

Univ	1358	1358
Revisado el	14 de Dic. 2004	
Valor	41	
Nó Clasificación	2004 - AP 316 IC. 504	



136 papeo

136

a-b-e-D.

628

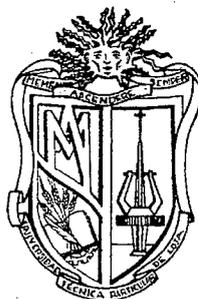
Acantalludo sanitario
 Agua de abstruad
 Malacatos
 Rojo

$\frac{628.7}{628}$

628 x 400 DL.

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



***EVALUACIÓN REDISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE LA RED DE
ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL, DISPOSICIÓN Y
TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA PARROQUIA
MALACATOS CANTÓN LOJA.***

***Tesis Previa a la Obtención
del Título de Ingeniero Civil***

TOMO I

AUTORES:

Ricardo Gabriel Aldaz Roldan.

Fabián Monfilio Torres León.

DIRECTORA:

Ing. Mónica Cisneros Abad.

LOJA - ECUADOR

2004

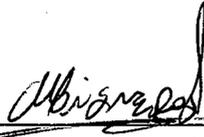
Ing. Mónica Cisneros Abad.
DIRECTORA DE TESIS.

CERTIFICACIÓN:

Luego de haber dirigido y asesorado la presente tesis, previa a la obtención del título de Ingeniero Civil, realizada por los señores egresados Ricardo Gabriel Aldaz Roldan y Fabián Monfilio Torres León, certifico que su desarrollo cubre un esquema programado, con la suficiente profundidad investigativa y técnica.

Por lo cual autorizo su presentación ante el Honorable Consejo de Escuela para los trámites respectivos.

Loja, a Agosto del 2004.



Ing. Mónica Cisneros Abad.

CESIÓN DE DERECHOS:

Nosotros, Ricardo Gabriel Aldaz Roldan y Fabián Monfilio Torres León, declaramos conocer y aceptar la disposición del Art. 67 del Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja, que en su parte pertinente textualmente dice: "Forman parte del Patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional operativo de la Universidad."



Ricardo Gabriel Aldaz Roldan.



Fabián Monfilio Torres León.

AGRADECIMIENTO

Exponemos nuestro sincero agradecimiento a La Universidad Técnica Particular de Loja, en las siguientes personas:

- Ing. Mónica Cisneros Abad, directora de nuestro proyecto de tesis.
- Ing. Víctor Hugo León Loaiza, por su asesoramiento y colaboración dentro de nuestro proyecto de tesis.
- Personal Académico de la Escuela de Ingeniería Civil, por brindarnos el conocimiento necesario para el desarrollo del presente proyecto.

LOS AUTORES

DEDICATORIA.

Va de dedicado a mis padres, mis
hermanos, mí esposa y
principalmente a mis hijos David y
Camila que son el pilar
fundamental de mi vida. y PicoLin

Ricardo Aldaz

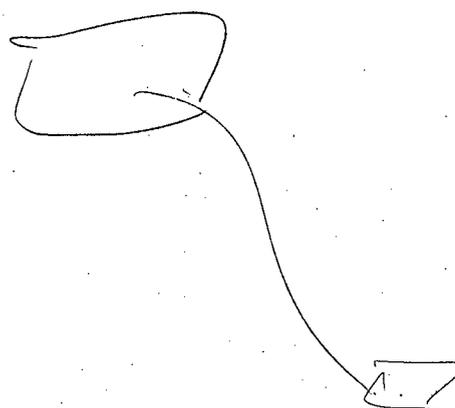
El presente trabajo le dedico a Dios
por haberme dado la vida, a mis
padres que sembraron en mi los
principios y valores éticos, a mis
hermanos especialmente a Susana
quien me guió para que inicie este
proceso, a mi esposa e hijos quien
de forma desinteresada me han
apoyado en todo este tiempo.

y a Hella Poon.

Fabián Torres

ÍNDICE.

CERTIFICACIÓN.	ii
SESIÓN DE DERECHOS.	iii
AGRADECIMIENTO.	iv
DEDICATORIA.	v
INDICE.	vi
CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.	2
1.1 Generalidades.	3
1.2 Estudios socio – económicos.	4
1.3 Estudios topográficos.	6
1.3.1. Reconocimiento general del terreno.	6
1.3.2. Descripción de los estudios topográficos existentes.	7
1.4. Tipos de levantamientos topográficos	7
1.4.1. Levantamiento planimétrico.	7
1.4.1.1. Poligonales.	8
1.4.2. Levantamiento altimétrico.	8
1.4.2.1 Nivelación de la poligonal.	8
1.4.2.2 Nivelación de ejes de las calles.	9
1.4.3 Levantamiento taquimétrico.	9
1.5 Equipo utilizado.	9
1.6 Errores admisibles.	9
1.6.1 Cierre lineal.	10
1.6.2 Cierre angular.	10
1.6.3 Cierre altimétrico.	11
1.7 Cálculo y dibujo.	11
1.7.1 Cálculo de la planimetría.	11
1.7.1.1 Poligonales cerradas.	11
1.7.1.2. Poligonales abiertas.	13
1.7.1.3. Cálculo de la topografía.	13
1.7.1.4. Calculo de la taquimetría.	14



CAPITULO 2. ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.

2.1 Sistema de alcantarillado.	16
2.2 Tuberías.	16
2.3 Emisario.	16
2.4 Pozos de revisión.	17
2.5 Cajas de revisión.	17
2.6 Sumideros.	17
2.7 Áreas de aportación.	17
2.8 Evaluación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial actual.	18
2.8.1 Descripción del sistema existente de alcantarillado sanitario y pluvial.	18
2.8.1.1 Levantamiento catastral del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial de la ciudad de Malacatos.	18
2.8.1.2 Evaluación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial.	19
2.9 Bases y parámetros de diseño.	24
2.9.1 Densidad poblacional.	24
2.9.2. Población estudiantil.	25
2.9.3. Población flotante.	26
2.9.4. Población actual.	26
2.9.5. Cálculo de la población futura	31
2.9.6. Bases de diseño.	32
2.9.6.1. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario.	32
2.9.6.2. Descripción del diseño del sistema de alcantarillado sanitario.	38
2.9.6.3. Diseño del sistema de alcantarillado pluvial	41
2.9.6.4. Descripción del diseño del sistema de alcantarillado pluvial.	45



CAPITULO 3. TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS NEGRAS.

3.1 Generalidades.	49
3.1.1 Necesidades del tratamiento.	49
3.1.2 Variabilidad y análisis del agua residual.	51
3.1.3 Clasificación de las aguas residuales.	52

3.2 Ensayos de laboratorio de sanitaria y microbiología.	54
3.3 Ensayos de mecánica de suelos.	55
3.4 Composición de las aguas residuales.	55
3.4.1 Caracterización biológica de las aguas residuales.	56
3.4.2 Transformación química de las aguas negras.	59
3.4.2.1 Precipitación química.	59
3.4.2.2 Absorción.	59
3.4.2.3 Desinfección.	59
3.4.2.4 Declaración.	59
3.4.2.5 Desinfección con dióxido de cloro.	59
3.4.2.6 Desinfección con cloro.	59
3.4.3 Fases de las aguas negras.	59
3.5 Criterios de selección de alternativas de depuración.	60
3.5.1 Criterios de selección	62
3.5.2 Comparación entre las soluciones de depuración.	65
3.5.3 Sistema adoptado para Malacatos.	72
3.6 Bases y parámetros de diseño.	76
3.6.1 Caudal medio de diseño.	76
3.6.2 Caudal de diseño.	77
3.6.3 Unidades de pre-tratamiento.	78
3.6.3.1 Cajón de llegada.	78
3.6.3.2 Aliviadero de entrada.	78
3.6.3.3 Canal de entrada al cribado.	78
3.6.3.4 Cribado.	78
3.6.3.5 Desarenador.	79
3.6.3.6 Desengrasador.	79
3.6.4 Unidades de tratamiento.	80
3.6.4.1 Decantador primario.	80
3.6.4.2 Lecho bacteriano (filtro biológico).	80
3.6.4.3 Decantador secundario.	81
3.7 Diseño de las unidades de pre-tratamiento de aguas residuales.	82
3.7.1 Longitud del chorro en el cajón de llegada.	82



3.7.2 Vertedero de excesos.	83
3.7.3 Longitud de transición al canal de cribado.	83
3.7.4 Canal de entrada (rectangular)	84
3.7.5 Longitud de transición al canal de cribado.	86
3.7.6 Desbaste.	86
3.7.7 Longitud de transición al desarenador.	87
3.7.8 Desarenador.	88
3.7.9 Desengrasador.	90
3.8 Diseño de unidades de tratamiento.	91
3.8.1 Diseño del decantador primario.	91
3.8.2 Diseño del lecho bacteriano (Filtro biológico).	96
3.8.3 Diseño del decantador secundario.	100
3.8.4 Diseño de eras de secado de lodos.	100
3.8.5 Descarga del efluente tratado en el cuerpo receptor.	100
3.9 Unidades de tratamiento para los barrios los barrios Landanguí y el Carmen.	101

CAPITULO 4. IMPACTO AMBIENTAL.

4.1 Enfoque ambiental del proyecto.	103
4.2 Identificación de los impactos ambientales.	104
4.2.1 Impactos positivos.	105
4.2.2 Impactos negativos.	106
4.3 Fases del proyecto afectadas por los impactos.	107
4.3.1 Impactos negativos relacionados a la fase de diseño.	107
4.3.2 Impactos negativos relacionados a la fase de construcción.	107
4.3.3 Impactos negativos relacionados a las fases de operación y mantenimiento.	110
4.4 Acciones y componentes ambientales.	111
4.4.1 Marco legal.	111
4.4.2 Línea base para alcantarillado Malacatos.	116
4.4.3 Línea base para alcantarillado el Carmen – Landanguí.	117



4.5 Metodología.	119
4.6 Matriz de Leopold, Matriz causa efecto.	119
4.7 Plan de Mitigación de impactos.	121
4.7.1 Programa de medidas de mejoramiento ambiental.	122

CAPITULO 5. PRESUPUESTO Y CRONOGRAMA DE TRABAJO.

5.1 Análisis de precios unitarios.	126
5.2 Presupuesto total.	126
5.3 Cronograma valorado de trabajo.	126

CAPITULO 6. ANÁLISIS FINANCIERO.

6.1 Valor actual neto (VAN).	128
6.2 Tasa Interna de retorno (TIR).	129
6.3 Relación costo beneficio (C/B).	130

CAPITULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7. Conclusiones y recomendaciones.	132
------------------------------------	-----



CAPITULO 8. BIBLIOGRAFIA.

8. Bibliografía	135
-----------------	-----

CAPITULO N° 1

I. INTRODUCCION.

Actualmente la parroquia Malacatos tiene un sistema de alcantarillado combinado que está en funcionamiento desde hace 30 años, además la construcción de edificaciones con fines turísticos y de recreación compromete el funcionamiento adecuado del mismo, tomando en cuenta que existe una considerable población flotante en periodos definidos. Es así que surge la necesidad de realizar una evaluación y rediseño con los parámetros sanitarios adecuados, ya que este presenta deficiencias y no cubre todo el perímetro urbano; además el sistema de tratamiento de las aguas residuales no existe, creando así contaminación para los pobladores aledaños al sector y poblaciones aguas abajo, dando una mala imagen de la ciudad.

El alcantarillado en esta zona, se encuentra en un 27% en estado regular y 73% en mal estado, en lo referente a sus condiciones físicas e hidráulicas, afirmación que se sustenta sobre la base de un análisis del estado de los componentes del pozo como son: tapa, paredes, zócalo, fondo, escalera, tuberías que llegan y salen, al igual que sus relaciones hidráulicas.

Es así que surge la necesidad de diseñar un sistema integral de alcantarillado sanitario y pluvial, que involucre el tratamiento de las aguas residuales, de esta manera mejorar la calidad de vida de las personas de este sector.

En los barrios del Carmen y Landanguí no existe ningún sistema de evacuación de las aguas residuales, esto ayuda a la contaminación ambiental de este sector y a la generación de enfermedades, razón por la cual es necesario implementar un sistema de alcantarillado sanitario, con su respectivo tratamiento de las aguas residuales.



1.1. GENERALIDADES

a. UBICACION Y VIAS DE ACCESO

La parroquia Malacatos se halla ubicada en el cantón y provincia de Loja, geográficamente está situada al Sur-Oriente de la ciudad de Loja a 27 Km., A una altitud promedio de 1480 m.s.n.m. por vía asfaltada de segundo orden. Al norte limita con la ciudad de Loja, al sur con la parroquia de Vilacabamba, al este con el Parque Nacional Podocarpus, al oeste con el cantón Gonzanamá.

Se encuentra ubicada en:

Longitud: 79° 15' 16."

Latitud: 4° 12' 53.3"

Altitud 1480 m.s.n.m. (Parque Central Malacatos)

Para llegar hasta la Parroquia de Malacatos existen dos rutas o accesos, por el norte desde la ciudad de Loja, con una distancia promedio de 27 Km., y otra por el oeste desde la ciudad de Gonzanamá, a una distancia de 39 Km. siendo una carretera de tercer orden sin pavimentar.

b. ASPECTO CLIMATOLOGICO

El clima de la zona varía de acuerdo a la diversidad geomórfica, con un clima cálido-húmedo, y la temperatura media de la Parroquia Malacatos oscila entre los 15° C y los 24° C.

c. TOPOGRAFÍA DE LA ZONA

La zona de proyecto presenta una topografía plana en el sector cercano al río Malacatos y en los costados es montañoso, con pendientes medias y altas. La ciudad presenta un desarrollo urbanístico no muy bien definido, existiendo una dispersión de viviendas en la zona periférica que abarca los tramos Malacatos-Landanguí, Malacatos-Taxiche, Taxiche-Landanguí, que no entran en el rediseño.

Por otra parte el barrio el Carmen, tiene una topografía de tipo montañoso, con pendientes altas. El barrio Landangui tiene de una topografía del tipo plano, con pendientes bajas.

1.2 ESTUDIOS SOCIO – ECONÓMICOS

TABLA 1.1
RESULTADOS DE LA ENCUESTA SOCIO - ECONÓMICA

RESUMEN ENCUESTAS			
Nro	DESCRIPCION	TOTAL	
1	Numero de habitantes	2782	
2	Numero de personas promedio por familia	10	
3	Niños menores de 6 años	278	
4	Niños de 6 a 15 años	158	
5	Nº Alfabetos	1559	
6	Nº Analfabetos	7	
7	Personas que trabajen	757	
8	Tipo de vivienda	Propia	425
9		Alquilada	44
10		Local publico	14
11		Abandonada	23
12		En construcción	8
13	Actividad economicas	Agricola ganadera	177
14		Obreros	29
15		Jornalero	7
16		Empleados	36
17		Otra actividad	268
18	abastecimiento de agua	Rio-acequi-estero	3
19		vertiente protegida	467
20		vertiente no protegida	18
21		pozo protegida	0
22		pozo no protegida	0
23	Numero de casas con alcantarillado	234	
24	Numero de casas que no tienen alcantarillado	249	
25	Disposición de basura organica	bota al huerto	82
26		Utiliza para abono	68
27		OTROS	339

FUENTE: Trabajo de campo.

ELABORACIÓN: Los Autores

Para tener un panorama claro del nivel socio - económico y sanitario de los pobladores de la zona urbana de la Parroquia Malacatos, se realizó una encuesta con los parámetros especificados y sus respectivos resultados, como constan la tabla 1.1.

