando el agua presenta impurezas que impiden su consumo directo deberá ser previamente tratada.

Los procesos de tratamiento deben ser definidos de acuerdo a la calidad del agua cruda y al tipo de impureza que se quiere remover. Para ello, deberán realizarse los análisis físico-químicos y bacteriológicos correspondientes.

El diseño de una instalación de tratamiento de agua debe efectuarse de la manera más simplificada posible, evitándose equipamientos mecanizados o controles especializados.

Para el tratamiento en la localidad se recomienda el uso de:

- Filtro lento de arena
- Filtro rápido
- Tratamiento químico.

2.5.3. SISTEMAS NO CONVENCIONALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Estas opciones tecnológicas se refieren a soluciones individuales o multifamiliares dirigidas al aprovechamiento de pequeñas fuentes de agua. Están compuestas por los siguientes tipos de sistemas de abastecimiento de agua:

- Captación de agua de lluvia.
- Pozos protegidos con bombas manuales.

- Manantiales con protección de vertiente.

2.6. OPCIONES TECNOLÓGICAS EN SANEAMIENTO

La opción tecnológica es la solución de ingeniería que puede aplicarse en función de las condiciones físicas, económicas, ambientales, sociales y culturales del centro poblado rural.

El aspecto ambiental será un factor transversal e influirá en la ejecución y funcionamiento de un proyecto. Para efectos de la selección de una opción tecnológica en saneamiento, se deberá considerar la ubicación de los componentes en zonas vulnerables, proponiendo las medidas de mitigación correspondiente. Similar consideración se deberá tener para zonas con presencia de restos o vestigios arqueológicos o áreas naturales protegidas por el Estado.

Permiten seleccionar la manera óptima de dotar servicios de calidad de saneamiento a un costo compatible con la realidad local.

Para la selección de la solución técnica del sistema de saneamiento, se recomienda tener en cuenta una serie de factores de orden técnico y cultural. El conocimiento cabal de estos factores resulta vital para la selección de la tecnología más conveniente.

Las opciones tecnológicas en saneamiento están divididas en dos grupos y tienen correspondencia con los niveles de servicio:

- Soluciones con recolección por red de tuberías con arrastre hidráulico.
- Soluciones sin red de recolección (disposición in situ) con o sin arrastre hidráulico.

En el cuadro siguiente se muestra la correspondencia entre las opciones tecnológicas en saneamiento y sus niveles de servicio.

Los factores a considerar y sus niveles de servicio para una buena selección de opciones tecnológicas en saneamiento se muestran en el cuadro N° 06.

Cuadro N° 06

OPCIONES TECNOLÓGICAS EN SANEAMIENTO Y SUS NIVELES DE SERVICIO.

OPCIÓN TECNOLÓGICA		NIVEL DE SERVICIO	
Con sistemas de recolección en red de tuberías	Alcantarillado convencional	Multifamiliar	Disposición de excretas y de aguas residuales
	Alcantarillado condominial		
	Alcantarillado de pequeño diámetro		
Sin sistemas de recolección en red de tuberías	Unidad sanitaria con pozo séptico	Unifamiliar	Disposición de excretas y de aguas residuales
	Unidad sanitaria con biodigestor		
	Letrina de hoyo seco ventilado	Unifamiliar	Disposición de excretas
	Letrina de pozo anegado		
	Baño de arrastre hidráulico		
	Letrina compostera o baño ecológico		

Fuente: GUÍA DE ORIENTACIÓN EN SANEAMIENTO BÁSICO – SER – Carlos Barrios N. - Roger A. Pittman - Ricardo Torres R. - 2009

La selección de una u otra opción tecnológica debe considerar los siguientes factores:

- Tamaño de la comunidad.
- Dispersión de las viviendas.
- Disponibilidad de agua.
- Recursos disponibles.
- Capacidad de los beneficiarios para la operación y mantenimiento.

2.7. PERIODO DE DISEÑO Y ESTUDIOS DE POBLACION

2.7.1. PERIODO DE DISEÑO

El periodo de diseño, es el tiempo en el cual se considera que el sistema funcionara en forma eficiente cumpliendo los parámetros, respecto a los cuales se ha diseñado determinado sistema. Por tanto el periodo de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el

sistema será 100% eficiente. El período de diseño, tiene factores que influyen la determinación del mismo, entre los cuales podemos citar:

- Durabilidad de los materiales
- Ampliaciones futuras
- Crecimiento o decrecimiento poblacional
- Capacidad económica para la ejecución de obras

Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el periodo de diseño aconsejable. A continuación, se indican algunos rangos de valores asignados para los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales:

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

Para todos los componentes, las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable en el medio rural del Ministerio de Salud recomiendan un periodo de diseño de 20 años. (MINSA, 1997).

DETERMINACION DEL PERIODO DE DISEÑO

Considerando los factores anteriormente descritos se hará un análisis de la vida útil de las estructuras e instalaciones que se tiene previsto proyectar en los proyectos, y además viendo la realidad de las zonas de estudio se deben determinar para cada componente su periodo de diseño; esto se puede realizar en cuadros considerando el componente y su valor adoptado, para luego determinar el promedio de la vida útil adoptando así un periodo de diseño para el conjunto de obras.

"Para este tipo de proyectos es usual elegir un período de vida útil de estructuras entre 15 y 25 años". (MINSA, 1997).

2.7.2. ESTUDIOS DE POBLACIÓN

Las obras de agua potable no se diseñan para satisfacer sólo una necesidad del momento actual sino que deben prever el crecimiento de la población en un periodo de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años; siendo necesario estimar cuál será la población futura al final de este periodo.

2.7.2.1. CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA

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

- Métodos Analíticos

Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Es evidente que este ajuste dependerá de las características de los valores de población censada, así como de los intervalos de tiempo en que éstos se han medido.

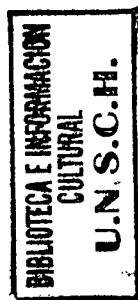
Dentro de los métodos analíticos tenemos el aritmético, geométrico, de la curva normal, logística, de la ecuación de segundo grado, el exponencial, de los incrementos y de los mínimos cuadrados. *(Agüero, P. R., Barrios N. C., Torres R. R., 2009).*

- Métodos comparativos

Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, ya sea en función de datos censales anteriores de la región o considerando los datos de poblaciones de crecimiento similar a la que se está estudiando. *(Agüero, P. R., Barrios N. C., Torres R. R., 2009).*

- Método racional

En este caso para determinar la población, se realiza un estudio socioeconómico del lugar considerando el crecimiento



vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y población flotante.

El método más utilizado para el cálculo de la población futura en las zonas rurales es el analítico y con más frecuencia el de crecimiento aritmético. Este método se utiliza para el cálculo de poblaciones bajo la consideración de que éstas van cambiando en la forma de una progresión aritmética y que se encuentran cerca del límite de saturación. (Agüero, P. R., Barrios N. C., Torres R. R., 2009).

La fórmula de crecimiento aritmético es:

$$P_f = P_o \left[1 + \frac{r}{100} (\Delta t) \right]$$

Donde:

P_f	:	Población futura.
P_o	:	Población inicial del año base.
r	:	Coefficiente de crecimiento anual por 1000 hab.
Δt	:	Variación de tiempo en años.

2.8. DOTACIÓN, CONSUMO Y ALMACENAMIENTO

La dotación o la demanda per cápita, 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.

2.8.1. DOTACION DE AGUA

La dotación es variable de acuerdo a usos y costumbres de cada localidad según reglamento nacional de edificaciones, se muestra en el cuadro N° 07.

Cuadro N° 07
DOTACIÓN DE AGUA SEGÚN CLIMA

POBLACIONES	FRIO (lt/hab/día)	TEMPLADO CALIDO (lt/hab/día)
De 2,000 a 10,000	100	150
De 10,000 a 50,000	150	200
Más de 50,000	200	250

Fuente: ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO, Vierendel

Esta dotación está en función al grado de cultura, actividad económica y condiciones de saneamiento de la localidad.

2.8.2. CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL

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

$$Q_m = \frac{Población(hab) \times Dotación(lt / hab / dia)}{24 horas \times 3600 s} (lt / s)$$

El consumo promedio diario anual, servirá para el cálculo del volumen del reservorio de almacenamiento y para estimar el consumo máximo diario y horario. (RNE, 2006).

2.8.3. VARIACIONES DE CONSUMO

Es recomendable 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:

- Consumo Máximo diario (Qmd) = 1.3Qm (L/s).
- Consumo Máximo horario (Qmh) = 1.5Qm (L/s). (Agüero, P. R., Barrios N. C., Torres R. R., 2009).

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

El valor del consumo máximo diario es utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de impulsión mientras que el consumo máximo horario, es utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de aducción, red de distribución, gastos contra incendio y redes de alcantarillado.

2.8.4. ESTUDIO SOBRE FUENTES DE AGUA

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. (Agüero, P. R., Barrios N. C., Torres R. R., 2009).

En los sistemas de agua potable por gravedad, la fuente de agua debe estar ubicada en la parte alta de la población para que el agua fluya a través de tuberías, usando sólo la fuerza de la gravedad. En los sistemas de agua potable por bombeo, la fuente de agua se encuentra localizada en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo necesario transportar el agua mediante sistemas de bombeo a reservorios de almacenamiento ubicados en elevaciones superiores al centro poblado. (Agüero, P. R., Barrios N. C., Torres R. R., 2009).

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, es importante seleccionar una fuente adecuada o una combinación de fuentes para abastecer de agua en cantidad suficiente a la población. De acuerdo a la forma de abastecimiento se consideran tres tipos principales de fuente: aguas de lluvia, aguas superficiales y aguas subterráneas. (Agüero, P. R., Barrios N. C., Torres R. R., 2009).

2.9. DISEÑO HIDRAULICO DE LA LINEA DE CONDUCCION

Según las normas OS.010 del reglamento nacional de edificaciones, artículo 5.1.2, inciso e, el análisis y la investigación de flujo hidráulico, han establecido que las condiciones del flujo y las pendientes hidráulicas en sistemas de sistemas de agua potable de PVC por gravedad, pueden ser diseñadas conservadoramente utilizando la ecuación de Hazen y Williams. Esta fórmula es válida únicamente para tuberías de flujo turbulento, con comportamiento hidráulico rugoso y con diámetros mayores a 2 pulg.

$$D = \left[\frac{0.71 \times Q^{0.38}}{h_f^{0.21}} \right]$$

$$h_f = \left(\frac{Q}{2.492 \times D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

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

Las normas del Ministerio de Salud, para el cálculo hidráulico recomienda el empleo de la fórmula de Fair-Whipple para diámetros menores a 2 pulg. Donde el valor de C = 140.

$$D = \left(\frac{Q}{2.8639 \times h_f^{0.57}} \right)^{0.37}$$

$$h_f = \left(\frac{Q}{2.8639 \times D^{2.71}} \right)^{1.75}$$

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

Consideraciones de diseño

Se efectúa el diseño de la línea de conducción con el caudal máximo diario y otras obras de arte como cámara rompe presión, etc. La línea de aducción y distribución de la misma manera se diseña con el caudal de máximo horario con los diámetros comerciales.

Velocidades Máximas y Mínimas

Según las normas OS.010 del reglamento nacional de edificaciones, artículo 5.1.2, indica la variación de velocidad en tuberías es de 0.60 a 3.0 m/seg. Si la velocidad es baja, se producirán asentamientos; si es muy alta, aparte de este transporte, se producirán erosiones en los conductos, por lo que es imprescindible determinar velocidades límites para el escurrimiento del agua.

Ancho de Zanja

Factores que determinan el ancho de zanja:

- Diámetro exterior de la tubería.
- Procedimiento a seguir para el acoplamiento de los tubos.

Para unión dentro de zanja el ancho de ésta debe ser el suficiente para permitir al operario hacer las siguientes maniobras: colocar la plantilla, hacer el acoplamiento, acomodo y acostillado de la tubería y compactar el relleno.

Plantilla (Cama de apoyo)

El tubo debe descansar siempre sobre un lecho de tierra cribada o arena de río, que debe tener un espesor mínimo de 5.0 cm., en el eje vertical del tubo, el R.N.E. recomienda considerar 10 cm.

Paso de Vías Transitadas

La tubería debe protegerse contra esfuerzos de cizallamiento o movimientos producidos por el paso de vehículos en vías transitadas, tales como cruce de carreteras, vías de ferrocarril, aeropuertos, etc., en estos sitios se recomienda encamisar la tubería de PVC con un tubo de acero o ahogarla en concreto.

Profundidad de Zanja

La profundidad mínima de instalación obedece a tres factores principales:

- a) Debe cumplir con el colchón mínimo especificado para proteger al tubo de las cargas vivas, y debe ser de 90 cm sobre el lomo del tubo.
- b) Debe asegurar una correcta conexión entre las descargas domiciliarias con las tuberías del sistema.
- c) Se debe evitar al máximo el cruce de las tuberías de línea de conducción, aducción y distribución con otras instalaciones (gas, agua potable, teléfonos, etc.) y así evitarse problemas constructivos.

2.10. OBRAS DE ARTE EN SISTEMA DE AGUA POTABLE

De acuerdo a García Trisoline, E. (2008)

Cámara de captación: el diseño de la obra deberá garantizar como mínimo la captación del caudal máximo diario necesario protegiendo

a la fuente de la contaminación. Se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones generales:

a) Aguas superficiales

b) Aguas subterráneas.

- pozos profundos
- pozos excavados
- galería filtrante
- manantiales

En manantiales, la estructura de captación se construirá para obtener el máximo rendimiento del afloramiento; deberá preverse válvulas, accesorios, tuberías de limpieza, rebose y tapa de inspección, canastilla; deberá tener canales de drenaje en la parte superior y alrededor de la captación por las aguas superficiales. (RNE, 2006).

Reservorio de almacenamiento: permitirá satisfacer las máximas demandas de consumo de agua de la población.

Cámara de rompe Presión.- Son estructuras pequeñas, su función principal de reducir la presión hidrostática a cero, generando un nuevo nivel de agua, existen 2 tipos; para la línea de conducción y la red de distribución.

CRP Tipo 6.- Son estructuras pequeñas, su función principal de reducir la presión hidrostática a cero, generando un nuevo nivel de agua, es empleada en la línea de conducción cuya función es únicamente de reducir la presión en la tubería se tienen diseño tipos como se aprecia en el anexo de planos.

Cámara unión de caudales

Es una infraestructura donde los caudales que sale de cada captación conducido por una tubería se juntan en una sola cámara, para luego conducir el líquido elemento por una sola tubería, estará conformada por una cámara húmeda y seca con sus respectivas válvulas y accesorios.

2.11. SISTEMA DE ALCANTARILLADO

De acuerdo a García Trisoline, E. (2008),

Definición: conducto subterráneo para conducir el agua de lluvia, aguas servidas o una combinación de ellas.

Los componentes son:

Alcantarillado, conformado por colectores y el emisor.

Planta de tratamiento, que puede ser:

- Tanques sépticos.
- Tanques Imhoff.
- Lagunas facultativas.
- Lagunas de oxidación.

Instalaciones domiciliarias.

Tipos de alcantarillado:

Se tiene el sistema convencional y el condominial. El sistema condominial, tiene todos los componentes del sistema convencional, pero consiste en que parte del sistema de colectores lo conforman tubos de 4" instaladas en las veredas o en la zona posterior de las viviendas.

2.11.1 RED COLECTORA

Componentes:

Colectores, emisor y conexiones domiciliarias.

Diámetro de tubos:

Los colectores y el emisor se proyectan como canales circulares con $d=0.80D$. Se calculan con la fórmula de Manning con $n=0.013$, en ningún caso los tubos deben trabajar a presión. El diámetro mínimo y usual en poblaciones rurales es de 6" para colectores y 8" para emisores.

La velocidad máxima ocurre con la relación: $\frac{d}{D} = 0.82$

El máximo caudal ocurre con la relación $\frac{d}{D} = 0.92$

Para tuberías con sección parcialmente llenas:

El ángulo central θ en grados sexagesimal:

$$\theta = 2\text{arcCos}\left(1 - \frac{2h}{D}\right)$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360\text{sen}\theta}{2\pi\theta}\right)$$

Velocidad:

$$V = \frac{0.397D^{\frac{2}{3}}}{n} \left(1 - \frac{360\text{sen}\theta}{2\pi\theta}\right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257.15n(2\pi\theta)^{\frac{2}{3}}} (2\pi\theta - 360\text{sen}\theta)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Analizando la ecuación de Manning se observa que la influencia del radio hidráulico sobre el caudal, al comparar tuberías de diámetros muy próximos y de características relativamente homogéneas, no es significativa. Este aspecto adquiere mayor importancia en las tuberías de diámetro reducido, de modo que en ellas la influencia del radio hidráulico puede no considerarse.

En base a este análisis Macedo (1987), determinó la ecuación de velocidad de flujo solo en función del caudal y la pendiente, la cual arroja resultados que tiene una desviación del 5% con respecto a los que se obtienen con la ecuación de Manning. Esta simplificación es solo aplicable para diseños de redes de alcantarillado simplificadas (RAS), ramales condominiales y redes de aguas sedimentadas.

$$V = 2.81Q^{\frac{1}{4}}S^{\frac{3}{8}}$$

Dónde:

Q = caudal en la sección (l/s).

V = velocidad de flujo (m/s).

S = pendiente del colector (m/m).

Para el cálculo del caudal en cada tramo de la red, se debe tomar el caudal máximo de contribución, luego dividirla por el tamaño total de la red, obteniendo el caudal unitario en l/seg.Km de red:

$$Q_u = \frac{Q_{mh}}{L}$$

Donde:

L = tamaño de la red.

Previsiones: Según, García, E., 2008.

- El trazo se hará siguiendo la pendiente del terreno con una profundidad mínima de 1.0 m. y máximo de 5.0 m.
- El diámetro del colector en sentido del efluente no podrá reducirse.
- La velocidad mínima será de 0.6 m/seg. y máxima de 3 m/seg (excepcionalmente 5 m/seg.). con velocidad de $V=0.6$ m/seg de diseño, se tendrá $V=0.3$ m/seg. con gastos mínimos. Esta velocidad es la mínima que permite el arrastre de arenillas.
- Las pendientes mínimas recomendadas son 0.65% para tuberías de 6" y a 0.5% para 8".
- El tramo inicial debe tener una pendiente de 1%.

Alineamiento de colectores: Según, García, E., 2008.

- Se ubicarán en tramos rectos entre buzones, en el eje de la calle.
- Se utilizará 2 colectores en los siguientes casos:
 - Calles con ancho mayor a 20m.
 - Pase de carretera o línea férrea.
- Deben instalarse como mínimo a 0.20m por debajo de la tubería de agua potable cuando son paralelos y 0.10m. cuando se crucen.

- En lo posible debe mantenerse una distancia mínima horizontal de 2.0m entre colectores y tubería de agua.

Conexiones domiciliarias:

Las conexiones domiciliarias se harán con tubería de 4" que se unirá al colector, en un ángulo de 45°, mediante una cachimba.

Las conexiones deberán llegar hasta la vereda de las casas, con 2% de pendiente hacia el colector.

Se instalarán un caja de registro de 0.20 x 0.40m.

Relleno de zanjas:

Previamente a la colocación de la tubería se colocará una cama de 10 cm. De espesor de suelos arenosos que pasa la zaranda de ¼". Colocando la tubería se tapará con material similar hasta una cobertura de 0.30m. encima del tubo, luego del cual se utilizará material común compactado hasta la superficie.

Ubicación de la tubería:

La tubería de alcantarillado sanitario irá por en medio de la calle y separada de la tubería de agua potable; siempre deberá colocarse bajo la tubería de agua potable tal y como se muestra en el siguiente diagrama:

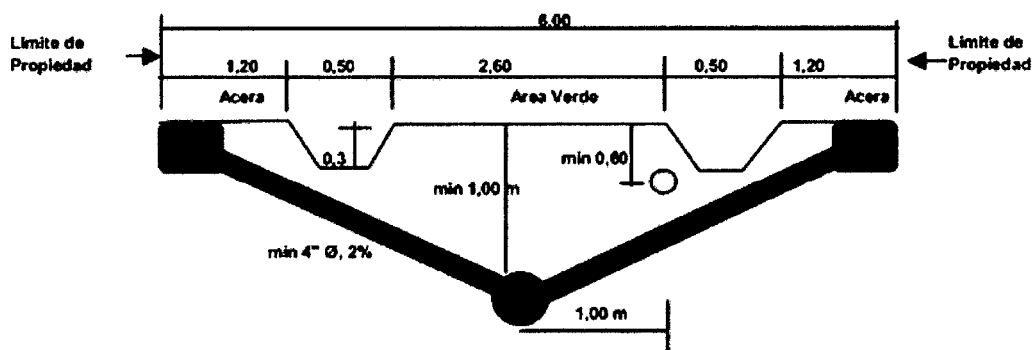


Figura N° 02. Secciones típicas de calles peatonales con tuberías.

2.11.2. BUZONES Y BUZONETAS DE INSPECCION

Buzones:

Se proyecta en los siguientes casos:

- Inicio de todo colector.
- En todo cambio de diámetro.
- Intersección de colectores
- Cambio de pendiente notable.
- En todo lugar que sea necesario por razones de inspección y limpieza.
- La separación máxima será 80, 100 y 120m de acuerdo al diámetro de 6", 8" y 10".

Dimensiones y materiales: *Según, García, E., 2008.*

Los buzones serán circulares con diámetro, interior de 1.20m. con revestimiento de paredes de 0.15m. como mínimo y en el piso de 0.20m. serán construidas de concreto simple hasta 1.50m. de profundidad y de concreto armado cuando presentan mayor profundidad.

La tapa será de concreto armado de 0.15m. de espesor, debiendo ser removible y debe tener una boca de inspección con tapa de fierro fundido o concreto con diámetro de 0.60m.

El piso del buzón deberá tener una pendiente de 20% hacia los canales.

Cuando se tiene una diferencia de 1.20m. entre la tubería de entrada y el fondo del buzón, deberá instalarse tubería bajante de fierro fundido con diámetro igual a la tubería de entrada.

Buzonetas

Se utilizarán en el sistema convencional.

Normalmente se ubican al inicio y final de cada ramal, puede utilizarse intermedios si la longitud supera los 50 m.

Son circulares de 0.60m. de diámetro, deben tener tapas removibles.

2.11.3. PLANTA DE TRATAMIENTO

Tienen por objeto verter las aguas en mejores condiciones que las aguas servidas del emisor para su posible utilización en agricultura o transferir al subsuelo, para no afectar la salud de la gente.

Los métodos más prácticos para proyectos rurales son de tanques sépticos hasta poblaciones de 2,000 habitantes y para poblaciones mayores las lagunas facultativas.

Se considera esta premisa poblacional, debido a que con poblaciones pequeñas el caudal del emisor es tan bajo que las lagunas no se llenan, perdiéndose el agua por filtración y evaporación, con lo que no se cumple el objetivo de las lagunas.

El problema de las lagunas de oxidación es que requieren mucho espacio, pues tienen la limitante que la profundidad no debe ser mayor a 0.80m, pues requieren fermentación aeróbica. En el medio rural es difícil disponer áreas adecuadas, sobre todo en la sierra.

TANQUE SEPTICO

Sistema de tratamiento de las aguas residuales domesticas provenientes de una vivienda o conjunto de viviendas, que combina la separación y digestión de sólidos. El efluente es dispuesto por infiltración en el terreno y los sólidos sedimentados acumulados en el fondo del tanque y son removidos periódicamente en forma manual o mecánica.

DIGESA recomienda que la capacidad máxima de un tanque séptico debe ser de 20 m³. Un tanque séptico de 20 m³ es adecuada para 150 a 200 personas (30 a 40 familias), por lo que para poblaciones mayores, se recomienda construir batería de tanques sépticos, de acuerdo a la población. Para poblaciones mayores a 400 familias se recomienda ya el uso de lagunas facultativas.

Previamente al ingreso de las aguas servidas al tanque séptico, se debe tener un pre tratamiento para retención de sólidos y grasas, para lo cual se debe construir las siguientes estructuras:

- Cámara de rejas
- Desarenador

Cuando se proyecta una batería de tanques, será necesario también cajas de distribución, para que cada tanque del sistema reciba el mismo caudal.

Los tanques sépticos deben ubicarse fuera de la zona urbana incluida de la zona de expansión y considerando la diferencia de las corrientes de aire, para que vaya del tanque al poblado, por los malos olores en el momento de la limpieza de los tanques.

Referencialmente, se indica los siguientes distanciamientos mínimos:

Al centro poblado	50m.
A árboles	3 m.
Cauces naturales de agua	30 m.
Pozo de agua	15 m.

Características (recomendadas por DIGESA)

Periodo de retención:

24 a 48 horas, pero el tiempo de retención mínimo debe ser de 6 horas, según RNE.

Capacidad de tanques:

Mínimo 3 m³, máximo 20 m³.

Numero de cámaras

Una hasta 5 m³ y 2 a 3 cámaras a volúmenes mayores a 5 m³. La primera cámara deberá tener 50 a 60% de la capacidad total.

Relación de medidas:

Profundidad	: 1.20 a 1.70m
Borde libre	: 0.30m.
Relación largo/ancho	: 2 a 1 / 3 a 1
Ancho mínimo	: 0.60m.

Tubería de ingreso y salida:

Diámetro mínimo: 4" con tees, salida 5 cm más baja que entrada, las tees separadas de menos 0.20 a 0.30m.

Tapa de tanque

Sirva para inspección y limpieza.

Puede ser una por cámara o a lo largo de todo el tanque.

Interconexión entre cámaras

Tubo de 4" a media altura del tabique, para evitar paso de lodos y natas, y la pendiente de tanque debe ser 2% hacia el ingreso.

El tanque debe ser tapado con 0.30m de altura de tierra para evitar ingreso de aire, por las juntas de las tapas.

Espacio de seguridad:

La distancia entre la parte inferior del ramal de la tee de salida y la superficie inferior de la capa de natas no deberá ser menor a 0.10 m.

Profundidad de sedimentación:

Se optará por el valor resultante de la división entre el volumen de sedimentación (V_s) y el área superficial del tanque séptico (A). En ningún caso, la profundidad de sedimentación será menor a 0.30 m.

Profundidad de nata y de almacenamiento de lodos:

La determinación de las profundidades correspondientes al volumen de natas y volumen de lodos se efectuara dividiendo el volumen de natas y el volumen de almacenamiento de lodos entre el área superficial del tanque séptico.

Profundidad neta del tanque séptico:

La profundidad neta del tanque séptico se obtendrá a partir de la suma de las profundidades de natas, sedimentación, almacenamiento de lodos y del espacio de seguridad.

El espacio libre entre la capa superior de nata o espuma y la parte inferior de la losa de techo del tanque séptico no será menor a 0.30 m. Se deberá considerar que un tercio de la altura de la nata se encontrara por encima del nivel de agua.

El ancho del tanque séptico no deberá ser menor a 0.60 m y la profundidad neta no menor a 0.75 m.

Cuando se usen pantallas, estas deberán estar distanciados de las paredes del tanque a no menos de 0.20 m ni mayor a 0.30 m.

La prolongación del ramal de fondo de las tees o pantallas de entradas y salidas serán calculadas por la formula $(0.47/A + 0.10)$.

La parte superior de los dispositivos de entrada y salida deberán dejar una luz libre para ventilación de no más de 0.05 m por debajo de la losa del techo del tanque séptico.

Cuando el tanque tenga más de una cámara, las interconexiones entre las cámaras consecutivas se proyectaran de tal forma que evite el paso de natas y lodos al ano horizonte del proyecto.

En los casos en que el terreno lo permita, se colocara una tubería de 150 mm de diámetro para el drenaje de lodos, cuyo extremo se ubicara a 0.10 m por encima de la sección más profunda del tanque séptico. La tubería estará provista de válvula del tipo compuerta y la carga de agua sobre el mismo no deberá ser menor a 1.80 m.

El techo de los tanques sépticos deberán estar dotados de losas removibles y registros de inspección. Las losas removibles deberán colocarse sobre los dispositivos de entrada, salida e interconexión y deberán ser no menor a 0.60 x 0.60 m. Los registros serán de 150 mm de diámetro como mínimo y se ubicaran al medio de cada cámara del tanque séptico.

Cuando el techo del tanque séptico se encuentre a más de 0.40 m por debajo de la superficie natural del terreno, los dispositivos de accesos deberán prolongarse hasta ubicarse, por lo menos, a 0.20 m por debajo la superficie natural del terreno. (RNE, 2006).

VOLUMEN DE DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO

Según Norma IS.020, del reglamento nacional de edificaciones, establece los criterios generales de diseño, construcción y operación

de un tanque séptico, en zonas rurales, como una alternativa para el tratamiento de aguas residuales.

a) Periodo de retención hidráulica (IS. 020 – 6.2)

$$PR=1.5-0.3xLog(Pxq)$$

Dónde:

- PR = tiempo promedio de retención hidráulica, en días
- P = población servida
- q = Caudal de aporte unitario de aguas residuales, Lt/hab.día.

b) Volumen de tanque séptico (IS. 020 – 6.3)

$$Vt = Vs + Vd$$

- Volumen de sedimentación Vs

$$Vs = 10^{-3} x (Pxq) PR$$

- Volumen de digestión y almacenamiento de lodos Vs

$$Vd = ta x 10^{-3} PxN$$

Dónde:

- N = Intervalo deseado entre operaciones de remoción de lodos, expresado en años
- ta = Tasa de acumulación de lodos expresado en L/hab.año. Su valor se ajusta a la siguiente tabla N° 08

Cuadro N° 08

VOLUMEN DE LODOS EN TANQUES SÉPTICOS

Intervalo entre limpieza del tanque séptico (años)	Volumen de lodos (Lt/persona/año)		
	T≤10°C	10<T≤20°C	T>20°C
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Cuando el volumen del tanque séptico supera los 20 m³, se realizará una batería de tanques sépticos según corresponda.

c) Profundidad del tanque séptico (IS. 020 – 6.4)

- Profundidad libre $H_o = 0.30\text{m.}$
- Espacio de seguridad $H_I = 0.10\text{m.} + H_o$
- Profundidad máxima de espuma sumergida

$$H_e = \frac{0.7}{A}$$

Dónde:

A = Área superficial del tanque séptico, en m²

- Profundidad para la sedimentación

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

- Profundidad de digestión

$$H_d = \frac{V_d}{A}$$

La profundidad total efectiva es: $H_I + H_e + H_s + H_d$

2.11.4. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

Cámara de rejás:

Son cajas de concreto con una rejilla inclinada que sirve para retener y sedimentar arenillas con el objeto de que estos materiales no ingresen al tanque.