ASPECTOS EDUCATIVOS

Determinamos que todos los habitantes mayores de 6 años de edad saben leer y escribir. En el lugar existen los siguientes establecimientos educativos:

TABLA 1.2
ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS

NOMBRE DEL ESTABLECIMIENTO	ESTUD.	PROFESORES	PERSONAL ADMINISTRATIVO	TOTAL	BARRIO
COLEGIO MANUEL JOSE RODRIGUEZ	250	28	4	282	LA TRINIDAD
COLEGIO PAFANEL RODRIGUEZ	180	18	2	200	MALACATOS
ESCUELA CHORRILLOS	37	2	1	40	CHORRILLOS
ESCUELA DR. LUIS EMILIO RODRIGUEZ	95	7	3	105	LANDANGUI
ESCUELA ESTEBAN GODOY ORTEGA	40	2		42	NANGORA
ESCUELA MANUEL JOSE RODRIGUEZ	220	8	4	232	LA TRINIDAD
ESCUELA MARÍA MONTESSORI	100	7	1	108	MALACATOS
ESCUELA ROLANDO MERCHAN	65	3		68	LA TRINIDAD
ESCUELA TEODORO WOLF	70	7	1	78	TAXICHE
ESCUELA VICTOR MERCANTE	110	8	1	119	EL VERGEL
JARDIN MARTHA BUCARÁM	28	1	1	30	MALACATOS
				1304	

FUENTE: Trabajo de campo.

ELABORACIÓN: Los Autores

ABASTECIMIENTO ACTUAL DE AGUA.

La mayoría de las viviendas se abastecen de agua mediante la red pública representando el 95% de todos los domicilios, la cual proviene de la planta de agua potable del Carmen, y el 5% se abastece mediante vertientes no protegidas y canales de riego.

DISPOSICIÓN DE AGUAS SERVIDAS

Del área de estudio, según los datos obtenidos de la encuesta sanitaria el 48 % de las viviendas tiene alcantarillado sanitario, y que corresponde al sector urbano de Malacatos.

Por otra parte el restante 52% de las viviendas no tiene alcantarillado. Estos sectores son: La Trinidad, La Recta, Santa Villa, el Vergel, y los barrios El Carmen y Landangui.

DISPOSICIÓN DE DESECHOS SÓLIDOS.

Para el sector Malacatos, la recolección de desechos sólidos se la hace diariamente, no obstante en los barrios periféricos la recolección de los desechos sólidos se desarrolla cada 7 días, permitiendo la acumulación de los mismos y por ende propiciando la producción de botaderos clandestinos de desechos sólidos.

1.3. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.

En la fase de recolección base, no fue posible encontrar ningún estudio topográfico del área del presente proyecto; por lo que fue necesario realizar un levantamiento planimétrico y topográfico completo de la zona urbana de Malacatos.

1.3.1. RECONOCIMIENTO GENERAL DEL TERRENO.

La topografía de la parroquia urbana de Malacatos está conformada por pendientes del orden del 8% al 10%.

El barrio El Carmen está ubicado en un lugar con pendientes elevadas, y el barrio Landangui se halla conformado con pendientes bajas.

La distancia existente entre la ciudad de Malacatos y los barrios El Carmen – Landangui, no permite el diseño de un sistema integral de alcantarillado sanitario y pluvial, por lo que se optó por hacer un sistema con su respectivo tratamiento de aguas residuales para cada sector.



1.3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS EXISTENTES.

Para la realización de estos levantamientos tomamos en cuenta las normas de organismos reguladores que recomiendan ciertos procedimientos para una buena ejecución de los estudios.

Una obra civil se la puede realizar siempre y cuando se disponga de planos topográficos que representen fielmente todos los accidentes geográficos del terreno y los lugares en donde se van a ubicar las obras respectivas.

Antes de entrar de lleno con el equipo topográfico, se debe realizar un reconocimiento visual del terreno, recorriendo todos los lugares o sitios por donde se cree que debe pasar el equipo realizando el levantamiento de los detalles del terreno.

1.4. TIPOS DE LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

1.4.1. LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO.

Levantamiento topográfico realizado a base de mediciones hechas con cinta, para distancias horizontales y, teodolito para los ángulos horizontales.¹

El método que se emplea para levantamientos topográficos es:

Los lados de las poligonales abiertas y cerradas, se miden mediante ángulos horarios, y además el azimut magnético, para luego comprobar con el azimut calculado en la libreta topográfica, este método se empleó para los levantamientos.

Además se toma en cuenta la ubicación de calles, quebradas, parques, campos de

¹ NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES; Tercera Parte, Literal 3.2, Pág.25; Agosto 1993.

deporte, zonas de expansión futura, y de todas las obras involucradas en el desarrollo del proyecto.

1.4.1.1. POLIGONALES

Se determinarán polígonos que describan parcial o totalmente el área urbana presente y futura, enlazando los polígonos principales y/o secundarios.²

Se emplearán polígonos abiertos, generalmente para levantamientos de líneas de conducción, líneas de emisarios y descargas. Estos polígonos en todo caso estarán enlazados a los polígonos cerrados que se emplearán en las zonas de captación, plantas de tratamiento, población, estaciones de bombeo, etc.³

1.4.2. LEVANTAMIENTO ALTIMÉTRICO.

Nivelación geométrica. Nivelación realizada por medio de un nivel de precisión⁴.

1.4.2.1 NIVELACIÓN DE LA POLIGONAL

En general las poligonales para la conducción de agua se nivelarán cada 20 m también se tomarán niveles en cada punto donde se observe un cambio de pendiente o donde existan accidentes importantes del terreno. Para casos particulares el ente regulador podrá modificar este requerimiento y establecerá las distancias mínimas de nivelación.⁵



² NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES; Tercera Parte, Literal 5.2.1.1. , Pág.26; Agosto 1993

³ NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES; Tercera Parte, Literal 5.2.1.2. , Pág.27; Agosto 1993

⁴ NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES; Tercera Parte, Literal 3.6 , Pág.25; Agosto 1993.

⁵ NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES; Tercera Parte, Literal 5.3.1.1 a) , Pág.30; Agosto 1993.

1.4.2.2 NIVELACIÓN DE EJES DE LAS CALLES.

La nivelación de los ejes de las calles se hará cada 20 m tomando cotas de los cruces de estas.

Se tomará niveles de estructuras existentes en puntos especialmente importantes para el proyecto.

Los mojones serán referenciados de acuerdo al numeral 5.2.7.7 de las Normas de la Sub-secretaría de Saneamiento Ambiental (EX IEOS). los puntos de referencia también serán nivelados. (5.2.7.7. Todos los mojones de un polígono cerrado o abierto deben relacionarse a puntos fijos del terreno, de modo que, utilizando dos de estos puntos, el mojón forme un triángulo fácilmente reconstruible. Estos puntos de referencia deben pintarse de color amarillo; deben contener la información descriptiva de su distancia respecto al mojón y el número o nombre del mojón referenciado).⁶

1.4.3 LEVANTAMIENTO TAQUIMÉTRICO

Levantamiento topográfico realizado con un taquímetro para la medición de distancias, ángulos horizontales y ángulos verticales.⁷

1.5 EQUIPO UTILIZADO

- Cinta.
- Jalón.
- Teodolito
- Libreta

⁶ NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES; Tercera Parte, Literal 5.3 , Pág.30; Agosto 1993.

⁷ NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES; Tercera Parte, Literal 3.3 , Pág.25; Agosto 1993.

- Brújula.

1.6 ERRORES ADMISIBLES.

1.6.1 CIERRE LINEAL

EL error máximo admisible en el cierre lineal de las poligonales levantadas será del 1 por 1000 para levantamientos a estadia y de 1 por 3000 para levantamientos de precisión.

1.6.2 CIERRE ANGULAR.

Para los ajustes de la poligonal, se utilizan los ángulos corregidos, el avance de las poligonales se lo realiza en el sentido horario en algunos casos, y anti -horario en otros, dependiendo de las comodidades del sector, luego se calcula los ángulos de cada una de las poligonales, ya sean internos o externos dependiendo del caso, verificando que estén dentro de los límites recomendados,⁸ los cuales son:

$$\sum \text{ángulos interiores} = (n - 2) * 180$$

$$\sum \text{ángulos exteriores} = (n + 2) * 180$$

$$\text{Error de cierre (e)} = a * n^{1/2}$$

$$\text{Para levantamientos de precisión, } e = n$$



Donde: n = Número de vértices de la poligonal.
 e = Error de cierre permisible.
 a = Aproximación del teodolito = 5
 e = Error en minutos.

La comprobación del cierre angular según las normas, da un valor mucho más elevado que el calculado con los datos obtenidos en el campo, es decir está dentro

⁸ NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES; Tercera Parte, Literal 5.7.2, Pág.32; Agosto 1993.

de los parámetros establecidos.

Se comprueba que el error cometido en ambos levantamientos sea menor a los valores permisibles, por lo que se procede a sumar o restar la corrección unitaria, dependiendo del caso.

1.6.3 CIERRE ALTIMÉTRICO.

Para nivelación entre dos puntos, de ida y regreso, siguiendo el mismo o diferente camino,

$$E = \pm 10 * K^{1/2}$$

En donde: K = Número de kilómetros recorridos de ida y de regreso.

1.7 CÁLCULO Y DIBUJO.

Los resultados de los cálculos topográficos se encuentran en los anexos.

1.7.1 Cálculo de la Planimetría.

1.7.1.1 Poligonales Cerradas.

Para las poligonales cerradas se calculan los rumbos de cada uno de los lados, para luego verificar si los errores están dentro de los límites permisibles por las normas.

a. Cálculo de rumbos y acimut.

Para ambos levantamientos, se parte del acimut leído desde el norte magnético, para luego en la libreta topográfica determinar los rumbos de cada uno de los lados de la poligonal principal, se comprueba este método verificando que el acimut de llegada sea igual al de partida.

b. Cálculo de las proyecciones.

Se calculan multiplicando la distancia inclinada por el coseno del rumbo para las proyecciones norte y sur, y por el Seno para las proyecciones este y oeste.

En este caso al tratarse de una poligonal cerrada, se debe comprobar que:

$$\sum \text{Proyecciones Norte} = \sum \text{Proyecciones Sur}$$

$$\sum \text{Proyecciones Este} = \sum \text{Proyecciones Oeste}$$

Esto es debido a errores cometidos al determinar los ángulos y las distancias, y además al haber repartido el error de cierre en partes iguales entre todos los ángulos de la poligonal.

$$\sum \text{Proyec.N} - \sum \text{proyec.S} = \delta NS$$

$$\sum \text{Proyec.E} - \sum \text{proyec.W} = \delta EW$$

Estos errores en las proyecciones, hacen que si dibujamos la poligonal a partir de la estación #1, no lleguemos a ella sino a un punto 1', que difiere en las abscisas una cantidad δEW y en las ordenadas δNS , y estará a una distancia I del punto de partida 1.

$$I = \sqrt{(\delta^2 NS + \delta^2 EW)}$$

En donde I representa el error total cometido al hacer la poligonal, generalmente se expresa en forma unitaria, es decir, como el número de metros en los cuales, proporcionalmente, se cometería un error de 1m.

Siendo D la longitud total de la poligonal y I el error total cometido, el número de metros de (X) en los cuales se cometería 1 m de error, sería:

$$X = D/I$$

Se expresa como I: X. De acuerdo a las normas 7a)⁹, establece que el error de cierre máximo para levantamientos de precisión es de 1:3000.

El error I se lo distribuye aplicando el siguiente procedimiento:

$$C1 = \frac{\delta NS}{SN + SS} \times \text{respectiva proyección}$$

$$C1 = \frac{\delta EW}{SE + SW} \times \text{respectiva proyección}$$

c. Coordenadas Geográficas.

Se calcula de acuerdo a la proyección.

Latitud = *latitud anterior* + *proyección norte*

Latitud = *latitud anterior* - *proyección sur*

Longitud = *longitud anterior* + *proyección este*

Longitud = *longitud anterior* - *proyección oeste*



1.7.1.2. POLIGONALES ABIERTAS.

En función de los ángulos horarios medidos y de la longitud de los lados del polígono abierto, se determinan las coordenadas rectangulares parciales y luego las coordenadas absolutas de cada vértice, es decir la latitud y longitud. Los cálculos se realizan por procedimientos similares a los que se utilizan en el cálculo de la poligonal cerrada; cabe anotar que en la poligonal abierta no se realizan correcciones por error angular ni por error de cierre. La forma de comprobar que el levantamiento de las poligonales abiertas es correcto, es comparando los acimuts calculados con los obtenidos en el campo en diferentes vértices del polígono.

1.7.1.3. CÁLCULO DE LA TOPOGRAFÍA.

Para el proyecto del alcantarillado de la Parroquia urbana de Malacatos, se ha

⁹ (7a) NORMAS; PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES; Tercera Parte, Literal 5.7.1.1.1, Pág.32; Agosto 1993

partido con una cota de 1480 m.s.n.m en la intersección de los ejes de las calles Justiniano Estupiñán y Pío Jaramillo.

Para el cálculo de la libreta se procede de la siguiente manera:

$$H + I = \text{Cota} + \text{Lectura atrás}$$

$$\text{Cota} = H + I - \text{Lectura adelante ó atrás}$$

El cierre alimétrico según las normas¹⁰, permiten errores de hasta:

$$E = \pm 10 * K^{1/2}$$

En donde: K = Número de kilómetros recorridos de ida y de regreso.

1.7.1.4 CÁLCULO DE LA TAQUIMETÍA.

Para el cálculo se utilizan las siguientes fórmulas:

$$Dh = Di * \cos * \alpha$$

$$\Delta h = Di / 2 * \text{sen}2\alpha$$

En donde:

Dh = Distancia horizontal.

Di = Distancia inclinada.

α = Angulo vertical.

Δh = Desnivel.

¹⁰ NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES.

CAPITULO N° 2

2. ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.

Actualmente la parroquia Malacatos tiene un sistema de alcantarillado combinado que está en funcionamiento desde hace 30 años y se encuentra totalmente colapsado, hace 11 años se reconstruyó lo que es el centro de la ciudad y se amplió el sistema hacia el norte pero de igual forma el sistema en general no se encuentra funcionando.

Por otro lado los barrios El Carmen y Landanguí, no tienen un sistema adecuado de alcantarillado sanitario y/o pluvial.

2.1 SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

Malacatos tiene un sistema de alcantarillado que está construido para que funcione a gravedad, la mayoría de tipo combinado. Las calles Alejandro Bravo y Lauro Coronel tienen el sistema separado en los tramos ubicados en el centro de la ciudad.

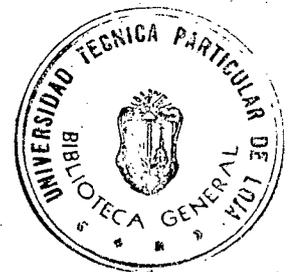
DEFINICIONES

2.2 TUBERÍAS.

Empleadas para transportar de un punto a otro líquidos, sólidos fragmentados o mezclas de líquidos y sólidos

2.3 EMISARIO.

Es la tubería que recoge las aguas transportadas por uno o varios colectores para que descarguen en la planta depuradora.



2.4 POZOS DE REVISIÓN.

Es la conexión entre las alcantarillas y la superficie exterior el mismo que es necesario para poder realizar la limpieza o repararlo, éstos se ubican en las uniones de las alcantarillas, cambios de dirección, cambios de pendiente longitudinal, al inicio de una red.

2.5 CAJAS DE REVISIÓN.

Son estructuras generalmente de paredes de ladrillo, las dimensiones por lo general son de 0.60 x 0.60m, y su profundidad varía entre 0.80 y 1.0m. La finalidad de estas estructuras es de controlar el ingreso de material de gran diámetro a la red, y evitar que obstruya el flujo normal del agua residual.

2.6 SUMIDEROS.

Son los que transportan las aguas lluvias y sedimentos de las calles, se ubican en lugares donde no afecte a los peatones, en donde requiera mayor demanda como en parques, plazas, etc., en lugares de fuerte pendiente y puntos bajos de las calles.

2.7 ÁREAS DE APORTACIÓN.

Se establecen mediante el levantamiento topográfico las áreas de aporte incluyendo las áreas de futuro desarrollo, teniendo en cuenta: el entorno de las calles, parques, alcantarillas y todo lo que se refiere al aspecto urbanístico.

2.8 EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL ACTUAL.

2.8.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.

Actualmente la parroquia de Malacatos tiene un sistema de alcantarillado combinado que está en funcionamiento desde hace 30 años. Hace 11 años se reconstruyó lo que es el centro de la ciudad y se amplió el sistema hacia el norte.

El sistema de alcantarillado sanitario, empieza en la parte alta al nivel del cementerio de la ciudad de Malacatos, y desciende hacia el centro, en donde la red se extiende perpendicularmente por las calles Manuel A. Aguirre, Teodoro Ruiz, Emiliano Ortega, Pío Jaramillo, Miguel Riofrío, y Montúfar, las redes principales se encuentran en las calles Justiniano Estupiñán, Alejandro Bravo, Manuel I. Godoy, Lauro Coronel, Pedro Leiva y otra calle paralela a está que no tiene nombre.

2.8.1.1 LEVANTAMIENTO CATASTRAL DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL DE LA CIUDAD DE MALACATOS.

Primeramente se procedió al reconocimiento y localización de los pozos de revisión, encontrándonos con la grave dificultad de que muchos de ellos estuvieron bajo la capa de pavimento y sub-base. Durante todo el proceso de evaluación se encontró que el sistema actual está colapsado en su totalidad, por lo que no creímos necesario la ruptura del pavimento o en algunos casos del adoquinado, para localizarlos. (*Ver Anexo Fotográfico N°1- N°8*)

De esta manera se logró localizar 48 pozos y se los evaluó, esto sin contar los que están debajo del pavimento y del adoquinado. La tubería en su totalidad es de hormigón simple a excepción de unos tramos que recientemente se han cambiado

por tubería nueva.

El catastro se lo realizó tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Se enumera a cada uno de los pozos, lo cual está indicado en los planos.
- b) En el anexo correspondiente se indica:
 - La altura del pozo desde la tapa hasta el fondo.
 - Tipo de material que está construido la tapa, dando tres opciones: Si tiene o no tapa, si es de hierro fundido, o si es de hormigón armado.
 - En que condiciones se encuentran las paredes del pozo: buenas, regulares o malas.
 - Condiciones del zócalo: buenas, regulares o malas.
 - Condiciones del fondo del pozo: buenas, regulares o malas.
 - En qué condiciones se encuentra la escalera del pozo: buenas, regulares o malas.

Con esta información se resume en que condiciones generales se encuentra el pozo.

- c) Se procede a medir las longitudes y diámetros de los tramos de la tubería; además se indica las alturas de los pozos de inicio y final del tramo.
- d) Se colocan cotas superior e inferior de cada pozo.
- e) Se realizan cuadros en los cuales se resume la información indicada anteriormente.

2.8.1.2 EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.

Zona urbana

Los elementos que se han evaluado dentro del sistema de alcantarillado sanitario

para la zona urbana son: pozos de revisión, subcolectores y colectores.

Pozos de revisión

Material utilizado y diámetros.

Del levantamiento catastral determinamos que para la construcción se ha utilizado ladrillo común, revestido interiormente con mortero. Los pozos se han construido en forma circular (tronco de cono) con alturas variables dependiendo del diseño

Estado de conservación.

Del levantamiento catastral podemos deducir que el estado de los pozos de revisión se detalla en el anexo N° 3, y cuyos resultados se resumen de la siguiente manera:

El alcantarillado en esta zona, se encuentra un 27% en estado regular y 73% en mal estado, en lo referente a sus condiciones físicas e hidráulicas, afirmación que se sustenta sobre la base de un análisis del estado de los componentes del pozo como son: tapa, paredes, zócalo, fondo, escalera, tuberías que llegan y salen, al igual que sus relaciones hidráulicas.

Las tapas de los pozos son 39 de hormigón armado, de las cuales 31 están en buen estado, 31 en estado regular y 5 que no sirven; 9 son de hierro fundido de las cuales todas están en buen estado.

En lo referente a las escaleras 43 pozos no las tienen, siendo solo cinco los pozos que cuentan con escalera pero en mal estado.

El fondo de los pozos 32, 59, 31, 31', 37, 37', 33, 34, 35, 35' y 26 tienen canaleta y no están sedimentados, pero el resto de pozos todos están sedimentados teniendo una cámara de altura variable para cada pozo que está llena de arena y lodo, destacándose que ninguno trabaja ya que no recibe aportes de ninguna parte, por



encontrarse en mal estado.

En todos los pozos la tubería sobrepasa la pared del pozo en unos 5-10cm de longitud lo cual se puede afirmar que están mal contruidos

Los pozos tienen un diámetro en el fondo que varía entre 0.64 a 1.45 m, terminando en su tapa con un diámetro de 0.60m y las rectangulares de 0.80 x 0.80 m

El pozo 37' está funcionando mal porque la altura de entrada es 2.20m y la altura de salida es de 2.03m por lo tanto las aguas servidas no pueden fluir hasta que se inunde y el nivel alcance la altura necesaria para la salida del caudal, pozos X', 31' y 23 tienen el mismo problema pero con alturas diferentes.

En cuanto a la ubicación de la tubería el sistema de alcantarillado actual es combinado a excepción de dos calles, Alejandro Bravo y Lauro Coronel que tienen alcantarillado separado. El sistema combinado se encuentra en el eje de las calles, y en ellos las que tienen alcantarillado separado se lo ha ubicado por el eje, el sanitario y el pluvial por el Sur-Oeste, todo lo contrario a las normas.

Subcolectores y colectores

En forma general las tuberías de hormigón simple se encuentran en mal estado, presentan desgaste y se observa que están obstruidas, y en su mayoría por arena y piedras que se han introducido en los pozos o en los sumideros. Se observa que la tubería ha cumplido su vida útil por lo que existe un gran porcentaje de filtración, por lo que a los pozos llega un caudal demasiado pequeño.

PARÁMETROS EVALUADOS.

Los parámetros evaluados son:

TUBERÍA Y DISPOSICION DE LA MISMA EN EL SISTEMA; de lo cual hemos podido observar que la tubería de aguas servidas se ubican en el eje de las calles y

la de aguas lluvias al SUR-OESTE de las calles. Cabe recalcar que toda la tubería está colapsada y por lo tanto el funcionamiento hidráulico es el menos adecuado, ya que todos los vertidos son filtrados hacia el suelo y esto es debido a las fisuras que tiene la tubería.

Los pozos en los cuales existe salto son:

Pozo N° 14	Salto 0.67 m
Pozo N° 16.....	Salto 0.75 m
Pozo N° 31	Salto 0.82 m
Pozo N° 36.....	Salto 1.57 m
Pozo N° 36'.....	Salto 1.35 m

Los pozos señalados anteriormente no tienen el debido sistema de amortiguamiento de energía, por lo tanto su funcionamiento permite que la vida útil del pozo disminuya considerablemente.

Para determinar el caudal se utilizó el método de medición directa con un recipiente y un cronómetro, aprovechando los saltos de las tuberías de descarga. Estas mediciones se desarrollaron durante el mes de septiembre del año 2003.

Como los tramos de tubería han colapsado, el agua es absorbida por el suelo y por lo tanto solo se pudo obtener caudales de siete pozos, el pozo X, 14, 26, 36, 24, 34 y 32.

Mediciones con recipiente y cronómetro**TABLA 2.1
AFOROS**

POZO	HORA	TIEMPO	VOLUMEN	CAUDAL
		SEG	CM3	Ltr./s
X	12H35	14	252	0.018
	12H37	18	252	0.014
	12H40	12	252	0.021
32	11H02	126	252	0.002
	11H31	145	252	0.002
	11H40	125	252	0.002
34	12H52	57	252	0.004
	13H05	52	252	0.005
	13H13	58	252	0.004
24	13H45	147	126	0.001
	13H57	146	126	0.001
	14H02	125	126	0.001
36	14H38	20	252	0.013
	14H42	25	252	0.010
	14H44	24	252	0.011
26	15H23	15	252	0.017
	15H26	16	252	0.016
	15H29	16	252	0.016
14	15H58	54	252	0.005
	16H01	55	252	0.005
	16H05	56	252	0.005

FUENTE: Trabajo de campo.

ELABORACIÓN: Los Autores

CONCLUSIONES

De acuerdo a los datos obtenidos de la evaluación del sistema existente llegamos a la conclusión de que el sistema de alcantarillado sanitario y pluvial de la Parroquia urbana de Malacatos está totalmente colapsado.

Por otro lado existen los pozos 35' y 34' que están trabajando como focos de infección debido a que tienen una cámara, la cual se inunda y no permite la evacuación total del agua servida.

En los pozos 26, 28, 34 existen acometidas domiciliarias lo que no está permitido por las normas.

Otro de los aspectos observados en los pozos de revisión es que permiten la filtración de agua hacia el suelo puesto que no tienen revestimiento en el zócalo; y los que lo tienen, son de mala calidad, porque permiten la filtración del agua.

Las aguas que provienen de las precipitaciones van al sistema antiguo de alcantarillado, y estas a su vez se unen al alcantarillado sanitario. Puesto que el sistema antiguo no ha sido readecuado para su funcionamiento óptimo, las aguas de las precipitaciones están siendo absorbidas por el subsuelo, y como consecuencia el inminente asentamiento de las viviendas.

Como conclusión final se debe diseñar un nuevo sistema de alcantarillado SANITARIO Y PLUVIAL POR SEPARADO que abarque la expansión futura de viviendas en lo que es la ciudad de Malacatos, y además el respectivo tratamiento para el agua residual.

En lo referente a los Barrios Landangui y el Carmen, estos no tienen sistemas de alcantarillado ni sanitario ni pluvial; por lo tanto se debe diseñar una red de alcantarillado sanitario debido a la importancia turística del sector.

No se considera alcantarillado pluvial en los barrios Landangui y el Carmen porque colindan con áreas de cultivo, y por que son atravesadas por vías que comunican la ciudad de Loja con Malacatos y la ciudad de Loja con Vilcabamba, y estas tienen cunetas.

2.9 BASES Y PARÁMETROS DE DISEÑO.



2.9.1 DENSIDAD POBLACIONAL.

La parroquia Malacatos en la actualidad no cuenta con una planificación urbana por parte de la Municipalidad.

Para el área de Malacatos se ha considerado una densidad poblacional de 45

habitantes por hectárea.

Para el área de El Carmen - Landangui se ha considerado una densidad poblacional de 73 habitantes por hectárea.

2.9.2. POBLACIÓN ESTUDIANTIL.

De acuerdo a la encuesta socio – económica los datos de la población estudiantil se resumen en la tabla 2.2.

TABLA 2.2
POBLACION ESTUDIANTIL

NOMBRE DEL ESTABLECIMIENTO	ESTUDIANTES	PROFESORES	PERSONAL ADMINISTRATIVO	TOTAL	BARRIO
COLEGIO MANUEL JOSE RODRIGUEZ	250	28	4	282	LA TRINIDAD
COLEGIO PAFANEL RODRIGUEZ	180	18	2	200	MALACATOS
ESCUELA CHORRILLOS	37	2	1	40	CHORRILLOS
ESCUELA DR. LUIS EMILIO RODRIGUEZ	95	7	3	105	LANDANGUI
ESCUELA ESTEBAN GODOY ORTEGA	40	2		42	NANGORA
ESCUELA MANUEL JOSE RODRIGUEZ	220	8	4	232	LA TRINIDAD
ESCUELA MARÍA MONTESSORI	100	7	1	108	MALACATOS
ESCUELA ROLANDO MERCHAN	65	3		68	LA TRINIDAD
ESCUELA TEODORO WOLF	70	7	1	78	TAXICHE
ESCUELA VICTOR MERCANTE	110	8	1	119	EL VERGEL
JARDIN MARTHA BUCARÁM	28	1	1	30	MALACATOS
ESCUELA 16 DE JULIO	70	2	1	73	EL CARMEN
				1377	

FUENTE: Trabajo de campo.

ELABORACIÓN: Los Autores

Para el sector de Malacatos se consideró los resultados de la encuesta socio – económica y que corresponden a:

Colegio Manuel José Rodríguez

Escuela Manuel José Rodríguez

Colegio Rafael Rodríguez.

Escuela María Montessori.

Escuela Rolando Merchán

Escuela Víctor Mercante

Jardín Martha Bucarám.

Para el sector Landangui – El Carmen se consideró:

Escuela Dr. Luis Emilio Rodríguez.

Escuela 16 de Julio.

2.9.3. POBLACIÓN FLOTANTE.

Para la estimación de la población flotante se toma en cuenta los resultados de la encuesta socio-económica.

Para Malacatos población flotante = 1506 hab.

Para El carmen- Landangui = 775 hab.

2.9.4. POBLACIÓN ACTUAL.

$$Pa = [P + (P_{flot} + P_{stud}) * 0.15]$$

donde:

$Pa =$ Población actual

$P =$ Población permanente.

$P_{flot} =$ Población flotante.

$P_{stud} =$ Población estudiantil.

$$Malacatos : Pa = [1907 + (1506 + 1188) * 0.15] = 2311 hab$$

$$ElCarmen - Landangui : Pa = [684 + (755 + 178) * 0.15] = 827 hab$$

RECOPIACIÓN DE DATOS CENSALES.

De acuerdo a datos obtenidos del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, tenemos:

TABLA 2.3
RECOPILACIÓN DATOS CENSALES

	AÑO	POBLACIÓN
CENSO NACIONAL	1962	1330
CENSO NACIONAL	1974	753
CENSO NACIONAL	1982	463
CENSO NACIONAL	1990	966
ENCUESTA ACTUAL	2003	1901

FUENTE: Trabajo de campo.

ELABORACIÓN: Los Autores

ÍNDICE DE CRECIMIENTO.

De acuerdo con la Sub-secretaría de Saneamiento Ambiental (EX – IEOS).

Tenemos que:

$$Pf = Pa * [1 + r]^n$$

; despejando:

$$r = \left[\frac{Pf}{Pa} \right]^{\frac{1}{n}} - 1$$

Donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Índice de crecimiento (%)

n = Período de diseño (años)

TABLA 2.4

ÍNDICE DE CRECIMIENTO				
AÑO	Pa	Pf	N	r%
1982-1990	463	966	8	10%
1990-2003	966	1901	13	5%
1982-2003	463	1901	21	7%
			TOTAL	22%
			PROMEDIO	7%

FUENTE: Trabajo de campo.

ELABORACIÓN: Los Autores

Índice de crecimiento promedio $r = 7\%$

Como podemos apreciar el valor promedio del Índice de crecimiento es muy alto, y aunque las razones de crecimiento poblacionales son elevadas para cada período de tiempo, la tendencia es la de disminución del ritmo de crecimiento poblacional y es así como el mismo tiende más a ceñirse al crecimiento vegetativo de la población.

Por lo tanto trabajamos con otro procedimiento que relacione de mejor manera a las poblaciones urbano-marginales, y que es el método geométrico.

POBLACIÓN PROBABLE

Conforme a la información recopilada en el Registro civil de Malacatos, tenemos:

TABLA 2.5
NACIMIENTOS - DEFUNCIONES

AÑO	NACIMIENTOS	DEFUNCIONES
1 987	196	34
1 988	219	52
1 989	203	50
1 990	201	42
1 991	239	48
1 992	200	40
1 993	209	44
1 994	209	46
1 995	182	41
1 996	150	42
1 997	172	41
1 998	136	38
1 999	178	53
2 000	172	40
2 001	147	36
2 002	165	43
PROMEDIO	186	43

FUENTE: Registro Civil Malacatos

ELABORACIÓN: Los Autores

Para determinar la población probable de la parroquia Malacatos, partimos de los siguientes datos obtenidos del INEC.

TABLA 2.6
POBLACIÓN EN LA PARROQUIA MALACATOS

AÑO	1987	1990
CABECERA PARROQUIAL	463	964
RESTO DE PARROQUIA	2434	5074
TOTAL PARROQUIA	2897	6038

FUENTE: INEC.

ELABORACIÓN: Los Autores

$$Pp = Pa(1 + i)^n$$

Donde:

 $Pp =$ población probable. $Pa =$ población actual del año base $i =$ índice de crecimiento promedio = 7%Para el año 1987, $Pa = 2897$ hab., este dato es obtenido de la tabla anterior.