Trampa desgrasadora

Se ubica luego de la cámara de rejás y consiste en cajas de concreto, con diferentes niveles de tubería de entrada y salida mediante tees, para evitar el ingreso de grasas que flotan en la cámara. Se utiliza sobre todo en poblaciones con restaurantes, hoteles y hospitales.

Cajas de distribución de entrada

Se utiliza cuando se tiene dos o más tanques y sirven para distribuir el caudal en forma proporcional al número de tanques.

Se recomienda dimensiones mínimas de 0.6 x 0.6 x 0.6 m.

Cajas de distribución de salida

Sirven para distribuir el efluente en forma proporcional al sistema de infiltración que pueden ser pozos o tuberías de percolación.

Son cámaras de concreto con tapas, con formas cuadradas, rectangulares o triangulares de acuerdo a la distribución prevista.

Pozos de percolación

Son pozos para la infiltración del efluente en el terreno.

Se utiliza cuando el terreno superficial es poco permeable y existen suelos más permeables en la parte más profunda, por lo tanto la profundidad del pozo dependerá de la profundidad del estrato permeable.

Son pozos contruidos de paredes de ladrillo con juntas abiertas, con diámetro mínimo de 1 m. de forma circular.

El espacio entre el ladrillo y el terreno se rellena con grava gruesa con un espesor mínimo de 0.15m.

Toda poza debe tener una losa de concreto armado de 0.15 a 0.20 m de espesor, sobre un anillo también de concreto.

La separación de pozos debe ser 3 veces el diámetro del pozo.

Tuberías de infiltración

Consiste en líneas de tuberías paralelas de PVC, de 4" perforadas, colocadas en zanjas de 0.70m. de ancho y 1.00m de profundidad, dentro de un envoltura de grava primero y arena después hasta aproximadamente 0.30m encima del tubo. Luego se rellena con material común.

Para efectos de diseño del sistema de percolación se deberá efectuar un "Test de percolación". Los terrenos se clasifican de acuerdo a los resultados de esta prueba en: rápidos, medios, lentos, según los valores del cuadro N° 09:

Cuadro N° 09

CLASIFICACION DE LOS TERRENOS SEGÚN RESULTADOS DE PRUEBA DE PERCOLACION

Clase de terreno	Tiempo de infiltración para el descenso de 1 cm
Rápidos	De 0 a 4 minutos
Medios	De 4 a 8 minutos
Lentos	De 8 a 12 minutos

Fuente: RNE - 2006

El área útil del campo de percolación será el mayor valor entre las áreas del fondo y de las paredes laterales, contabilizándolas desde la tubería hacia abajo. En consecuencia, el área de absorción se estima por medio de la siguiente relación.

$$A = Q / R$$

Donde:

A: Área de absorción en (m²)

Q: Caudal promedio, efluente del tanque séptico (Lt/día)

R: Coeficiente de infiltración (Lt/m²/día)

El coeficiente de infiltración se determina en la curva para determinar la capacidad de percolación del suelo (Ver anexos)

Lecho de secado

Área prevista próxima a los tanques, que sirve para depositar los lodos en el momento de la limpieza del tanque, para que luego de su secado pueda ser trasladado usualmente a las chacras en calidad de abono.

Esta operación se realiza cada 1 a 3 años. Las natas del tanque se puede extraer con palas y los lodos de fondo bombeando junto con los efluentes.

El lecho de lodos para su secado, debe ser un área plana con buen drenaje, con piso de tierra, enrocado o de concreto.

Puede tener muros de poca altura (0.50m), para resguardar los lodos.

Se recomienda un área mínima de 2 x 5 m.

La limpieza de lodos deberá realizarse en la sierra en periodo de estiaje (mayo – setiembre) para evitar las lluvias y así no requerirse de techados.

A continuación en el cuadro N° 10 se presenta los valores de áreas requeridas en m2 por habitante, según el tipo de lodo que se deben usar y la cobertura.

Cuadro N° 10

ÁREA REQUERIDA SEGÚN LA FUENTE DEL LODO Y EL CUBRIMIENTO DEL LECHO DE SECADO

Fuente de lodo inicial	Área (m2/hab) Lecho sin cobertura	Área (m2/hab) Lecho con cobertura
Primario	0.04 – 0.09	0.07 – 0.14
Primario más químicos	0.09 – 0.173	0.14 – 0.23
Primario más filtros percoladores de baja tasa	0.086 – 0.145	0.12 – 0.17
Primario más lodos activados de desecho	0.094 – 0.156	0.16 – 0.51

Fuente: Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS – 2000, Colombia – 2000

En el cuadro N° 11 se presenta la producción de lodos en litros por persona por día.

Cuadro N° 11

PRODUCCIÓN DE LODOS EN LITROS POR PERSONA POR DÍA

	Lodos nuevos (Lts/hab/día)	Lodos digeridos (Lts/hab/día)	Lodos secos (Lts/hab/día)
Sedimentación primaria	1.09	0.30	0.10
Filtros biológicos	1.50	0.50	0.15
Lodos activados	1.80	0.08	0.20

Fuente: Metcalf - Eddy

2.11.5. EL SISTEMA DE POST-TRATAMIENTO

El sistema de post-tratamiento consiste en la percolación de las aguas tratadas en el subsuelo, para lo cual se tiene 2 opciones que son pozos

de percolación, cuando el estrato permeable es profundo o zanja de infiltración en caso contrario. Previo a este tratamiento también se requiere cajas de distribución de caudales.

Complementariamente debe incluirse un lecho de secado de lodos y un cerco perimétrico de toda el área de tratamiento.

La Organización Panamericana de Salud recomienda no usar las efluentes en cultivos, ni descargar en canales o aguas superficiales.

Proceso de tratamiento

El desagüe que ingresa al tanque séptico es retenido por un periodo de 1 a 2 días. En este periodo los sólidos sedimentan en el fondo y se descomponen por acción de las bacterias anaeróbicas, las que no son activas en presencia de oxígeno atmosférico.

Las etapas que se dan en la fermentación anaeróbica son: hidrólisis, formación de ácidos y formación de metano.

La hidrólisis, es la conversión de compuestos orgánicos complejos e insolubles en otros más sencillos solubles en agua. Esta etapa es previa a la siguiente.

La formación de ácidos, consiste en que los compuestos sencillos son utilizados por las bacterias generadoras de ácidos, produciéndose ácidos orgánicos volátiles como ácido acético, propiónico y butírico.

La formación de metano, ocurre una vez formado los ácidos, con una nueva categoría de bacterias que utiliza los ácidos para convertirlos finalmente en metano y dióxido de carbono (CO₂).

La liberación de estos gases causa burbujas que es síntoma de buen funcionamiento.

Esta fase es fundamental para conseguir la eliminación de la materia orgánica.

El tratamiento elimina también 80 a 90% de elementos patógenos, pero el afluente todavía contiene huevos de estos patógenos que pueden afectar la salud, por lo que se recomienda no usar en riego o verter en ríos o lagunas.

En los drenes de percolación las bacterias nitrificantes que son aeróbicas cambian el amoníaco y el ácido nítrico en compuestos más sencillos.

2.11.6 CARATERIZACION DE AGUAS RESIDUALES

Los contaminantes en las aguas residuales son habitualmente una mezcla compleja de compuestos orgánicos e inorgánicos. Normalmente no es ni práctico ni posible obtener un análisis completo de la mayoría de las aguas residuales.

2.11.6.1. Aguas blancas

Las aguas blancas están constituidas fundamentalmente por aguas pluviales, que son las generadoras de las grandes aportaciones intermitentes de caudales. (Muñoz, A., 2008).

Se integran, por tanto, como componentes de la suciedad de las aguas blancas:

- *Elementos de la contaminación atmosférica:* depuración húmeda de las lluvias acidas.
- *Resto de la actividad humana y asociada:* papeles, colillas, excremento de animales, etc.
- *Residuo de tráficos:* aceites, grasas, hidrocarburos, etc.
- Arenas, residuos vegetales, biocidas, etc.
- *Contaminación aportada por las aguas de drenaje:* aguas salobres, fugas de alcantarillado, etc.

2.11.6.2. Aguas negras

En las aguas negras o urbanas, los componentes químicos que se hallan presente son muchos. A título ilustrativo, se pueden citar: microorganismos, urea, albumina, proteínas, ácido acéticos y lácticos; bases jabonosas y almidones; aceites: animales, vegetales y minerales; hidrocarburos; gases: sulfhídrico, metano, etc; sales: bicarbonatos, sulfatos, nitritos, nitratos, etc.

El cuadro N° 12 muestra las características de las aguas residuales según la magnitud de la contaminación.

Cuadro N° 12**CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES (Mg/litro)**

Parámetro	Contaminación fuerte	Contaminación media	Contaminación ligera
Sólidos totales	1000	500	200
Volátiles	700	350	120
Fijos	300	150	80
Sólidos en suspensión	500	300	100
Volátiles	400	250	70
Fijos	100	50	30
Sólidos sedimentables	250	180	40
Volátiles	100	72	16
Fijos	150	108	24
Sólidos disueltos	500	200	100
Volátiles	300	100	50
Fijos	200	100	50
Demanda bioquímica de oxígeno a 5 días y a 20°C (DBO ₅)	800	450	160
Demanda bioquímica de oxígeno (DQO)	800	450	160
Oxígeno disuelto	0	0.1	0.02
Nitrógeno total (N)	86	50	25
Orgánico	35	20	10
Amoníaco libre N - NH ₄	50	30	15
Nitritos N – NO ₂	0.10	0.05	0.00
Nitratos N – NO ₃	0.40	0.20	0.10
Fósforo (P)	17	7	2
Cloruros	175	100	15
pH	3.9	6.9	6.9
Grasas	40	20	0
Carbonato orgánico (COT)	15	8	4
Orgánico	5	3	1
Inorgánico	10	5	3
Alcalinidad (CO ₃ Ca)	200	100	50

Fuente: Muñoz, A. (2008), "Caracterización y tratamiento de aguas residuales"

2.11.6.3. Aguas residuales industriales

Las aguas residuales industriales son aquellas que proceden de cualquier actividad o negocio en cuyo proceso de producción, transformación o manipulación se utilice el agua. Son enormemente variables en cuanto a caudal y composición. Estas son más contaminadas que las aguas residuales urbanas, además, con una contaminación mucho más difícil de eliminar.

A veces, las industrias no emiten vertidos de forma continua, sino únicamente en determinadas horas del día o incluso únicamente en determinadas épocas del año. (Muñoz, A., 2008)

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES Y EQUIPOS

3.1.1. MATERIALES

- Libros y publicaciones
- Carta Nacional Esc. 1:100,000
- Papel bond
- Papel de diferentes medidas
- Programas de ingeniería, Software y hojas de cálculo
- Material bibliográfico
 - Datos de análisis de agua con fines de consumo humano
 - Datos de análisis de suelo
 - Datos de censo de población INEI

3.1.2. EQUIPOS

- a) EQUIPO DE CAMPO:
- 01 teodolito electrónico
 - 01 nivel de ingeniero
 - 03 mira estadimétrica
 - 01 brújula
 - 01 GPS Garmin
 - 01 wincha de 50m

- 01 eclímetro
- 01 flexómetro de 5m.
- 01 lampa
- 01 pico
- 01 frasco de boca ancha esterilizada
- 01 cronómetro

b) **EQUIPO Y MATERIAL DE GABINETE**

- Laptop satellite A505 – S6980 TOSHIBA
- Impresora laser HP
- Impresora para planos (Plotter)
- Calculadora científica.

3.2. MÉTODOS

3.2.1. FASE DE CAMPO

- a) Método de diagnóstico in situ, la recolección de datos de población y vivienda se realizó utilizando fichas de encuestas (ver anexo 01) elaboradas con anterioridad, este trabajo nos permitió obtener con exactitud la población actual, número de conexiones a considerar, también permitió realizar un diagnóstico de las condiciones de vida de la población, el cual será corroborado con los datos de Censo Poblacional y Vivienda de los años 1993 y 2007.



Figura N° 03 Realizando la encuesta.

- b) Aforo de caudal de los manantiales de ladera, se realizó por el método volumétrico que se basa en medir el tiempo que se demora en llenar un balde de un volumen conocido. Al dividir la capacidad del balde, en litros, por el tiempo que demora en llenarse, en segundos, se obtiene el caudal en lt/seg.



Figura N° 04 Aforo por el método volumétrico.

- c) Para el Levantamiento topográfico se realizó por el método de poligonal abierto y relleno de puntos en forma radial siguiendo los pasos descritos en el estudio topográfico del presente trabajo.



Fig. N° 05 Levantamiento topográfico.

3.2.2. FASE DE GABINETE

Se realizó mediante el uso de hojas de cálculo y software especializado.

- a) **Cálculo de población de diseño:** se realizó con los datos recolectados en campo y su sistematización de las encuestas, con estos datos se determinó en hojas de cálculo los caudales de diseño para el sistema de agua potable y alcantarillado.
- b) **Elaboración de planos:** Dicho procesamiento comprende el cálculo y ajuste de poligonales y la elaboración del plano topográfico con el software AutoCAD Land, comprendiendo la definición de detalles planimétricos y la generación de las curvas de nivel a partir de una red de triángulos, formada uniendo los puntos tomados en el terreno. Cada lado del triángulo es una línea de interpolación de las curvas de nivel, razón por lo cual es de suma importancia el chequeo de la malla de triángulos, para modificar la orientación de los lados que se vea que no están posición correcta luego de la generación de las líneas de corte o líneas obligatorias en los bordes de los cambios de pendiente del terreno o detalles planimétricos.
- c) **Diseño hidráulico y estructural:** dicho diseño se ha realizado utilizando hojas de cálculo y software necesario para este fin tal como se presenta en los resultados del presente trabajo.

3.3. DESCRIPCION DE LA ZONA DE PROYECTO

3.3.1. UBICACIÓN POLITICA

Región : Huancavelica
Provincia : Angaráes
Distrito : Seclla
Centro poblado : Huaraccopata.

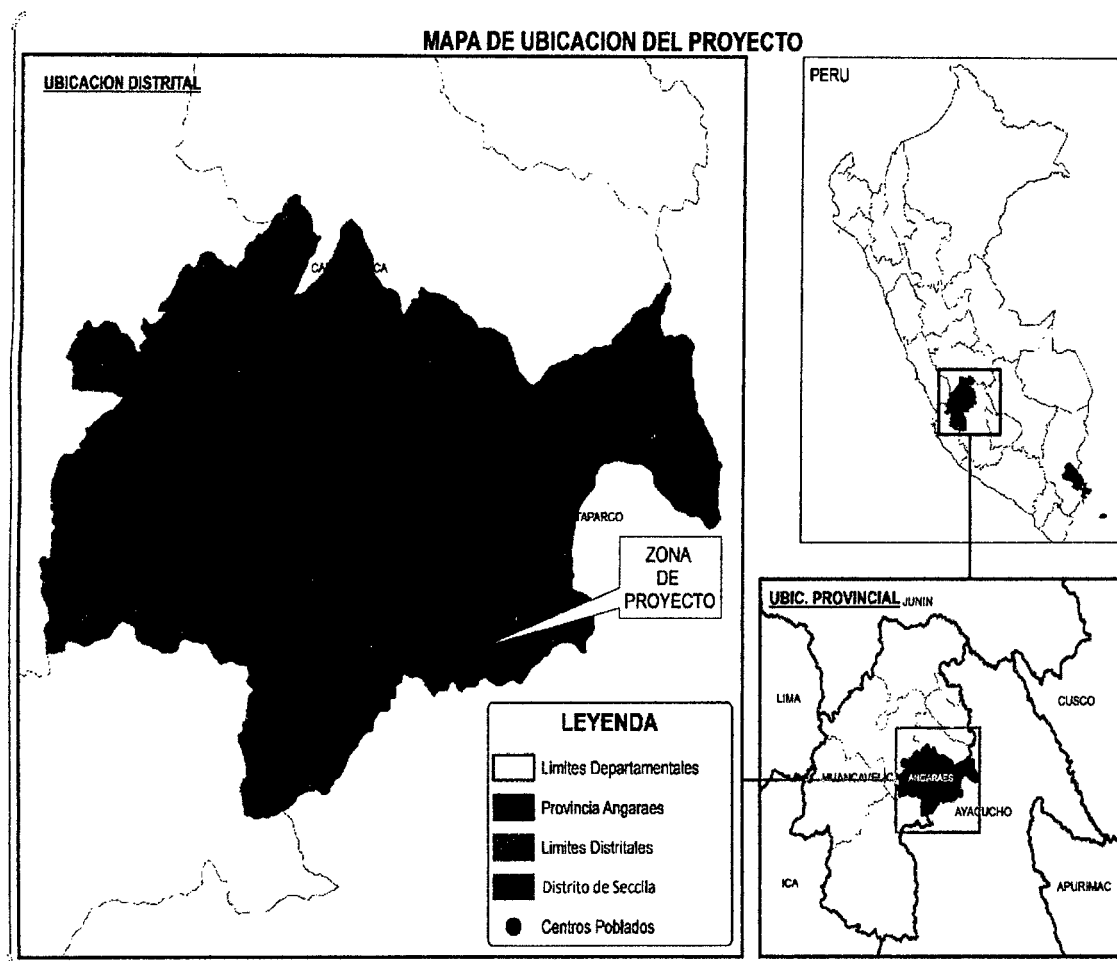


Figura N° 06 – Mapa de localización del proyecto

3.3.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La zona del proyecto está ubicada en las coordenadas siguientes:

549724E	8558204N
551969E	8559842N

3.3.3. VIAS DE ACCESO AL PROYECTO

La distancia al proyecto es de 16 Km de carretera asfaltada más 61 Km de camino afirmado y 13 Km de trocha carrozable. Haciendo una distancia total de 90 Km. Y el tiempo de duración de viaje hasta la zona de proyecto desde la ciudad de Ayacucho es de 3 horas 23 minutos, tal como se muestra en el cuadro N° 13.

Cuadro N° 13

DISTANCIA Y TIEMPO DE VIAJE A LA ZONA DE PROYECTO

Inicio	Destino	Condición	Distancia Km.	Duración min.
Ayacucho	Lagunilla	Asfaltado	16.00	30 min.
Lagunilla	Compañía	Carretera Afirmada	3.00	10 min.
Compañía	Santiago de Pischa	Carretera Afirmada	10.00	30 min.
Santiago de Pischa	Ccayarpachi	Carretera Afirmada	5.00	15 min.
Ccayarpachi	Laramate	Carretera Afirmada	8.00	20 min.
Laramate	Julcamarca	Carretera Afirmada	17.00	30 min.
Julcamarca	Secclla	Carretera Afirmada	13.00	25 min.
Secclla	Atuna	Carretera Afirmada	5.00	8 min.
Atuna	Huaraccopata	Trocha Carrozable	13.00	35 min.
TOTAL			90.00	203 min.

Fuente: Elaboración propia

3.4. ASPECTOS FISICOS DE LA ZONA

3.4.1. CLIMATOLOGÍA

El clima de la zona del proyecto es templado – frío con una temperatura promedio de 12°C, es importante destacar que la temporada de lluvias se inicia en el mes de noviembre y culmina en el mes de marzo, temporada en la cual no se puede realizar los trabajos programados en el proyecto, por la presencia de fuertes precipitaciones (precipitación promedio de 750 mm/año).

A continuación en el cuadro N° 14 se presenta las estaciones meteorológicas utilizadas:

Cuadro N° 14

ESTACIONES METEOROLÓGICAS UTILIZADAS

IT	ESTACION METEOROLÓGICA	UBIZACION DISTRITAL	LATITUD SUR	LONGITUD OESTE	ALTITUD (msnm)
01	ACOBAMBA	ACOBAMBA	12°51'51"	74°33'32"	3,356
02	APACHETA	PARAS	13°21'00"	74°38'40"	4,195
03	SAN PEDRO DE CAHI	STGO. PISCHA	13°03'55"	74°21'31"	2,990

Fuente: Senamhi

En el cuadro N° 15 se presenta la determinación de la precipitación para la zona del proyecto

Cuadro N° 15

DETERMINACION DE LA PRECIPITACION PARA LA ZONA DE PROYECTO

AÑO	ESTACION :ACOBAMBA		ESTACION :APACHETA		ESTACION :SAN PEDRO DE CACHI		ESTACION :FICTICIA	
	PP ANUAL	PP ACUM	PP ANUAL	PP ACUM	PP ANUAL	PP ACUM	PP PROM	PP ACUM
2005	566.60	566.60	617.72	617.72	612.70	612.70	599.01	599.01
2006	715.10	1,281.70	639.30	1,257.02	373.00	985.70	575.80	1,174.81
2007	725.20	2,006.90	909.43	2,166.45	636.30	1,622.00	756.98	1,931.78
2008	598.20	2,605.10	731.42	2,897.87	495.00	2,117.00	608.21	2,539.99
2009	709.20	3,314.30	1,071.05	3,968.92	765.30	2,882.30	848.52	3,388.51
2010	764.20	4,078.50	850.06	4,818.98	495.00	3,377.30	703.09	4,091.59

Fuente: Senamhi

3.4.2. GEOLOGÍA

Según el estudio realizado se ha determinado que son suelos de origen volcánico con rocas volcánicas y rocas sedimentarias, con bastante presencia de calizas, por lo tanto, se ha establecido que estos suelos no presentan mayores dificultades para la excavación de la zanja que serán realizadas de manera manual. En las zonas con presencia de las rocas antes mencionadas, se realizarán voladuras

controladas, para la apertura de zanjas, teniendo en consideración que es zona urbana.

3.4.3. HIDROLOGÍA

Los recursos hídricos con que cuenta el centro poblado de Huaraccopata del distrito de Secclla, están constituidas por fuentes subterráneas (manantiales) y uno de ellos denominado Ichupucro las que abastecen la población. En la zona urbana, la precipitación pluvial es evacuada por calles y avenidas que descargan en las quebradas y éstas a su vez descargan en el riachuelo Marayniyocc. Este riachuelo también es muy importante en esta comunidad porque sus aguas son captadas por un canal de tierra y son conducidos hasta la parte alta de la comunidad para irrigar la mayor parte de las tierras agrícolas y para el bebedero de los animales.

Ubicación hidrográfica:

Vertiente	: Amazonas, océano atlántico.
Cuenca	: río Urubamba
Sub cuenca	: río romero
Rio/quebrada	: maray

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

RESULTADOS

4.1. ESTUDIOS BASICOS DE INGENIERIA

4.1.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

4.1.1.1 ASPECTOS GENERALES

Antes de la ejecución de los trabajos de campo, fue necesario contar con informaciones suficientes, relacionados a los aspectos hidrológicos, geológicos y climatológicos de toda el área de influencia del proyecto, recurriéndose a diversas fuentes de información como la estación meteorológica, pobladores más antiguos de la zona, cartas nacionales y colaboración de otros terceros.

Los trabajos de topografía realizada abarcaron básicamente las siguientes actividades.

- Reconocimiento del terreno
- Puntos de triangulación y monumentación de Bench Marks (BM)
- Levantamiento topográfico
- Nivelación topográfica y altimétrica.

4.1.1.2. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

Es la parte muy importante para realizar un buen levantamiento topográfico, se realiza con la finalidad de ubicar bien los puntos de estacionamiento del teodolito electrónico, llamado también poligonal de apoyo, de donde se puede visar todos los detalles del relieve del terreno de la zona de estudio.

4.1.1.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Punto de referencia para el replanteo; el Bench Marks (BM) de partida fue tomado sobre una roca fija como punto de partida ubicada cerca al punto de captación, la cota y coordenadas UTM del BM se obtuvo de la lectura del GPS.



Figura N° 07 Monumentación de BM

Las poligonales de apoyo para los levantamientos topográficos, son un sistema local de puntos monumentados que forman un polígono abierto al que se le ha medido la longitud de los lados y ángulos que forman, luego la compensación, ajuste y cálculo de coordenadas de los puntos de la poligonal.

Estacado y Alineamiento; se realizó el respectivo estacado en el eje de la línea de conducción cada 20m, así como donde se

ubicaran los buzones, obras de arte y en los puntos de control mediante ángulos de deflexión y distancias horizontales.

Trazo geométrico; actividad que consiste en la toma de puntos de detalles planimétricos y altimétricos y puntos de relleno necesarios para la representación del relieve del terreno. Se tomó todos los puntos de detalles visibles de cada estación y un número conveniente de puntos de relleno que permitan la correcta representación del relieve del terreno. Se ha codificado los puntos para la ubicación de estructuras, alcantarillas, árboles, postes, quebradas, y ubicados en un croquis para facilitar su correcta localización en el plano.

Levantamientos Topográficos Específicos; se realizó en levantamiento a detalle de pequeñas áreas en los sectores que ha requerido de mayor información topográfica como es el lugar de la captación, planta de tratamiento de aguas servidas y demás obras de arte.



Figura N° 08 Levantamiento topográfico y pintado de número de buzones

4.1.1.4. NIVELACION TOPOGRAFICA O ALTIMETRICA

El trazo respectivo se realizó siguiendo una pendiente adecuada y debidamente alineada, así mismo fueron colocados los Bench Mark (BM) como puntos de apoyo cada 500m, fijados y pintados en lugares estratégicos llevándose para este caso la gradiente respectiva y adecuada cada 20m hasta llegar a cada BM.

Por otro lado se realizó la nivelación entre buzón y buzón ubicados en el terreno, en terrenos con relieve uniforme se realizó la nivelación cada 20m y en terrenos con relieve accidentado se realizó la nivelación según la pendiente.

4.1.2. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

4.1.2.1. ASPECTOS GENERALES

El presente estudio tiene por objetivo clasificar los suelos para su excavación, determinar el nivel freático, agregados para el concreto y estudios geológicos específicos.

Según el estudio realizado se ha determinado que son suelos de origen volcánico con rocas volcánicas y rocas sedimentarias, con bastante presencia de calizas, por lo tanto, se ha establecido que estos suelos no presentan mayores dificultades para la excavación de las zanjas que serán realizadas de manera manual. En las zonas con presencia de las rocas antes mencionadas, se realizarán voladuras controladas, para la apertura de zanjas, teniendo en consideración que es zona urbana se debe contar con el asesoramiento respectivo para realizar las voladuras.

4.1.2.2. TRABAJOS DE CAMPO

Se realizó 05 excavaciones de calicatas para la línea de conducción de agua y para el sistema de alcantarillado se realizó 06 calicatas con una profundidad aproximada de 1.00 a 1.50m.

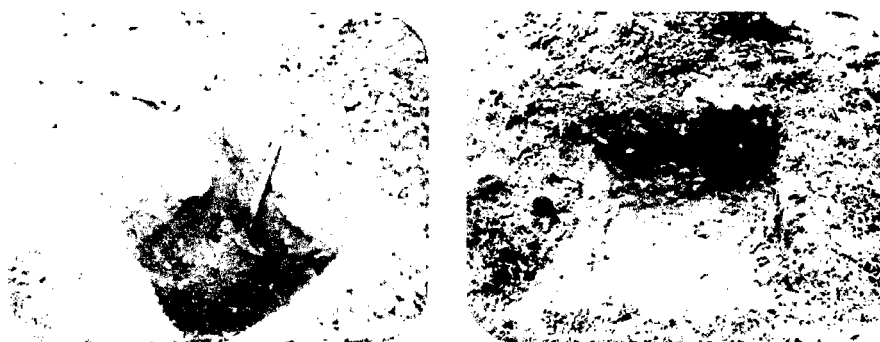


Figura N° 09 Excavaciones de calicatas

4.1.2.3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Las muestras ensayadas se han clasificado usando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) el análisis se realizó cada 500m., y el resumen se muestra en el cuadro N° 16 y 17, la clasificación de suelos en la línea de conducción y en las calles respectivamente.

Cuadro N° 16

CLASIFICACIÓN SUCS DE SUELOS EN CONDUCCIÓN

PROGRESIVA	CLASIFICACION SUCS	DESCRIPCIÓN
0+000 a 0+500	GC	Grava arcillosa
0+500 a 1+000	SM	Arena limosa
1+000 a 1+500	GM	Grava limosa
1+500 a 2+000	GP - GM	Grava mal graduada y limosa
2+000 a 2+080	GP	Grava mal graduada

Fuente; Estudio de mecánica de suelos, 2011

Cuadro N° 17

CLASIFICACIÓN SUCS DE SUELOS EN CALLES

CALICATA	CLASIFICACION SUCS	DESCRIPCIÓN
C-1	GM	Grava limosa
C-2	SM-SC	Arena limosa arcillosa
C-3	SM	Arena limosa
C-4	SC	Arena arcillosa
C-5	SW-SC	Arena bien graduada y arcillosa
C-6 (tanque séptico)	SC	Arena arcillosa

Fuente; Estudio de mecánica de suelos, 2011

Con estos resultados se determinará el volumen de excavación con la clasificación de roca fija, roca suelta y tierra.

- Agregados para el concreto: considerando que se utilizará concreto en las obras de captación, CRP – TIPO 6 y cámara unión de caudales, buzones, tanque séptico, y

obras complementarias de la planta de tratamiento, se ha realizado su análisis granulométrico de la cantera de Chillico.

- En cuando a los estudios geológicos específicos se ha determinado en el laboratorio la capacidad portante del terreno para los pozos sépticos, cuyo resultado es $q_{ad} = 1.26 \text{ Kg/cm}^2$, y $\phi = 27.15^\circ$ a la profundidad de 1.50m.

4.2. DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL

4.2.1. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Una vez realizado los trabajos de campo, diagnóstico del sistema existente, se plantea que el sistema de agua potable será por gravedad debido a que la captación se encuentra en la parte alta de las viviendas con una altura de carga de 277.90m, y el sistema no necesita para el tratamiento de otras estructuras debido a que el resultado de análisis físico, biológico y bacteriológico determinó que el agua corresponde al TIPO I (según RNE – 2006) y solo necesita desinfección.

Se proyecta la construcción de tres captaciones TIPO I de ladera para afloramiento concentrado, de donde se captará caudales de 0.42, 0.33 y 0.58 lt/seg haciendo un total de 1.33 lt/seg, con una cámara unión de caudales, y tres cámaras rompe presión TIPO 6, hasta el reservorio existente de concreto armado con una capacidad de 30 m³, sistema de aducción, distribución y con instalaciones domiciliarias todas en buenas condiciones.

4.2.1.1. Periodo de diseño y estudio de población

a) Período de diseño

Según la recomendación de la DIGESA se tomará 20 años.

b) Población de diseño

La población actual se obtiene de la información de las autoridades locales, relacionándolos con los censos y con el conteo de viviendas.

Según las autoridades y padrón de beneficiarios se cuenta

con 103 familias en el año 2012, los cuales multiplicados con una carga familiar de cinco miembros resultan 515 habitantes.

La información de los censos del año 2007 se muestra en el cuadro N° 18.

Cuadro N° 18
POBLACIÓN COMUNIDAD HUARACCOPATA

Categorías	Casos	%
Hombre	198	51.70 %
Mujer	185	48.30 %
Total	383	100.00 %

Fuente: INEI - CPV2007

Para la provincia de Angaráes la tasa de crecimiento anual es de 1.4% según INEI – 2007.

De los cuales se calcula la población futura como sigue:

$$Pf = Pa (1+r (t/100))$$

$$Pf = 515 (1+1.4 (20/100))$$

$$Pf = 659 \text{ habitantes}$$

c) Dotación

La dotación de agua según DIGESA y para el presente proyecto se tomará de 100 lt/hab/día como se presenta en el cuadro N° 19.

Cuadro N° 19
DOTACIÓN EN LA ZONA DE ESTUDIO

USO	CONSUMO (lt/hab/día)
Bebida y comida	25
Lavado de ropa	25
Baño y aseo personal	15
Servicios sanitarios	15
Riego de jardines	10
Perdidas y gastos eventuales	10
TOTAL	100

Fuente: Elaboración propia

d) Cálculo de caudales de diseño y variaciones de consumo

Los parámetros para un proyecto de agua potable son los siguientes:

Caudal medio diario (Q_m)

Caudal máximo diario ($Q_{max.d}$)

Caudal máximo horario ($Q_{max.h}$)

Para el cálculo se considera las siguientes relaciones:

$$Q_m = \frac{Población(hab) \times Dotación(lt / hab / dia)}{24 horas \times 3600 seg} (lt / s)$$

$$Q_m = \frac{P_f \times 100}{86400} (lt / s)$$

$$Q_m = \frac{659 \times 100}{86400} (lt / s)$$

$$Q_m = 0.76 (lt / s)$$

Caudal máximo diario

$$Q_{md} = 1.3 \times 0.76 (lt / s)$$

$$Q_{md} = 0.99 (lt / s)$$

Caudal máximo horario

$$Q_{mh} = 2.0 \times 0.76 (lt / s)$$

$$Q_{mh} = 1.52 (lt / s)$$

El caudal $Q_{max.d}$, servirá para el diseño de la captación, línea de conducción y reservorio.

El caudal $Q_{max.h}$, para el diseño del sistema de aducción y distribución.

4.2.1.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

a) CAPTACIÓN

Es una infraestructura que regulará el caudal de ingreso del agua a la línea de conducción, será construida en un manantial de

afloración concentrada, estará conformada por una cámara húmeda y seca con sus respectivas válvulas y accesorios. La estructura será de concreto $F_c = 175 \text{ kg/cm}^2$.

Diseño hidráulico de la captación de un manantial de ladera y concentrado:

1. Cálculo de la distancia entre el afloramiento y la cámara húmeda (L)

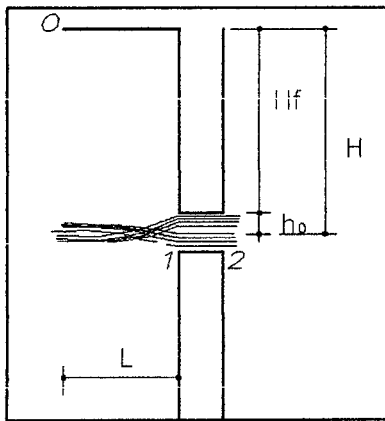


Figura N° 10 Carga disponible y perdida de carga.

Este valor se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli.

$$\frac{P_0}{\gamma} + h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = \frac{P_1}{\gamma} + h_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

Considerando los valores de P_0 , V_0 y h_1 igual a cero, se tiene:

$$h_0 = \frac{V_1^2}{2g}$$

Dónde:

h_0 =altura entre el afloramiento y el orificio de entrada (se recomienda valores de 0.40 a 0.50).

V_1 =Velocidad teórica en (m/s).

g = aceleración de la gravedad (9.81m/s).

Mediante la ecuación de la continuidad considerando los puntos 1 y 2, se tiene:

$$Q_1 = Q_2$$

$$Cd x A_1 V_1 = A_2 V_2, \text{ siendo } A_1 = A_2$$

$$V_1 = \frac{V_2}{Cd}$$

Dónde:

V_2 = velocidad de pase (se recomienda valores ≤ 0.60 m/s)

Cd = coeficiente de descarga en el punto 1 (se asume 0.80).

Reemplazando el valor de V_1 de la ecuación h_0 , se tiene:

$$h_0 = 1.56 \frac{V_2^2}{2g}$$

Para un valor asumido de $h=0.40$ m y considerando la aceleración de la gravedad $g=9.81$ m/s² se obtiene una velocidad de pase de:

$$h_0 = 1.56 \frac{V_2^2}{2g} \Rightarrow V = \left[\frac{2gh}{1.56} \right]^{1/2} \Rightarrow V = 2.24 \text{ m/s}$$

Dicho valor es mayor que la velocidad máxima recomendada de 0.60m/s por lo que se asume para el diseño una velocidad de 0.5m/s.

Para los cálculos, h_0 es definida como la carga necesaria sobre el orificio de entrada que permite producir la velocidad de pase.

La pérdida de carga en el orificio será de:

$$h_0 = 1.56 \frac{V_2^2}{2g} \Rightarrow h_0 = 1.56 \frac{0.5^2}{2 \times 9.81} \Rightarrow h_0 = 0.02 \text{ m}$$

Con el valor de h_0 se calcula el valor de H_f mediante la ecuación siguiente: En la figura 05 se observa:

$$H = H_f + h_0 \Rightarrow H_f = H - h_0 \Rightarrow 0.40 - 0.02 = 0.38 \text{ m}$$

Donde H_f , es la perdida de carga que servirá para determinar la distancia entre el afloramiento y la caja de captación (L).

$$H_f = 0.30 \times L$$

$$L = \frac{H_f}{0.30}$$

$$L = \frac{0.38}{0.30} \Rightarrow L = 1.27 \text{ m.}$$

2. Ancho de la pantalla (b)

Cálculo del diámetro de la tubería de entrada (D)

Utilizando la ecuación de continuidad:

$$Q_{\max} = V * A * Cd$$

$$Q_{\max} = A * Cd(2gh)^{1/2}$$

Dónde:

$Q_{\max}$ =gasto máximo de la fuente en l/s.

V =velocidad de paso máximo de 0.60m/s.

A =área de la tubería en m².

Cd =coeficiente de descarga (0.60 a 0.80).

g =aceleración gravitacional (9.81m/s).

h =carga sobre el centro del orificio (m).

Despejando de la ecuación anterior el valor de A resulta:

$$A = \frac{Q_{\max}}{Cd * V} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4}$$

Considerando un caudal máximo de la fuente de ($Q_{\max}$) de 0.58l/s, una velocidad de pase de (V) de 0.50 m/s y un coeficiente de descarga de (Cd) de 0.80; resulta un área de:

$$A = \frac{Q_{\max}}{Cd * V} \Rightarrow A = \frac{0.00058}{0.80 * 0.50} \Rightarrow A = 0.00145m^2$$

El diámetro de orificio será definido mediante:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \left[\frac{4A}{\pi} \right]^{1/2} \Rightarrow D = \left[\frac{4 * 0.00145}{3.1416} \right]^{0.5} D = 0.0430m$$

$$D = 4.30cm = 2"$$

Cálculo del número de orificios (NA)

El diámetro calculado es igual al máximo recomendado que es 2", en el diseño se asume un diámetro de 1 1/2" que será utilizado para determinar el número de orificios (NA).

$$NA = \frac{\text{área_diámetro_calculado}}{\text{área_diámetro_asumido}} + 1 = \left(\frac{D1}{D2} \right)^2 + 1$$

$$NA = \left(\frac{5.08}{3.81} \right)^2 + 1 = 2.78 \cong 3Und$$

Cálculo del ancho de pantalla (b)

Conociendo el número de orificios y el diámetro de la tubería de entrada, se calcula el ancho de la pantalla (b) mediante la siguiente ecuación:

$$b = 2(6D) + NAD + 3D(NA - 1)$$

Dónde:

b = Ancho de la pantalla.

D = Diámetro del orificio.

NA = Número de orificios.

$$b = 2(6D) + NAD + 3D(NA - 1)$$

$$b = 2(6 * 1.5) + 3 * 1.5 + 3 * 1.5(3 - 1)$$

$$b = 25.5 \text{ pulg}$$

$$b = 64.77 \text{ cm}$$

Para el diseño de sume una sección interna de 0.70m por 0.70m.

3. Altura de la cámara húmeda (Ht).

Para determinar la altura de la cámara húmeda (Ht) se utiliza la ecuación:

$$Ht = A + B + H + D + E$$

Dónde:

A = Se considera una altura mínima de 10cm. Que permite la sedimentación de la arena.

B = Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida.

H = Altura de agua. (Se recomienda mínimo 30cm.).

D = Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínimo 3cm).

E = Borde libre (de 10 a 30 cms).

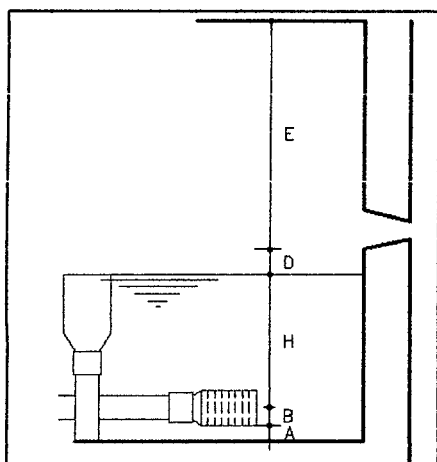


Figura N° 11 Sección de la cámara húmeda de captación.

El valor de la carga requerida (H) se define mediante la ecuación:

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

Dónde:

Qmd = Gasto máximo diario en m³/s (0.00058).

A = área de la tubería de salida en m² (0.00114).

g = Aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

$$H = 1.56 \frac{0.00058^2}{2 * 9.81 * 0.00114^2} \Rightarrow H = 0.0206m \cong 2.1cm$$

Para facilitar el paso del agua se asume una altura de H=30cm.

Reemplazando los valores, la altura de la cámara húmeda es de:

$$Ht = A + B + H + D + E$$

$$Ht = 10 + 3.81 + 30 + 3 + 20$$

$$Ht = 66.81cm$$

Para este diseño se considera una altura de 70cm.

4. Dimensionamiento de la canastilla.

El diámetro de la tubería de salida a la línea de conducción (Dc), es de 1 ½". Para el diseño se estima que el diámetro de la canastilla debe ser 2 veces el "Dc" por consiguiente:

$$D_{canastilla} = 2 \times 1.5'' = 3''.$$

Se recomienda que la longitud de la canastilla (L) sea mayor a $3D_c$ y menor a $6D_c$.

$$L = 3 \times 1.5 = 4.5 = 12 \text{ cm}$$

$$L = 6 \times 1.5 = 9 = 23 \text{ cm}$$

$$L \text{ asumido} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho de la ranura} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{Largo de la ranura} = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Siendo el área de la ranura } (A_r) = 7 \times 5 = 35 \text{ mm}^2$$

$$A_r = 0.000035 \text{ m}^2$$

Área total de las ranuras (A_t) = $2A_c$, considerando A_c como el área transversal de la tubería de la línea de conducción.

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

$$A_c = \frac{3.1416 \cdot 0.0381^2}{4} = 0.00114 \text{ m}^2$$

$$A_t = 2A_c$$

$$A_t = 2 \cdot 0.00114 = 0.00228 \text{ m}^2$$

El valor de A_t no debe ser mayor al 50% del área lateral de la granada (A_g).

$$A_g = 0.5 \cdot D_g \cdot L$$

$$A_g = 0.50 \cdot 3 \cdot 0.0254 \cdot 0.20$$

$$A_g = 0.00762 \text{ m}^2$$

El número de ranuras resulta:

$$\text{Nº de ranuras} = \frac{\text{Área total de ranuras}}{\text{Área de ranura}} = \frac{0.00228 \text{ m}^2}{0.000035 \text{ m}^2}$$

$$\text{Nº de ranuras} = 65 \text{ Unidades.}$$

5. Rebose e limpieza.

En la tubería de limpia y rebose se recomiendan pendientes de 1 a 1.5% y considerando el caudal máximo de aforo.

La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro y se calcula mediante la ecuación de Hazen y Williams:

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

Dónde:

D = diámetro en pulg.

Q = Gasto máximo de la fuente (0.58 l/s).

hf = Pérdida de carga unitaria (0.015 m/m).

$$D = \frac{0.71 \times 0.58^{0.38}}{0.015^{0.21}}$$

$$D = 1.39 \text{ pulg}$$

D= Ø = 2" y un cono de rebose de 2 x 4pulg.

(Ver plano OA -1)

b) CÁMARA ROMPE PRESIÓN TIPO 6

Diseño hidráulico

Para el caudal del diseño ingresará por una tubería de 1 1/4" y sale por una tubería de 1 1/2".

Para determinar la altura de una cámara rompe presión, es necesario conocer la carga requerida (H) para que el gasto de salida pueda fluir. Este valor se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli.

$$\frac{P_0}{\gamma} + h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = \frac{P_1}{\gamma} + h_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

Considerando los valores de P₀, V₀ y h₁ igual a cero, se tiene:

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

Dónde:

H=Carga de agua (m).

V=velocidad de flujo en m/s definida como: $1.9735 \frac{Q}{D^2}$

g= aceieración de la gravedad.

Reemplazando los valores en la ecuación tenemos:

$$V = 1.9735 \frac{Q}{D^2} \Rightarrow V = 1.9735 \frac{1.33}{1.5^2} \Rightarrow V = 1.17 \text{ m/s}$$

$$H = 1.56 \frac{1.17^2}{2 \times 9.81} \Rightarrow H = 0.11 \text{ m}$$

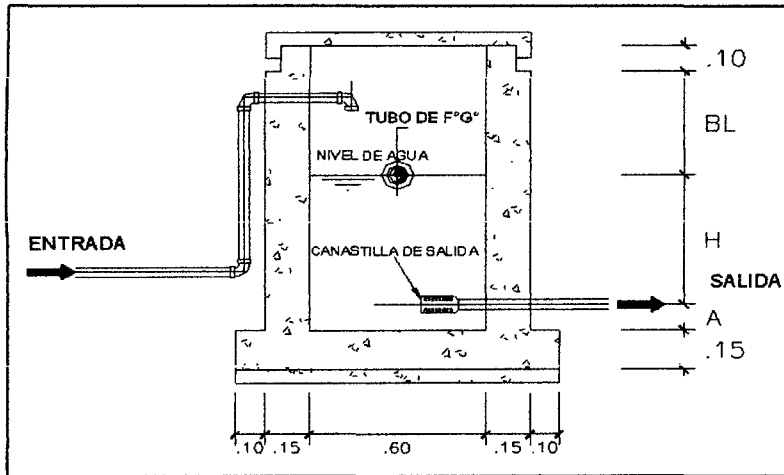


Figura N° 12 Sección de la cámara rompe presión tipo 6.

Se identifica las dimensiones que permitirán definir la altura total de la cámara rompe presión (HT).

A=Altura mínima de 10 cm.

H=Carga de agua (11 cm).

B.L.=Bordo libre mínimo (40cm).

H.T.= Altura total de la cámara rompe presión.

$$HT=A+H+B.L.=0.10+0.11+0.40 = 0.61\text{m.}$$

Para su facilidad en el proceso constructivo e instalación de accesorios, se considerará una sección de 0.60 por 0.60m por 1.0m de profundidad. (Ver plano OA – 3)

c) CÁMARA UNIÓN DE CAUDALES

Es una infraestructura donde los caudales que sale de cada captación conducido por una tubería se juntan en una sola cámara, para luego conducir el líquido elemento por una sola tubería, estará

conformada por una cámara húmeda y seca con sus respectivas válvulas y accesorios. La estructura será de concreto $F_c = 175 \text{ kg/cm}^2$.

Para el diseño de esta estructura se recomienda tal como el procedimiento anterior de la cámara rompe presión tipo 6. (Ver plano OA – 2)

4.2.1.3. DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION

Se calculará por el método de combinación de tuberías, cuyos resultados finales se muestra en el cuadro N° 20. Y como ejemplo calcularemos paso a paso en el tramo siguiente:

Tramo CRP TIPO 6 N° 02 a CRP TIPO 6 N° 03

Datos:

$$Q_{md} = 1.33 \text{ Lt / seg.}$$

$$Cota_CRPn^{\circ}02 = 4,058.46 \text{ msnm}$$

$$Cota_CRPn^{\circ}03 = 3,989.36 \text{ msnm}$$

$$Longitud = 368 \text{ m.}$$

Por lo tanto se tiene una carga disponible de:

$$4,058.46 \text{ msnm} - 3,989.36 \text{ msnm}$$

$$69.1 \text{ mca.}$$

Considerando una presión residual deseada de 15 mca, la perdida de carga deseada será:

$$H_f = 69.1 \text{ m} - 15 \text{ m} = 54.1 \text{ mca}$$

La pérdida de carga unitaria deseada se calcula mediante:

$$h_f = \frac{54.1 \text{ m}}{368 \text{ m}} \Rightarrow h_f = 0.147 \text{ m / m}$$

Diámetros considerados en la combinación de tuberías (pulg). Estos diámetros se eligen en base al valor del diámetro para el coeficiente $C=140$, obtenido mediante la ecuación de Fair-Whipple.

$$D = \left(\frac{Q}{2.8639 \times h_f^{0.57}} \right)^{0.37}$$

$$D = \left(\frac{1.33}{2.8639 \times 0.147^{0.57}} \right)^{0.37} \Rightarrow D = 1.13(\text{pulg})$$

Este valor se encuentra entre los diámetros comerciales de 1" y 1 1/4" los que serán utilizados para la combinación.

La velocidad de flujo (V) definida mediante la fórmula:

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

$$V_1 = 1.9735 \frac{1.33}{1.25^2} \Rightarrow V_1 = 1.68 \text{ m/s}$$

$$V_2 = 1.9735 \frac{1.33}{1^2} \Rightarrow V_2 = 2.62 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga unitaria calculada para cada diámetro será:

$$hf = \left(\frac{Q}{2.8639 \times D^{2.71}} \right)^{1.75}$$

$$hf_1 = \left(\frac{1.33}{2.8639 \times 1.25^{2.71}} \right)^{1.75} \Rightarrow hf_1 = 0.0907 (\text{m/m})$$

$$hf_2 = \left(\frac{1.33}{2.8639 \times 1^{2.71}} \right)^{1.75} \Rightarrow hf_2 = 0.2613 (\text{m/m})$$

Longitud de tubería: para el diámetro mayor es igual a la longitud total (L) menos la longitud de tubería de diámetro menor (X).

Para el diámetro menor es igual a X, siendo:

$$X = \frac{Hf - (hf_1 \times L)}{hf_2 - hf_1}$$

$$X = \frac{54.1 \text{ m} - (0.0907 \times 368)}{0.2613 - 0.0907} \Rightarrow X = 121.54 \text{ m}$$

Para el diámetro mayor es:

$$L - X = 368 - 121.54 = 246.46 \text{ m}$$

Pérdida de carga de la longitud total de tubería considerando cada diámetro nominal calculado:

$$Hf_1 = hf_1 \times (L - X) \Rightarrow Hf_1 = 0.0907 \times 246.46 \Rightarrow Hf_1 = 22.35 \text{ mca}$$

$$Hf_2 = hf_2 \times X \Rightarrow Hf_2 = 0.2613 \times 121.54 \Rightarrow Hf_2 = 31.75 \text{ mca}$$

La cota inicial del terreno para el diámetro menor es igual a la cota del diámetro mayor, el cual se obtiene en el plano del perfil del terreno, entrando con la longitud de tramo de diámetro mayor, en este caso es 4,015.32 msnm.

El desnivel del terreno se tiene como sigue:

$$4,058.46 - 4,007.30 = 51.16m$$

$$4,007.30 - 3,989.36 = 17.94m$$

La cota piezométrica final es igual a la diferencia entre la cota del terreno inicial y la pérdida de carga en el tramo.

$$4,058.46 - 22.35m = 4,036.11msnm$$

Y para el segundo tramo es la diferencia entre la cota piezométrica en el primer tramo y la pérdida de carga en el segundo tramo:

$$4,036.11 - 54.10m = 4,004.36msnm$$

Y la altura de presión en cada tramo es la diferencia entre la cota piezométrica final y la cota del terreno final.

$$4,036.11 - 4,007.30 = 28.81m$$

$$4,004.36 - 3,989.36 = 15.00m$$

(Ver planos PG-1, PP-1 y PP-2)

Cuadro N° 20
DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE CONDUCCIÓN

TRAMO	Longitud Total L (m)	Caudal Qmd (l/seg)	COTA DE TERRENO		Presión residual deseada (m)	Pérdida de carga deseada Hf (m)	Pérdida carga unitaria deseada hf (m)	Diámetro calculado D (pulg)	Diámetro Nominal D (pulg)	Velocidad V (m/s)	Pérdida de carga unitaria hf1, hf2 (m/m)	Longitud (1-X,X) (m)	Pérdida de carga tramo Hf1,Hf2 (m)	COTA DE TERRENO		Desnivel de terreno (m)	Pérdida de carga acumulada (m)	COTA PIEZOMETRICA		Presión Final (m)
			Inicial	Final										Inicial	Final			Inicial	Final	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Cap-CRPN° 1	331.00	0.75	4212.28	4163.69	25.00	23.59	0.0713	1.06	1 1/4	0.95	0.0333	130.08	4.33	4212.28	4197.36	14.92	4.33	4212.28	4207.95	10.59
									1	1.48	0.0959	200.92	19.26	4197.36	4163.69	33.67	23.59	4207.95	4188.69	25.00
CRPN° 1 - CUC	130.00	0.75	4163.69	4129.77	25.00	8.92	0.0686	1.07	1 1/4	0.95	0.0333	56.60	1.88	4163.69	4155.48	8.21	1.88	4163.69	4161.81	6.33
									1	1.48	0.0959	73.40	7.04	4155.48	4129.77	25.71	8.92	4161.81	4154.77	25.00
CUC - CRPN° 2	938.00	1.33	4129.77	4058.46	25.00	46.31	0.0494	1.42	2	0.66	0.0107	484.64	5.20	4129.77	4104.54	25.23	5.20	4129.77	4124.57	20.03
									1 1/4	1.68	0.0907	453.36	41.11	4104.54	4058.46	46.08	46.31	4124.57	4083.46	25.00
CRPN°2-CRPN°3	368.00	1.33	4058.46	3989.36	15.00	54.10	0.1470	1.13	1 1/4	1.68	0.0907	246.46	22.35	4058.46	4007.30	51.16	22.35	4058.46	4036.11	28.81
									1	2.62	0.2613	121.54	31.75	4007.30	3989.36	17.94	54.10	4036.11	4004.36	15.00
CRPN°3 - RES	272.00	1.33	3989.36	3955.38	15.00	18.98	0.0698	1.32	1 1/2	1.17	0.0382	108.28	4.14	3989.36	3979.20	10.16	4.14	3989.36	3985.22	6.02
									1 1/4	1.68	0.0907	163.72	14.84	3979.20	3955.38	23.82	18.98	3985.22	3970.38	15.00

Fuente: Elaboración propia

4.2.1.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS EN AGUA POTABLE

Cámara de captación

Por simple inspección se puede notar que los esfuerzos en muros, paredes y tapa de la cámara de captación están muy debajo de otras estructuras de mayor altura y mayores esfuerzos. Por lo tanto, sin necesidad de realizar el diseño se utilizará las cuantías mínimas y recubrimientos, especificados en el ACI-350.06.

De la misma forma se

Losa Superior

Se usan $\varnothing 3/8"$ @ 0.30m en ambas direcciones ortogonales.

Losa de fondo

Se usan $\varnothing 3/8"$ @ 0.25m en ambas direcciones ortogonales.

Muros

Se usan $\varnothing 3/8"$ @ 0.25m en ambas direcciones ortogonales.

De la misma forma se utilizará las mismas especificaciones para la cámara unión de caudales y las cámaras rompe presión.

4.2.2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Teniendo la disponibilidad suficiente de agua de 1.33 lt/seg, viviendas con ubicación concentrada, suelo permeable con suficiente capacidad de absorción, libre disponibilidad de terreno para planta de tratamiento. Por estas características mencionadas, se plantea dotar de un sistema de alcantarillado convencional con planta de tratamiento de aguas servidas con tanque séptico.

4.2.2.1. Periodo de diseño y estudio de población

a) Período de diseño

DIGESA recomienda la siguiente proyección poblacional mostrada en el cuadro N° 21.

Cuadro N° 21
PERIODO DE DISEÑO

Referencia	Años
Redes	20
Planta de tratamiento	10-15

Fuente: DIGESA

b) Población de diseño

La población de diseño corresponde a 103 familias agrupadas en 5 miembros por cada familia haciendo un total de 515 en el año 2012 y en un periodo de diseño de 20 años la población futura para el año 2032 será de 659 personas.

c) Cálculo de caudales de diseño y variaciones de consumo

Parámetros de diseño para colectores y emisor

- ❖ Por el ingreso del agua potable al alcantarillado (Norma OS.070)

Q medio diario (Qm) = 80% del agua potable

Q máximo diario (Qmax d) = 1.5 Qm

Q máximo horario (Q max h) = 2.0 Qm

$$Qh = \frac{0.80 * 1.5 * 2 * PM}{86,400} \Rightarrow Qh = \frac{0.8 * 3 * 659 * 100}{86400} \Rightarrow Qh = 1.83l / seg$$

- ❖ Por el ingreso de escorrentía de lluvias a los buzones y tubería

Se recomienda 380 l/buzón/día = 0.004 l/seg. por buzón

0.05 – 1.0 l/s.km. (Norma OS.070 – A.8.5)

El caudal de infiltración es: N° de buzones x 0.004 Lt/seg.+ 0.05xL, (L en Km).

$$QI = \frac{55 * 380}{86,400} + 0.05 * 3.46Km \Rightarrow QI = 0.41l / seg$$

- ❖ Por colegios

Adicional de 50 l/alumno/día. (OPS/CEPIS/UNATSABAR-2005)

El caudal por colegio es: $\frac{N^{\circ} \text{ alumnos} \times 50 \text{ Lt}}{86,400 \text{ Seg}}$

$$Q_c = \frac{210 \times 50}{86,400} \Rightarrow Q_c = 0.12 \text{ l/seg}$$

❖ Caudal por conexiones erradas.

Es del 5% al 10% del caudal máximo horario de aguas residuales. (OPS/CEPIS/UNATSABAR-2005)

$$Q_e = 0.10 \times Q_{\text{max h}}$$

$$Q_e = 0.10 \times 1.83 \Rightarrow Q_e = 0.18 \text{ l/seg}$$

Por lo tanto la relación final será:

$$Q = \frac{0.80 \times 3.0 \times PM}{86,400} + I + C + Q_e$$

Dónde:

Q = Caudal (l/seg).

P = Población (nº de personas).

M = módulo de consumo (lppd).

I = infiltración de escorrentía en buzones.

C = caudal por número de alumnos (l/seg).

Q_e = caudal por conexiones erradas.

Reemplazando en la ecuación anterior:

$$Q = \frac{0.80 \times 3.0 \times 659 \times 100}{86,400} + \left(\frac{55 \times 380}{86400} \right) + (0.05 \times 3.46) + (210 \times 50 / 86,400) + 0.1 \times 1.83$$

$$Q = 1.83 + 0.24 + 0.17 + 0.12 + 0.18$$

$$Q_{\text{diseño}} = 2.55 \text{ Lt/seg}$$

4.2.2.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS

Red colector y red emisor

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo es inferior

a 5.0 l/seg, debe adoptarse el valor del caudal de diseño calculado para red de alcantarillado que es 2.55 l/seg.