Para el año 1988

$$Pp = 2897(1 + 0.07)^{(1988-1987)} = 3109hab$$

Para el año 1989

$$Pp = 2897(1 + 0.07)^{(1989-1987)} = 3337hab$$

ÍNDICE DE NATALIDAD, MORTALIDAD Y VEGETATIVO.**ÍNDICE DE NATALIDAD (IN).-**

$$IN = \frac{\text{número nacidos vivos}}{\text{población probable}} * 100$$

ÍNDICE DE MORTALIDAD (IM).-

$$IM = \frac{\text{\# de defunciones}}{\text{población probable (Pp)}} * 100$$

ÍNDICE VEGETATIVO (IV).-

$$IV = \frac{\text{\# nacidos vivos} - \text{\# defunciones}}{\text{población probable (Pp)}} * 100$$

Empleando las fórmulas de Índice de natalidad, índice de mortalidad e índice vegetativo, tenemos:

$$N - D = \text{Nacimientos} - \text{Defunciones}$$

Para el año 1987

$$N - D = 196 - 34 = 162$$

$$IN = \frac{N}{Pp} * 100$$

$$IN = \frac{196}{2897} * 100 = 6.77\%$$

$$IM = \frac{D}{Pp} * 100$$

$$IM = \frac{34}{2897} * 100 = 1.17\%$$

$$IV = \frac{N - D}{Pp} * 100$$

$$IV = \frac{162}{2897} * 100 = 5.59\%$$

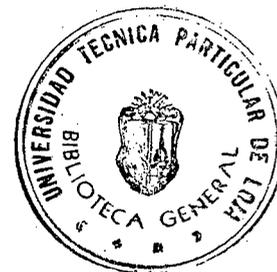


TABLA 2.7

CALCULO DE % CRECIMIENTO VEGETATIVO

AÑO	NACIMIENTOS	DEFUNCIONES	N-D	POBLACION PROBABLE	% INDICE NATALIDAD	% INDICE MORTALIDAD	% CRECIMIENTO VEGETATIVO
1 987	196	34	162	2897	6.77%	1.17%	5.59%
1 988	219	52	167	3109	7.04%	1.67%	5.37%
1 989	203	50	153	3337	6.08%	1.50%	4.58%
1 990	201	42	159	3580	5.61%	1.17%	4.44%
1 991	239	48	191	3842	6.22%	1.25%	4.97%
1 992	200	40	160	4123	4.85%	0.97%	3.88%
1 993	209	44	165	4424	4.72%	0.99%	3.73%
1 994	209	46	163	4748	4.40%	0.97%	3.43%
1 995	182	41	141	5095	3.57%	0.80%	2.77%
1 996	150	42	108	5467	2.74%	0.77%	1.98%
1 997	172	41	131	5867	2.93%	0.70%	2.23%
1 998	136	38	98	6296	2.16%	0.60%	1.56%
1 999	178	53	125	6756	2.63%	0.78%	1.85%
2 000	172	40	132	7250	2.37%	0.55%	1.82%
2 001	147	36	111	7780	1.89%	0.46%	1.43%
2 002	165	43	122	8348	1.98%	0.52%	1.46%
PROMEDIO	186	43					3.19%

FUENTE: INEC-registro Civil Malacatos.

ELABORACIÓN: Los Autores

Como podemos apreciar en la tabla 2.7 el índice de crecimiento vegetativo tiende a disminuir, lo cual refleja la tendencia de disminución de los índices de crecimiento revelada en los datos censales.

Con este análisis tenemos que:

$$r = \frac{Nx - Dx}{Pa}$$

Donde:

$Nx =$ promedio de nacimientos

$Dx =$ promedio de defunciones

$Pa =$ población probable del último año

$$r = \frac{186 - 43}{8348} * 100 = 1.71\%$$

2.9.5. CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA

$$Pf = Pa * (1 + r)^n$$

Donde:

$Pf =$ Población futura

$Pa =$ población actual

$r =$ índice de crecimiento = 1.71%

Para Malacatos

$$\text{Malacatos : } Pf = 2311 * (1 + 1.71\%)^{25} = 3537hab$$

Para El Carmen-Landanguí

$$\text{ElCarmen - Landanqui : } Pf = 827 * (1 + 1.71\%)^{25} = 1266hab$$

SELECCIÓN DEL MODELO DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA RED.

Se ha considerado diseñar dos sistemas de alcantarillado, uno para Malacatos y otro para los Barrios El Carmen y Landanguí. Esto debido a que ambos están alejados de manera considerable uno de otro.

Malacatos está conformado por dos sectores: el primero que contiene viviendas

consolidadas que es la parroquia urbana propiamente, y al cual se le considera el diseño del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial. El segundo sector con viviendas dispersas que comprenden los barrios Trinidad, el Vergel, La Recta, Santa Villa y el Retorno. La topografía de estos dos sectores está conformada con áreas de cultivo y riego por lo que solo se considera el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

El barrio el Carmen tiene una topografía conformada por pendientes altas, y el barrio Landangui tiene una topografía con pendientes bajas. Además cuentan estos sectores con áreas de riego y cultivo por lo que se ha considerado únicamente diseñar el sistema de alcantarillado sanitario.

Para la ubicación de las redes de alcantarillado se ha tomado las normativas que rigen el diseño de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial de la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (EX – IEOS), es decir, en el eje de las vías el alcantarillado pluvial y al SUR-ESTE el alcantarillado sanitario.

2.9.6. BASES DE DISEÑO.

2.9.6.1. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

PERÍODO DE DISEÑO.

La parroquia Malacatos a futuro se convertirá en una ciudad satélite de la capital del cantón Loja, asimismo el crecimiento del turismo es uno de los factores que intervienen para la elección del período de diseño. Es por ello que tomando en cuenta los puntos anteriores y la vida útil de los materiales, se ha considerado diseñar para un período de 25 años.

ÁREAS TRIBUTARIAS.

Tomando en consideración la topografía demografía y urbanismo de los sectores

que van a ser objeto de estudio, determinamos las áreas de aporte.

DOTACIÓN DE AGUA POTABLE

De acuerdo con los datos obtenidos directamente por parte de U.M.A.P.A.L., la dotación del plan maestro de agua potable para la Parroquia de Malacatos es de 240 lit/hab/día.

TABLA 2.8
DOTACIONES

POBLACIÓN Hab.	CLIMA	DOTACIÓN Lit/hab/día
Hasta 5000	Frío	120 – 150
	Templado	130 – 160
	Cálido	170 – 200
5000 a 50000	Frío	180 – 200
	Templado	190 – 220
	Cálido	200 – 230
Más de 50000	Frío	> 200
	Templado	> 220
	Cálido	> 230

Fuente: IEOS., Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable, y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. Tabla V.3, Pág. 60. Ecuador, agosto 1993.

Elaboración: Los Autores

$$DAP = 240 \text{ lit/hab/día.}$$

$$Df = Da + n * r$$

donde:

Da = dotación media actual

n = número de años

r = incremento anual (1 – 3 lit/hab/año tabla 4.4.3 Ex IEOS)

$$Df = (240 + n * 1) \text{ lit/hab/día.}$$

DOTACIÓN FUTURA**TABLA 2.9**

Dotación Futura		
AÑO	N	Df
	años	lit/hab/día.
2003	0	240
2008	5	245
2013	10	255
2018	15	270
2023	20	290
2028	25	315

Fuente: Normas Sub-secretaría de Saneamiento Ambiental (Ex – IEOS)

Elaboración: Los Autores

De acuerdo con el cálculo realizado de la dotación futura en el año 2028 obtenemos un valor de 315 lit/hab/día, pero este valor comparado con la dotación para poblaciones mayores a 50000 habitantes, es alto; por lo tanto adoptamos el mismo valor de 240 lit/hab/día.

$$Df \text{ adopt} = 240 \text{ lit/hab/día.}$$

CAUDALES DE DISEÑO.**CAUDALES DOMÉSTICOS.**

Se tomará en cuenta los siguientes parámetros:

- 1.- Caudal medio diario al inicio del período de diseño; el mismo que servirá para verificar el funcionamiento de la red de alcantarillado.
- 2.- Caudal medio diario al final del período de diseño, servirá como referencia para el cálculo de la red de diseño de la red, aplicando los coeficientes de mayoración.
- 3.- Caudal máximo instantáneo al final del período de diseño, que se lo obtiene de la

multiplicación del caudal medio diario al final del período de diseño, por el respectivo coeficiente de mayoración; generalmente se lo utiliza para el dimensionamiento de tuberías y estaciones de bombeo.

Finalmente el caudal medio diario de aguas servidas se lo calculará al principio y final del período de diseño en función de la población que aportará a la red y de la dotación adoptada para el sistema de agua potable. Este caudal será del 70 al 80 % de la dotación de agua potable.

Variaciones del caudal de aguas servidas.- Se tendrá variaciones máximas diarias, pero el sistema tendrá la capacidad para evacuar los caudales máximos horarios de un determinado día en el año.

COEFICIENTE DE SIMULTANEIDAD.

Según las normas de la Sub-secretaría de Saneamiento Ambiental (EX – IEOS), para caudales comprendidos entre 0.004 m³/ s a 5 m³/ s, se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$K = \frac{2.228}{Q^{0.073325}}$$

donde:

K = relación entre el caudal máximo instantáneo y el caudal medio diario

Q = caudal medio diario de aguas servidas domésticas en m³/s

CAUDALES DE INFILTRACIÓN:

Este valor se lo toma en cuenta en caso de que se esté diseñando sistemas de alcantarillado por separado. En realidad la infiltración es la filtración de agua desde el terreno inmediato al interior de las zanjas que penetran por diferentes causas:

- Tubos fisurados
- Por juntas con uniones defectuosas

-Orificios en las tapas de los pozos.

En lo posible el sistema de alcantarillado debe ser hermético, con la finalidad de evitar al máximo la infiltración de aguas subterráneas; pero como generalmente esto no se cumple, se deberá considerar el caudal de infiltración en función del área servida; teniendo las siguientes consideraciones:

- Para áreas comprendidas entre 10 a 5000 ha, siendo sistemas existentes con juntas de mortero y en contacto con aguas freáticas.

$$Q_{inf} = 67.34 * A^{-0.1425}$$

donde:

Q_{inf} = caudal máximo instantáneo de infiltración en $m^3 / ha / d$

A = área servida en ha.

- Para áreas inferiores a 40.5 Ha. se tomará $48.5 m^3 / ha / d$.

- Para áreas comprendidas entre 40.5 a 5000 ha, siendo sistemas nuevos o existentes con juntas resistentes a la infiltración, se usa la siguiente ecuación:

$$Q_{inf} = 42.51 A^{-0.3}$$

- Para áreas inferiores a todas éstas, se tomará el valor de $14 m^3 / ha / d$.

CAUDALES ILÍCITOS.

Se deben generalmente a conexiones domiciliarias que llevan aguas lluvias interconectadas al sistema sanitario.

Igualmente, no están permitidas las conexiones ilícitas o clandestinas de ninguna índole, por lo que debe tomarse en cuenta todas las precauciones para lograr este objetivo; se lo llegará a considerar este caudal en el diseño, deberá justificarse su cuantificación por parte del ejecutor del proyecto. Como norma general puede tomarse el siguiente intervalo:

$$Q_{ilícitas} = (80 \text{ a } 100) \text{ lt /hab /día.}$$

VELOCIDADES EN EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

Todas las velocidades en un sistema de alcantarillado sanitario deben permitir la auto limpieza, no siendo menores a 0.45 m / s y con preferencia mayor a 0.6 m / s. En caso de no cumplirse con estas condiciones se aumentará la pendiente si el terreno lo permite, caso contrario se diseñará programas especiales de mantenimiento para estos tramos.

Para velocidades máximas a tubo lleno y coeficientes de rugosidad recomendados se los puede tomar de la siguiente tabla:

Velocidad mínima: 0.45 m/seg, el Ex – IEOS recomienda 0.6 m/seg.

Velocidad máxima: 9 m/seg. Según fabricantes de tuberías

TABLA 2.10
VELOCIDADES EN EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

MATERIAL	VEL. MAX. (m/s)	COEF. DE RUGOSIDAD
Hormigón simple con uniones de mortero	4	0.013
Hormigón simple con uniones de neopreno para nivel freático alto	3.5 – 4	0.013
Asbesto – cemento	4.5 – 5	0.011
Plástico	4.5	0.011

Fuente: IEOS., Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable, y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, tabla VIII.1, Pág277, Ecuador, agosto 1993.

Elaboración: Los Autores

UBICACIÓN DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO.

La red de alcantarillado sanitario se ubicará en lo posible al sur - oeste del cruce de los ejes de la calle, es decir, al lado opuesto de la red de agua potable. La red de alcantarillado pluvial se la ubicará en el centro de la calzada.

2.9.6.2. DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

CUADROS DE CÁLCULO.

Describiremos el proceso de cálculo de la red en Malacatos, desde la calle Alejandro Bravo; este será el tramo de partida con tubería PVC, el proceso de cálculo se desarrollará en toda la red, asimismo tomando en cuenta que en los tramos posteriores se acumulará: población, áreas y caudales acorde a la conformación de la red.

DATOS:

Área del Proyecto:	77,75 ha.
Dot.Medía Futura de Agua Potable:	240 l/hab/día
Población futura:	3.537 Hab.
Densidad:	$3.537 / 77,75 = 46\text{Hab./Ha}$
Material de la tubería:	PVC
Factor de Simultaneidad:	4,00
Pendiente mínima	: 4,00 por mil
Diámetro mínimo	: 200 mm
Coeficiente Manning (n)	: 0,01 para PVC Recomendado por los fabricantes (novafort)
Velocidad-Máximo	: 8.00 m/s Recomendado por los fabricantes (novafort)
Velocidad Mínimo	: 0,45 m/s
Relleno Mínimo	: 1,20 m

- 1 Pozo. 1--a---2
- 2 Longitud(m) 77.75
- 3 Área (Ha) 0.6243
- 4 Población parcial: $\text{Densidad poblacional} * 3 = 46 * 0.6243 = 28 \text{ hab.}$
Población parcial = DensidadPoblacional * Areaparcial

- 5 **Población Acumulada:** $\text{pobl. acum anterior} + 4 = 28 \text{ hab.}$
Población acumulada = $\text{Población acumulada anterior} + \text{población parcial}$
- 6 **Factor M = 4**
Factor de simultaneidad (M = K), por contarse con caudales inferiores a 4 l/s en todos los laterales del sistema sanitario, se adopta $K = 4$
- 7 **q' parcial** $= \text{dotación} * \text{población} * 0.8 / 86400 = 240 * 28 * 0.8 / 86400 = 0.063$
 lit/seg
q' parcial = (población del tramo por el 80 % de la dotación media anual futura del agua potable) / 86400 seg. por día
- 8 **q' Acumulado =** $q' \text{ diseño parcial anterior} + q' \text{ parcial} = 0 + 0.063 = 0.063$
 lit/seg
- 9 **Caudal de aguas servidas diseño (q' x M) =** $8 * 6 = 0.063 * 4 = 0.25$
 lit/seg
- 10 **Q infil. =** $11.515 \text{ m}^3 / \text{ha} / \text{d.} * \text{Área parcial} * 1000 / 86400 = 0.083$
- 11 **Q infil. Acumulado =** $Q \text{ infil. acumum. anterior} + 10 = 0 + 0.083 = 0.083$
- 12 **Qilicidas parcial =** $(80 \text{ lit} / \text{hab} / \text{día} * \text{poblacion parcial}) / (86400 \text{ seg.} / \text{día})$
 $= 80 * 28 / 86400 = 0.026 \text{ lit/seg.}$
- 13 **Qilicidas acumulado =** $Qilicito. acum. ant + Qilicito. parcial = 0 + 0.026 =$
 0.026 lit/seg
- 14 **q parcial =** $9 + 11 + 13 = 0.25 + 0.083 + 0.026 = 0.36 \text{ lit/seg}$
- 15 **Diámetro de la tubería en tramo de pozo 1 a pozo 2 =** 200 mm, se adopta como diámetro mínimo $d = 200 \text{ mm}$, hasta el necesario conforme los caudales lo requieran.
- 16 **Pendiente (I ‰) =**
 $(\text{cot a. terreno. partida} - \text{cot a. terreno. llegada}) / (\text{long. tramo} * 1000)$

$$= (1513.378 - 1512.339) / 77.75 * 1000$$

$$= 13\text{‰}$$

17 Velocidad tubería llena, Manning

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

V = velocidad en m/s

R = radio hidráulico = diámetro / 4 en m

I = pendiente por 1000

n = coeficiente de rugosidad de la tubería ($n = 0.010$ recomendado por los fabricantes)

$$V = \frac{1}{0.01} * \left[\frac{0.20}{4} \right]^{\frac{2}{3}} * \left[\frac{13}{1000} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 1.57 \text{ m/s}$$

18 Caudal a tubería llena = Área de tubería * Velocidad llena

$$3.1416 * (D^2 / 4) * V = 3.1416 * (0.2^2 / 4) * 1.57 \text{ m}^3/\text{s} = 49 \text{ lit/seg}$$

19 $q/Q = 14 / 18 = 0.36 / 49 = 0.0073$

Para éste valor se obtiene la relación v/V (velocidad a tubería parcial / velocidad a tubería llena)

20 $v/V = 0.289$ **21 $v = 0.289 * V = 0.289 * 1.57 = 0.45 \text{ m/s}$ ésta velocidad cumple con la velocidad mínima de auto limpieza $v = 0.45 \text{ m/s}$.****22 Diferencia de cotas de proyecto (H) = 1513,378 - 1512,339 = 1.04 m****23 Salto = diferencia entre el corte de partida y el corte de llegada anterior.**

Se considerará como salto cuando esta diferencia sea mayor a 60 cm.