A continuación se presenta el cálculo del caudal para cada tramo:

Y estos resultados se encuentran en el cuadro N° 22

Como ejemplo tomaremos el tramo Bz 12 al Bz 15

1.- Descripción del buzón

Columna 1: Descripción buzón aguas arriba. Bz 12

Columna 2: Descripción buzón aguas abajo. Bz 15

2.- Cota de terreno, altura de buzón y cota de rasante

Columna 3: cota de terreno aguas arriba (msnm) = 3899.78

Columna 4: cota de terreno aguas abajo (msnm) = 3895.94

Columna 5: altura de buzón aguas arriba (m) = 2.50 m

Columna 6: altura de buzón aguas abajo (m) = 1.20 m

Columna 7: cota de rasante de buzón aguas arriba (msnm)

$$\text{Columna (3)} - \text{columna (5)}; 3899.78 - 2.50 = 3897.28$$

Columna 8: cota de rasante de buzón aguas abajo (msnm)

$$\text{Columna (4)} - \text{columna (6)}; 3895.94 - 1.20 = 3894.74$$

3.- Cálculo de caudal de diseño:

Columna 9: desnivel entre bases de buzón (m)

$$\text{Columna (7)} - \text{columna (8)}; 3897.28 - 3894.74 = 2.54 \text{ m}$$

Columna 10: distancia horizontal de buzón a buzón (m)

Datos de campo 42.16 m

Columna 11: distancia inclinada de buzón a buzón (m)

Determinada con el teorema de Pitágoras

$$\sqrt{2.54^2 + 42.16^2} = 42.24 \text{ m}$$

Columna 12: pendiente de buzón a buzón (%)

$$\text{Columna (9)} / \text{columna (11)} * 100; 2.54 * 100 / 42.24 = 6.01\%$$

Columna 13: caudal en el tramo (l/seg)

$$\text{Columna (11)} * \text{caudal unitario}; 42.24 * 0.000734 = 0.031 \text{ l/seg}$$

Columna 14: caudal arriba (l/seg)

Es la sumatoria de caudales aguas arriba, y ellos son:

$$Bz\ 48 - Bz\ 12 = 0.142\ l/seg$$

$$Bz\ 11 - Bz\ 12 = 0.714\ l/seg$$

$$Bz\ 14 - Bz\ 12 = \underline{0.304\ l/seg}$$

$$1.16\ l/seg$$

Columna 15: caudal de diseño calculado (l/seg)

$$\text{Columna (13) + columna (14); } 0.031 + 1.16 = 1.191\ l/seg$$

Columna 16: caudal de diseño adoptado: (l/seg)

Es el caudal de diseño en el tramo y como mínimo es 2.55 l/seg. que ha sido calculado como el caudal de diseño de la red de alcantarillado para este trabajo, y según recomienda Foncodes las redes de alcantarillado en zonas rurales deben diseñarse con este caudal.

El diseño de la red de colector y emisor se realiza como a continuación de detalla, dichos datos cuadro N° 23 y 24

Como ejemplo tomaremos el tramo Bz 12 – Bz 15

1.- Descripción, cotas y caudales de diseño:

Columna 1: descripción de número de buzón aguas arriba; Bz12

Columna 2: cota de base de buzón aguas arriba; 3897.28

Columna 3: descripción del número de buzón aguas abajo; Bz15

Columna 4: cota de base de buzón aguas abajo; 3894.74

Columna 5: caudal de diseño en el tramo; 0.0015 m3/seg

Columna 6: caudal de diseño en el tramo (l/seg); 2.55 l/seg

Columna 7: longitud del tramo (m); 42.24 m

Columna 8: pendiente del tramo (%); 6.01%

2.- Cálculo de diseño de red de alcantarillado

Columna 9: diámetro teórico de la tubería (m)

Se calcula con la ecuación de manning

$$\phi = 1.548 * \left(\frac{n * Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \Rightarrow \phi = 1.548 \left(\frac{0.013 * 0.00255}{0.0601^{0.5}} \right)^{0.375} \Rightarrow \phi = 0.055m$$

Columna 10: diámetro teórico de tubería (pulg)

$$\text{Columna (9)}/0.0254; 0.055/0.0254 = 2.158 \text{ pulg}$$

Columna 11: diámetro interior nominal de la tubería (m)

Es el diámetro mínimo para alcantarillas = 0.154m

Columna 12: diámetro nominal y comercial de la tubería (pulg)

$$\varnothing = 6" = 160 \text{ mm}$$

Columna 13: velocidad real en la sección de flujo (m/seg)

$$V = 2.81 Q^{\frac{1}{4}} S^{\frac{3}{8}} \Rightarrow V = 2.81 * 2.55^{0.25} * 0.0601^{0.375} \Rightarrow V = 1.24m/seg$$

Columna 14: columna de apoyo para determinar el valor del ángulo subtendido entre el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería. (Θ)

$$\bullet \frac{8A}{D^2} = \frac{8 * \left(\frac{0.00255}{1.24} \right)}{0.154^2} = 0.6952$$

Columna 15: comparación con la columna (14), alcanzar la igualdad; $0.6952 = 0.6952$

Columna 16: es el ángulo en grados sexagesimales que se obtiene por tanteo. 96.48°

Columna 17: ángulo en radianes.

$$96.48 * 0.0175 = 1.6883 \text{ rad.}$$

Columna 18: ancho superficial (m)

$$T = d * \text{Sen}(\theta / 2) \Rightarrow T = 0.154 * \text{Sen}(1.6883 / 2) \Rightarrow T = 0.1152m$$

Columna 19: área hidráulica (m2)

$$A = \frac{d^2}{8} (\theta - \text{Sen}\theta) \Rightarrow A = \frac{0.154^2}{8} (1.6883 - \text{Sen}1.6883) = 0.0021m^2$$

Columna 20: Número de Froude

$$Fr = \frac{Q}{A \sqrt{g \frac{A}{T}}} \Rightarrow Fr = \frac{0.00255}{0.0021 \sqrt{9.81 \frac{0.0021}{0.1152}}} \Rightarrow Fr = 2.9522$$

Columna 21: radio hidráulico (m)

$$R = \frac{d}{4} \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta} \right) \Rightarrow R = \frac{0.154}{4} \left(1 - \frac{\text{Sen}1.6883}{1.6883} \right) \Rightarrow R = 0.0159m$$

Columna 22: esfuerzo cortante (pa)

$$\tau = \gamma * R * S \Rightarrow \tau = 9.81 * 1000 * 0.0159 * 0.0601 = 9.35Pa$$

(Ver cuadro N° 22, 23 y 24)

(Ver planos PG – 2, PP – 1 y PP – 2)

Cuadro N° 22
DETERMINACIÓN DE CAUDAL DE DISEÑO

BUZON		COTA DEL TERRENO (m.s.n.m.)		LIMITE MINIMO DE PROF. COLECTOR (m.s.n.m.)		COTA DE BASE DE BUZON (m.s.n.m.)		TRAMO DE TUBERIAS							
								DESNIVEL	DIST. HZ.	DIST. INCL.	S (%)	Q TRAMO	Q ARRIBA	Q Dis. CALC	Q Dis. ADOPT.
AG. ARR.	AG. ABA.	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO	9	10	11	12	13	14	15	16
Bz 01	Bz 49	3,934.85	3,929.47	1.20	1.20	3,933.65	3,928.27	5.38	53.61	53.88	9.99	0.039531		0.040	2.55
Bz 49	Bz 02	3,929.47	3,923.73	1.20	1.50	3,928.27	3,922.23	6.04	58.95	59.26	10.19	0.043478	0.040	0.083	2.55
Bz 02	Bz 03	3,923.73	3,915.93	1.50	2.50	3,922.23	3,913.43	8.80	80.11	80.59	10.92	0.059127	0.056	0.115	2.55
Bz 03	Bz 09	3,915.93	3,910.71	2.50	1.20	3,913.43	3,909.51	3.92	55.66	55.8	7.03	0.040939	0.105	0.146	2.55
Bz 09	Bz 48	3,910.71	3,905.37	1.20	1.20	3,909.51	3,904.17	5.34	62.80	63.03	8.47	0.046244	0.049	0.095	2.55
Bz 48	Bz 12	3,905.37	3,899.78	1.20	2.50	3,904.17	3,897.28	6.89	63.83	64.2	10.73	0.047102	0.095	0.142	2.55
Bz 12	Bz 15	3,899.78	3,895.94	2.50	1.20	3,897.28	3,894.74	2.54	42.16	42.24	6.01	0.030991	1.161	1.192	2.55
Bz 15	Bz 16	3,895.94	3,888.02	1.20	1.20	3,894.74	3,886.82	7.92	57.85	58.39	13.56	0.042840	1.192	1.235	2.55
Bz 16	Bz 17	3,888.02	3,881.30	1.20	1.20	3,886.82	3,880.10	6.72	51.15	51.59	13.03	0.037851	1.235	1.273	2.55
Bz 17	Bz 18	3,881.30	3,876.88	1.20	1.20	3,880.10	3,875.68	4.42	42.40	42.63	10.37	0.031277	1.273	1.304	2.55
Bz 29	Bz 02	3,924.66	3,923.73	1.20	1.50	3,923.46	3,922.23	1.23	40.44	40.46	3.04	0.029685		0.030	2.55
Bz 02	Bz 50	3,923.73	3,918.49	1.50	1.20	3,922.23	3,917.29	4.94	76.41	76.57	6.45	0.056178	0.056	0.113	2.55
Bz 50	Bz 51	3,918.49	3,913.40	1.20	1.20	3,917.29	3,912.20	5.09	68.76	68.95	7.38	0.050587	0.113	0.163	2.55
Bz 29	Bz 04	3,924.66	3,917.08	1.20	2.30	3,923.46	3,914.78	8.68	68.08	68.63	12.65	0.050353		0.050	2.55
Bz 04	Bz 30	3,917.08	3,913.45	2.30	1.20	3,914.78	3,912.25	2.53	15.53	15.73	16.08	0.011541	0.047	0.059	2.55
Bz 30	Bz 31	3,913.45	3,910.08	1.20	1.50	3,912.25	3,908.58	3.67	44.64	44.79	8.19	0.032862	0.059	0.092	2.55
Bz 05	Bz 34	3,917.32	3,914.67	1.20	1.20	3,916.12	3,913.47	2.65	83.44	83.48	3.17	0.061248		0.061	2.55
Bz 05	Bz 04	3,917.32	3,917.08	1.20	2.30	3,916.12	3,914.78	1.34	60.03	60.04	2.23	0.044050		0.044	2.55
Bz 04	Bz 03	3,917.08	3,915.93	2.30	2.50	3,914.78	3,913.43	1.35	64.35	64.36	2.10	0.047220	0.047	0.094	2.55
Bz 03	Bz 06	3,915.93	3,912.25	2.50	1.20	3,913.43	3,911.05	2.38	72.90	72.94	3.26	0.053515	0.105	0.158	2.55
Bz 06	Bz 07	3,912.25	3,908.22	1.20	1.20	3,911.05	3,907.02	4.03	42.88	43.07	9.36	0.031600	0.158	0.190	2.55

Bz 05	Bz 33	3,917.32	3,913.48	1.20	1.20	3,916.12	3,912.28	3.84	12.14	12.73	30.16	0.009340		0.009	2.55
Bz 33	Bz 46	3,913.48	3,913.13	1.20	1.80	3,912.28	3,911.33	0.95	35.74	35.75	2.66	0.026229	0.009	0.036	2.55
Bz 46	Bz 32	3,913.13	3,909.70	1.80	1.80	3,911.33	3,907.90	3.43	12.49	12.95	26.49	0.009501	0.036	0.045	2.55
Bz 32	Bz 47	3,909.70	3,904.99	1.80	1.20	3,907.90	3,903.79	4.11	52.92	53.08	7.74	0.038944	0.137	0.176	2.55
Bz 47	Bz 13	3,904.99	3,900.00	1.20	1.20	3,903.79	3,898.80	4.99	54.74	54.97	9.08	0.040331	0.176	0.217	2.55
Bz 34	Bz 35	3,914.67	3,905.74	1.20	1.20	3,913.47	3,904.54	8.93	60.99	61.64	14.49	0.045224	0.061	0.106	2.55
Bz 09	Bz 08	3,910.71	3,903.42	1.20	1.20	3,909.51	3,902.22	7.29	85.10	85.41	8.54	0.062664	0.049	0.111	2.55
Bz 09	Bz 31	3,910.71	3,910.08	1.20	1.50	3,909.51	3,908.58	0.93	67.53	67.54	1.38	0.049553	0.049	0.098	2.55
Bz 31	Bz 32	3,910.08	3,909.70	1.50	1.80	3,908.58	3,907.90	0.68	54.25	54.25	1.25	0.039802	0.190	0.230	2.55
Bz 32	Bz 45	3,909.70	3,907.00	1.80	1.20	3,907.90	3,905.80	2.10	51.28	51.32	4.09	0.037653	0.137	0.175	2.55
Bz 45	Bz 35	3,907.00	3,905.74	1.20	1.20	3,905.80	3,904.54	1.26	56.08	56.09	2.25	0.041152	0.175	0.216	2.55
Bz 35	Bz 36	3,905.74	3,902.88	1.20	1.20	3,904.54	3,901.68	2.86	59.28	59.35	4.82	0.043544	0.323	0.366	2.55
Bz 36	Bz 37	3,902.88	3,900.39	1.20	1.20	3,901.68	3,899.19	2.49	49.58	49.64	5.02	0.036420	0.366	0.403	2.55
Bz 37	Bz 38	3,900.39	3,887.35	1.20	1.20	3,899.19	3,886.15	13.04	67.30	68.55	19.02	0.050294	0.403	0.453	2.55
Bz 38	Bz 39	3,887.35	3,879.34	1.20	1.20	3,886.15	3,878.14	8.01	53.24	53.84	14.88	0.039501	0.453	0.492	2.55
Bz 51	Bz 52	3,913.40	3,910.84	1.20	1.20	3,912.20	3,909.64	2.56	49.07	49.14	5.21	0.036053	0.163	0.199	2.55
Bz 52	Bz 07	3,910.84	3,908.22	1.20	1.20	3,909.64	3,907.02	2.62	41.96	42.04	6.23	0.030844	0.199	0.230	2.55
Bz 07	Bz 08	3,908.22	3,903.42	1.20	1.20	3,907.02	3,902.22	4.80	79.76	79.9	6.01	0.058621	0.420	0.479	2.55
Bz 08	Bz 10	3,903.42	3,901.33	1.20	1.20	3,902.22	3,900.13	2.09	60.37	60.41	3.46	0.044322	0.590	0.634	2.55
Bz 10	Bz 11	3,901.33	3,899.24	1.20	1.20	3,900.13	3,898.04	2.09	58.54	58.58	3.57	0.042979	0.634	0.677	2.55
Bz 11	Bz 12	3,899.24	3,899.78	1.20	2.50	3,898.04	3,897.28	0.76	50.68	50.69	1.50	0.037190	0.677	0.714	2.55
Bz 13	Bz 14	3,900.00	3,899.25	1.20	1.20	3,898.80	3,898.05	0.75	59.06	59.06	1.27	0.043331	0.217	0.260	2.55
Bz 14	Bz 12	3,899.25	3,899.78	1.20	2.50	3,898.05	3,897.28	0.77	60.65	60.65	1.27	0.044498	0.260	0.304	2.55
Bz 42	Bz 41	3,890.99	3,884.53	1.20	1.20	3,889.79	3,883.33	6.46	51.31	51.72	12.49	0.037946		0.038	2.55
Bz 41	Bz 40	3,884.53	3,881.26	1.20	1.20	3,883.33	3,880.06	3.27	54.51	54.61	5.99	0.040066	0.038	0.078	2.55
Bz 40	Bz 39	3,881.26	3,879.34	1.20	1.20	3,880.06	3,878.14	1.92	55.63	55.66	3.45	0.040837	0.078	0.119	2.55
Bz 39	Bz 43	3,879.34	3,875.58	1.20	1.20	3,878.14	3,874.38	3.76	53.55	53.68	7.00	0.039384	0.611	0.651	2.55
Bz 43	Bz 44	3,875.58	3,874.07	1.20	1.20	3,874.38	3,872.87	1.51	53.53	53.55	2.82	0.039289	0.651	0.690	2.55
Bz 44	Bz 22	3,874.07	3,868.92	1.20	1.20	3,872.87	3,867.72	5.15	67.38	67.58	7.62	0.049582	0.690	0.739	2.55
Bz 24	Bz 23	3,868.00	3,868.48	1.20	2.50	3,866.80	3,865.98	0.82	51.15	51.16	1.60	0.037535		0.038	2.55

Bz 18	Bz 53	3,876.88	3,876.31	1.20	1.20	3,875.68	3,875.11	0.57	45.45	45.45	1.25	0.033346	1.304	1.337	2.55
Bz 53	Bz 19	3,876.31	3,875.37	1.20	1.20	3,875.11	3,874.17	0.94	45.45	45.46	2.07	0.033353	1.337	1.371	2.55
Bz 19	Bz 20	3,875.37	3,873.47	1.20	1.20	3,874.17	3,872.27	1.90	59.04	59.07	3.22	0.043339	1.371	1.414	2.55
Bz 20	Bz 21	3,873.47	3,870.50	1.20	1.20	3,872.27	3,869.30	2.97	74.12	74.18	4.00	0.054425	1.414	1.468	2.55
Bz 21	Bz 22	3,870.50	3,868.92	1.20	1.20	3,869.30	3,867.72	1.58	47.67	47.7	3.31	0.034997	1.468	1.503	2.55
Bz 22	Bz 23	3,868.92	3,868.48	1.20	2.50	3,867.72	3,865.98	1.74	17.81	17.89	9.73	0.013126	2.243	2.256	2.55
Bz 23	Bz 25	3,868.48	3,854.02	2.50	1.20	3,865.98	3,852.82	13.16	68.36	69.62	18.90	0.051079	2.293	2.345	2.55
Bz 25	Bz 26	3,854.02	3,842.53	1.20	1.50	3,852.82	3,841.03	11.79	56.24	57.46	20.52	0.042157	2.345	2.387	2.55
Bz 26	Bz 27	3,842.53	3,833.29	1.50	1.50	3,841.03	3,831.79	9.24	54.36	55.14	16.76	0.040455	2.387	2.427	2.55
Bz 27	Bz 28	3,833.29	3,820.98	1.50	1.50	3,831.79	3,819.48	12.31	65.82	66.96	18.38	0.049127	2.427	2.476	2.55
Bz 28	Bz 54	3,820.98	3,812.30	1.50	1.50	3,819.48	3,810.80	8.68	50.42	51.16	16.97	0.037535	2.476	2.514	2.55
Bz 54	Bz 55	3,812.30	3,804.30	1.50	1.00	3,810.80	3,803.30	7.50	49.68	50.24	14.93	0.036860	2.514	2.551	2.55

Fuente: *Elaboración propia*

CUADRO N° 23
DISEÑO HIDRÁULICO DE RED DE ALCANTARILLADO

Buzon Aguas Arriba		Buzon Aguas Abajo		Caudal	Caudal	Longitud	Pendiente	Ø		Ø		Velocidad	8A/D^2	Tanteo	angulo por tanteo	Angulo en radianes	Ancho superficial (T)	Area Hidráulica	N° de Froude	Radio Hidráulico	Esfuerzo Cortante
Descrip.	Cota msnm	Descrip.	Cota msnm	Tramo (m3/s)	Tramo (Lt/s)	Tramo (m)	S (%)	Teórico (m)	(pulg)	Comercial (m)	(pulg)										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Bz 01	3933.65	Bz 49	3928.27	0.00255	2.55	53.88	9.99	0.050	1.962	0.154	6.00	1.497	0.5748	0.5748	89.990	1.5748	0.1091	0.0017	3.8230	0.0141	13.77
Bz 49	3928.27	Bz 02	3922.23	0.00255	2.55	59.26	10.19	0.050	1.955	0.154	6.00	1.508	0.5704	0.5704	89.735	1.5704	0.1089	0.0017	3.8637	0.0140	13.98
Bz 02	3922.23	Bz 03	3913.43	0.00255	2.55	80.59	10.92	0.049	1.930	0.154	6.00	1.548	0.5558	0.5558	88.899	1.5557	0.1081	0.0016	4.0013	0.0138	14.74
Bz 03	3913.43	Bz 09	3909.51	0.00255	2.55	55.80	7.03	0.053	2.096	0.154	6.00	1.312	0.6558	0.6558	94.425	1.6524	0.1132	0.0019	3.1964	0.0153	10.53
Bz 09	3909.51	Bz 48	3904.17	0.00255	2.55	63.03	8.47	0.051	2.024	0.154	6.00	1.407	0.6113	0.6113	92.030	1.6105	0.1110	0.0018	3.5165	0.0146	12.15
Bz 48	3904.17	Bz 12	3897.28	0.00255	2.55	64.20	10.73	0.049	1.936	0.154	6.00	1.538	0.5594	0.5594	89.105	1.5593	0.1083	0.0017	3.9668	0.0138	14.54
Bz 12	3897.28	Bz 15	3894.74	0.00255	2.55	42.24	6.01	0.055	2.158	0.154	6.00	1.237	0.6952	0.6952	96.475	1.6883	0.1151	0.0021	2.9522	0.0159	9.35
Bz 15	3894.74	Bz 16	3886.82	0.00255	2.55	58.39	13.56	0.047	1.853	0.154	6.00	1.679	0.5124	0.5124	86.320	1.5106	0.1056	0.0015	4.4680	0.0131	17.38
Bz 16	3886.82	Bz 17	3880.10	0.00255	2.55	51.59	13.03	0.047	1.867	0.154	6.00	1.653	0.5202	0.5202	86.790	1.5188	0.1060	0.0015	4.3779	0.0132	16.85
Bz 17	3880.10	Bz 18	3875.68	0.00255	2.55	42.63	10.37	0.049	1.948	0.154	6.00	1.518	0.5667	0.5667	89.525	1.5667	0.1087	0.0017	3.8977	0.0139	14.16
Bz 29	3923.46	Bz 02	3922.23	0.00255	2.55	40.46	3.04	0.062	2.452	0.154	6.00	0.958	0.8978	0.8978	106.120	1.8571	0.1233	0.0027	2.0822	0.0186	5.55
Bz 02	3922.23	Bz 50	3917.29	0.00255	2.55	76.57	6.45	0.054	2.130	0.154	6.00	1.270	0.6771	0.6771	95.540	1.6720	0.1143	0.0020	3.0604	0.0156	9.87
Bz 50	3917.29	Bz 51	3912.20	0.00255	2.55	68.95	7.38	0.053	2.077	0.154	6.00	1.336	0.6437	0.6437	93.784	1.6412	0.1127	0.0019	3.2782	0.0151	10.94
Bz 29	3923.46	Bz 04	3914.78	0.00255	2.55	68.63	12.65	0.048	1.877	0.154	6.00	1.635	0.5260	0.5260	87.140	1.5250	0.1064	0.0016	4.3123	0.0133	16.48
Bz 04	3914.78	Bz 30	3912.25	0.00255	2.55	15.73	16.08	0.046	1.794	0.154	6.00	1.790	0.4807	0.4807	84.355	1.4762	0.1036	0.0014	4.8722	0.0125	19.78
Bz 30	3912.25	Bz 31	3908.58	0.00255	2.55	44.79	8.19	0.052	2.036	0.154	6.00	1.390	0.6190	0.6190	92.450	1.6179	0.1114	0.0018	3.4575	0.0147	11.84
Bz 05	3916.12	Bz 34	3913.47	0.00255	2.55	83.48	3.17	0.062	2.433	0.154	6.00	0.974	0.8833	0.8833	105.469	1.8457	0.1228	0.0026	2.1292	0.0184	5.74
Bz 05	3916.12	Bz 04	3914.78	0.00255	2.55	60.04	2.23	0.066	2.599	0.154	6.00	0.853	1.0081	1.0081	110.886	1.9405	0.1271	0.0030	1.7764	0.0200	4.38
Bz 04	3914.78	Bz 03	3913.43	0.00255	2.55	64.36	2.10	0.067	2.629	0.154	6.00	0.834	1.0318	1.0318	111.878	1.9579	0.1278	0.0031	1.7204	0.0203	4.18
Bz 03	3913.43	Bz 06	3911.05	0.00255	2.55	72.94	3.26	0.061	2.420	0.154	6.00	0.984	0.8743	0.8743	105.065	1.8386	0.1225	0.0026	2.1592	0.0183	5.86
Bz 06	3911.05	Bz 07	3907.02	0.00255	2.55	43.07	9.36	0.050	1.986	0.154	6.00	1.461	0.5889	0.5889	90.785	1.5887	0.1099	0.0017	3.6996	0.0143	13.10
Bz 05	3916.12	Bz 33	3912.28	0.00255	2.55	12.73	30.16	0.041	1.595	0.154	6.00	2.265	0.3797	0.3797	77.540	1.3570	0.0967	0.0011	6.702	0.0108	31.88
Bz 33	3912.28	Bz 46	3911.33	0.00255	2.55	35.75	2.66	0.064	2.515	0.154	6.00	0.911	0.9442	0.9442	108.159	1.8928	0.1249	0.0028	1.9434	0.0192	5.01
Bz 46	3911.33	Bz 32	3907.90	0.00255	2.55	12.95	26.49	0.042	1.634	0.154	6.00	2.158	0.3987	0.3987	78.896	1.3807	0.0981	0.0012	6.274	0.0111	28.89
Bz 32	3907.90	Bz 47	3903.79	0.00255	2.55	53.08	7.74	0.052	2.058	0.154	6.00	1.360	0.6323	0.6323	93.170	1.6305	0.1121	0.0019	3.3592	0.0149	11.34
Bz 47	3903.79	Bz 13	3898.80	0.00255	2.55	54.97	9.08	0.051	1.998	0.154	6.00	1.444	0.5957	0.5957	91.163	1.5954	0.1102	0.0018	3.6427	0.0144	12.80
Bz 34	3913.47	Bz 35	3904.54	0.00255	2.55	61.64	14.49	0.046	1.830	0.154	6.00	1.721	0.4999	0.4999	85.552	1.4972	0.1048	0.0015	4.6206	0.0129	18.27
Bz 09	3909.51	Bz 08	3902.22	0.00255	2.55	85.41	8.54	0.051	2.021	0.154	6.00	1.411	0.6096	0.6096	91.933	1.6088	0.1109	0.0018	3.5304	0.0146	12.21
Bz 09	3909.51	Bz 31	3908.58	0.00255	2.55	67.54	1.38	0.072	2.845	0.154	6.00	0.712	1.2082	1.2082	118.910	2.0809	0.1328	0.0036	1.3843	0.0224	3.02
Bz 31	3908.58	Bz 32	3907.90	0.00255	2.55	54.25	1.25	0.074	2.895	0.154	6.00	0.687	1.2516	1.2516	120.560	2.1098	0.1340	0.0037	1.3185	0.0228	2.81
Bz 32	3907.90	Bz 45	3905.80	0.00255	2.55	51.32	4.09	0.059	2.319	0.154	6.00	1.071	0.8031	0.8031	101.774	1.7810	0.1197	0.0024	2.4251	0.0174	6.97
Bz 45	3905.80	Bz 35	3904.54	0.00255	2.55	56.09	2.25	0.066	2.595	0.154	6.00	0.855	1.0056	1.0056	110.782	1.9387	0.1270	0.0030	1.7824	0.0200	4.40

Fuente: Elaboración propia

CUADRO N° 24

DISEÑO HIDRÁULICO DE RED DE ALCANTARILLADO

Buzon Aguas Arriba		Buzon Aguas Abajo		Caudal	Caudal	Longitud	Pendiente	Ø		Ø		Velocidad	8A/D^2	Tanteo	angulo por tanteo	Angulo en radianes	Ancho superficial	Area Hidráulica	N° de Froude	Radio Hidráulico	Esfuerzo Cortante
Descríp.	Cota msnm	Descríp.	Cota msnm	Tramo (m3/s)	Tramo (Lt/s)	Tramo (m)	S (%)	Teórico		Comercial		(m/s)			(°)	(rad)	(m)	(m2)		(m)	(Pa)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Bz 35	3904.54	Bz 36	3901.68	0.00255	2.55	59.35	4.82	0.057	2.249	0.154	6.00	1.139	0.7553	0.7553	99.480	1.7409	0.1178	0.0022	2.6367	0.0167	7.90
Bz 36	3901.68	Bz 37	3899.19	0.00255	2.55	49.64	5.02	0.057	2.233	0.154	6.00	1.156	0.7441	0.7441	98.930	1.7313	0.1173	0.0022	2.6910	0.0165	8.14
Bz 37	3899.19	Bz 38	3886.15	0.00255	2.55	68.55	19.02	0.044	1.739	0.154	6.00	1.906	0.4514	0.4514	82.470	1.4432	0.1017	0.0013	5.3056	0.0120	22.47
Bz 38	3886.15	Bz 39	3878.14	0.00255	2.55	53.84	14.88	0.046	1.821	0.154	6.00	1.738	0.4949	0.4949	85.245	1.4918	0.1045	0.0015	4.6835	0.0128	18.64
Bz 51	3912.20	Bz 52	3909.64	0.00255	2.55	49.14	5.21	0.056	2.217	0.154	6.00	1.173	0.7336	0.7336	98.410	1.7222	0.1168	0.0022	2.7437	0.0164	8.38
Bz 52	3909.64	Bz 07	3907.02	0.00255	2.55	42.04	6.23	0.054	2.144	0.154	6.00	1.254	0.6859	0.6859	95.995	1.6799	0.1147	0.0020	3.0071	0.0157	9.61
Bz 07	3907.02	Bz 08	3902.22	0.00255	2.55	79.90	6.01	0.055	2.158	0.154	6.00	1.237	0.6954	0.6954	96.483	1.6885	0.1151	0.0021	2.9513	0.0159	9.34
Bz 08	3902.22	Bz 10	3900.13	0.00255	2.55	60.41	3.46	0.061	2.394	0.154	6.00	1.006	0.8553	0.8553	104.200	1.8235	0.1217	0.0025	2.2252	0.0181	6.13
Bz 10	3900.13	Bz 11	3898.04	0.00255	2.55	58.58	3.57	0.060	2.380	0.154	6.00	1.017	0.8455	0.8455	103.753	1.8157	0.1214	0.0025	2.2603	0.0179	6.27
Bz 11	3898.04	Bz 12	3897.28	0.00255	2.55	50.69	1.50	0.071	2.800	0.154	6.00	0.735	1.1703	1.1703	117.443	2.0553	0.1318	0.0035	1.4466	0.0219	3.22
Bz 13	3898.80	Bz 14	3898.05	0.00255	2.55	59.06	1.27	0.073	2.888	0.154	6.00	0.691	1.2455	1.2455	120.330	2.1058	0.1338	0.0037	1.3274	0.0228	2.84
Bz 14	3898.05	Bz 12	3897.28	0.00255	2.55	60.65	1.27	0.073	2.889	0.154	6.00	0.691	1.2456	1.2456	120.335	2.1059	0.1338	0.0037	1.3272	0.0228	2.84
Bz 42	3889.79	Bz 41	3883.33	0.00255	2.55	51.72	12.49	0.048	1.882	0.154	6.00	1.628	0.5285	0.5285	87.290	1.5276	0.1065	0.0016	4.2846	0.0133	16.32
Bz 41	3883.33	Bz 40	3880.06	0.00255	2.55	54.61	5.99	0.055	2.160	0.154	6.00	1.235	0.6963	0.6963	96.530	1.6893	0.1152	0.0021	2.9460	0.0159	9.32
Bz 40	3880.06	Bz 39	3878.14	0.00255	2.55	55.66	3.45	0.061	2.395	0.154	6.00	1.005	0.8562	0.8562	104.242	1.8242	0.1218	0.0025	2.2219	0.0181	6.11
Bz 39	3878.14	Bz 43	3874.38	0.00255	2.55	53.68	7.00	0.053	2.097	0.154	6.00	1.310	0.6565	0.6565	94.462	1.6531	0.1133	0.0019	3.1918	0.0153	10.51
Bz 43	3874.38	Bz 44	3872.87	0.00255	2.55	53.55	2.82	0.063	2.487	0.154	6.00	0.931	0.9235	0.9235	107.255	1.8770	0.1242	0.0027	2.0033	0.0189	5.24
Bz 44	3872.87	Bz 22	3867.72	0.00255	2.55	67.58	7.62	0.052	2.064	0.154	6.00	1.352	0.6361	0.6261	92.835	1.6246	0.1118	0.0019	3.4044	0.0148	11.09
Bz 24	3866.80	Bz 23	3865.98	0.00255	2.55	51.16	1.60	0.070	2.765	0.154	6.00	0.754	1.1413	1.1413	116.306	2.0354	0.1310	0.0034	1.4975	0.0216	3.39
Bz 18	3875.68	Bz 53	3875.11	0.00255	2.55	45.45	1.25	0.074	2.895	0.154	6.00	0.687	1.2513	1.2513	120.550	2.1096	0.1340	0.0037	1.3189	0.0228	2.81
Bz 53	3875.11	Bz 19	3874.17	0.00255	2.55	45.46	2.07	0.067	2.636	0.154	6.00	0.829	1.0374	1.0374	112.110	1.9619	0.1280	0.0031	1.7077	0.0204	4.13
Bz 19	3874.17	Bz 20	3872.27	0.00255	2.55	59.07	3.22	0.062	2.427	0.154	6.00	0.979	0.8790	0.8790	105.276	1.8423	0.1226	0.0026	2.1435	0.0184	5.80
Bz 20	3872.27	Bz 21	3869.30	0.00255	2.55	74.18	4.00	0.059	2.329	0.154	6.00	1.062	0.8097	0.8097	102.088	1.7865	0.1200	0.0024	2.3979	0.0174	6.85
Bz 21	3869.30	Bz 22	3867.72	0.00255	2.55	47.70	3.31	0.061	2.413	0.154	6.00	0.989	0.8694	0.8694	104.845	1.8348	0.1223	0.0026	2.1757	0.0182	5.93
Bz 22	3867.72	Bz 23	3865.98	0.00255	2.55	17.89	9.73	0.050	1.972	0.154	6.00	1.482	0.5805	0.5805	90.310	1.5804	0.1094	0.0017	3.7727	0.0141	13.49
Bz 23	3865.98	Bz 25	3852.82	0.00255	2.55	69.62	18.90	0.044	1.741	0.192	8.00	1.901	0.2911	0.2911	70.590	1.2353	0.1112	0.0013	5.5269	0.0113	20.97
Bz 25	3852.82	Bz 26	3841.03	0.00255	2.55	57.46	20.52	0.044	1.714	0.192	8.00	1.961	0.2822	0.2822	69.825	1.2219	0.1101	0.0013	5.7629	0.0111	22.31
Bz 26	3841.03	Bz 27	3831.79	0.00255	2.55	55.14	16.76	0.045	1.781	0.192	8.00	1.817	0.3045	0.3045	71.715	1.2550	0.1127	0.0014	5.2019	0.0116	19.14
Bz 27	3831.79	Bz 28	3819.48	0.00255	2.55	66.96	18.38	0.044	1.750	0.192	8.00	1.882	0.2941	0.2941	70.845	1.2398	0.1115	0.0014	5.4510	0.0114	20.53
Bz 28	3819.48	Bz 54	3810.80	0.00255	2.55	51.16	16.97	0.045	1.777	0.192	8.00	1.826	0.3031	0.3031	71.600	1.2530	0.1126	0.0014	5.2340	0.0116	19.32
Bz 54	3810.80	Bz 55	3803.30	0.00255	2.55	50.24	14.93	0.046	1.820	0.192	8.00	1.740	0.3180	0.3180	72.820	1.2744	0.1142	0.0015	4.9062	0.0120	17.54

Fuente: Elaboración propia

4.2.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS

4.2.3.1. TANQUE SÉPTICO

a) Periodo de retención hidráulica (IS. 020 – 6.2)

$$PR = 1.5 - 0.3 \times \log(P \times q)$$

$$PR = 1.5 - 0.3 \times \log(659 \times 100)$$

$$PR = 0.05 \text{ días}$$

Pero el tiempo mínimo de retención hidráulica será de 6 horas en este caso será de 0.25 días.

b) Volumen de tanque séptico (IS. 020 – 6.3)

$$V_t = V_s + V_d$$

- Volumen de sedimentación V_s

$$V_s = 10^{-3} \times (P \times q) \times PR$$

$$V_s = 10^{-3} \times (659 \times 100) \times 0.25$$

$$V_s = 16.48 \text{ m}^3$$

- Volumen de digestión y almacenamiento de lodos V_d

$$V_d = t \times 10^{-3} \times P \times N$$

$$V_d = 65 \times 10^{-3} \times 659 \times 1$$

$$V_d = 42.84 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_s + V_d$$

$$V_t = 16.48 + 42.84$$

$$V_t = 61 \text{ m}^3$$

Cuando el volumen del tanque séptico supera los 20 m³, se realizará una batería de tanques sépticos según corresponda, por lo tanto se realizará una batería de 4 tanques sépticos y el área a proyectar será de 6 m x 2 m.

c) Profundidad del tanque séptico (IS. 020 – 6.4)

- Profundidad libre $H_o = 0.30 \text{ m}$.
- Espacio de seguridad $H_i = 0.10 \text{ m} + H_o$
 $H_i = 0.10 \text{ m} + 0.30 = 0.40 \text{ m}$
- Profundidad máxima de espuma sumergida

$$H_e = \frac{0.7}{A} \Rightarrow H_e = \frac{0.7}{6 \times 2} \Rightarrow H_e = 0.06 \text{ m}$$

- Profundidad para la sedimentación

Como tenemos 4 tanques sépticos, el volumen de sedimentación para cada tanque será de $V_s = 16.48/4 = 4.12m^3$

$$H_s = \frac{V_s}{A} \Rightarrow H_s = \frac{4.12m^3}{6 \times 2m^2} \Rightarrow H_s = 0.34m$$

- Profundidad de digestión

Como tenemos 4 tanques sépticos, el volumen se digestión para cada tanque será de $V_s = 42.84/4 = 10.71m^3$

$$H_d = \frac{V_d}{A} \Rightarrow H_d = \frac{10.71m^3}{12m^2} \Rightarrow H_d = 0.89m$$

La profundidad total efectiva es: $H_l + H_e + H_s + H_d$

$$H_{total} = H_l + H_e + H_s + H_d$$

$$H_{total} = 0.40 + 0.06 + 0.34 + 0.89 = 1.70m$$

La dimensión final será:

Ancho = 2.0m

Largo = 6.0m

Profundidad = 2.0 m

(Ver plano PT – 2)

4.2.3.2. CÁMARA DE REJAS (Ver plano PT – 3)

A.- DATOS INICIALES

Caudal de Diseño	Q	0.00255	m ³ / s
	Q _{min}	0.00038	m ³ / s
Ancho del Canal	a	0.40	m
Coefficiente de Rugosidad (Manning)	n	0.015	
Perdida de carga admisible		15	cm
Espesor de las Barras	e	1/2	plg
	e	12.700	mm

Valor debe estar entre 5 y 15 mm de espesor y 30 a 75 mm de ancho

Separación entre barras	sb	25.000	mm
--------------------------------	----	--------	----

Valor entre 20 y 50 mm, recomendable = 25 mm, en lugares con deficiente sistema de recolección

Angulo de inclinacion de la barra		60	°
--	--	----	---

este ángulo de be estar entre 45 y 60°

Velocidad de Aproximación	Va	0.450	m/seg
----------------------------------	----	-------	-------

Valor según OS 090, entre 0.3 - 0.60, valor usado comunmente 0.45

Velocidad en las Rejas	Vr	0.600	m/seg
-------------------------------	----	-------	-------

Valor según OS 090, entre 0.60 - 0.75, basado en el caudal máximo horario

B.- CÁLCULOS ANTES DE LA REJILLA

Sección	$A=Q/Va$	0.006	m ²
	Af	0.0085	m ²
Altura	$H = a/A$	0.014	m
	H adoptado	0.50	m
Longitud de rejilla horizontal de la rejilla	$Lr = H/\text{sen}60$	0.58	m
		0.29	m
Radio hidráulico	$Rh = \left(\frac{b \cdot h}{h + b + h} \right)$	0.013	m
Pendiente del cámara de rejas		0.019	%

C.- CÁLCULOS EN LA REJILLA

Area de la rejillas	$A = Q/Vr$	0.006	m ²
Ancho en las rejillas	$b =$	0.400	m
Número de Barras	$\#B=(a-sb)/(e-sb)$	10.000	und
Suma de separacion entre barras	$bg=(((a-sb)/(e+sb))+1)*sb$	273.674	mm
		0.274	m
Velocidad en las Rejas calculado		0.658	m/seg
		OK	
Pérdida de carga	$Hf = (1/0.7)*(V^2-Va^2/2g)$	0.017	m
		1.676	cm

D.- PÉRDIDA DE CARGA

K1		4.000	
	Para un 50% de atascamiento, según OS 090		
K2		1.000	
	Sección rectangular, según OS 090		
K3		1.395	
Pérdida de Carga para el 50% de atascamiento	$K =$	0.102	m
	Si pérdida de carga < 6 = a 0.1 m, colocar una grada de 0.1 m		
Altura Real	$H + K$	0.133	m

D.- PREDIMENSIONAMIENTO

Tiempo de Retención		15.0	seg
	Entre 10 - 15		
Longitud		0.72	m
		1.00	a Usar
Area útil de la plataforma de secado		0.23	m ²
Número de agujeros Ø = 2.5cm, espaciados a 5cm		29.00	Und
	Adoptado	32.00	Und
Longitud de transición			
	$LT = \frac{a-b}{0.828}$	0.70	m
	$LT =$ Adoptado	0.70	m

RESUMEN	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Trans. (m)
Cámara de Rejas	0.40	0.72	0.13	0.70
A Usar	0.40	1.00	0.50	0.70

A las dimensiones, aumentar a cada lado un % de la longitud teórica, para mayor trabajabilidad

4.2.3.3. DESARENADOR (Ver plano PT – 4)

A.- DATOS INICIALES

Caudal de Diseño	Q_{max}	0.00255	m ³ / seg
		220.40	m ³ /día
Caudal medio	Q_{med}	79.12	m ³ /día
Temperatura	T°	15.00	°C
Viscosidad Cinemática del Fluido	U	0.01139	cm ² /seg
Densidad Específica de la partícula - arenas	ρ_a	2.65	Tn/m ³
Densidad Específica del Fluido	ρ_l	1.00	Tn/m ³
Coefficiente de rugosidad en concreto	n	0.015	
Velocidad horizontal	V	0.30	m/seg
		25,920.00	m/día
Diámetro de la Partícula	Ø	0.200	mm

Según OS 090 Partícula mínima a sedimentar en aguas residuales = 0.20 mm

Grado del Desarenador

n = 1: Deflectores Deficientes o sin ellos

La tasa de aplicación

T_a 70.00 m³/m²/h

debe estar entre 45 y 70 m³/m²/h

1680.00 m³/m²/día

B.- CÁLCULOS

Veloc. de Sedimentación de partículas	V_c	0.032	m/seg
Area del desarenador	A = Q/V	0.0085	m ²
Ancho del desarenador	b = (A/1.5)^{0.5}	0.0753	m
	Adoptado	0.40	m
	h	0.0213	m
Tiempo de retención debe estar entre 20 seg y 3 min.	Tr = h/V_c	0.6731	seg
Longitud del desarenador	L = Tr x V	0.2019	m
	L = (V*h*86400)/T_a	0.3280	m
	L = (V*h)/V_c	0.2019	m
	Rh = $\left(\frac{b * h}{h + b + h} \right)$	2.500	a Usar
Radio hidráulico		0.019	m
Pendiente del desarenador		0.018	%

C.- Cálculo del volumen de tolva de sólidos acumulados

Tiempo de operación		7.0	días
Concentración de sólidos arenosos		0.020	m ³ /1000m ³
	V_{sed} = 86.4t_{op}.Q_{med}.C_s	0.957	m ³
Profundidad de tolva de sólidos acumulados	H = V_{sed} / (b * L) / 2	0.48	m
Borde libre		0.30	m
Altura del desarenador	HT = H + h + BL	0.80	m
		0.80	a Usar

Longitud de transición

$$LT = \frac{a - b}{0.828}$$

LT = 0.60 m

LT = Adoptado 0.60 m

RESUMEN	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Transición (m)
Desarenador	0.40	0.33	0.80	0.60
A Usar	0.40	2.50	0.80	0.60

A las dimensiones, aumentar a cada lado un % de la longitud teórica, para mayor trabajabilidad

4.2.3.4. ZANJAS DE INFILTRACION

Resultado de test de percolación 3.40 min/cm (ver anexos)

Se va determinar el área necesaria de infiltración en m²

$$A=Q \text{ (l/día)}/R \text{ (l/m}^2\text{xdía)}$$

Donde:

Q = caudal promedio, efluente del tanque (l/día)

R = coeficiente de infiltración (l/m²xdía)

Con el valor del test de percolación que es 3.40 min/cm en el gráfico de la curva para determinar la capacidad de absorción del suelo (ver anexos), El coeficiente de infiltración determinado es 75 lt/m²xdía.

Luego determinamos en caudal promedio efluente del tanque.

El caudal promedio de las aguas residuales para el presente trabajo es 0.61 Lt/seg, dicho caudal en litros/día es 52,720 lt/día.

De los cuales el caudal del efluente es el 40% del caudal de aguas residuales, por lo tanto este valor es 21,088 Lt/día.

$$A = Q / R$$

$$A = 21,088 \text{ Lt/seg}/75 \text{ lt/m}^2\text{xdía}$$

$$A = 281.17 \text{ m}^2$$

Se adopta un ancho de zanja de 0.90m

Longitud total de zanja es: A/ancho de zanja = 312.41 m

Por lo tanto se determina que el total de zanjas es de 10 unidades con 30 m cada una. (Ver plano PT - 1)

4.2.3.5. LECHO DE SECADO

Según RNE – 2006, será construido con losas de concreto con una pendiente de 1.5% hacia el canal de drenaje. Profundidad útil de 40 cm. Y un borde libre de 0.30 cm.

La arena es el medio filtrante y tendrá un tamaño efectivo de 1mm. Y debajo de ésta se colocará un estrato de grava graduada entre (1/6" y 2"), con un espesor de 0.20m.

Los drenes estará constituidas por tubos de 160 mm, instalados debajo de la grava, con su respectivo válvula de compuerta.

DIMENSIONAMIENTO:

Producción de lodos secos (Pls), de la tabla N° 11, el valor es 0.10 Lt/seg

Y calculamos para un periodo de retención de 150 días.

Asumimos un espesor de lodos de ECL = 0.40m, y el ancho del lecho de secado de 4.40m.

a) cálculo de volumen necesario de lodos

$$V_n = P_{ob} \times Pls \times Tr$$

$$V_n = 659 \times 0.10 \times 150$$

$$V_n = 9,885 \text{ Lt}$$

Cuyo valor en m³ es 9.89 m³

b) Cálculo del área superficial necesaria

$$A_n = V_n / ECL$$

$$A_n = 9.89 / 0.40$$

$$A_n = 24.71 \text{ m}^2$$

c) Longitud del lecho de secado

$$L = A_n / \text{ancho}$$

$$L = 24.71 / 4.40$$

$$L = 5.62 \text{ m}$$

Del cual asumimos una longitud de 5.60m

Por lo tanto el área total para el lecho de secado es de 4.40m por 5.60 m. (Ver plano PT – 5 y PT – 6)

DISCUSIÓN

El presente trabajo tiene como propósito dotar de un sistema de abastecimiento de agua y saneamiento adecuado para mejorar las condiciones de salubridad en los pobladores del centro poblado de Huaraccopata.

De los resultados obtenidos en este trabajo, se puede deducir que aprovechando la topografía de la zona de estudio, disponibilidad de agua de fuente subterránea en las partes altas del poblado, de buena calidad, no presenta turbiedad ni contaminación bacteriológica, buenas condiciones en el sistema de almacenamiento de agua, sistema de aducción, sistema de distribución e instalaciones domiciliarias, plantear que el sistema de abastecimiento de agua potable sea por gravedad sin tratamiento, con los siguientes componentes: construcción de tres nuevas captaciones TIPO I en zonas de ladera para manantiales de afloramiento concentrado; construcción de una cámara unión de caudales para reunir el agua y conducir por una sola línea de conducción; como la diferencia de cotas de la captación y el reservorio difiere en 252.65m se plantea la construcción de tres cámaras rompe presión TIPO 6, para reducir la presión hidrostática en las tuberías a cero y la instalación de tuberías PVC SAP NTP 399.002 en la línea de conducción, de diferentes diámetros y clases de tuberías según la presión de trabajo máximo que alcanzan cada uno de ellos.

Por otro lado, teniendo la disponibilidad suficiente de agua de 1.33 lt/seg, en la captación cuya ubicación está en la parte alta de la población, para una población de 659 habitantes en el año 2032, hay libre disponibilidad de terreno para planta de tratamiento, suelo permeable con suficiente capacidad de absorción, velocidad de percolación de 0.3 cm/min, viviendas con ubicación concentrada. Por estas características antes mencionadas se plantea dotar de un sistema de alcantarillado convencional con su respectiva planta de tratamiento de aguas servidas constituidas por colectores de PVC NTP - ISO 4435 Ø = 160mm S-25 UF, emisores de PVC NTP - ISO 4435 Ø = 200mm S-25 UF, instaladas entre dos buzones, estos son rectos y con pendiente adecuada, para que las aguas servidas generadas en la población sean

recolectadas y conducidas, por gravedad, mediante tuberías, hasta las zonas de tratamiento antes de su vertimiento final.

La revisión bibliográfica y los resultados obtenidos con respecto al planta de tratamiento de aguas servidas, por tratarse de una población rural con 659 habitantes en el año 2032, se plantea la construcción de: una cámara de rejillas, desarenador; una batería de cuatro tanques sépticos como una alternativa para el tratamiento de aguas residuales domésticas en zonas rurales y el número de usuarios también lo ameritan; se propone la instalación de zanjas de percolación por la buena permeabilidad del terreno a poca profundidad y terreno disponible para su instalación.

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

1. De acuerdo a los cálculos de diseño en el mejoramiento del sistema de agua potable, se plantea la construcción de tres captaciones tipo I de manantial, tres cámaras rompe presión tipo 6, una cámara de unión de caudales, 230 m de tubería PVC SAP NTP 399.002 $\varnothing = 1"$, 467 m de tubería PVC SAP NTP 399.002 $\varnothing = 1 \frac{1}{4}"$, 872 m de tubería PVC SAP NTP 399.002 $\varnothing = 1 \frac{1}{2}"$, y 470 m de tubería PVC SAP NTP 399.002 $\varnothing = 2"$.
2. De acuerdo a los cálculos de diseño en el sistema de alcantarillado, se plantea la instalación 3,125 m de tubería PVC NTP - ISO 4435 $\varnothing = 160$ mm S-25 UF (en colectores), 350 m de tubería PVC NTP - ISO 4435 $\varnothing = 200$ mm S- 25 UF (en emisor), 55 und de buzón de concreto armado con tapa metálica.
3. El sistema de tratamiento propuesto está conformado por las siguientes estructuras: una cámara de rejillas, un desarenador, una cámara de distribución de caudales, una batería de cuatro tanques sépticos, una cámara distribuidora de caudales de salida, 300 m de tubería PVC SAL $\varnothing = 4"$ perforada en zanjas de percolación.

5.2. RECOMENDACIONES

- A la organización encargada de la capacitación en el proceso constructivo del proyecto, realizar mayor sensibilización a los pobladores de la zona para los trabajos futuros y para la operación y mantenimiento de la obra.
- Realizar capacitación del potencial humano generando buenos hábitos y prácticas de higiene y lavado de manos.
- Dotar de una buena capacitación a las personas encargadas de la operación y mantenimiento del sistema de agua potable, alcantarillado y planta de tratamiento de aguas servidas.
- Realizar el mantenimiento del tanque séptico una vez por año, y sobre todo en los meses de mayo y junio para aprovechar el secado en periodo de mayor insolación.

CAPITULO VI

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

6.1. BIBLIOGRAFÍA

- Agüero, P. R. (1997) agua potable para poblaciones rurales sistemas de abastecimiento por gravedad sin tratamiento. Lima. Asociación Servicios Educativos Rurales.
- Agüero, P. R., Barrios N. C., Torres R. R. (2009). Guía de orientación en saneamiento básico. Lima. SER.
- Agüero, P. R., Lampoglia., Barrios N. C. (2008) Orientaciones sobre agua y saneamiento para zonas rurales. Lima. Asociación Servicios Educativos Rurales.
- Agua para todos (2009). INFORME FINAL (Producto 3) - Evaluación Independiente del Diseño y Ejecución del Programa. Lima – Perú.
- Calderón C. J. (2004). Agua y saneamiento: el caso del Perú rural, Informe final. Lima. ITDG.
- CEPIS, (2003). Especificaciones técnicas para el diseño de captación de ladera, Lima – Perú.
- CEPIS, (2003). Especificaciones técnicas para el diseño de tanques sépticos, lima – Perú.

- Conza, S. A., Páucar J. (2013). Manual de operación y mantenimiento de sistemas de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento en zonas rurales. Lima – Perú.
- García T. E. (2008). Manual de proyectos de agua potable y saneamiento en poblaciones rurales. Lima. FCPA.
- Gomero G. Niko. (2002). Formulación y evaluación de proyectos. Lima – Perú.
- INEI (2007). Censo XI Nacional – Población y Vivienda. Lima – Perú.
- Jordan D. T. (1988). Sistema de agua potable por gravedad Para poblaciones rurales. Lima. Tecnología Intermedia (ITDG).
- Jouravlev A. (2004). Los servicios de agua potable y saneamiento en el umbral del siglo XXI – CEPAL. Santiago de Chile.
- MINSA. (1997). Manual para la Elaboración de Expediente Técnico y Replanteado. Lima – Perú.
- MINSA. (2011). Reglamento de la calidad del agua para consumo humano. DS N° 031-2010-SA. Lima – Perú.
- MINSA (2012). Recuperado el 25 de junio de 2012, de <http://www.digesa.minsa.gob.pe>
- MVCS. (2013). Plan de mediano plazo: 2013 – 2016 del programa nacional de saneamiento rural. RM N°031-2013-VIVIENDA. Lima – Perú.
- MUÑOZ C. Amílcar. (2008). Caracterización y tratamiento de aguas residuales. México.
- OPS/CEPIS/UNATSABAR (2004). Guía para el diseño y construcción de captación de manantiales. Lima – Perú.
- OPS/CEPIS/UNATSABAR (2005). Guías para el diseño de Tecnologías de alcantarillado. Lima – Perú.
- PNUD (2006). Informe sobre desarrollo humano - Más allá de la Escasez: Poder, pobreza y la crisis mundial del agua, Publicado para el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo.
- RAS (2000). Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Bogotá – Colombia.

- RPP (2014). Recuperado el 22 de agosto de 2014, de <http://www.latinosanpanama2013.com/>
- UNIVO (2012) Recuperado el 29 de noviembre del 2014, de http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/021233/021233_Cap6.pdf.
- Vierendel. (2005). Abastecimiento de agua y alcantarillado. Lima. 3ra edición.

CAPITULO VII

ANEXOS

•

PANEL FOTOGRAFICO



Imagen Arriba: Aforo del caudal del manantial en la captación N° 03
Imagen Abajo: Ubicación de la captación N° 01 y 02





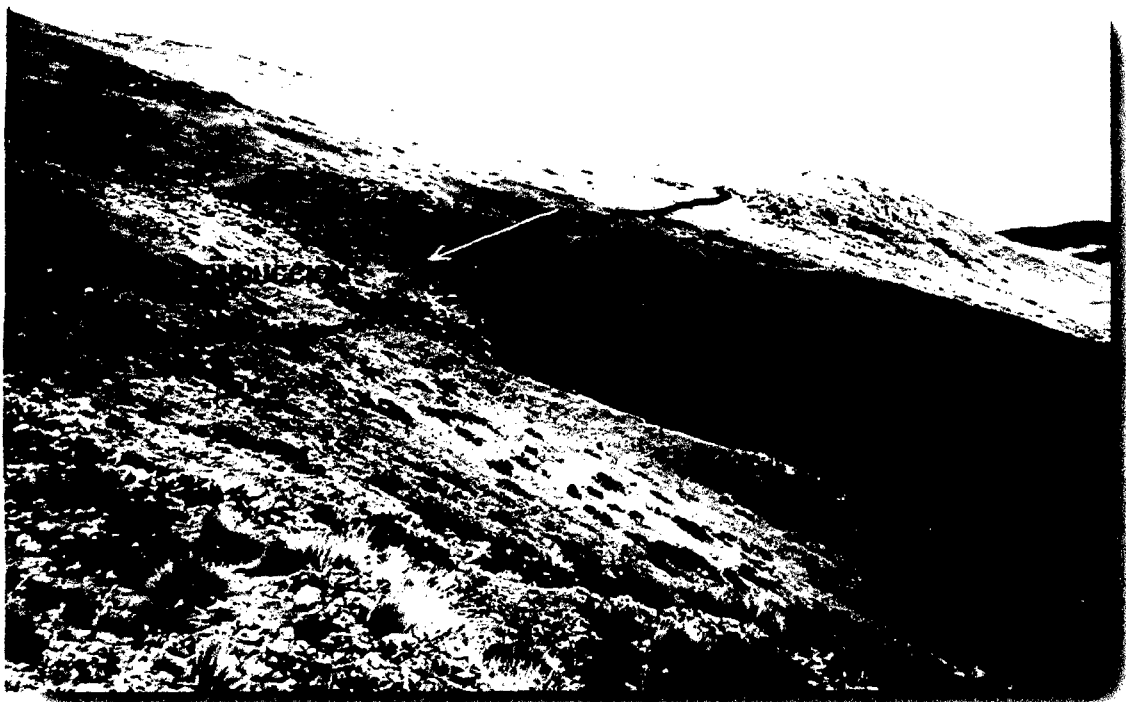
Imagen Arriba: Captación N° 01 y 02 en lugar Ichupucru

Imagen Abajo: Inicio de levantamiento topográfico en la captación





Imagen Arriba: Levantamiento topográfico para agua potable
Imagen Abajo: Línea de conducción



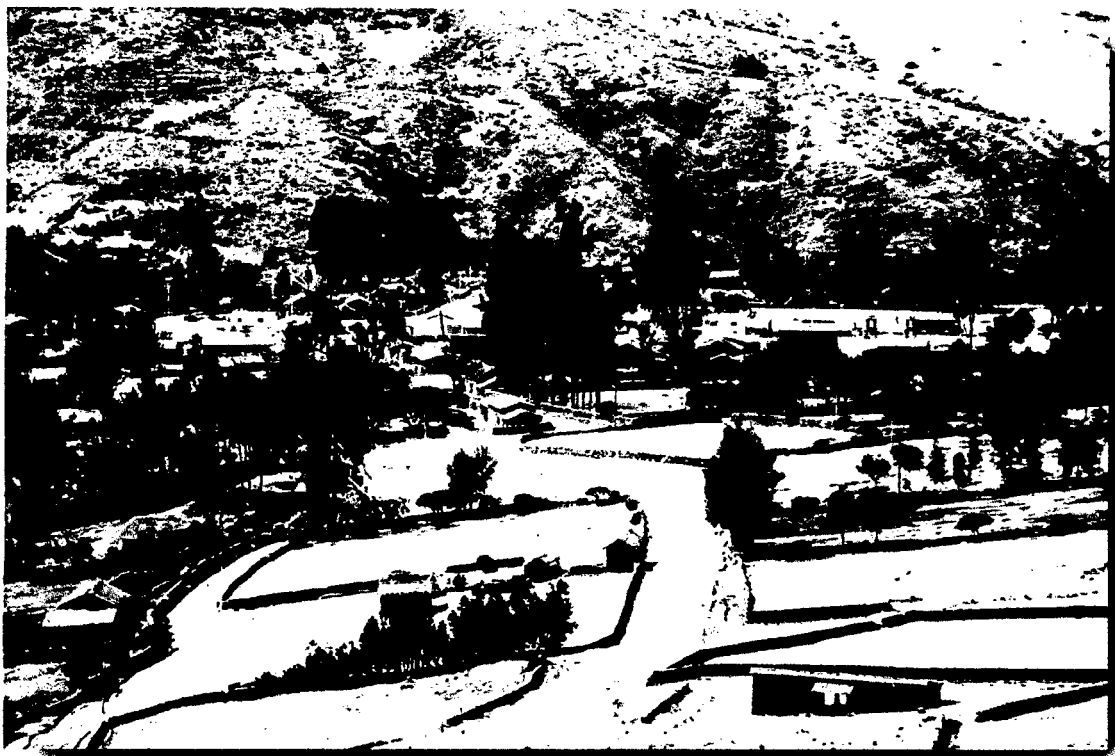


Imagen Arriba: Vista panorámica del centro poblado de Huaraccopata

Imagen Abajo: Lugar donde se ubicará la planta de tratamiento de aguas servidas





Imagen Arriba: Municipio del centro poblado de Huaraccopata
Imagen Abajo: Calles del centro poblado de Huaraccopata