24 Cotas del terreno =

POZO 1 1515,078

POZO 2 1514,039

25 Cotas del proyecto =

POZO 1 1513,378

POZO 2 1512,339

26 **Corte** = Cota del terreno – Cota del proyecto

POZO 1 1515,078 - 1513,378 = 1,70

POZO 2 1514,039 - 1512,339 = 1,70

2.9.6.3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

ÁREA DE INFLUENCIA.

Como se indicó al inicio de este capítulo solo se considerará como objeto de estudio para el alcantarillado pluvial, el sector urbano de la ciudad de Malacatos.

No se considera el sector La Recta a razón de que la calle del mismo nombre tiene cunetas en ambos márgenes de la Vía, que evacuan el agua proveniente de las precipitaciones.

PERÍODO DE DISEÑO

El período de diseño que se estableció es de 25 años, finalizando en el año 2028.

CAUDAL DE DISEÑO

Para determinar el caudal de diseño se va utilizar la fórmula empleada en el método racional o americana.

$$Q = C I A$$

Donde:

Q = caudal de diseño, (m^3/s)

C = coeficiente de escurrimiento, (adimensional)

I = intensidad de lluvia ($Lt/s/ha$)

A = área (ha).

ÁREAS TRIBUTARIAS.

Las áreas tributarias se consiguen luego de haber realizado el levantamiento

topográfico del sector en estudio, para poder determinar la dirección de las aguas lluvias. Ver plano áreas tributarias.

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

También conocido como coeficiente de impermeabilidad, y su valor se lo determina de las siguientes tablas.

**TABLA 2.11
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.**

TIPO DE ZONA	VALORES DE C
Zonas centrales densamente construidas con vías y calzadas	0.7-0.9
Zonas adyacentes al centro de menor densidad poblacional con calles	0.7
Zonas residenciales medianamente pobladas	0.55-0.65
Zonas residenciales con baja densidad	0.35-0.55
Parques campos de deportes	0.10-0.20

TIPOS DE SUPERFICIE	C
Cubierta metálica o teja vidriada	0.95
Cubierta con teja ordinaria o impermeabilizada	0.90
Pavimentos asfálticos en buenas condiciones	0.85 - 0.90
Pavimentos de hormigón	0.80 - 0.85
Empedrados (juntas pequeñas)	0.75 - 0.80
Empedrados (juntas ordinarias)	0.40 - 0.50
Pavimentos de macadam	0.25 - 0.60
Superficies no pavimentadas	0.10 - 0.30
Parques y jardines	0.05 - 0.25

Fuente: I.E.O.S., Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, tabla VIII.4, pág. 285, Ecuador, agosto 1993.

El valor adoptado de C es de 0.55, debido a que al área a considerar en el diseño es el sector urbano de la ciudad de Malacatos.

- Zonas residenciales medianamente pobladas, 0.55 a 0.60.
- Pavimentos de macadam, 0.25 a 0.60.

INTENSIDAD DE LLUVIA.

Para determinar la intensidad de lluvia nos basamos en el estudio realizado por el Ing. Luis Rodríguez Fiallos, en su libro denominado "Estudio de lluvias intensas". emitido por el INAMHI,

FÓRMULA PARA DETERMINAR LA INTENSIDAD (INAMHI)

ECUACIÓN TIPO

$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

ECUACIÓN EN FUNCIÓN DE Id

$$I_{tr} = \frac{K * Id_{tr}}{t^n}$$

Donde:

I_{tr} = Intensidad de precipitación para cualquier período de retorno en mm/h

Id_{tr} = Intensidad diaria para un período de retorno dado en mm/h

Tr = Período de retorno.

t = tiempo de duración de la lluvia en minutos.

K, m, n = Constantes de ajuste determinados aplicando mínimos cuadrados

TABLA 2.12

ECUACIONES REPRESENTATIVAS DE LA ZONA

ZONA	DURACIÓN	ECUACION
35	5 min < 43 min	$I_{TR} = 92.854 t^{-0.4083} Id_{TR}$
	43min < 1440 min	$I_{TR} = 480.47 t^{-0.8489} Id_{TR}$

TABLA 2.13

ECUACIONES REPRESENTATIVAS DE ESTACIONES PLUVIOGRAFICAS

código	ESTACION	DURACION	ECUACION
M-033	LA ARGELIA	5 min < 43 min	$I_{TR} = 92.854 t^{-0.4083} Id_{TR}$
		43min < 1440 min	$I_{TR} = 480.47 t^{-0.8489} Id_{TR}$

Fuente: INAMHI. Estudio de lluvias intensas, Ing. Luis Rodríguez, Año 2000. 13,17,84,104.121pags.

El valor del $I_{d_{TR}}$, para nuestra zona de estudio es de 3.21mm/h, para un período de retorno de 5 años.

$$I_{TR} = 92.854 t^{-0.4083} I_{d_{TR}}$$

$$I = 92.854 t^{-0.4083} (2.594)$$

$$I = 79.72 / 0.36 = 221.44 \text{ L/s/ha}$$

PERÍODO DE RETORNO

El período de retorno es un intervalo de tiempo medido en años, en el que un suceso puede igualar o superar una magnitud dada. El período de retorno o tiempo de recurrencia como forma general puede adoptarse 5 años, pero si en la zona en estudio se prevén daños catastróficos ocasionados por las inundaciones producidas por las lluvias este período debe aumentarse a 15, 25, 50, 100, 500 e inclusive 1000 años.

Para nuestro estudio se tomo como período de retorno 5 años.

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de escorrentía y el tiempo de recorrido

$$T_c = TE + TR$$

donde:

T_c = tiempo de concentración,

TE = tiempo de escorrentía,

TR = tiempo de recorrido

TIEMPO DE ESCORRENTÍA

Es el tiempo que tarda una partícula (gota) de lluvia en llegar al sitio de estudio (red de alcantarillado).

Para realizar nuestro proyecto se estimó un tiempo de escorrentía de 15 minutos,

tomando en cuenta la pendiente del terreno y la cobertura vegetal.

TE= adopta 15 min.

TIEMPO DE RECORRIDO.

Se designa también con el nombre de tiempo de flujo. Es el tiempo que demora el agua en circular por el tramo que lo conduce, hasta llegar a un nuevo punto de concentración.

$$TR = \frac{L}{60 * V}$$

Donde:

TR=tiempo de recorrido (min.),

L= longitud del tramo en (m),

V= velocidad en (m/s).

2.9.6.4. DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO DEL SISTEMA ALCANTARILLADO PLUVIAL

A continuación se indica el procedimiento de cálculo a seguir para obtener el diseño del alcantarillado pluvial en la calle Alejandro Bravo.



Área Urbanizable:	39.79 ha.
Dot. Media Fut. de Agua Potable :	240 l/hab/día
Población :	2 907 Hab.
Coef. Manning:	0.01 Para Polietileno
Ecuación de Intensidad	$I = 240.86 / t^{-0.4083}$
Tiem. Concentración Inicial (Tci):	15 mín.
Coef. Ecurrimiento (C):	0.55
Período de Retorno (Tr):	5 años
DIÁMETRO MÍNIMO:	250 mm
MATERIAL DE LA TUBERÍA:	PVC
Velocidad Máx.=	8.00 m/s

Velocidad Min. = 0.90 m/s

1 Pozo. 1--a---2

2 Tramo 1

3 Longitud(m) 77.85

4 Área (Ha) 0.6133

5 **Tiempo de concentración:** Tiempo de concentración, para nuestro estudio se adoptó un valor de 15 min.

TE = adopta 15 min.

$$TR = \frac{L}{60 * V}$$

$$Tc = TE + TR$$

$$Tc = 15min + 0 = 15min$$

6 **Coefficiente de escurrimiento C = 0.55**

7 **Área equivalente parcial Ax C = 0.6133 * 0.55 = 0.34**

8 **Área equivalente Acumulada = área equivalente acumulada anterior + área equivalente parcial = 0 + 0.34 = 0.34**

9 **I / 0.36 =** Corresponde al valor de la intensidad de lluvia para la zona de estudio. El valor del $I_{d_{TR}}$, para nuestra zona de estudio es de 2.594 mm/h, para un período de retorno de 5 años.

$$I_{d_{TR}} = 92.854 t^{-0.4083} I_{d_{TR}}$$

$$I = 92.854 t^{-0.4083} (2.594)$$

$$I = 79.72 / 0.36 = 221.44 \text{ L/s/ha}$$

10 **Caudal q = I / 0.36 * área equivalente acumulada = 221.44 * 0.34 = 75.29 lit/seg**

11 **Diámetro de la tubería en tramo de pozo 1 a pozo 2 = 300 mm**, se adopta como diámetro mínimo $d = 250 \text{ mm}$, hasta el necesario conforme los caudales lo requieran. Para este tramo $d = 300 \text{ mm}$.

12 **Pendiente (I ‰) =**

$$(\text{cot a. terreno. partida} - \text{cot a. terreno. llegada}) / (\text{long tramo} * 1000)$$

$$= (1513.578 - 1512.539) / 77.85 * 1000$$

$$= 13‰$$

13 **Velocidad tubería llena, Manning**

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

$V =$ velocidad en m / s

$R =$ radio hidráulico = diámetro / 4 en m

$I =$ pendiente por 1000

$n =$ coeficiente de rugosidad de la tubería ($n = 0.010$ recomendado por los fabricantes)

$$V = \frac{1}{0.01} * \left[\frac{0.30}{4} \right]^{\frac{2}{3}} * \left[\frac{13}{1000} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 2.03 \text{ m/s OK } 0.9 < V < 8.0$$

14 Caudal a tubería llena = Área de tubería * Velocidad llena

$$3.1416 * (D^2 / 4) * V = 3.1416 * (0.3^2 / 4) * 2.03 \text{ m}^3/\text{s} = 143 \text{ lit/seg}$$

15 Tiempo de flujo o recorrido.

$$TR = L / (60 * V)$$

$TR =$ tiempo de flujo o tiempo de recorrido, (min.)

$L =$ longitud desde el pozo 1 al 2, (m)

$V =$ velocidad (m/s).

$$TR = 77.85 / (60 * 2.03) = 0.64 \text{ min.}$$

16 Diferencia de cotas de proyecto (H) = 1513,578 - 1512,539 = 1.04 m

17 Salto = diferencia entre el corte de partida y el corte de llegada anterior. Se considerará como salto cuando esta diferencia sea mayor a 60 cm.

18 Cotas del terreno =

POZO 1 1515,078

POZO 2 1514,039

19 Cotas del proyecto =

POZO 1 1513,578

POZO 2 1512,539

20 Corte = Cota del terreno – Cota del proyecto

POZO 1 1515,078 - 1513,578 = 1,50

POZO 2 1514,039 - 1512,539 = 1,50

CAPITULO N° 3

3. TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE AGUAS NEGRAS.

3.1 GENERALIDADES

La generación de aguas residuales es un producto inevitable de la actividad humana. El tratamiento y disposición apropiada de las aguas residuales supone un conocimiento de las características físicas, químicas y biológicas de dichas aguas; de su significado y de sus efectos principales sobre la fuente receptora.

“Desde el punto de vista de las fuentes de generación, o aguas portadoras de residuos, procedentes tanto de residencias como de instituciones públicas y establecimientos industriales y comerciales, a los que pueden agregarse, eventualmente, aguas subterráneas, aguas superficiales y pluviales. Estos líquidos son putrescibles y su descomposición produce grandes cantidades de gases ofensivos y pueden contener numerosas bacterias patógenas que normalmente viven en el intestino del hombre, o las que se encuentran presentes en ciertos desechos industriales como tenerías o lavanderías. Es por todo esto que la evacuación inmediata, seguida de un adecuado tratamiento y eliminación de esta agua, es necesaria en toda sociedad”. (1)

La Ingeniería sanitaria es la rama de la ingeniería civil que aplica los principios básicos de la ciencia y de la ingeniería a los problemas de control de las aguas contaminadas. El objeto final es la protección del medio ambiente empleando medidas conformes a las posibilidades e inquietudes económicas sociales y políticas.

3.1.1 NECESIDADES DEL TRATAMIENTO

“El problema de disponer de las aguas negras fue imponiéndose como una necesidad básica en las ciudades, debido al uso del agua para recoger y arrastrar

1 ROMERO Rojas Jairo Alberto, TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, TEORÍA Y PRINCIPIOS DE DISEÑO, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería Pág. 17, Primera Edición 2000

los productos de desecho de la vida humana. Antes de esto, los volúmenes de desecho, sin que el agua sirviese de vehículo, eran muy pequeños y su eliminación se limitaba a los excrementos familiares o individuales. El primer método consistía en dejar los desechos corporales y las basuras en la superficie de la tierra, en donde eran gradualmente degradados por las bacterias (principalmente del tipo anaerobio). Esto originaba la producción de olores ofensivos. Después, la experiencia demostró que si todos los desechos eran enterrados prontamente, se prevenía el desarrollo de tales olores. La siguiente etapa consistió en el desarrollo de los retretes o letrinas enterradas, que es un método de eliminación de los desechos de excrementos que todavía se emplea profusamente” (2).

Con el desarrollo de los suministros de agua a las poblaciones y el uso del agua para arrastrar o transportar los desechos caseros, se hizo necesario encontrar métodos para disponer no solamente de los desechos mismos, sino para el agua portadora. Se emplearon para ello tres métodos posibles; la irrigación, la disposición sub.-superficial y la dilución.

A medida que fue creciendo la población urbana, con el proporcional aumento de volumen de aguas negras y desechos orgánicos, resultó que todos los métodos de disposición eran poco satisfactorios que se hizo imperativo tomar medidas esenciales para remediarlos y se inició el desarrollo de los métodos de tratamiento, antes de la disposición final de las aguas negras.

Los objetivos que hay que tomar en consideración en el tratamiento de aguas negras incluyen:

- 1) La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para uso doméstico.
- 2) La prevención de enfermedades.
- 3) La prevención de molestias.
- 4) El mantenimiento de aguas limpias para el baño y otros propósitos recreativos.

² Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS, Editorial Limusa, 1980, Págs. 25,27,29,30.

- 5) Mantener limpias las aguas que se usan para la propagación y supervivencia de los peces.
- 6) Conservación del agua para usos industriales y agrícolas.
- 7) La prevención del azolve de los canales navegables.

Una planta de tratamiento de aguas negras se diseñará para retirar de las aguas negras las cantidades suficientes de sólidos orgánicos e inorgánicos que permiten su disposición, sin infringir los objetivos propuestos.

Los diversos procesos que se usan para el tratamiento de las aguas negras siguen estrechamente los lineamientos de los de auto purificación de una corriente contaminada. Los dispositivos para el tratamiento solamente localizan y limitan estos procesos a un área adecuada, restringida y controlada, y proporcionan las condiciones favorables para la aceleración de las reacciones físicas y bioquímicas.