TEST DE PERCOLACION

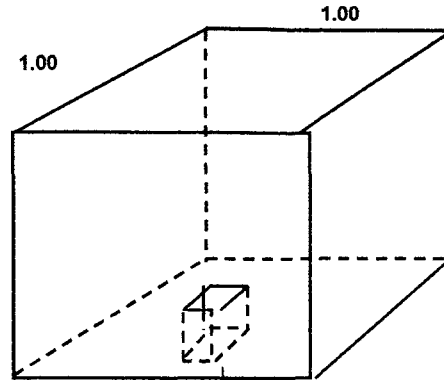
TESIS:

PROPUESTA DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO EN EL CENTRO POBLADO DE HUARACOPATA, DISTRITO DE SECCLLA -
ANGARAES - HUANCARELICA

COMUNIDAD: HUARACOPATA

DISTRITO: SECCLLA

PROVINCIA: ANGARAES



1. REALIZAR EXCAVACION MAYOR DE 1.00 x 1.00 m:

H = 1.80 a 2.00 Si es Pozo de Percolación

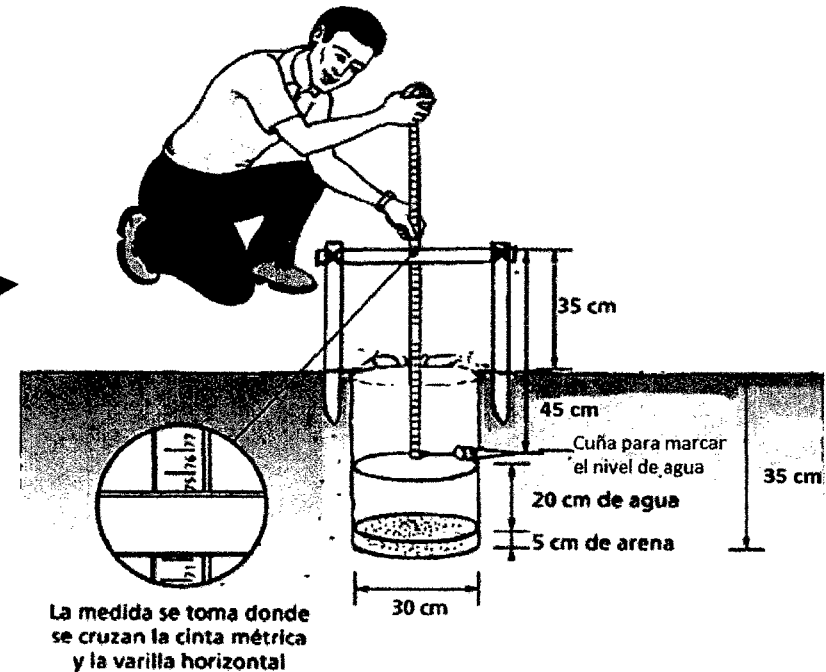
H = 0.80 a 1.20 Si es zanja de Percolación

2. REALIZAR EXCAVACION PEQUEÑA DE LAS SIGUIENTES DIMENSIONES:

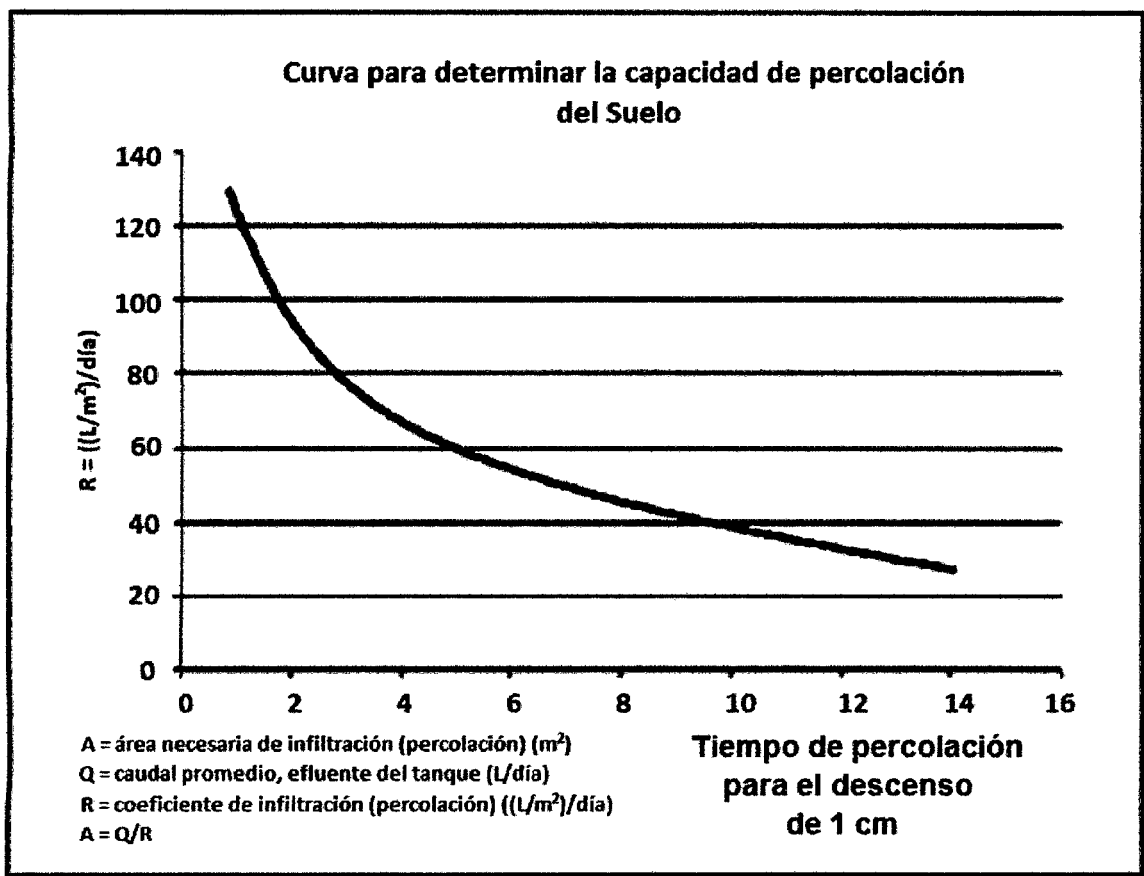
3. Enrasar durante 04 (cuatro horas) de agua la excavación pequeña
4. Ajustar el nivel de agua hasta la cuña
5. Medir con una cinta métrica la distancia entre la superficie del agua y la varilla
6. Anotamos en la planilla la hora y la medida inicial del nivel y esperamos 30 minutos
7. Medimos nuevamente en el pozo 1 y completamos el pozo con agua hasta la cuña
8. Si las últimas tres medidas no difieren en más de 5 mm entre sí, fin de ensayo.

RESULTADOS MUESTRALES

Muestras	HORA	MEDIDA (cm)	Medida Parcial (cm)	PROM.	(min/cm)
1	9:00:00	45		8.50	3.53
	9:30:00	54	9.00		
	10:00:00	53.9	8.90		
	10:30:00	53.8	8.80		
	11:00:00	53.5	8.50		
	11:30:00	53.2	8.20		
2	9:03:00	45		9.20	3.26
	9:33:00	54.3	9.30		
	10:03:00	54	9.00		
	10:33:00	54.5	9.50		
	11:03:00	54.2	9.20		
	11:33:00	53.9	8.90		
pozo 1	3.53				Capacidad de infiltración (min/cm)
pozo 2	3.26				
					3.40



Curva para determinar la capacidad de absorción del suelo





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA Y METALURGIA

LABORATORIO DE ANALISIS INSTRUMENTAL

LA RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE ANALISIS INSTRUMENTAL
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA QUIMICA Y METALURGIA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA,

CERTIFICA,

ANALISIS FÍSICOQUÍMICO Y MICROBIOLÓGICO

LUGAR DE PROCEDENCIA DE LA MUESTRA: HUARACCOPATA DISTRITO DE SECCLLA; PROVINCIA:
ANGARAES; REGION: HUANCAMELICA.

FUENTE: MANANTIAL ICHUPUCRO

TESIS: "PROPUESTA DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO EN EL CENTRO
POBLADO DE HUARACCOPATA, DISTRITO SECCLLA - ANGARAES - HUANCAMELICA"

FECHA DE MUESTREO: 2011 - 07 - 26. (Muestra proporcionada por el cliente).

FECHA DE ANÁLISIS: 2011 - 07 - 27

SOLICITANTE: Tesista

ESTADO/CONDICION: Producto liquido/temperatura ambiente.

PRESENTACION: Botella de polietileno transparente sellado tapa con etiqueta litografiado.

CANTIDAD DE MUESTRA: 1L

PARAMETRO ANALIZADO	UNIDAD	RESULTADO	VALORES GUIA*
MICROBIOLÓGICO			
COLIFORMES TOTALES	UFC/100ml (35-37°C)	3	50
COLIFORMES TERMORESISTENTES	UFC/100ml 44.5°C	0	0
TURBIDEZ	UNT	1,0	5
COLOR VERDADERO	UC	7	15
ALCALINIDAD TOTAL	Mg/L CaCO ₃	80	
pH		7,20	6,5-8,5
Olor		ACEPTABLE	ACEPTABLE
CONDUCTIVIDAD	uS/cm.	130	1500
SOLIDOS TOTALES DISUELTOS	Mg/L	82	1000
SALES	%	0,1	
DUREZA TOTAL	mg/L Ca CO ₃	9,4	10
DUREZA DE CALCIO	mg/L Ca CO ₃	4,8	
DUREZA DE MAGNESIO	mg/L Mg CO ₃	4,3	
ACIDEZ TOTAL	Mg/L CO ₂	2,5	
CONC. DE CALCIO	mg/L	1,3	
CONC. DE MAGNESIO	mg/L	3,3	
CLORUROS	mg/L	3,9	250
SULFATO	mg/L	53	250
NITRATO	mg/L	0,244	10
HIERRO	mg/L	0,0165	0,3

Ayacucho, agosto 27 del 2011

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
Facultad de Ingeniería Química y Metalurgia

Ing. Jurella Alvaraz Alvarado
PROFESORA ASOCIADA
CIP. 29803

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CLASIFICACIÓN Y DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE SUELO DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, INSTALACIÓN DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS EN EL CENTRO POBLADO CCOCHATAY HUARACCOPATA, DISTRITO DE SECCLLA – ANGARAES – HUANCVELICA”

1. GENERALIDADES.

1.1 OBJETO DE ESTUDIO:

El presente informe técnico tiene como objetivo realizar el estudio de mecánica de suelos con fines de evaluar la cimentación del área de estudio asignada y su respectiva clasificación, mediante trabajos de campo, a través de excavaciones, ensayos de laboratorio y labores de gabinete. En base a los cuales se define los perfiles estratigráficos del sub. Suelo sus principales características físicas, mecánicas y sus propiedades de resistencia y deformación, que nos conducen a determinar la profundidad de cimentación y la capacidad portante.

1.2 UBICACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO

El área de estudio del proyecto “MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, INSTALACIÓN DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS EN EL CENTRO POBLADO CCOCHATAY HUARACCOPATA”, se encuentra ubicado en el Centro Poblado Ccohatay – Huaraccopata, Distrito Secclla – Angaraes – Huancavelica.

1.3 ACCESIBILIDAD.

El acceso a la zona de estudio, es desde Ayacucho – Lagunilla – Compania – Santiago de Pischa – Ccayarpachi – Laramate – Julcamarca – Secclla – Huaraccopata, con una carretera asfaltada hasta lagunilla de ahí en adelante por una carretera afirmada en regular estado de conservación.

1.4 CONDICIONES CLIMÁTICAS.

La zona de estudios está caracterizada por ser frígido, éstas se acentúan en el periodo de noviembre a marzo, registrándose una temperatura que oscila de 6° a 20° C, con una temperatura promedio de 15° C. las temperaturas mas bajas se manifiestan en los meses de junio y julio, mientras que las más altas en noviembre y diciembre.

1.5 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El Proyecto consistirá en la construcción de una línea de conducción de agua potable e instalación del sistema de alcantarillado y planta de tratamiento de aguas servidas mejoramiento del mencionado Instituto Educativo con nuevos ambientes.

2.0 SISMICIDAD.

Desde el punto de vista sísmico, el territorio Peruano, pertenece al Círculo Circumpacífico, que comprende las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo y por lo tanto se encuentra sometido con frecuencia a movimientos telúricos. Pero, dentro del territorio nacional, existen varias zonas que se diferencian por su mayor ó menor frecuencia de estos movimientos, así tenemos que las Normas Sismo - resistentes del Reglamento Nacional de Construcciones, divide al país en tres zonas:

Zona 1.- Comprende la ciudad de Iquitos, y parte del Departamento de Iquitos, parte del Departamento de Ucayali y Madre de Dios; en esta región la sismicidad es baja.

Zona 2.- En esta zona la sismicidad es medía. Comprende el resto de la región de la selva, Puno, Madre de Dios, y parte del Cusco. En esta región los sismos se presentan con mucha frecuencia, pero no son percibidos por las personas en la mayoría de las veces.

Zona 3.- Es la zona de más alta sismicidad. Comprende toda la costa peruana, de Tumbes a Tacna, la sierra norte y central, así como, parte de ceja de selva; es la zona más afectada por los fenómenos telúricos.

El área en estudio se encuentra en la Zona II correspondiente a una zona de sismicidad media y con probabilidad de ocurrencia de sismos en la escala de Mercalli modificada de VII a VIII grados de intensidad. Como

se muestra en las Figura N° 1 y figura N° 2 respectivamente se desprende que Asimismo en la figura N° 3 se presenta el mapa de isoaceleraciones del territorio peruano para un periodo de retorno de 475 años.



ZONAS SISMICAS

FACTORES DE ZONA

Zona	Factor de Zona- $Z(z)$
3	0.40
2	0.20
1	0.15

El valor corresponde a la máxima aceleración del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años.

FIGURA N° 01 Mapa de zonificación sísmica del territorio peruano (Según Norma E030: Diseño sísmo resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú)

LABORATORIO DE MECANICA DE
SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS
[Firma]
Ing. Eduardo Alvarado Ramos
JEFE DE LABORATORIO

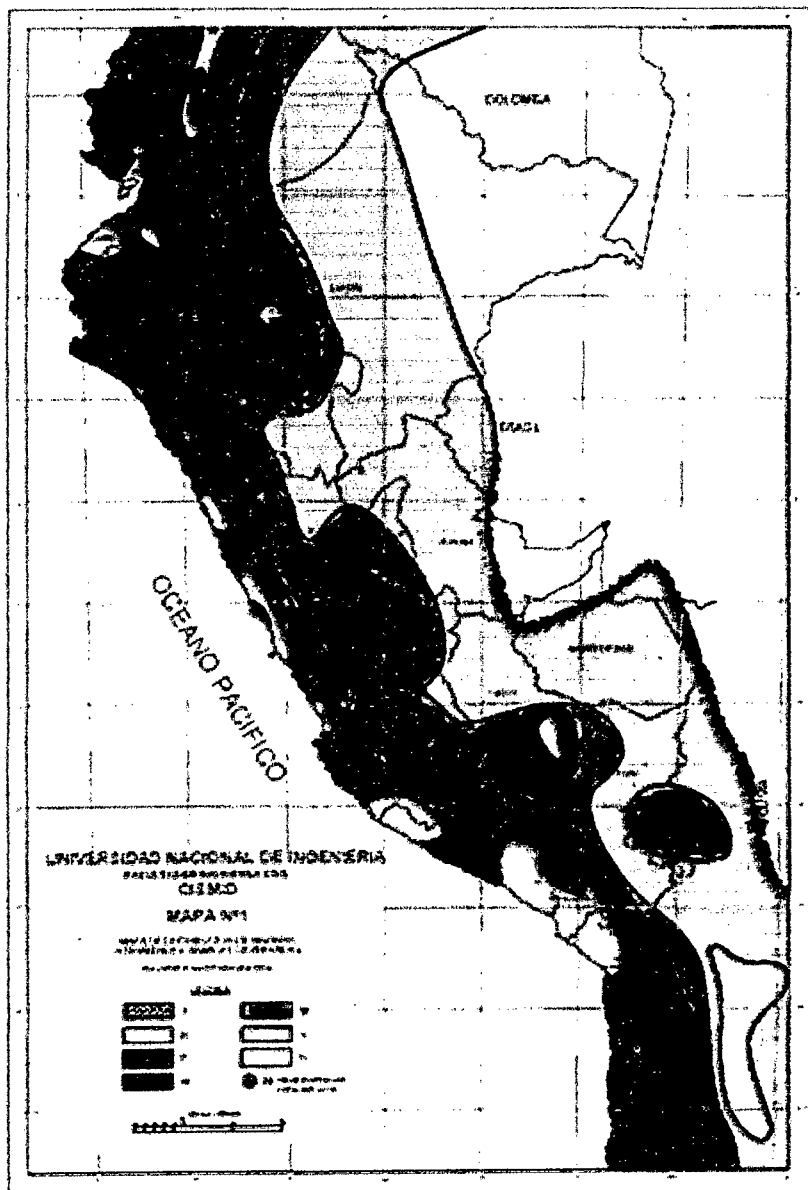


FIGURA N° 02 Mapa de máximas intensidades sísmicas del territorio peruano (Según Norma E030: Diseño sísmo resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú)

LABORATORIO DE MECANICA DE
SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS
[Firma]
Ing. Alfonso Alvarado Ramos
JEFE DE LABORATORIO
CIP. N° 94914

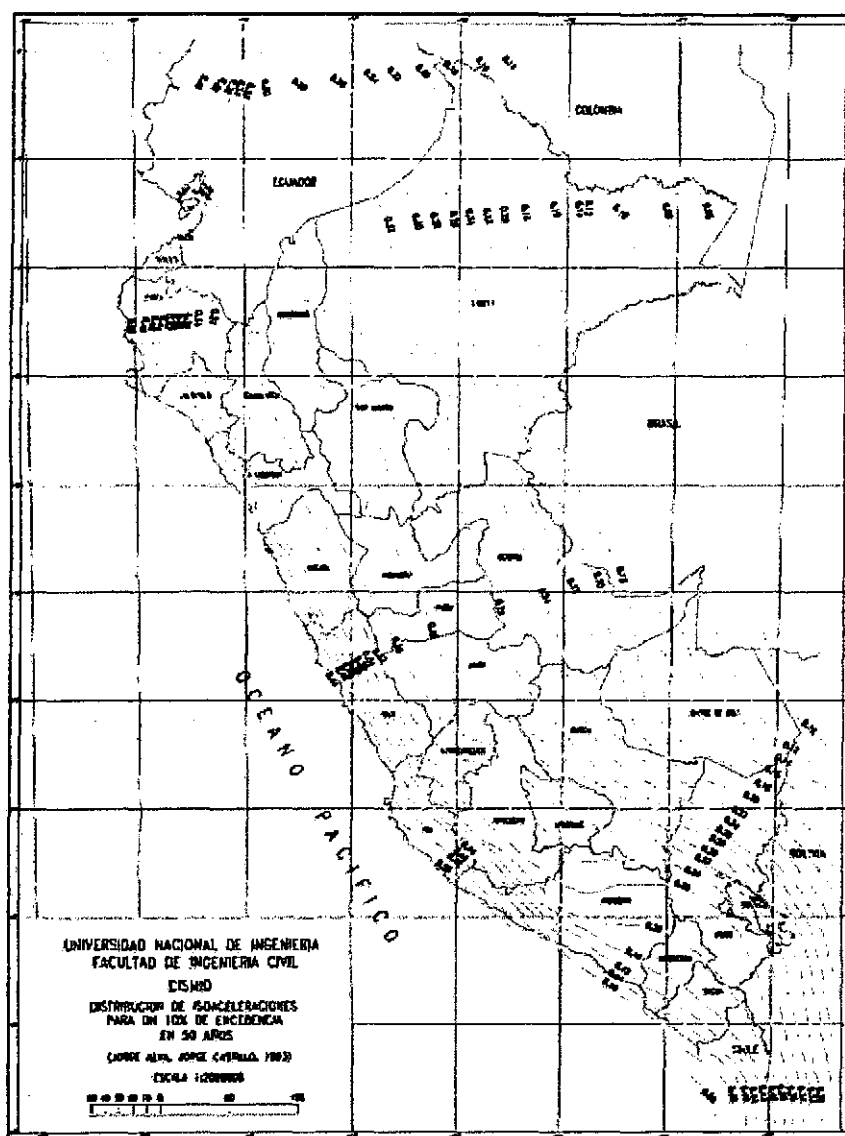


FIGURA N° 03 Mapa de distribución de isoaceleraciones sísmicas del territorio peruano (Sismo con periodo de retorno de 475 años y 10% de probabilidades de ocurrencia durante 50 años-Fuente: (CISMID, Año 1993)

2.3.1 Parámetros de Diseño Sismo Resistente

De acuerdo al reglamento nacional de construcciones y a la Norma Técnica de edificación E-030-Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores:

- (a) Factor de Zona $Z = 0.3$ (**)
(b) Condiciones Geotécnicas

Tommy

El suelo investigado, pertenece al perfil Tipo S2, que corresponde a un suelo intermedio.

(c) Periodo de Vibración del Suelo	$T_p = 0.90\text{seg}$
(d) Factor de Amplificación del Suelo	$S_3 = 1.40$

*El área en estudio, corresponde a la zona 2, el factor de zona se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

3.0 INVESTIGACIONES REALIZADAS:

El programa de trabajo realizado con este propósito ha consistido en:

- Reconocimiento del terreno.
- Recopilación de información.
- Ejecución de calicatas.
- Toma de muestras alteradas.
- Ejecución de ensayos de laboratorio.
- Perfil estratigráfico.
- Análisis de Cimentación.
- Conclusiones y Recomendaciones.

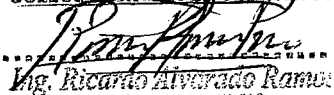
NORMATIVIDAD:

El presente estudio de Suelo con fines de Cimentación esta en Concordancia con la Norma E – 050, de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones, E – 2000 Manual de ensayos de materiales MTC, y las normas ASTM y AASHTO que en ella se mencionan.

3.1 TRABAJOS DE CAMPO:

Se realizó 05 excavaciones o calicatas para la línea de conducción de agua potable y para el sistema de alcantarillado se realizó 06 calicatas en la modalidad de cielo abierto ubicado convenientemente en el área de estudio, con una profundidad aproximada de 1.00 a 1.50m., se tomo una muestras alteradas de las calicatas, esto nos permitirá analizar directamente sus principales características físicas y mecánicas.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE
SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS


Ing. Ricardo Alvarado Ramon

Las muestras obtenidas son de estado disturbado y fueron trasladados al Laboratorio de Mecánica de Suelos de RAPSAC, con su respectiva tarjeta de identificación para los ensayos correspondientes.

3.2 MUESTREO Y REGISTRO DE EXCAVACIONES:

Se obtuvo 01 muestra de cada calicata, luego ensayándolo la muestra más representativa con fines de identificación y clasificación, se realizaron ensayos de densidad natural IN-SITU y ensayos de humedad.

Sistema de Conducción de Agua

CALICATA	PROFUNDIDAD
CC-01 Km. 0+000	1.00 m.
CC-02 Km. 0+500	1.00 m.
CC-03 Km. 1+000	1.00 m.
CC-04 Km. 1+500	100 m.
CC-05 Km. 2+048	1.00 m.

Sistema de Alcantarillado

CALICATA	PROFUNDIDAD
CC-01	1.00 m.
CC-02	1.00 m.
CC-03	1.00 m.
CC-04	1.00 m.
CC-05	1.00 m.
CC-06 Pozo Séptico	1.50 m.

Las calicatas se realizaron con excavación manual, se obtuvo muestras alteradas de cada calicata a las profundidades aproximadas de: 1.00 a 1.50m., por presentar las mismas características, luego se trasladaron al laboratorio para su respectivo análisis, con su respectivo perfil estratigráfico.

LABORATORIO DE MECANICA DE
SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS
[Firma]
Ing. Ricardo Antonio Ramos
JEFE DE LABORATORIO
CIP 19 81213

4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO.

En las muestras obtenidas

Se han efectuado los ensayos Standard de:

- Análisis granulométrico ASTM D 422
- Limite Líquido ASTM D 4318
- Limite Plástico ASTM D 4318
- Clasificación de suelos sistema SUCS ASTM -D 2487
- Contenido de Humedad Natural ASTM D 2937
- Densidad Natural Húmeda ASTM D 2937

4.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS DEL SUB. SUELO.

Las muestras ensayadas se han clasificado usando el sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se adjuntan en los anexos.

4.2 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS.

En base a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se infirió un perfil estratigráfico que se adjunta en el anexo.

5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION.

Basados en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, perfil estratigráfico. características de las estructuras a construir se determina la capacidad admisible y la profanidad mínima de cimentación.

5.1 TIPO DE CIMENTACIÓN.

Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas, se recomienda utilizar una cimentación superficial.

5.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE.

Teniendo un suelo conformado por gravas limosas, gravas limosas mal graduadas, gravas mal graduadas, gravas arcillosas, arenas limosas, arenas arcillosas, arenas limo-arcillosas y arenas arcillosas bien graduadas de clasificación SUCS "GM", "GP-GM", "GP", "GC", "SM", "SC", "SM-SC", "SW-SC" y sus límites de Atterberg y mediante la ayuda de tablas, obtenemos el Angulo de fricción y la cohesión del suelo.

Luego, considerando que la cimentación descansará sobre un suelo medianamente compacto, la teoría de capacidad portante según terzaghi, es como sigue.

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = 1.3c' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$q = q D_f$$

$$q_{ad} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

q_u : Capacidad ultima de carga en (Kg./cm²)

q_{ad} : Capacidad portante admisible en (Kg./cm²)

FS : Factor de Seguridad = 3

γ : Peso específico del suelo

B : Ancho de la calicata en (m)

D_f : Profundidad de la calicata.

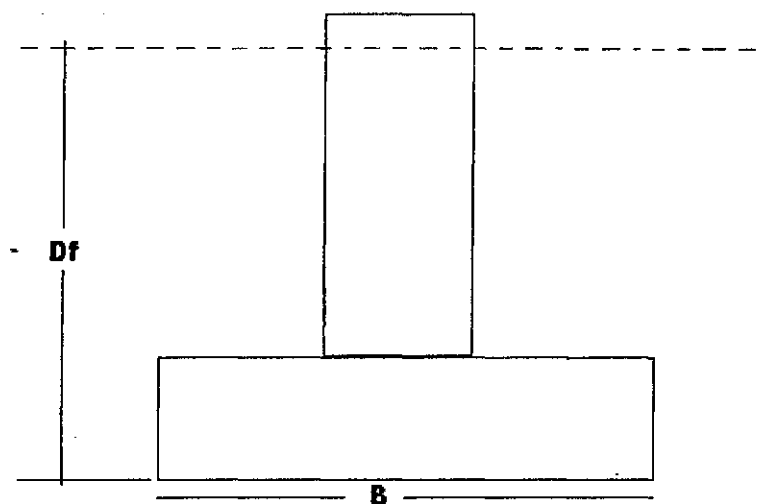
C : Cohesión en (Kg./cm²)

$N_c; N_\gamma; N_q$: son factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción.

Los valores de las capacidades de carga modificados se muestran en la tabla adjuntada al anexo

El ancho y la profundidad de cimentación se muestran en la siguiente figura,

LABORATORIO DE MECANICA DE
SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS
[Firma]
ING. RICARDO ALBERTO BARRAS
SUPERVISOR
CIUT 9014



Los cálculos se realizan tanto para cimentación corrida y cuadrada de acuerdo a las formulas indicadas:

LABORATORIO DE MECANICA DE
SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS
Ricardo Alvarado Encinas
Ing. Ricardo Alvarado Encinas
JEFE DE LABORATORIO
C.R. N° 84914

Calicata CC-06 Alcantarillado (POZO CEPTICO)**a. CIMENTACIÓN CUADRADA.**

Φ	= 27.15°	D_F	= 1.50
FS	= 3	N_c	= 29.57
γ	= 1.20414	N_γ	= 11.87
B	= 1.00	N_q	= 16.16

Remplazando los datos en la formula y empleando un factor de seguridad apropiado, se obtiene una capacidad portante admisible por falla local de:

$$q_u = 3.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 1.26 \text{ Kg/cm}^2$$

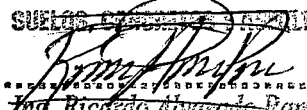
b. CIMENTACIÓN CORRIDA

Φ	= 27.15°	D_F	= 1.50
FS	= 3	N_c	= 29.57
γ	= 1.20414	N_γ	= 11.87
B	= 1.00	N_q	= 16.16

Remplazando los datos en la formula y empleando un factor de seguridad apropiado, se obtiene una capacidad portante admisible por falla local de:

$$q_u = 3.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 1.33 \text{ Kg/cm}^2$$

LABORATORIO DE MECÁNICA DE
SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS

Ing. Ricardo Alvarado Ramos
JEFE DE LABORATORIO
CIP. N° 94814

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a los trabajos de campo y las investigaciones realizadas en las calicatas tenemos:

Suelos conformado por gravas limosas, gravas limosas mal graduadas, gravas mal graduadas, gravas arcillosas, arenas limosas, arenas arcillosas, arenas limo-arcillosas y arenas arcillosas bien graduadas de clasificación SUCS "GM", "GP-GM", "GP", "GC", "SM", "SC", "SM-SC", "SW-SC".

El proyecto "MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, INSTALACIÓN DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS EN EL CENTRO POBLADO CCOCHATAY HUARACCOPATA, DISTRITO DE SECCLLA – ANGARAES – HUANCAVELICA", de acuerdo a los estudios y al perfil estratigráfico se encuentra en un suelo de compacidad semi compacta a compacta.