3.1.2 VARIABILIDAD Y ANÁLISIS DEL AGUA RESIDUAL

La actividad de la vida biológica en las aguas negras produce muchos cambios en la composición química de sus sólidos. Estos cambios químicos, o más bien dicho, cambios bioquímicos (puesto que se llevan a cabo debido al desarrollo biológico) no solamente indican las actividades de los microorganismos, sino que miden también el grado de descomposición de los sólidos y por ende la eficacia de cualquier proceso de tratamiento en particular.

El tratamiento de las aguas negras no altera ni modifica los procesos naturales. Una planta de tratamiento no es sino un dispositivo que sirve para situar en un lugar más adecuado, un taller en el que los procesos naturales de descomposición de la materia orgánica muerta se llevan hasta donde sea necesario y, hasta cierto grado, se controla y aceleran.

Los cambios químicos o bioquímicos de las aguas negras se miden mejor mediante los análisis químicos. Por medio de estos análisis se podrá:

- a) Identificar y medir las reacciones químicas.
- b) Identificar y medir los compuestos químicos formados en esas reacciones bioquímicas
- c) Medir el grado y velocidad de descomposición de los sólidos orgánicos.
- d) Medir la eficiencia de los diversos métodos y dispositivos que se usen en el tratamiento de las aguas negras.

3.1.3 CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

La extensión y naturaleza de la descomposición bacteriana de los sólidos en las aguas residuales, han dado origen a ciertos términos, que describen las condiciones o estados de las aguas residuales, así tenemos:

AGUAS PLUVIALES

Son las aguas de la escorrentía superficial por las precipitaciones atmosféricas (lluvia, nieve, granizo,...). Se caracterizan por grandes aportaciones intermitentes de caudal, y por una contaminación importante en los primeros 15 – 30 minutos. Las cargas contaminantes se incorporan al agua al atravesar la atmósfera y por el lavado de superficies y terrenos.

AGUAS NEGRAS O URBANAS

Son aguas recogidas en las aglomeraciones urbanas procedentes de los vertidos de la actividad humana doméstica, o a la mezcla de éstas con las procedentes de actividades comerciales, industriales y agrarias integradas en dicha aglomeración, y con las de drenaje y escorrentía de dicho núcleo.

- ✓ **AGUAS NEGRAS FRESCAS.** Como su nombre lo indica, son las aguas negras en su estado inicial, inmediatamente después de que se han incrementado sólidos del agua, contienen el oxígeno disuelto que se encuentra en el agua potable

y permanecen frescas mientras haya oxígeno suficiente para mantener la descomposición aeróbica. Tales aguas negras son turbias, con sólidos en suspensión de color grisáceo y tienen un olor mohoso no desagradable.

✓ **AGUAS NEGRAS SÉPTICAS.** En estas aguas ya no existe oxígeno disuelto de manera que entran en descomposición anaeróbica, con producción de ácido sulfhídrico, y otros gases; tales aguas se caracterizan por su color negruzco, su olor fétido y desagradable.

✓ **AGUAS NEGRAS ESTABILIZADAS.** Son las aguas en las que los sólidos se han descompuesto, en sólidos relativamente inertes, y el oxígeno disuelto está nuevamente presente por haber sido absorbido por la atmósfera, su olor es ligero o nulo, y tiene sólidos suspendidos.

AGUAS INDUSTRIALES

Aguas procedentes de actividades industriales (preparación de materias primas, elaboración y acabado de productos, así como la transmisión de calor y frío).

Con independencia del posible contenido de sustancias similares a los vertidos de origen doméstico, pueden aparecer en las aguas industriales elementos propios de cada actividad industrial, entre los que pueden citarse: tóxicos, iones metálicos, productos químicos, hidrocarburos, detergentes, productos radioactivos, etc.

AGUAS AGRARIAS

Son aguas procedentes de actividades agrícolas y ganaderas. La denominación de aguas agrícolas se debe reservar a las procedentes exclusivamente de la actividad agrícola, aunque está muy generalizada (impropiamente) su aplicación también a las procedentes de actividades ganaderas. La contaminación de las aguas agrarias es muy importante, perjudicando sensiblemente las características del cauce o medio receptor.

3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO DE SANITARIA Y MICROBIOLOGÍA.

Toma de muestras.

La muestra se toma colocando un recipiente apropiado sobre el flujo y luego llenándolo, para los ensayos físicos el envase debe estar limpio, y para los ensayos bacteriológicos los recipientes deben estar esterilizados. Se tomaron cuatro muestras las cuales se ubican en las siguientes coordenadas.

TABLA 3.1

NUMERO DE MUESTRA	COORDENADA NORTE	COORDENADA ESTE	ELEVACIÓN m.s.n.m.
PM00	9533010	17692834	1472
PM01	9533077	17692847	1471
PM02	9533168	17693329	1480
PM03	9533388	17693360	1466

Fuente: Trabajo de campo

Elaboración: Los autores



Volumen de Muestra.

La cantidad requerida para el análisis depende del número de parámetros que se desee determinar. En general para el análisis de un solo reconstituyente se requieren por lo menos, 100 ml; para análisis de rutina de muestras simples, 2 litros, y para muestras compuestas, 4 litros. ⁽³⁾

De acuerdo a los ensayos físicos químicos se tomó un volumen de 2 litros, y para los bacteriológicos un volumen de 150 ml, siendo estos volúmenes los solicitados por el laboratorio.

Los resultados de los ensayos de agua se detallan en el anexo 4.

³ ROMERO Rojas Jairo Alberto, TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, TEORÍA Y PRINCIPIOS DE DISEÑO, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería Pág. 80, Primera Edición 2000

3.3 ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

Los ensayos realizados en el laboratorio de mecánica de suelos de la U.T.P.L, con fecha 7 de julio del año en curso, se tomo las muestras in-situ, para poder determinar las características del suelo, los ensayos son:

- Contenido de Agua
- Límite Líquido
- Límite Plástico
- Granulometría
- Compresión simple
- Compactación Proctor

Las muestras se hicieron a una profundidad de 1.50m. El detalle de los resultados de las muestras de suelo realizadas en el laboratorio está en anexos.

3.4 COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

El entendimiento de la naturaleza de las características físicas, químicas, y biológicas de las aguas residuales es esencial para el proyecto y funcionamiento de las instalaciones para su recogida, tratamiento y evacuación y para la técnica de la gestión de la calidad ambiental.

TABLA 3.2

COMPOSICIÓN TÍPICA DEL AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA BRUTA

CONTAMINANTES	CONCENTRACIÓN			
	UNIDADES	DÉBIL	MEDIA	FUERTE
Sólidos totales (ST)	mg/L	350	720	1200
Disueltos totales (SDT)	mg/L	250	500	850
Fijos	mg/L	145	300	525
Volátiles	mg/L	105	200	325
Sólidos en suspensión(SS)	mg/L	100	220	350
Fijos	mg/L	20	55	75
Volátiles	mg/L	80	165	275
Sólidos sedimentables	mg/L	5	10	20
Demanda bioquímica de oxígeno:				
5 días; 20°C,(DBO5, 20°C)	mg/L	110	220	400
Carbono orgánico total (COT)	mg/L	80	160	290
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/L	250	500	1000
Nitrógeno (total como N)	mg/L	20	40	85
Orgánico	mg/L	8	15	35
Amoniaco libre	mg/L	12	25	50
Nitritos	mg/L	0	0	0
Nitratos	mg/L	0	0	0
Fósforo (total como P)	mg/L	4	8	15
Orgánico	mg/L	1	3	5
Inorgánico	mg/L	3	5	10
Cloruros	mg/L	30	50	100
Sulfato	mg/L	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO3)	mg/L	50	100	200
Grasa	mg/L	50	100	150
Coliformes totales	n.º/100ml	106 -107	107 -108	107 - 109
Compuestos orgánicos totales	µg/l	<100	100-400	>400

Fuente: METCALF –EDDY, Ingeniería de aguas residuales. Tercera Edición, 1995.125pag.

Elaboración: Los autores

3.4.1 CARACTERIZACIÓN BIOLÓGICA DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Las aguas residuales contienen **microorganismos**, entre los cuales están: los organismos eucariotas, eubacterias y las arqueobacterias; dentro de este grupo se incluyen las algas, hongos, y los protozoos que pertenecen a los organismos eucariotas; **las bacterias**, que se pueden clasificar como eubacterias procariotas

unicelulares, éstas desempeñan un proceso de descomposición y estabilización de la materia orgánica que sirven en los procesos de descomposición de las plantas de tratamiento; **los protozoos**, son microorganismos eucariotas cuya estructura está formada por una sola célula abierta, sirviendo principalmente para los tratamientos biológicos ya que se alimentan de bacterias y microorganismos microscópicos manteniendo el equilibrio natural en los cursos de agua; **plantas y animales**, que resultan útil al evaluar el estado y la toxicidad de las plantas de tratamiento, los parásitos más recurrentes suelen ser la triquinela, necator, ascaris y la filaria; **los virus**, excretados por el ser humano constituyen un peligro para la salud, ya que algunos de ellos pueden sobrevivir hasta 41 días, ya sea en aguas limpias como residuales.

Los virus, las bacterias, los protozoos y el grupo de los helmintos, son los principales clases de organismos patógenos que existen en un agua residual, estos organismos bacterianos patógenos que son excretados por el ser humano, son la causa primordial de enfermedades diarreicas (gastrointestinal) que afectan en gran medida a las poblaciones que no cuentan con un debido tratamiento de aguas residuales.

Los aspectos biológicos con los que el ingeniero sanitario debe estar familiarizado incluyen el conocimiento de los grupos principales de microorganismos que se encuentran en las aguas superficiales y residuales así como aquellos que intervienen en el tratamiento biológico, el de los organismos utilizados como indicadores de polución y su importancia, y, finalmente, de los métodos utilizados para valorar la toxicidad de las aguas residuales tratadas.

TABLA 3.3

CARACTERIZACION BIOLÓGICA DE LAS AGUAS RESIDUALES		
Agentes infecciosos potencialmente presentes en el agua residual domestica bruta		
ORGANISMO	ENFERMEDAD	COMENTARO
Bacteria		
Escherichia coli	Gastroenteritis	Diarrea
Legionella pneumophila	Legionelosis	enfermedades respiratorias
Leptospira(150 esp)	Leptopirosis	leptopirosis, fiebre
Salmonella typhi	Fiebre tifoidea	fiebre alta, diarrea, úlceras
Salmonella (- 1700esp)	Salmonelosis	envenenamiento de alimentos
Shigella (4esp)	Shigelosis	disentería bacilar
Vibrio cholerae	Colera	diarrea fuertes, deshidratación
Yersinia enterocolitica	Yersinosis	diarrea
Virus		
Adenovirus(31 tipos)	Enfermedades respiratorias	
Enterovirus(67 tipos)	Gastroenteritis, meningitis,	
anomalías cardiacas.		
Hepatitis A	Hepatitis infecciosas	fiebre.
Agente norwalk	Gastroenteritis	vómitos
Reovirus	Gastroenteritis	
Rotavirus	Gastroenteritis	
Protozoos		
Balantidium coli	Balantidiasis	diarrea, disenteria
Cryptosporidium	Criptosporidiosis	diarrea
Entamoeba histolytica	Amebiasis	diarreas prolongadas con sangre
Giardia lamblia	Giardiasis	diarreas, nauseas, indigestión
Helmintos		
Ascaris lumbricoides	Ascariasis	infestación de gusanos
Enterobius vericularis	Enterobiasis	gusanos
Fasciola hepatica	Fascioliasis	gusanos
Hymenolepis nana	Hymenolepiasis	tenia enana
Taenia saginata	Teniasis	tenia (buey)
T. solium	Teniasis	tenia (cerdo)
Trichuris trichiura	Trichuriasis	gusanos

Fuente: METCALF –EDDY, Ingeniería de aguas residuales. Tercera Edición, 1995. 107pag.

Elaboración: los autores

3.4.2 TRANSFORMACIÓN QUÍMICA DE LAS AGUAS NEGRAS.

“En las plantas de tratamiento, las aguas residuales sufren transformaciones que se producen mediante reacciones químicas, entre las cuales existen”:⁽⁴⁾

3.4.2.1. Precipitación química, se la realiza mediante la adición de productos químicos con la finalidad de alterar el estado físico de los sólidos disueltos y en suspensión, facilitando su eliminación por sedimentación.

3.4.2.2. Adsorción, este proceso consiste en la captación de sustancias solubles presentes en la interfase de una solución. Eliminación de materia orgánica no eliminada con métodos convencionales de tratamiento químico y biológico, también se emplea para clarificar el agua residual antes de su vertido final.

3.4.2.3. Desinfección. Consiste en la destrucción selectiva de los organismos que causan enfermedades, no todos los organismos se destruyen, lo que radica como la principal diferencia entre la desinfección y la esterilización.

3.4.2.4. Decloración, consiste en la eliminación de la totalidad del cloro combinado residual presente en el agua después de la cloración, para reducir los efectos tóxicos de los efluentes descargados en los cursos de agua.

3.4.2.5. Desinfección con dióxido de cloro, cloruro de bromo, ozono, rayos ultravioletas (UV), ayudan a la destrucción masiva de organismos causantes de enfermedades.

3.4.2.6. Desinfección con cloro. Es el desinfectante mas utilizado, por que cumple en su mayoría con los requisitos que se plantean en la Tabla 3.3.

3.4.3 FASES DE LAS AGUAS NEGRAS.

Las aguas negras pueden sufrir diferentes fases de tratamiento entre los cuales: el **pretratamiento**, que se refiere a la utilización de rejillas para la eliminación de sólidos gruesos, trapos, etc, el desengrasador para la eliminación de aceites y/o grasas y, por último el desarenador para la eliminación de materias en suspensión

⁴ Metcalf-Eddy, INGENIERÍA DE AGUAS RESIDUALES, 3. edición.1995, Pág.370

gruesa que puede causar problemas en el mantenimiento de la planta de tratamiento; en el **primario**, se elimina los sólidos en suspensión utilizando un decantador o tamizado ya que no es posible retener el 100% de las partículas en suspensión de las aguas residuales del pretratamiento; el **secundario**, consiste en la eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables, mediante el uso de sistemas de lagunaje, humedales, fangos activados, reactores de lecho fijo, etc; el **avanzado**, es aquel tratamiento que se utiliza cuando el caudal de aguas residuales se va a reutilizar, por lo cual es necesario conseguir efluentes de alta calidad.

3.5 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE DEPURACIÓN.

El objetivo es realizar una comparación entre las diferentes soluciones de depuración en pequeños núcleos y marcar criterios de selección de alternativas, que sirva para justificar la más adecuada en cada caso concreto de aplicación.

Las soluciones que se adoptan para pequeñas comunidades (con un tope entre los 100 y los 10.000 habitantes) deben tener en cuenta que los costos de construcción y de mantenimiento de las instalaciones pequeñas, muchas veces puede ser mayor (en costo per cápita) que las instalaciones mayores.



En instalaciones de pequeño tamaño muchas veces se encuentra que el caudal servido tiene unas fluctuaciones muy grandes entre el caudal máximo y el mínimo. La maquinaria y el equipamiento generan muchos más problemas en las pequeñas instalaciones que en las grandes. Los procesos tienen que ser muy simples de operar y se debe evitar complejas automatizaciones por la falta de personal especializado.

Por lo tanto, las soluciones que se utilizan en estas pequeñas instalaciones dan prioridad a los procesos que requieren tiempos mínimos de atención del personal. El equipamiento que se instala debe ser muy escaso y con bajo mantenimiento.

Cuanto más naturales sean los procesos más capacidad tendrán de funcionar bien en los márgenes de caudal que le llegarán y así tendrán menores requerimientos de energía.

Debe prestarse especial interés a contabilizar los aportes no urbanos que en las zonas rurales se suman a las redes de saneamiento, como lecherías, producciones azucareras, vinícolas, curtiembres, etc., ya que pueden determinar que la estación se sobrecargue. Los siguientes criterios adoptados de autores españoles, son fundamentales a la hora de la toma de decisión en la gestión de aguas residuales:

- **Salud pública**
 - Valores admisibles de vertidos recogidos en la legislación.
- **Reutilización.**
 - Irrigación.
 - Acuicultura.
 - Recarga de acuíferos.
- **Consideraciones medioambientales.**
 - Eutrofización en aguas receptoras.
 - Contaminación de playas.
 - Impactos en flora y fauna.
- **Molestias a la población.**
 - Ruidos.
 - Olores.
 - Paisaje.
 - Insectos.
- **Facilidad de operación.**
 - Necesidad de personal calificado.
 - Mantenimiento de equipos.
 - Probabilidad de fallos y roturas.
 - Flexibilidad de tratamiento.
- **Costos.**
 - Instalación de la planta.

- Mantenimiento.
- Costos energéticos.

3.5.1 CRITERIOS DE SELECCIÓN.⁷⁵

Consiste en la comparación de varios aspectos como son:

Superficie necesaria.

Simplicidad de construcción: Movimiento de tierras, obra civil, equipos.

Mantenimiento y explotación: Simplicidad de funcionamiento, necesidad de personal, duración del control, frecuencia en el control.

Costos de construcción.

Costos de explotación y mantenimiento.

Rendimientos: DQO, DBO, SS, Nt, Pt, Coliformes.

Estabilidad: Efecto de la temperatura, turbidez efluente, variación de caudal y carga.

Impacto ambiental: Molestia de olores, ruidos, insectos, integración con el entorno, riesgos para la salud, efectos en el suelo.

Producción de fangos.

Preselección. La selección de los posibles sistemas de depuración debe pasar por una primera etapa de preselección, donde según circunstancias específicas de cada lugar, población, superficie, grado de depuración exigida, limitaciones económicas, tipo de agua residual a tratar y otras características propias de cada lugar, haga viable o desechable alguna de las alternativas propuestas.

A continuación se presenta en las **Tablas 3.4 y 3.5**, los campos poblacionales de aplicación y la superficie necesaria por habitante para cada una de las alternativas posibles.⁷⁶

⁷⁵ COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 103 - 105. COLECCIÓN SENIOR Nº 12 MADRID 1992

Tabla 3.4. Campo poblacional de aplicación de las diferentes alternativas de depuración.

TABLA 3.4

Alternativa	Población equivalente							
	100	200	500	1000	2000	5000	10000	>10000
Fosa séptica	+++	++	+					
Tanque Imhoff	+++	+++	++	+				
Zanja filtrante	+++	+++	+++	++	++	+		
Lecho filtrante	+++	+++	+++	++	++	+		
Filtro de arena	+++	+++	+++	++	+			
Lecho de turba	++	+++	+++	+++	+++	++	+	
Pozo filtrante	+++	+++	+++	++	++	+		
Filtro verde	+	++	+++	+++	+++	++	++	+
Lecho de juncos	+	++	+++	+++	+++	++	+	+
Filtración rápida	+	++	+++	+++	+++	++	+	+
Escurrimiento superficial	++	+++	+++	+++	++	+	+	+
Laguna aireada			+	++	+++	+++	+++	+++
Laguna aerobia	+	+	++	+++	+++	+++	++	++
Laguna facultativa	+	++	+++	+++	+++	+++	++	++
Laguna anaerobia	++	++	+++	+++	+++	+++	+++	++
Laguna anae. Modificada				++	++	+++	+++	++
Lecho bacteriano	+	++	+++	+++	++	++	++	++
Biodisco			+	+	++	+++	+++	+++
Aireación prolongada	++	++	+++	+++	+++	+++	+++	++
Canal de oxidación				++	+++	+++	+++	+++
Trat. físico químico		+	+	++	+++	+++	+++	++

(+): poco, (++) : medio, (+++): mucho

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 105.

Elaboración: Los autores

Tabla 3.5. Superficie necesaria en cada alternativa.

Alternativa	Superficie necesaria (m ² /hab)
Fosa séptica.	0.10 - 0.50
Tanque Imhoff.	0.05 - 0.10
Zanja filtrante.	6 - 66
Lecho filtrante.	2 - 25
Filtro de arena.	1 - 9
Lecho de turba.	0.60 - 1.00
Pozo filtrante.	1 - 14
Filtro verde.	12 - 110
Lecho de juncos.	2 - 8
Filtración rápida.	2 - 22
Escurrimiento superficial.	5 - 15
Laguna aireada.	1 - 3
Laguna aerobia.	4 - 8
Laguna facultativa.	2 - 20
Laguna anaerobia.	1 - 3
Laguna anaerobia modificada.	1 - 5
Lecho bacteriano.	0.50 - 0.70
Biodisco.	0.50 - 0.70
Aireación prolongada.	0.20 - 0.80
Canal de oxidación.	1.20 - 1.80
Tratamiento físico químico.	0.10 - 0.20

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 106.

Elaboración: Los autores

Selección. Para ello confeccionamos tantas matrices como efectos contemplados en la selección. Los efectos se valorarán para cada alternativa preseleccionada, bien con cifras (m²/hab, \$/hab, \$/hab.año, lts fango/m³ AR, etc.) o con apreciaciones adimensionales (S: simple, MS: muy simple, C: complejo, P: poco, R: regular, etc.). Estas valoraciones se traducirán en cifras numéricas entre 0 y 10, que contemplan

las situaciones extremas más desfavorables y favorables respectivamente, para cada uno de los efectos.

A su vez en cada matriz podremos dar diferentes pesos en cada una de las filas, de tal forma, que si los pesos asignados a cada efecto han sido razonados y justificados, se elegirá como solución más idónea aquella que esté entre las de máxima puntuación, para lo cual se utiliza la siguiente expresión:

$$A_j = \frac{\sum_{i=1}^9 \alpha_{ij} * a_i}{\sum_{i=1}^9 \alpha_i} : \quad j = 1, \dots, 9$$

Para la comparación entre las soluciones de depuración, se ha establecido como posibles alternativas las siguientes: Infiltración rápida, laguna anaerobia y lechos bacterianos, que de acuerdo a las características de población y disposición de superficie necesaria pueden ser las más favorables para éste proyecto.

3.5.2 COMPARACIÓN ENTRE LAS SOLUCIONES DE DEPURACIÓN.

a). SUPERFICIE NECESARIA.

Demanda de área (m ² /hab)	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
	2 - 22	1 - 3	0.5 - 0.7	
Calificación	7	9	10	10
Total	7	9	10	10
Nota	7	9	10	

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 111.

Elaboración: Los autores

b). SIMPLICIDAD DE CONSTRUCCIÓN.

	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
Movimiento de tierra	s	c	ms	
Calificación	8	5	10	10
Obra civil	ms	ms	c	
Calificación	10	10	5	10
Equipos	ms	ms	c	
Calificación	10	10	5	10
Total	28	25	20	30
Nota	9	8	7	

ms = muy simple = 10

s = simple = 8

c = complicado = 5

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 112.

Elaboración: Los autores

c). EXPLOTACIÓN Y MANTENIMIENTO.

	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
Simp. funcionamiento	s	Ms	c	
Calificación	8	10	4	10
Necesidad Personal	p	P	m	
Calificación	10	10	4	10
Duración del control	p	P	m	
Calificación	10	10	4	10

Frecuencia				
control	pf	pf	f	
Calificación	10	10	8	10
Total	38	40	20	40
Nota	9	10	5	

ms = muy simple = 10 s = simple = 8 c = complicado = 5 p = poco = 10
 m = mucho = 4 pf = poco frecuente = 10 f = frecuente = 5 rf = razonablemente frecuente = 8
 Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 114.

Elaboración: Los autores

d). COSTOS DE CONSTRUCCIÓN.

	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
2001 - 5000				
Calificación	11	40	250	10
Total	9	10	4	10
Nota	9	10	4	

Costo = \$/hab.

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 116.

Elaboración: Los autores

e). COSTOS DE EXPLOTACIÓN Y MANTENIMIENTO.

	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
201 - 500				
Calificación	-	1.2	12	10
Total	9	10	8	10
Nota	9	10	8	

Costo = \$/hab.año

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 117.

Elaboración: Los autores

f). RENDIMIENTO.

	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
DQO	60 - 75	20	68 - 81	
Calificación	7	2	7	10
DBO	80 - 99	50 - 85	60 - 95	
Calificación	9	6	8	10
SS	92 - 99	60 - 80	52 - 90	
Calificación	9	7	7	10
Nt	25 - 90	30	15 - 70	
Calificación	6	3	4	5
Pt	90	10	5 - 30	
Calificación	9	1	2	5
Coliformes fecales	99 - 99.9	99 - 99.9	80 - 90	
Calificación	10	10	9	5
Total	37	22	30	45
Nota	8	5	7	

Rendimiento = %

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 119.

Elaboración: Los autores

g). ESTABILIDAD.

	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
Efectos temperatura	6	3	5	10
Turbidez efluente	10	3	5	10
Variación de caudal – carga	10	10	5	10
Total	26	16	15	30
Nota	9	5	5	

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 120.

Elaboración: Los autores

h). IMPACTO AMBIENTAL.

	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
Molestia de olores	PF	PN	PA	10
Calificación	2	2	8	
Molestia de ruidos	PI	PI	PA	10
Calificación	10	10	8	
Molestia insectos	PN	PN	PA	10
Calificación	5	5	8	
Integración entorno	N	N	M	10
Calificación	7	7	4	
Riesgos para	A	A	Ba	

salud				
Calificación	4	4	10	10
Efectos en el suelo	PF	PN	PI	
Calificación	2	5	10	10
Total	30	33	48	60
Nota	5	5	8	

B = buena = 10

N = normal = 7

M = mala = 4

PI = problema inexistente = 10 PA = problema atípico = 8 PN = problema normal = 5

PF = problema frecuente = 2 A = alto = 4

ME = medio = 7 BA = bajo = 10

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 121.

Elaboración: Los autores

i). PRODUCCIÓN DE FANGO.

	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
Producción fango	-	0.4 - 0.7	1 - 3	
Calificación	10	10	9	10
Total	10	10	9	10
Nota	10	10	9	

Producción = lts/m³. A.R.

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 123.

Elaboración: Los autores

j). MATRIZ FINAL DE SELECCIÓN.

	Infiltración rápida	Laguna anaerobia	Lecho bacteriano	Peso
Superficie necesaria.	7	9	10	10
Simplicidad de construcción.	9	8	7	7
Explotación y mantenimiento.	9	10	5	10
Costo construcción.	9	10	4	9
Costo de explotación y mantenimiento.	9	10	8	10
Rendimiento.	8	5	7	8
Estabilidad.	9	5	5	8
Impacto ambiental.	5	5	8	10
Fangos.	10	10	9	8
Total.	675	648	567	80
Nota.	8.44	8.10	7.09	

Fuente: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Ob. cit. p. 124.

Elaboración: Los autores

3.5.3 SISTEMA ADOPTADO PARA MALACATOS.

Las alternativas de tratamiento a elegirse están en proporción directa con el costo de construcción de la planta, y de la operación y mantenimiento de la misma. Los métodos más utilizados por ser económicos y eficientes en el país son los sistemas de lagunas, pero, no se optó por este sistema por las siguientes razones:

- No se ha obtenido una puntuación mayor, debiendo destacar, que la variación decimal en este sistema de calificación es importante.
- No se puede aplicar este tratamiento debido a que no existen espacios suficientes disponibles, que puedan ser dispuestos por su propietario, debido a los pequeños tamaños de las parcelas individuales y a la dependencia económica de los pobladores respecto a ellas.
- Existen alternativas con mayor puntuación.

Por lo tanto escogemos la alternativa de los lechos bacterianos, razón principal es del área que disponemos para el tratamiento.

Con estos antecedentes, lo que se busca, es un tratamiento eficiente y de menor demanda de área posible, o la combinación de tratamientos, que en conjunto, realicen la depuración deseada sin que se eleven los costos de operación y mantenimiento.

La alternativa escogida para el presente proyecto es la construcción de lechos bacterianos, el cual comprende: ESTRUCTURA DE ENTRADA - REJA DE DESBASTE - DESARENADOR - DESENGRASADOR - DECANTADOR PRIMARIO - FILTRO BIOLÓGICO - DECANTADOR SECUNDARIO - ERAS DE SECADO DE LODOS.

Estas unidades han sido tomadas en función de los siguientes criterios:

1. El efluente proveniente de un tanque decantador es desde el punto de vista de la salud humana, tan peligroso como las aguas residuales sin tratar, por lo que no se podrá descargar directamente a un curso receptor.
2. Los tratamientos primarios, no resuelven más que de un modo parcial la depuración de las aguas residuales, y por tanto deberá formar parte de un sistema de depuración más amplio.
3. La maquinaria y el equipamiento generan muchos más problemas en las pequeñas instalaciones que en las grandes. Los procesos tienen que ser muy simples de gobernar y debe huirse de complejas automatizaciones por la falta de personal especializado.
4. Las soluciones que se utilizan en pequeñas instalaciones dan prioridad a los procesos que requieren tiempos mínimos de atención del personal. El equipamiento que se instala debe ser muy escaso y con bajo mantenimiento. Cuanto más naturales sean los procesos mas capacidad tendrán de funcionar bien en los márgenes de caudal que le llegan y así tendrán menores requerimientos de energía.
5. El empleo del desbaste y recogida de grasas y aceites, influye directa y positivamente en el funcionamiento del conjunto de unidades destinadas al tratamiento.
6. El efluente vuelva a condiciones aerobias antes de su vertido.
7. La utilización de tanques decantadores como única unidad de tratamiento no se puede aceptar como suficiente, ya que en esencia, no tratan las aguas residuales, pues solo separa los sólidos por decantación y dispone fuera de ella la parte líquida.

8. La biomasa microbiana originada en el filtro biológico o lecho bacteriano es fácil de deshidratar, siendo reducida a un 60% del volumen original, y es microbiológicamente menos peligrosa. Además, es adecuada para la aplicación directa a las tierras de cultivo como fertilizante o acondicionadora del suelo.
9. El tratamiento biológico está proyectado a la reducción de la DBO, pero es también capaz de eliminar, en cierta medida, microorganismos patógenos.
10. La población microbiana adherida en el lecho no se elimina fácilmente, incluso aunque se la someta a compuestos tóxicos.
11. El tanque decantador constituye la protección del lecho bacteriano. Así mismo, está diseñado para realizar alguna digestión anaeróbica de los sólidos retenidos, y almacenar por un cierto tiempo los sólidos ya digeridos.
12. El líquido que sale del tanque decantador tiene altas concentraciones de materia orgánica y organismos patógenos por lo que se recomienda no descargar dicho líquido directamente a drenajes superficiales sino conducirlo a un tratamiento secundario.
13. Los sistemas de pretratamiento y tratamiento primario (decantador primario) solamente constituyen un proceso preparatorio en la depuración de las aguas residuales domésticas, por lo tanto, el efluente no posee las características físico-químicas ni microbiológicas adecuadas para ser descargado directamente a un cuerpo receptor. Por esta razón, es necesario proporcionar un tratamiento al efluente, con el propósito de disminuir los riesgos de contaminación y de perjuicio a la salud pública.
14. Las aguas del efluente no contienen oxígeno disuelto (condición que requiere la flora bacteriana anaeróbica para ejercer su acción desintegrante), pero si se

favorece su contacto con el aire, el oxígeno se absorbe rápidamente permitiendo la oxidación de los sólidos disueltos, mejorando su calidad.

15.

Las bacterias aerobias efectúan este nuevo proceso. La materia orgánica se mineraliza y en las aguas oxidadas es menos probable que perduren los gérmenes patógenos. Es por tanto recomendable, si se requiere aprovechar el proceso séptico, la oxidación del efluente.

16.

El tratamiento biológico se usa esencialmente para eliminar las sustancias orgánicas biodegradables (coloidales o disueltas) presentes en el agua residual. Básicamente, estas sustancias se transforman en gases que pueden escapar a la atmósfera y en tejido celular biológico que puede posteriormente eliminarse por sedimentación.

17.

El proceso biológico, cuando va precedido de sedimentación, puede reducir cerca de un 85% la DBO_5 .

18.

Los controles a realizar no son muy frecuentes ya que el proceso se desarrolla de forma automática por ser un proceso natural.

19.

El nivel de ruidos es nulo.

20.

Las bacterias son las encargadas de depurar la materia orgánica.

21.

Finalmente, resaltar la ausencia de consumo energético.