- La capacidad portante admisible del terreno en la calicata CC-06 alcantarillado (pozo séptico) es: $q_{ad} = 1.26 \text{ kg/cm}^2$; es a la profundidad de 1.50 m.
- De acuerdo a los estudios y al perfil estratigráfico, se recomienda hacer una cimentación mínima de 1.50m.
- La agresión del suelo al cimiento es mínima, por tanto el recubrimiento de las varillas por el concreto, será lo suficiente para un contacto con el suelo, por lo que se puede utilizar cemento portland tipo I.
- Parámetros recomendados Para el análisis sísmico.
Factor de Tipo de Suelo, $S = 1.4$
Factor de Zonificación Sísmica, $Z = 0.3$
Periodo, $T_p = 0.9$
- Se recomienda tener presente las normas vigentes de diseño de sismo resistente para cálculo de las estructuras.
- Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente trabajo, son válidos para el área de estudio asignado.

PARTE 1

Manual de Operación y Mantenimiento de Sistemas de Alcantarillado

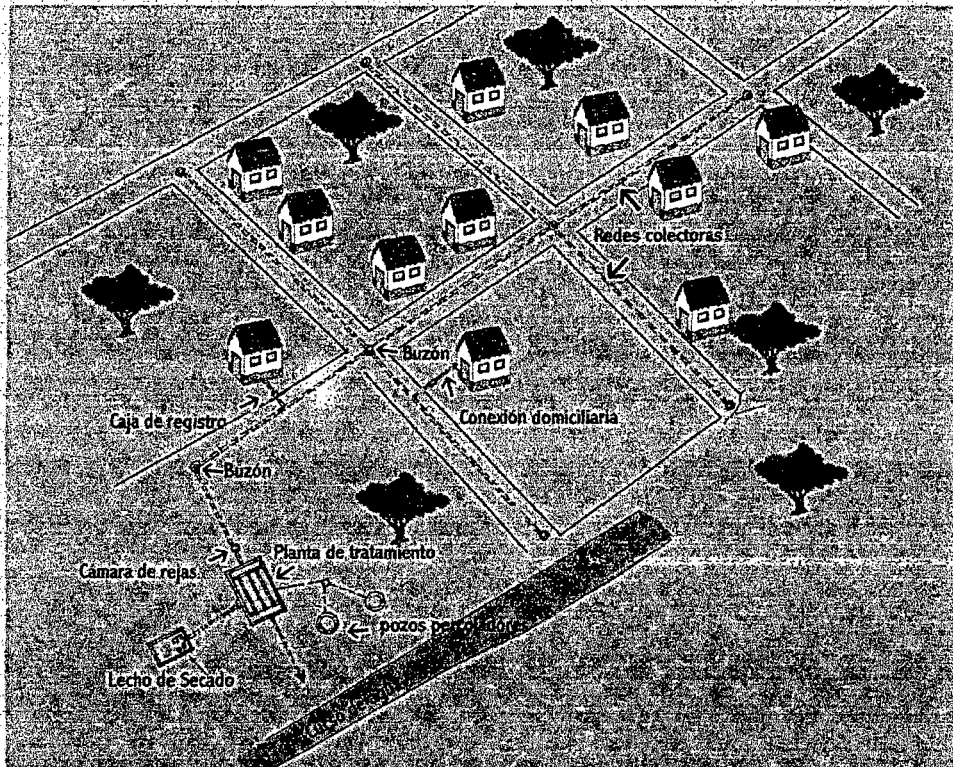
AUTORES

Alejandro Conza y Julio Páucar

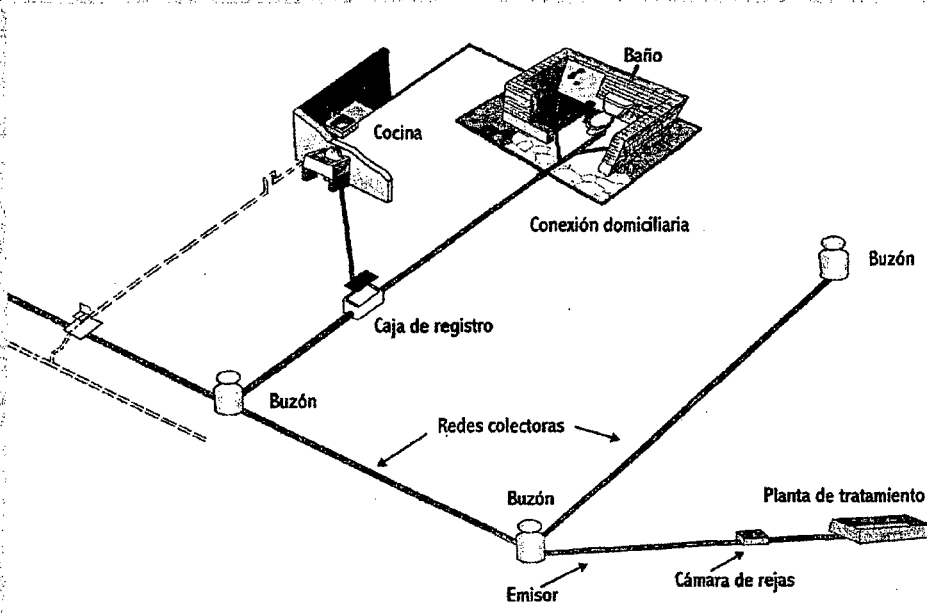
Lima – Perú, 2013

1. Esquema del sistema de alcantarillado convencional

17



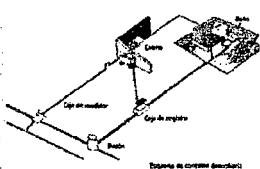
La función principal del sistema de alcantarillado convencional es recolectar las aguas servidas de las conexiones domiciliarias mediante tuberías y estructuras interconectadas y conducir las hasta la planta de tratamiento de aguas residuales. Las aguas residuales son aguas que vienen del lavado de la ropa, del aseo personal y otras mezcladas con excretas y orines humanos, se les llama también, **aguas servidas o aguas negras**.



2. Componentes del sistema

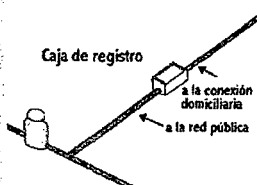
18

Los componentes del sistema son las conexiones domiciliarias, cajas de registro, redes colectoras, línea de conducción, plantas de tratamiento (lagunas de oxidación, tanque séptico, tanque imhoff, etc.) pudiendo ser el destino final un río, una quebrada, una poza de percolación o un biofiltro.



◆ Conexión intradomiciliaria:

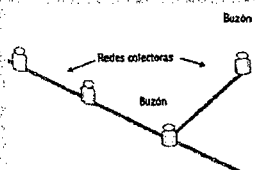
Conjunto de tuberías y accesorios interconectados entre el punto de recolección (baño, cocina) y la caja de registro del desagüe. Sirve para recoger las aguas residuales del interior de la vivienda.



◆ Conexión domiciliar:

Esta ubicada frente a cada vivienda. Comprende la caja de registro y la conexión a la red de alcantarillado.

Recolecta las aguas residuales del interior de la vivienda (inodoro, ducha, lavatorio y lavadero) y las evacua hacia la red colectora. Sirve para la retención de sólidos, inspección y efectuar los desatoros.



◆ Redes Colectoras:

Conjunto de tuberías de diferentes diámetros, ubicadas en las calles, interconectadas mediante buzones, reciben y evacuan las aguas residuales.



◆ Buzones:

Son unidades de inspección y de paso de las aguas residuales, se ubican principalmente en los cruces de las calles, curvas y cambios de pendiente. También se usan para limpiar las tuberías en caso de atoros.



◆ Emisor:

Es la tubería principal que recibe todo el volumen de las aguas residuales procedente de las redes colectoras y las transporta hacia la planta de tratamiento.



◆ Planta de tratamiento:

Conjunto de estructuras que sirven para la digestión de las aguas residuales con el fin de evitar la contaminación y evitar daños a la salud.

3. Operación y mantenimiento de sistemas de alcantarillado convencional

3.1. Operación y mantenimiento de las conexiones intradomiciliarias

19

Consiste en la manipulación de llaves, tapas, eliminación de objetos o materiales sólidos que pueden provocar i) el atoro de los colectores y buzones ii) que las plantas de tratamiento dejen de funcionar o funcionen deficientemente.

◆ Mantenimiento de lavadero multiuso

Mantenimiento preventivo:

1. No echar al lavadero restos de comida u otros sólidos que puedan obstruir la tubería.
2. Mantener la rejilla del lavadero en buenas condiciones.
3. Usar rejillas (mallas) para evitar el ingreso de material extraño al desagüe.
4. Usar la tapa de la rejilla para llenar la poza con agua.
5. Mantener el fondo y las paredes del lavadero limpios, lavar utilizando detergente y escobilla.
6. Revisar y limpiar la trampa "P" o "S" y su registro roscado.
7. Antes de lavar, sacudir las ropas para evitar que restos de tierra y/o arena ingresen al desagüe del lavadero.



◆ Mantenimiento correctivo: Atoros

Caso I: Atoro entre lavadero y caja de registro (tubería de desagüe).

1. Disponer de un desatorador (con mango y chupón de jebe).
2. Llenar parcialmente el lavadero con agua.
3. Colocar el desatorador sobre la rejilla y sostener el mango.
4. Presionar ligeramente el desatorador con movimientos de arriba hacia abajo cuantas veces sea necesario hasta desatorar.
5. Luego de desatorar, abrir la caja de registro, recoja los residuos sólidos y vuelva a cerrar.
6. Cerrar la rejilla y almacenar agua hasta llenar la poza del lavadero.
7. Haga correr el agua almacenada para limpiar el sistema de desagüe.



Caso II: Atoro en la trampa "S" o "P"

1. Mantener cerrado el caño.
2. Colocar un lavatorio vacío debajo de la trampa.
3. Aflojar la rosca del registro de la trampa.
4. Dejar caer el líquido y sólidos almacenados en la trampa.
5. Introducir un hisopo, alambre sin punta aguda por el orificio del registro para retirar los sólidos impregnados.
6. Abrir el caño y dejar correr el agua para limpiar la trampa.
7. Verifique que no haya filtraciones y/o goteras. Si las hubiese, aflojar la rosca del registro y volver a colocarlo nuevamente utilizando cinta teflón.
8. Cierre el caño.



◆ Mantenimiento del inodoro

Operación: Levante la tapa del inodoro antes de realizar una acción.

Mantenimiento preventivo:

1. No echar al inodoro ningún tipo de residuo sólido (trapos, panales, envases de champú, bolsas plásticas, toallas higiénicas, pelotas de plástico, esponjas, etc.).
2. Con ayuda de un palo con trapo atado en su extremo (hisopo) o escobilla cónica de cerdas y detergente limpie interna y externamente el inodoro.
3. Desinfecte el inodoro con una solución de una (01) cucharada de lejía y 20 cucharadas de agua o una solución de seis cucharadas de bicarbonato en dos litros de agua.
4. Para disolver los sarros, echar ácido muriático y mantenerlo tapado por dos horas.



Mantenimiento correctivo: Atoros

1. Disponga de un desatorador (mango de madera y chupón de jebe).
2. Disponga de agua en baldes y en el tanque del inodoro.
3. Coloque el desatorador en el orificio de salida del inodoro.



4. Coja el desatorador por el mango y presiónelo suavemente hacia abajo.
5. Repita cuantas veces sea necesario de arriba hacia abajo hasta desatorar.
6. Echar el agua del balde al inodoro, bajar la palanca del inodoro y dejar correr el agua.
7. Tapar el inodoro.

21

◆ Mantenimiento de la ducha

Mantenimiento preventivo

1. No deje cabellos, envases de champú, restos de jabón u otros sólidos que puedan obstruir la tubería.
2. Mantenga la ducha con rejilla en buen estado.
3. Limpie con detergente y/o producto desinfectante (2 en 1).
4. Antes de utilizar la ducha límpiese los pies y/o sandalias de la tierra o arena.

Mantenimiento correctivo: Atoros

1. Disponga de una manguera de jebe de 3/8" o 1/2" de diámetro.
2. Quite la tapa del sumidero roscado de la ducha.
3. Retire todo material extraño (cabellos, restos de jabón, etc.) depositado en la rejilla o registro.
4. Tome la manguera, conecte uno de los extremos al caño más cercano y el otro en el registro roscado de la ducha.
5. Abra el caño para provocar la salida de agua (chorro) por la manguera con la mayor presión posible.
6. Mantenga unos minutos la manguera con el chorro en el sumidero roscado de la ducha para eliminar los sólidos que obstruyen el paso del agua.
7. Una vez desatorado cierre el caño, retire la manguera y vuelva a tapar el sumidero roscado.



Recomendaciones:

- ◆ La operación y el mantenimiento de las conexiones intradomiciliarias deben asumirla los propietarios o inquilinos.
- ◆ La JASS sólo debe recomendar y asesorar la operación y mantenimiento de conexiones intradomiciliarias.
- ◆ El baño debe contar con ventanas, tubería de ventilación y trampas de desagüe (sello hidráulico).

3.2. Operación y mantenimiento de la caja de registro

Protección personal:

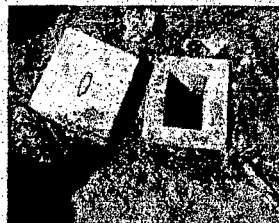
- ◆ Colóquese los guantes.
- ◆ Use jabón germicida para bañarse al terminar el trabajo.
- ◆ Lave y desinfecte sus herramientas con una solución de cal, cloro o lejía.

Operación:

1. Levante con cuidado la tapa de la caja de registro.
2. En previsión a la presencia de algún gas tóxico, deje abierta la tapa por unos minutos.
3. Cierre los caños y deje de usar por unos minutos el módulo sanitario.
4. Taponar la tubería de entrada con un trapo o esponja.

Mantenimiento preventivo:

1. Retire la basura circundante a la caja de registro.
2. Deje la tapa abierta por unos minutos en previsión de presencia de gases tóxicos.
3. Tape la tubería con esponja o trapo.
4. Retire los sólidos depositados en el fondo de la caja.
5. Deposite los sólidos extraídos en una bolsa plástica para enterrar o llevar a lugares adecuados lejanos de la población.
6. Desinfecte los bordes de la caja usando una (1) medida de lejía por 20 medidas de agua.
7. Retire el trapo o esponja de la tubería de entrada.
8. Coloque la tapa correctamente en la caja de registro.



Mantenimiento correctivo:

1. Retire o levante la tapa de la caja de registro.
2. Evalúe las condiciones de deterioro de la tapa.
3. Si el caso amerita cambie la tapa con otra de similares características (concreto o metal) o resane las partes dañadas con mortero de cemento: arena en iguales proporciones.



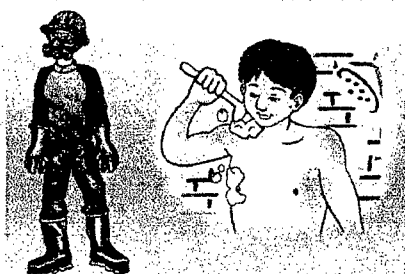
3.3. Operación y mantenimiento de las redes colectoras y emisor

23

La operación de las redes colectoras consiste en mantener el flujo durante la evacuación de aguas residuales.

Protección personal:

- ❖ Use equipo de protección personal para prevenir accidentes y enfermedades.
- ❖ Use jabón germicida para bañarse al final del trabajo.
- ❖ Lave y desinfecte sus herramientas con una solución de cal, cloro o lejía.



Operación:

- ❖ Destape el buzón 30 minutos antes de iniciar las labores para liberar los gases tóxicos del sistema de alcantarillado.

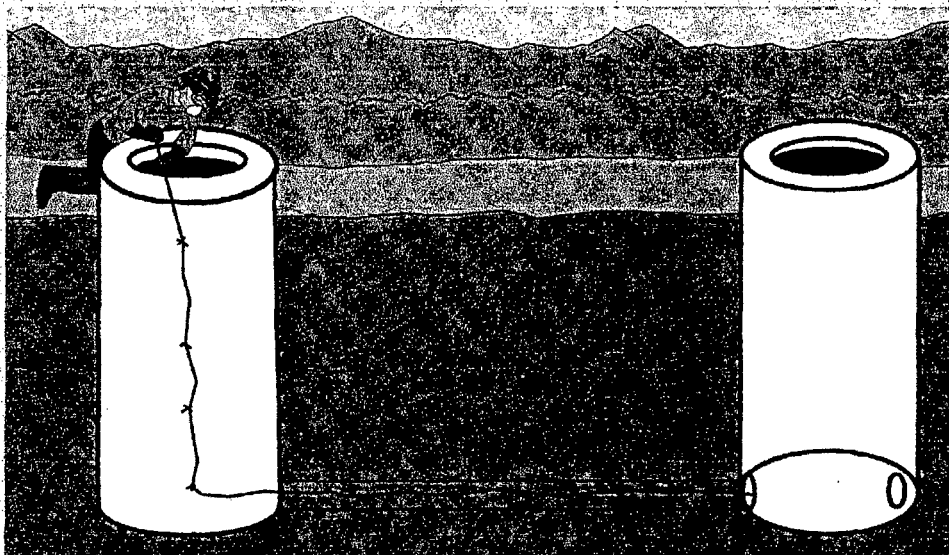
Mantenimiento preventivo:

1. Identificar zonas (tramos) con mayor incidencia de atoros y/o con baja pendiente.
2. Programar la limpieza periódica de las zonas críticas.
3. Realizar las inspecciones oculares siguientes:
 - ❖ El estado general de las instalaciones.
 - ❖ Ocurrencia de obstrucciones.
 - ❖ Detección de conexiones clandestinas.
 - ❖ Detección de zonas vulnerables, fugas o ruptura de tuberías.
4. Con ayuda de una linterna o espejos inspeccione internamente las tuberías.
5. Disponga de agua en cilindros colocados cerca a los buzones.
6. Realice la limpieza de los ramales haciendo fluir chorros de agua a presión entre buzón y buzón.
7. Retire la basura y los sólidos depositados en el buzón.
8. Eliminar la basura o los sólidos en lugares apropiados que no generen riesgo a la salud y al ambiente.
9. Registre la información de las acciones realizadas en su respectivo cuaderno.

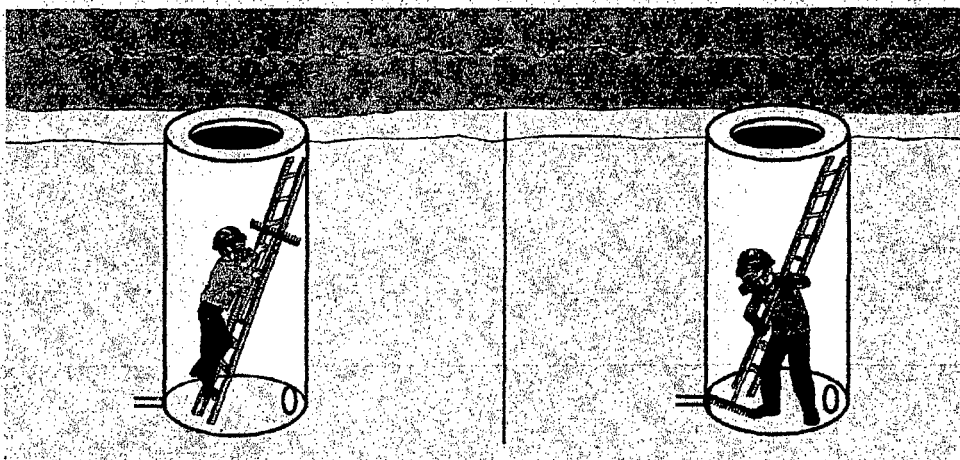
Mantenimiento correctivo

Caso I: En caso de presentarse atoros

1. Avisar a los miembros del consejo directivo de la JASS y usuarios del servicio ubicados antes y entre los tramos con atoro, para que cierren la llave de paso y dejen de utilizar los lavaderos y sanitarios.
2. Disponga de varillas acoplables o alambres y cilindros con agua.
3. Localice el atoro.
4. Colocarse el equipo de protección personal.
5. Destapar los buzones anterior y posterior al tramo atorado y dejarlo abierto por 30 minutos para que los olores fuertes y los gases peligrosos se liberen.
6. Introduzca las varillas y/o alambón por el buzón hasta el punto de desatoro.



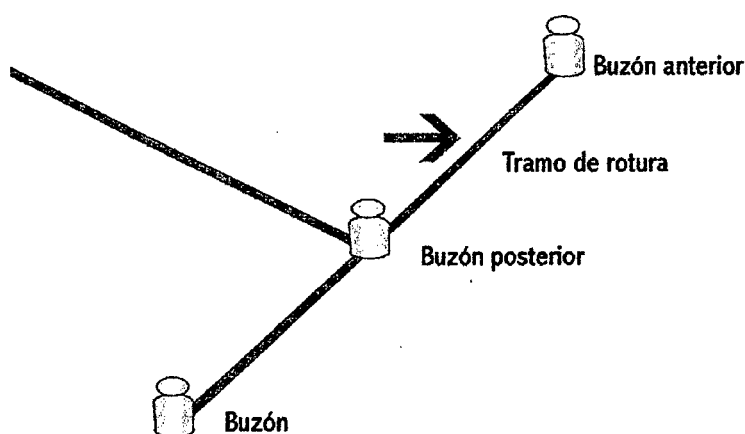
7. Gire constantemente la varilla hasta desatorar.
8. Ingrese al buzón con una escalera y con un rastrillo retire los materiales y sedimentos que obstruyan la tubería.



9. Finalmente echar abundante agua para comprobar el paso libre por la tubería.
10. Limpie los residuos sólidos arrastrados por el agua y que se depositaron en el buzón posterior.
11. Cierre con cuidado los buzones. Estos deben quedar bien cerrados para evitar accidentes y el ingreso de objetos que puedan provocar nuevos atoros.

Caso II: Ruptura o rajadura en las tuberías

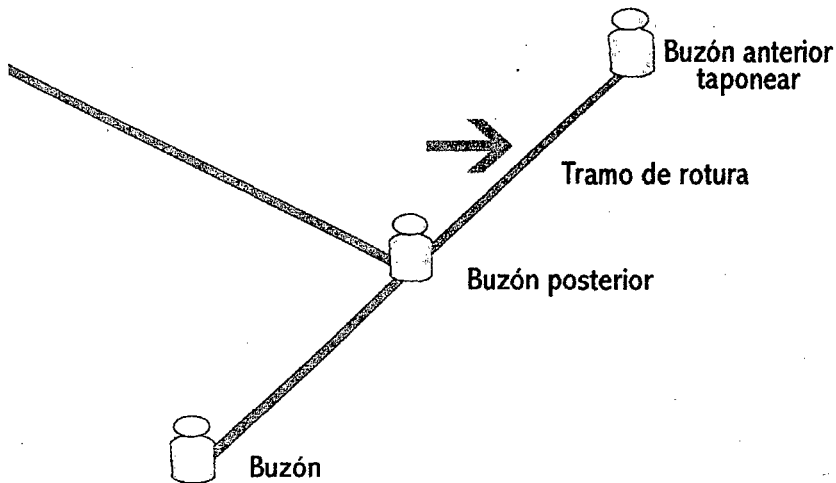
1. Avisar a los miembros del CD y usuarios(as) de las viviendas que están ubicadas antes y entre los tramos con rotura, para que cierren la llave de paso y dejen de utilizar los lavaderos y sanitarios.
2. Localizar el tramo con rotura.
3. Colocarse el equipo de protección personal.
4. Destapar los buzones anterior y posterior al tramo con rotura y dejarlo así por 30 minutos para que los olores fuertes y los gases peligrosos se liberen.



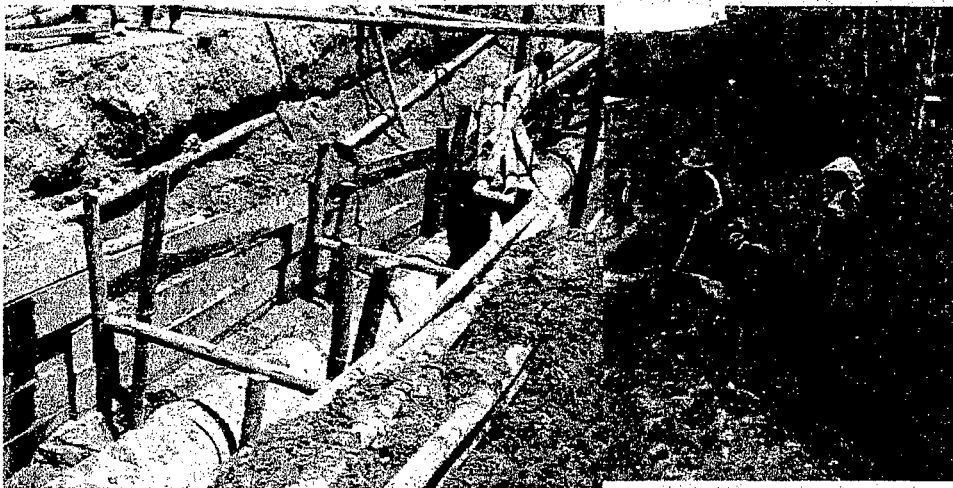
5. Abrir la zanja en el tramo de la rotura hasta dejar libre la tubería.



6. Taponar con costales de arena o bola de jebe la tubería del buzón anterior al tramo con rotura para evitar el paso del desagüe.



7. Si el caso amerita, efectuar un by pass (puente) temporal de las aguas servidas.
8. Proceder con el corte y cambio de la tubería rota o rajada.



9. Preparar una cama de arena o tierra zarandeada en una altura aproximada de 10 a 15 cm.
10. Rellenar la zanja compactando la tierra en capas de 20 cm.
11. Quitar el tapón.

3.4. Operación y mantenimiento de buzones

27

Protección personal:

- ❖ Equipo de protección personal para prevenir accidentes y enfermedades.
- ❖ Jabón germicida para bañarse al final de las labores.
- ❖ Lavar y desinfectar las herramientas luego de utilizarlas con una solución de cal, cloro o lejía.



Operación:

- ❖ Destape el buzón y deje 30 minutos antes de iniciar las labores para liberar los gases tóxicos que pudiera haber en las tuberías.

Mantenimiento preventivo:

1. Remueva la basura circundante al buzón.
2. Levante la tapa del buzón y espere que se liberen los gases tóxicos.
3. Retire la basura y los sólidos que se encuentren dentro del buzón.
4. Con la ayuda de una linterna o espejos inspeccione internamente las tuberías.
5. Coloque correctamente y con cuidado la tapa del buzón.
6. Elimine la basura o los sólidos en lugares que no genere riesgo en la salud ni en el ambiente.
7. Registre la información de las acciones realizadas en su respectivo cuaderno.



Mantenimiento Correctivo:

1. Retire la tapa del buzón y deje abierta por 30 minutos para liberar los gases tóxicos que pudiera haber en las tuberías.
2. Evalúe el estado de la tapa del buzón.
3. Cambie la tapa en caso lo requiera por otra de similares características y dimensiones.
4. Evalúe el estado del fondo y muros laterales del buzón.
5. Si el caso amerita resane las partes dañadas con mortero de cemento: arena en iguales proporciones.
6. Cierre el buzón colocando con cuidado la tapa.



CUADRO N° 01					
FRECUENCIA DE MANTENIMIENTO DE ALCANTARILLADO CONVENCIONAL					
N	DESCRIPCIÓN	FRECUENCIA DE MANTENIMIENTO			
		SEMANAL	MENSUAL	SEMESTRAL	ANUAL
A	INODORO-DUCHA-LAVADERO	●			
B	CAJA DE REGISTRO		●		
C	RED COLECTORA				
1	Mantenimiento preventivo-identificación de zonas con mayor incidencia de atoros		●		
2	Limpieza de la red colectora			●	
3	Verificación del estado de las tuberías(rajaduras, rupturas y conexiones clandestinas)			●	
4	Limpieza preventiva de toda la red según zonificación pre establecida.				●
D	BUZONES				
1	Limpieza de buzones			●	
E	MANTENIMIENTO CORRECTIVO		Según necesidad		

CUADRO N° 02	
REGISTRO DE OCURRENCIAS	
Ocurrencia N°:	Fecha:/...../.....
Condominio:	Manzana:
Propietario/a:	
INSPECCIÓN DE ALCANTARILLADO CONVENCIONAL	
I. RAMAL DE ALCANTARILLADO O TUBERIA PRINCIPAL:	
Tramo:	Calle:
Estado:	
II. BUZONES	
Tramo:	Calle:
Estado:	
III. INSTALACIONES DOMICILIARIAS:	
Tramo:	Calle:
Estado:	
Recomendaciones:	
Operador:	Firma:

PARTE 2

Operación y Mantenimiento de
Tanques Sépticos

3. Operación y mantenimiento de tanques sépticos

38

3.1. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE CÁMARA DE REJAS

Protección personal:

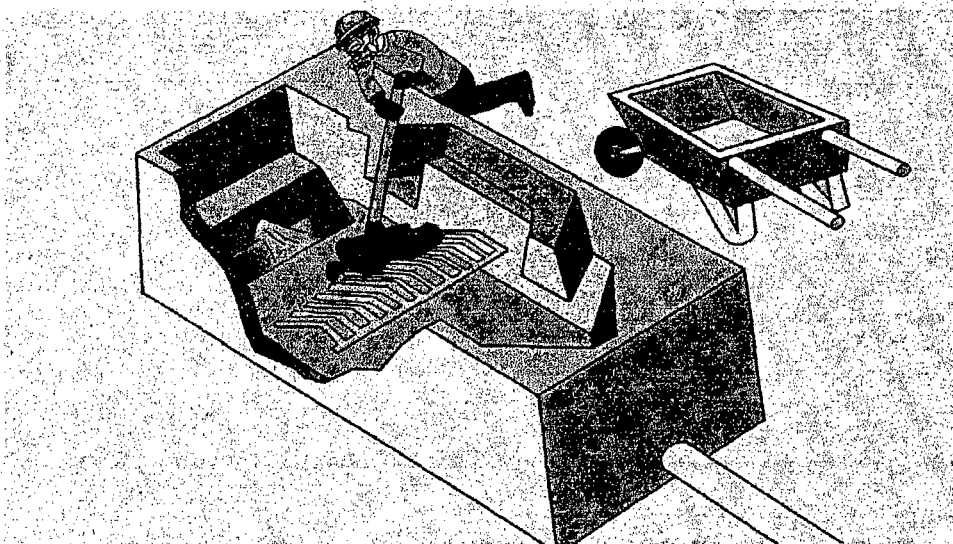
1. Use equipo de protección personal para prevenir accidentes y enfermedades.
2. Use jabón germicida para bañarse al final de las labores.
3. Desinfecte sus herramientas con una solución de cal, cloro o lejía.

Operación:

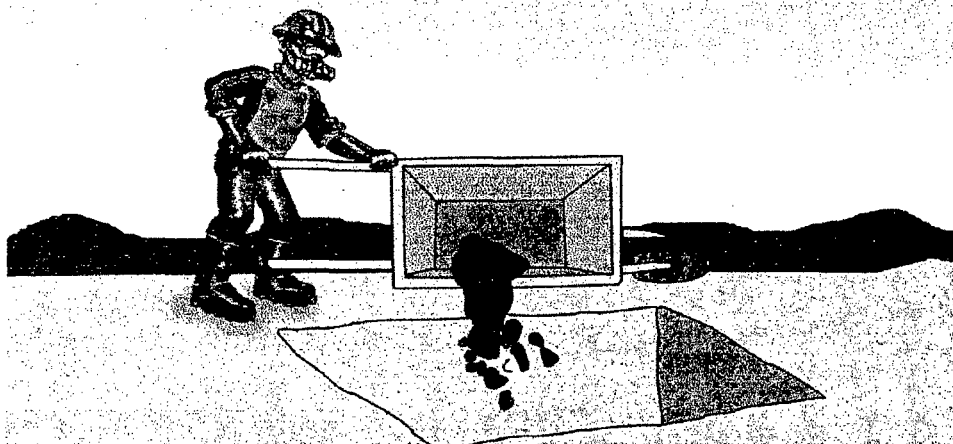
1. Levante y baje la tapa según la acción a realizar.

Mantenimiento:

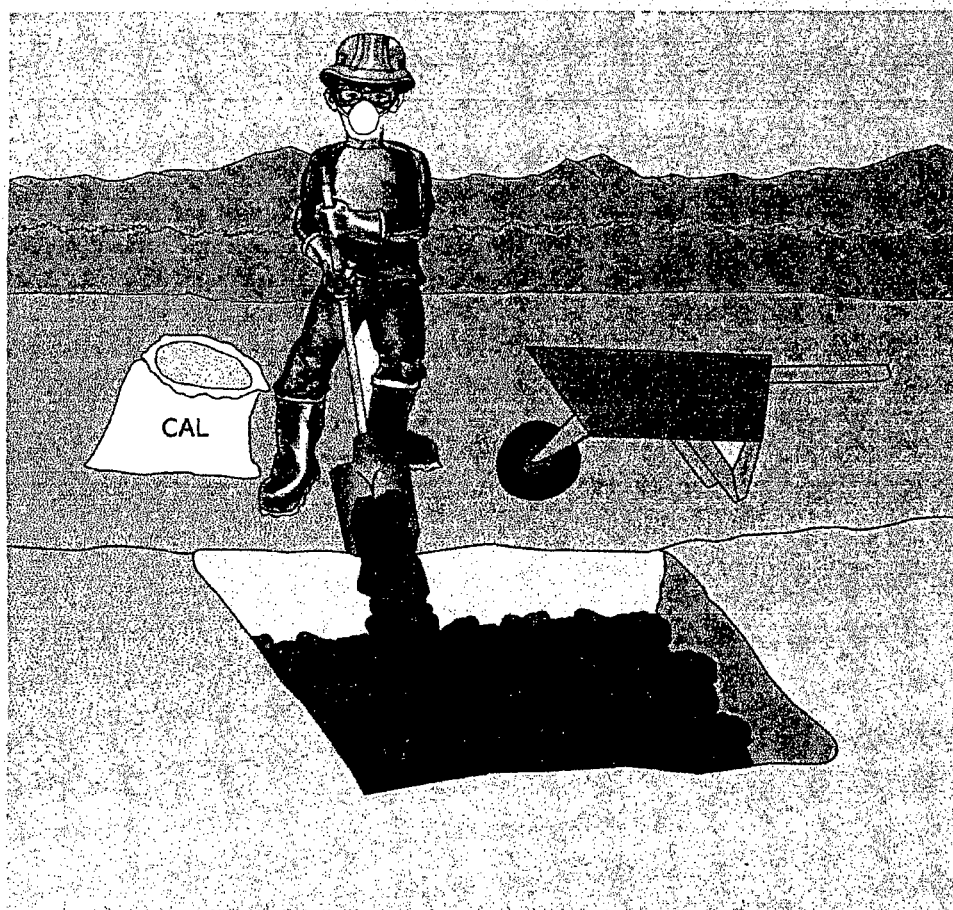
1. Limpie con la ayuda de un rastrillo, el material retenido.



2. Coloque el material recogido sobre la plataforma de la rejilla con el fin de que se escurra.
3. Vierta el material recogido a un cilindro con pequeños agujeros en la base para que el agua termine de escurrir y drenar.
4. Disponga los desechos en un relleno sanitario municipal o en lugares apropiados que no ponga en riesgo la salud de las personas y/o contamine el medio ambiente.



5. Rocíe los desechos con cal antes de ser enterrados para evitar la presencia de insectos, roedores y malos olores.



3.2. ARRANQUE DEL TANQUE SÉPTICO

Operación:

1. Abra la tapa del buzón de inspección del tanque séptico y cierre cuando haya concluido la labor.

Arranque:

1. Llene parcialmente el tanque séptico con agua.
2. Inocule el tanque séptico con cinco baldes de lodo proveniente de otro tanque séptico para acelerar el desarrollo de microorganismos anaeróbicos o use excremento de animales de corral.
3. Cierre con cuidado la tapa de la cámara de inspección del tanque séptico.

Recomendaciones:

1. Para el arranque escoja el momento de mayor temperatura en la zona.
2. Use excremento en descomposición procedente de animales que comen hojas.
3. Realice la limpieza anualmente o antes si es necesario.

3.3. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL TANQUE SÉPTICO

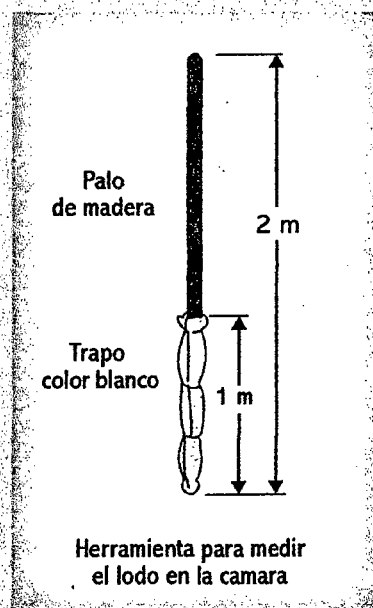
Protección personal:

1. Use equipo de protección personal para prevenir accidentes y enfermedades.
2. Use jabón germicida para bañarse al final de las labores.
3. Desinfecte sus herramientas con una dilución de cal, cloro o lejía.

Medición de la profundidad de lodos:

Se deberá medir la profundidad de lodos en el tanque o pozo al menos una vez al año.

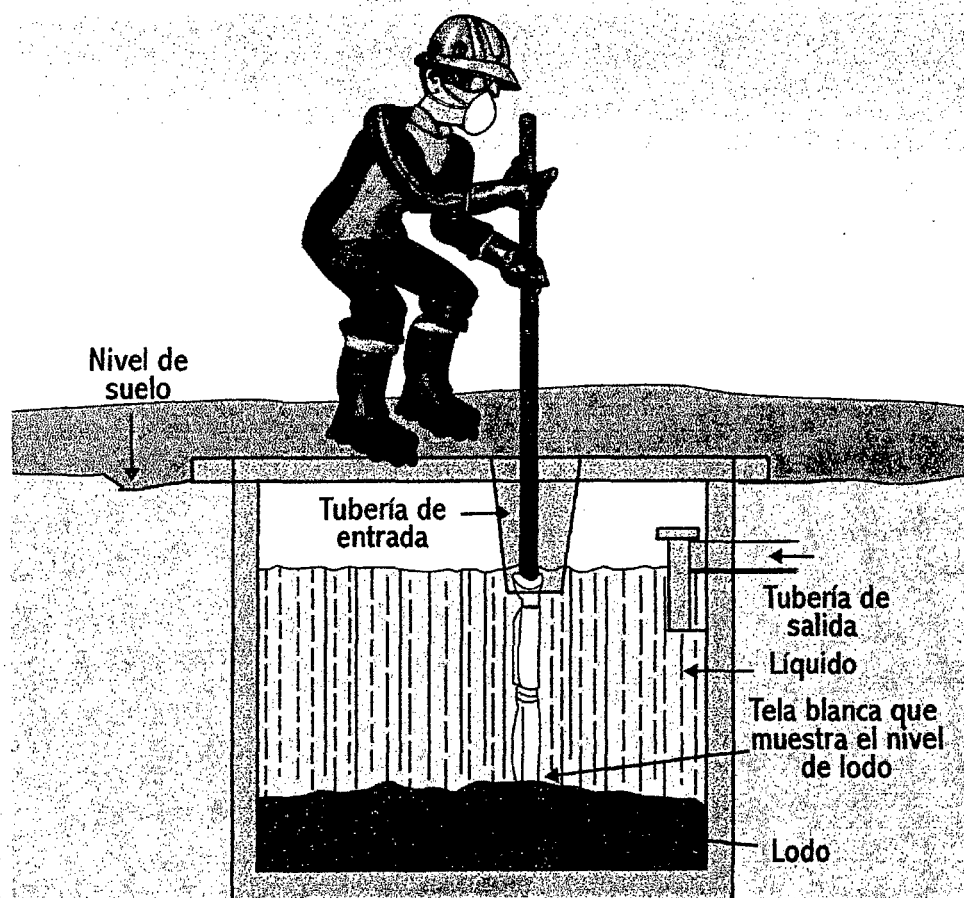
1. Envuelva una tela (felpa) de color claro alrededor de un palo de 2 m. o más de longitud y sujételo con cuerdas en varias partes de la tela.
2. Para medir, baje el palo a través de la tubería sumergida hasta el fondo de la cámara.



3. Deje el palo por unos minutos.
4. Saque lenta y cuidadosamente el palo.
5. Mida la altura alcanzada por las partículas oscuras del lodo.
6. Registre la altura alcanzada por el lodo (formato del cuadro N° 02).

Operación:

1. Levante con cuidado la tapa del buzón de inspección y deje ventilar por 30 minutos antes de iniciar las labores.
2. Abra completamente la válvula de lodos y ciérrelo cuando haya concluido la labor.



Mantenimiento preventivo

1. Inspeccione el tanque séptico para verificar el estado de conservación o vulnerabilidades.
2. Limpie externamente retirando piedras, plantas y todo material extraño.
3. Inicie la limpieza del tanque séptico cuando el fondo de la capa de nata se encuentre a unos ocho centímetros por debajo del dispositivo de salida o cuando la capa de lodos se encuentre a 0,30 m por debajo del dispositivo de salida.
4. Abra al tope la llave de válvula de lodos.
5. Deje escurrir los lodos hacia el lecho de secado hasta que se observe diluido o quede entre 15% a 20% de lodos como inoculante.
6. No lave ni desinfecte las paredes para que quede como siembra bacteriana (inoculante).
7. Cierre la válvula de lodos.
8. Baje la tapa del buzón de inspección.
9. Ponga en marcha el servicio.

Mantenimiento correctivo

1. Si hay deterioros en las tapas de los buzones de inspección cambie por otra con características similares.
2. Si detecta paredes rajadas o tarrajeo deteriorados resane con una proporción igual de arena fina y cemento.
3. Si se detecta filtraciones en el tanque opte por el resane o la construcción de otra.

Recomendaciones:

1. No encienda fósforos, antorchas o cigarrillos cuando abra la tapa de los buzones o inspeccione interiormente.
2. Evite respirar gases tóxicos.
3. Para determinar el momento de la limpieza del tanque considere los siguientes criterios:
 - a) Espesor de la capa de nata;
 - b) Espesor de la capa de lodo, y
 - c) Ubicación del nivel del deflector o prolongación del dispositivo de salida.
4. Realice la limpieza según el cuadro de frecuencia de mantenimiento.
5. La limpieza debe realizarse entre dos personas y el ingreso al tanque por alguna razón justificada debe realizarse atado de una soga.

6. Si se percibe mal olor eche pequeñas cantidades de cal diluida en agua.
7. Referencialmente, la altura de lodos es un tercio de la altura del líquido.

43

3.4. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA CÁMARA DISTRIBUIDORA

Protección personal:

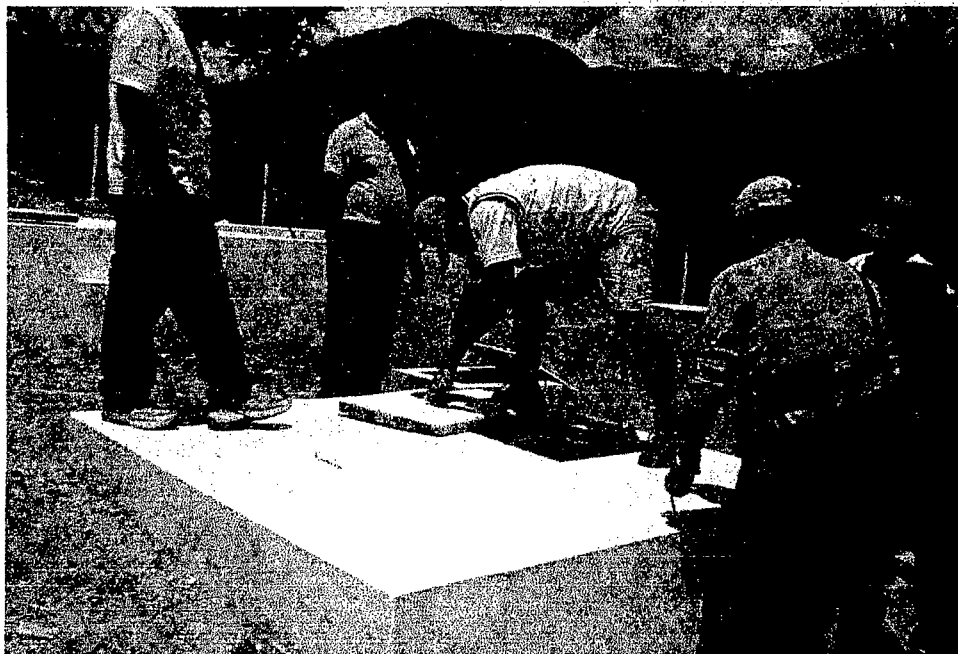
1. Use equipo de protección personal para prevenir accidentes y enfermedades.
2. Use jabón germicida para bañarse al final de las labores.
3. Desinfecte sus herramientas con una solución de cal, cloro o lejía.

Operación:

1. Levante con cuidado la tapa de la cámara distribuidora y cierre cuando haya concluido las labores.
2. En previsión a la presencia de algún gas deje ventilar unos minutos.

Mantenimiento preventivo:

1. Inspeccione la caja distribuidora para verificar la presencia de sedimentos o sólidos que pudieran afectar la distribución del agua residual hacia la poza de percolación.
2. Proceda a la limpieza recogiendo los sólidos y materiales extraños.
3. Regule la salida del agua hacia cada poza de percolación.
4. Coloque la tapa de la cámara distribuidora.



3.5. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE POZA DE PERCOLACIÓN

Protección personal:

1. Use equipo de protección personal para prevenir accidentes y enfermedades.
2. Use jabón germicida para bañarse al final de las labores.
3. Desinfecte sus herramientas con una solución de cal, cloro o lejía.

Operación:

1. Levante con cuidado la tapa del buzón de inspección y deje ventilar por 30 minutos antes de iniciar las labores.
2. Concluidas las labores, coloque con cuidado la tapa.

Mantenimiento preventivo:

1. Inspeccione periódicamente las posibles obstrucciones en las paredes y piso de la poza de percolación.
2. Retire todo material extraño de la tapa y contorno de la poza de percolación.
3. Si el caso requiere ingrese al tanque, limpie las hierbas y obstrucciones de los orificios de las paredes y el piso.

Mantenimiento correctivo

1. Si hay afloramiento y estancamiento de líquidos en la cámara de infiltración luego de haber efectuado el mantenimiento preventivo, construir otra cámara.
2. Si las tapas del buzón de inspección se encuentran deterioradas o rotas cambie por otra de características similares.

3.6. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA VÁLVULA DE LODOS

Protección personal:

1. Use equipo de protección personal para prevenir accidentes y enfermedades.
2. Use jabón germicida para bañarse al final de las labores.

Operación:

45

1. Inspeccione que los lodos que deben pasar al lecho de secado de lodos sean de color negrozco y textura granular. Se comprueba cuando se observa una separación inmediata de los lodos y el agua donde se encuentran suspendidos.
2. Levante la tapa de la caja de válvulas.

Mantenimiento:

1. Limpie la caja de válvulas.
2. Maniobre la válvula en uno y otro sentido.
3. Engrase y aceite la válvula.
4. Repinte la válvula.
5. Repinte la caja de válvulas y deje secar.
6. Vuelva a cerrar la caja de válvulas.

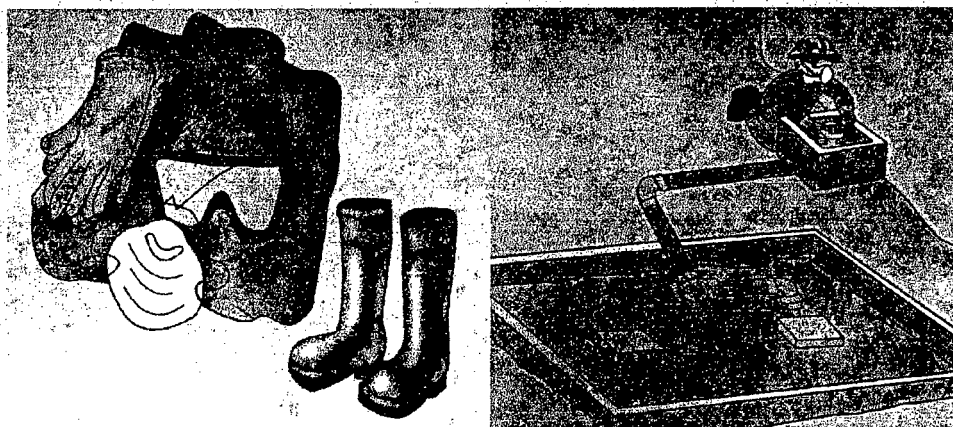
3.7. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL LECHO DE SECADO DE LODOS

Protección personal:

1. Use su equipo de protección personal para prevenir accidentes y enfermedades.
2. Use jabón germicida para bañarse al final de las labores.
3. Desinfecte sus herramientas con una dilución de cal o cloro.

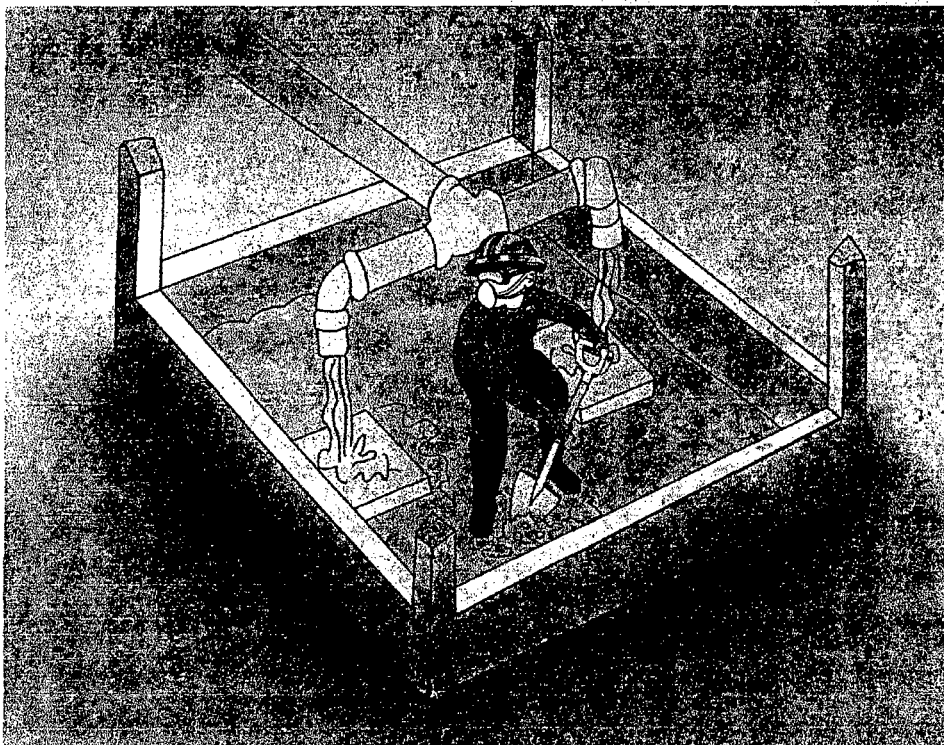
Operación:

1. Abra la válvula de lodos y deje escurrir los lodos hacia los lechos de secado.

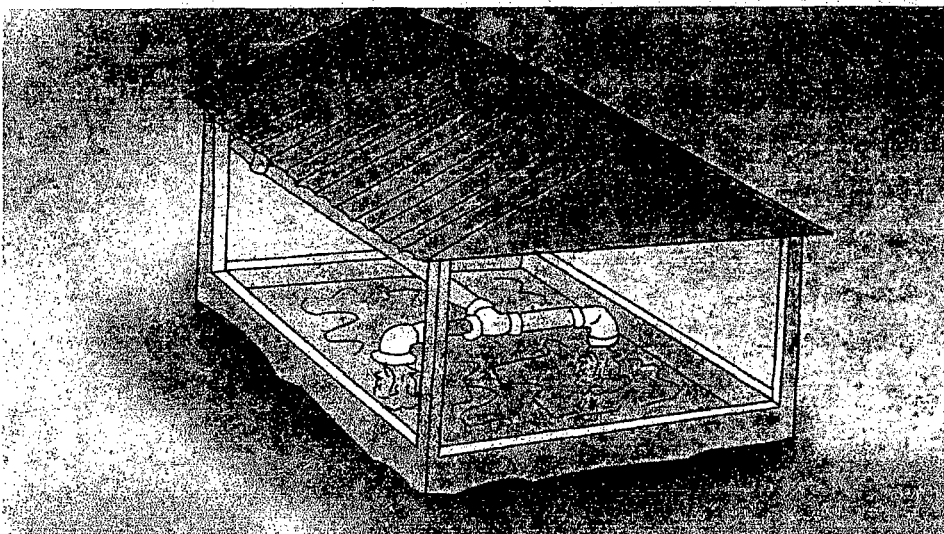


Mantenimiento en el manejo de lodos:

1. Retire los lodos secos del lecho de secado de lodos.

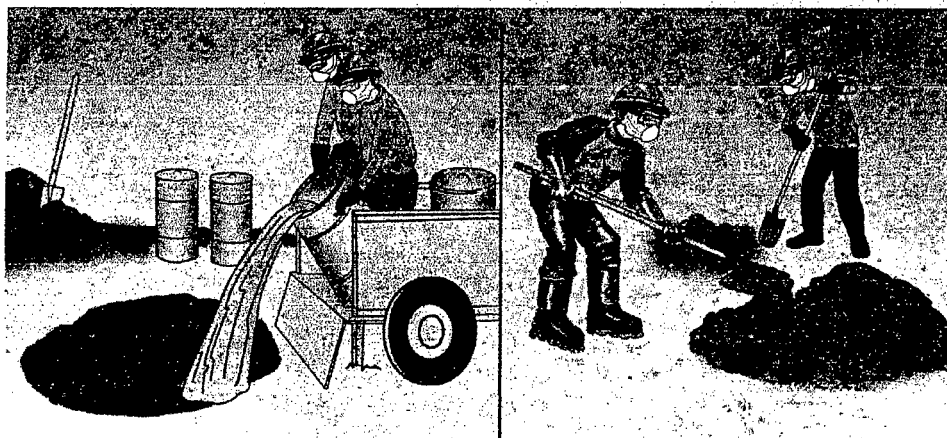


2. Mantenga la tubería de distribución a la misma altura para que los lodos se distribuyan uniformemente.
3. Con ayuda de una lampa distribuya los lodos uniformemente.
4. Deje los lodos por un periodo mínimo de seis meses para su descomposición y evitar la contaminación.



5. Entierre los lodos secos o traslade a un campo para uso agrícola.

47

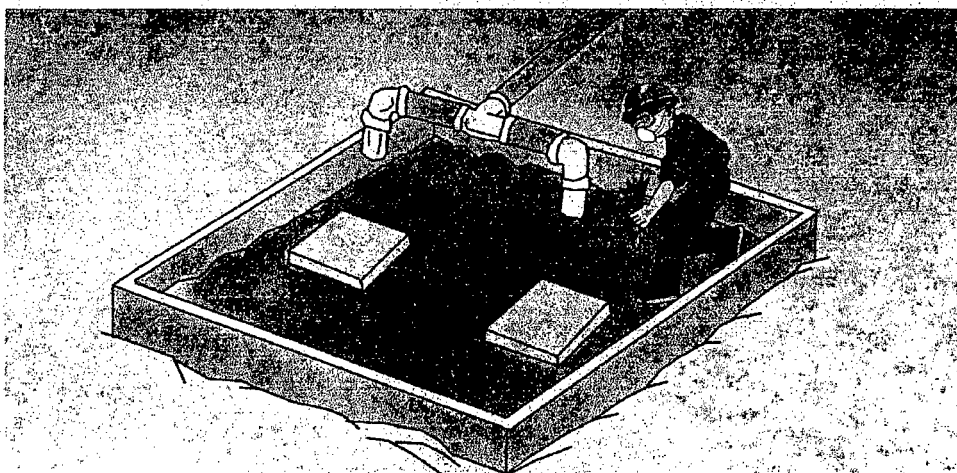


Recomendaciones:

1. No vacíe los lodos húmedos sobre lodos secos o parcialmente secos.
2. Use los lodos secos preferentemente en la siembra de cultivos de tallo alto.

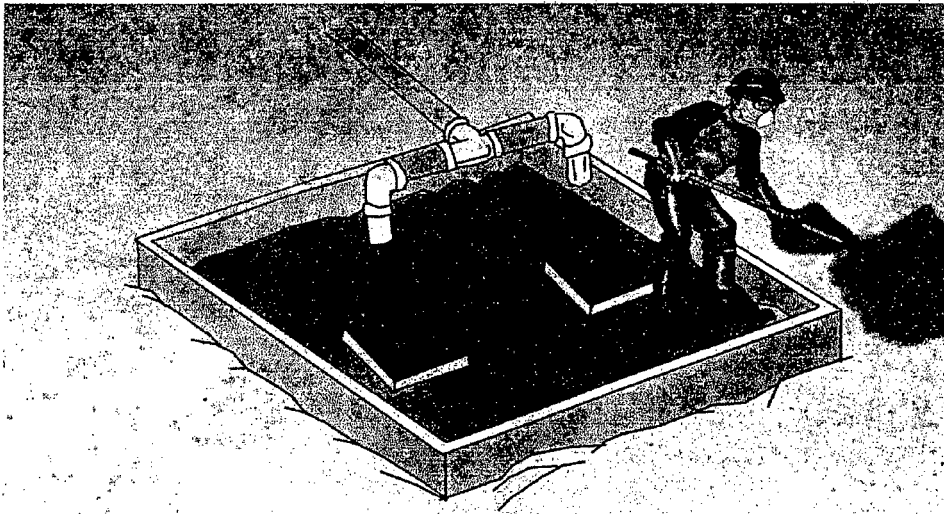
Mantenimiento de la cama de infiltración:

- Verifique el área de saturación.
- Saque de raíz las hierbas que se encuentre en el lecho de secado y sus alrededores.



- Mantenga cerrada la válvula de lodos.
- Elimine todo material extraño.
- Limpie externamente y mantenga el nivel de la estructura por encima del nivel del suelo.

- Retire y disponga de todo el material orgánico.



- Verifique el estado de los codos o tuberías de ingreso.
- Abra la válvula de lodos y espere hasta que los lodos cambien de coloración o queden aproximadamente 20% de lodos.
- Distribuya uniformemente los lodos.
- Deje secar por 6-9 meses los lodos.

Recomendaciones.

1. Si el lecho de secado se encuentra saturado, remueva los ladrillos pasteleros y una capa de arena con un espesor de 2 cm.
2. Para proteger la estructura mantenga el cerco perimétrico en buenas condiciones.

CUADRO N° 03					
FRECUENCIA DE MANTENIMIENTO EN TANQUE SÉPTICO.					
DESCRIPCION	FRECUENCIA DE MANTENIMIENTO				
	SEMANAL	QUINCENAL	MENSUAL	SEMESTRAL	ANUAL
Cámara desgrasadora o trampa de grasas					
1. Limpieza y desinfección de bordes			●		
Caja de registro.					
1. Limpieza			●		
Cámara de rejillas					
1. Limpieza y retiro de sólidos	●				
Poza Séptica					
1. Medir el espesor de los lodos				●	
2. Medir el espesor de las natas		●			
3. Limpieza exterior (retirar piedras)				●	
4. Verificación de infiltración					●
Caja de válvula de lodos					
1. Limpieza de caja de válvulas				●	
2. Pintado, engrasado y accitado de válvula				●	
Lecho de secado					
1. Limpieza externa				●	
2. Manejo de lodos				●	
3. Mantenimiento de cama de infiltración					●

CUADRO N° 04				
REGISTRO DE PROFUNDIDAD DE LODOS Y LÍQUIDO				
Planta de tratamiento de la localidad de:				
Tipo de planta de tratamiento:				
FECHA	ESTRUCTURA	PROFUNDIDAD (m)		TAREA REALIZADA
		LÍQUIDO	LODOS	

Firma del Operador

Firma Presidente de la JASS

Firma del Puesto/ Centro de Salud

Firma Fiscal de la JASS