3.6 BASES Y PARÁMETROS DE DISEÑO

El tratamiento de aguas residuales tiene como propósito disminuir el grado de contaminación de las aguas, para ello se debe eliminar los sólidos gruesos, los sólidos en suspensión y los organismos patógenos de esta manera reducir la DBO de tal forma que se pueda evacuar estas aguas sin que contamine el medio ambiente.

Por lo antes dicho se ve en la necesidad de buscar alternativas de tratamiento para poder cumplir con este propósito.

3.6.1 CAUDAL MEDIO DE DISEÑO.

La dotación futura de agua potable para la ciudad de Malacatos es de 240 lit/hab/día, y la población es de 3543 hab para el año 2028, que nos servirán como base para no sobredimensionar la planta de tratamiento, que tiene una proyección de 25 años como periodo de diseño, con éstos se calcula el caudal medio de diseño utilizando la siguiente expresión:

$$Q_{m25} = 0.8 * P_{25} * D_{25}$$

Donde,

Q₂₅ = caudal de diseño de la depuradora para 25 años

P₂₅ = Población futura (población en 2028) = 3543 hab.

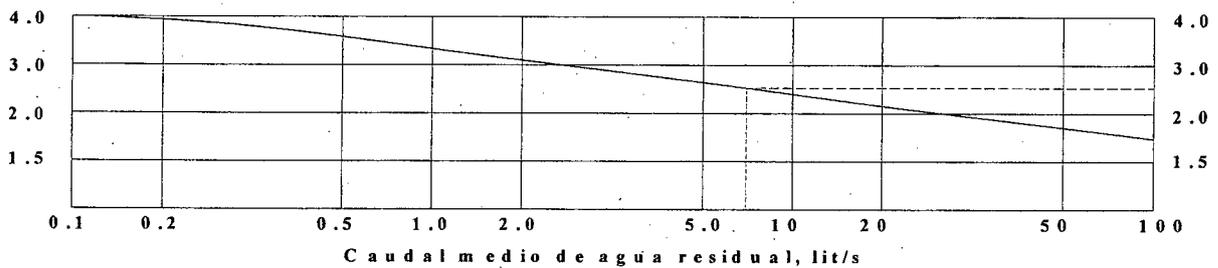
D₂₅ = Dotación futura (dotación en 2028) = 240 lit/hab/día

Q_{m25} = 680.26 m³/día.

3.6.2 CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño se obtiene de la multiplicación del caudal medio de diseño y un coeficiente de punta, que nos sirve para relacionar el caudal de punta o caudal máximo con el caudal medio, que corresponden al caudal máximo horario y máximo diario.

COEFICIENTE PUNTA A PARTIR DEL CAUDAL MEDIO DE AGUAS RESIDUALES.



El valor adoptado del coeficiente de punta es de 2.5⁹; para un caudal de 7.87 L/s

$$Q_{\text{diseño}} = 680.26 \text{ m}^3/\text{día} * 2.5$$

$$Q_{\text{diseño}} = 1700.65 \text{ m}^3/\text{día}, 0.019 \text{ m}^3/\text{s}, 19.68 \text{ L/s}.$$

3.6.3 UNIDADES DE PRETRATAMIENTO

Para la ciudad de Malacatos se ha diseñado un pretratamiento de acuerdo a la normativa y las investigaciones que existen sobre la depuración de aguas residuales, el objetivo es eliminar los materiales gruesos, grasas y sólidos sedimentables que ocasionan daños a la infraestructura que sirve como tratamiento final.

Para esto se ha diseñado las siguientes unidades:

- Cajón de llegada
- Aliviadero de entrada

⁹ Fuente: METCALF -EDDY, Ingeniería de aguas residuales, Tercera Edición, 1995. 174pag.

- Canal de entrada al cribado.
- Cribado.
- Desarenador (rectangular).
- Desengrasador.

3.6.3.1 CAJON DE LLEGADA

El cajón de entrada es una estructura que permite disipar la energía que tiene el agua que llega desde el emisario, este elemento es indispensable ya que nos permite controlar el agua que llega desde el emisario rompiendo su velocidad. Por la importancia que tiene se debe dar mantenimiento periódicamente a fin de que trabaje cumpliendo su función.

3.6.3.2 ALIVIADERO DE ENTRADA

Esta estructura nos permite regular el caudal que va ingresar al tratamiento ya que esta planta está diseñada para un caudal máximo y si este es mayor no trabajaría a su máxima capacidad.

3.6.3.3 CANAL DE ENTRADA AL CRIBADO

El canal de entrada al cribado nos permite obtener una velocidad adecuada para el cribado.

3.6.3.4 CRIBADO

A través de esta unidad podemos eliminar los materiales sólidos gruesos o de gran tamaño que llega en las aguas residuales, esto nos permite evitar impedimento o daños en las diferentes unidades de procesos que se emplean en el tratamiento, por lo que se utiliza una rejilla o tamices, para nuestro caso se diseñó una rejilla.



Las barras de gruesos a manejar deben tener una ancho entre 15 a 25mm y una separación entre barras no mayor a 25mm, ya que en la ciudad de Malacatos, hasta el momento no cuenta con un adecuado sistema de recolección de basura, las rejas de gruesos deben ser ubicadas de forma transversal al canal y deben tener una inclinación entre 44 y 60 grados con respecto a la horizontal, y por último para retener los residuos sólidos se utilizará dos tamices de separación entre barrotes de 3 a 10mm.

3.6.3.5 DESARENADOR

Esta estructura nos permite eliminar materiales sólidos especialmente las arenas y limos que llegan en las aguas residuales para que en las unidades siguientes puedan trabajar a su máxima capacidad con que fue diseñada. El proceso es que en esta unidad se logre sedimentar materiales sólidos como es la arena y limos que llegan en el agua residual.

3.6.3.6 DESENGRASADOR

Los desengrasadores tienen como objetivo el eliminar las grasas y flotantes del agua residual, esta unidad es recomendada para comunidades que tengan una población mayor a 1000 habitantes según la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (EX-IEOS), recomienda para la remoción de aceites de animales o minerales una permanencia de 3 min. en las pequeñas unidades de hasta 10 L/s, y 4 min. en las unidades de mayor tamaño.

3.6.4 UNIDADES DE TRATAMIENTO

3.6.4.1 DECANTADOR PRIMARIO

El objeto principal de la decantación primaria es la eliminación de los sólidos sedimentables, es decir aquellos sólidos que por su finura o densidad no fueron retenidos en las diferentes unidades de pretratamiento. El rendimiento de un decantador primario es del 50 a 60 por 100 de la materia en suspensión del afluente.

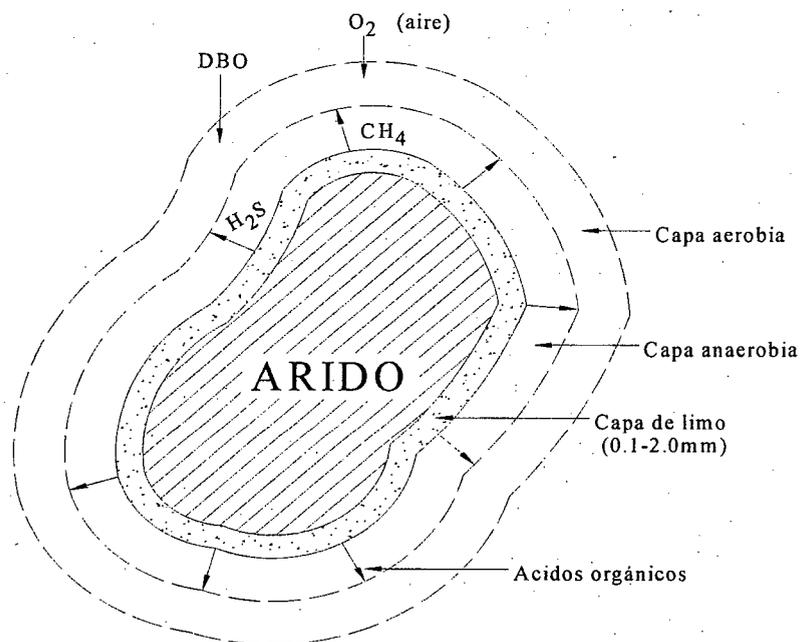
Los elementos fundamentales de todo decantador son.

- ✓ Entrada del afluente: Esta se debe proyectar de manera que la corriente de alimentación se difunda homogéneamente por todo el tanque.
- ✓ Deflectores: estos se los coloca normalmente en la entrada y salida del decantador, el primero nos sirve para conseguir una buena distribución del caudal afluente, y el segundo para retención de las sustancias flotantes, grasas y espumas.
- ✓ Vertedero de salida: este debe estar nivelado perfectamente. Por otro lado, para no provocar levantamiento de los fangos sedimentados, la relación del caudal afluente a la longitud total de vertido debe ser menor de 10-12 m³/h/m.
- ✓ Características geométricas: las relaciones entre ellas deben ser las adecuadas para la sedimentación de los tipos de partículas previstas. La forma puede ser rectangular, cuadrada o circular.

3.6.4.2 LECHO BACTERIANO (FILTRO BIOLÓGICO)

Los lechos bacterianos son sistemas de depuración biológica de aguas residuales en el que se produce la oxidación al hacer circular el agua por un medio poroso, aire y agua residual. La circulación del aire puede ser de forma natural o mecánica, esta circulación debe ser en contra corriente del agua.

La materia orgánica y sustancias contaminantes del agua son degradadas en una película biológica compuesta por microorganismos, que se desarrollan alrededor de los elementos constitutivos de la masa porosa. Esta película no debe tener más de 3 mm de espesor ya que no puede asegurar la acción del oxígeno en espesores mayores. La película se forma por adherencia de los microorganismos al árido y a las partículas orgánicas, formando la película. Al aumentar el espesor de ésta entra en anaerobiosis la parte profunda, al no llegar el oxígeno. Se produce conjuntamente una fase anaeróbica con desprendimiento de gases y rotura de la película, perdiendo la capacidad de adherencia al medio poroso. Se desprende la película, siendo arrastrada por el agua residual y conducida a la decantación secundaria, donde se producirá la sedimentación.



3.6.4.3 DECANTADOR SECUNDARIO

Esta estructura tiene como objeto el sedimentar los lodos floculados en el filtro biológico.

Los elementos y parámetros de diseño son los mismos que un decantador primario por lo tanto las dimensiones siempre son las mismas que el decantador primario.

3.7 DISEÑO DE LAS UNIDADES DE PRETRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Datos:

$P_a = 1901$ hab.

$P_f = 3543$ hab.

Periodo de diseño = 25 años,

Área = 77.75 Ha.

Velocidad = 1.36 m/s. (del emisario), ver cálculo de la red de alcantarillado sanitario

Caudal medio diario = 680.26 m³/día.

Caudal de diseño = 1700.64 m³/día = 0.0196m³/s = 19.68 L/s

3.7.1 LONGITUD DEL CHORRO EN EL CAJÓN DE LLEGADA:

Datos:

$g = 9.81\text{m/s}^2$. (Gravedad)

$V_o = 1.36$ m/s velocidad en la descarga.

$y = 10\text{-}15\text{cm}$. Norma Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (EX-IEOS), se adoptó 15cm.

$$y = 0.5 * g * t^2$$

$$x = V_o * t$$

$$t = (2y/g)^{0.5} = 0.17\text{s.}$$

$$x=0.240m.$$

3.7.2 VERTEDERO DE EXCESOS

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

Donde:

C = Coeficiente del vertedero de cresta ancha = 2.2

L = Longitud del Vertedero.

H = Carga de agua sobre la cresta del vertedero.

Condición a cumplir en el vertedero:

$$\frac{d}{H} \geq 1.33$$

Si tomamos: L = 0.60 m

$$H = \left[\frac{Q}{C * L} \right]^{2/3}$$

$$H = \left[\frac{0.0046}{2.2 * 1.0} \right]^{2/3} = 0.075 \text{ m} = 7.50 \text{ cm}$$

Perfil Creager	
X(cm)	Y(cm)
0	0
2	0.26
4	1.03
6	2.32
8	4.12
10	6.44
11	7.79
12	9.28

3.7.3 LONGITUD DE TRANSICIÓN AL CANAL DE ENTRADA

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \operatorname{tg} 12.50}$$

Donde:

L = longitud de transición,

b1= ancho cajón de entrada, 0.60 m

b2= ancho canal de entrada, 0.15 m

$$L = \frac{0.60 - 0.15}{2 \operatorname{tg} 12.50}$$

$a = \text{ángulo de transición, } 12.5^\circ$

$L = 1.00\text{m}$

3.7.4 CANAL DE ENTRADA (RECTANGULAR)

□ **Pendiente** del canal de entrada = 15‰ (Asumida). [$S \geq 0.5\%$ (5‰) Manual de Depuración URALITA].

□ **Caudal de Diseño:**

El caudal permitido a ingresar al pretratamiento será de: **19.68 lts/s**

Caudal de diseño = $19.68 \text{ lts/s} = 0.01968 \text{ m}^3/\text{s}$

Para el dimensionamiento del canal de llegada al pretratamiento se elige transportar el agua mediante un canal rectangular.

Las fórmulas usadas son:

$$K = \frac{Q * n}{b^{8/3} * S^{1/2}}$$

$$\frac{d}{b} = 1.66240 * K^{0.74232} \quad (\text{Canal Rectangular})$$

La velocidad debe mantenerse entre los siguientes límites (0.7 – 2.0 m/s). Según Sviatoslav Krochin.

Según el Manual de Depuración Uralita, recomienda las siguientes velocidades:

- $V > 0.6 \text{ m/s}$. (A Caudal Medio $Q_{\text{med.}}$)
- $V < 3.0 \text{ m/s}$. (A Caudal Máximo $Q_{\text{máx.}}$)

El canal es de hormigón ($n = 0.013$)

El ancho del canal según el Manual de Uralita debe ser:

$$0.3 \leq [b \text{ (m)}] \leq 0.7$$

Sin embargo, debido al poco caudal, adoptamos una base de canal **$b = 0.15 \text{ m}$** .

Tenemos:

$$K = \frac{0.01968 * 0.013}{0.15^{8/3} * 0.015^{1/2}}$$

$$K = 0.329$$

Luego:

$$\frac{d}{b} = 1.66240 * 0.329^{0.74232}$$

$$\frac{d}{b} = 0.728$$

Pero $b = 0.15$ m, luego:

$$d = 0.15 \text{ m} * 0.728 = 0.1092 \text{ m}$$

$$d = 10.92 \text{ cm.}$$

Luego, si comprobamos la velocidad, tenemos:

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

$$V = \frac{1}{0.013} * \left[\frac{0.15 * 0.1092}{0.15 + 2 * 0.1092} \right]^{2/3} * 0.020^{1/2}$$

$$V = 1.18 \text{ m/s} < 3.0 \text{ m/s} \text{ Ok.}$$

$$V = 1.18 \text{ m/s} > 0.6 \text{ m/s} \text{ Ok.}$$

$$\text{Comprobamos que } \frac{d}{H} \geq 1.33$$

Donde: $d/H = 1.461$ Por lo tanto cumple

Se recomienda tomar una altura de seguridad ≥ 0.40 m, pero, dadas las características hidráulicas de diseño se adopta como altura de seguridad **0.3908 m.**

El resumen de los datos del canal de entrada al pretratamiento es:

- Ancho del canal = 0.15 m
- Calado del canal a Caudal Máximo = 10.90 cm.
- Altura del canal = 0.50 m.
- Longitud del canal = 1.00 m.

3.7.5 LONGITUD DE TRANSICIÓN AL CANAL DE CRIBADO

$$b_1 = ((c / s) - 1) * (s + a) + s$$

Donde:

a: Ancho de los barrotes de la rejilla mm, = 10

c : Ancho del canal de entrada mm = 150

s : separación útil entre barrotes mm = 50

b1: Ancho del canal de cribado mm = 170

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \operatorname{tg} 12.50}$$

Donde:

L = longitud de transición,

b1= ancho canal de desbaste, 0.20 m (adoptado)

b2= ancho canal de entrada, 0.15 m

$$L = \frac{0.20 - 0.15}{2 \operatorname{tg} 12.50}$$

a = ángulo de transición, 12.5°

L = 0.11m

3.7.6 DESBASTE

$$n = \frac{(b - s)}{(a + s)}$$

Velocidad (0.3-0.6) m/s,

Donde:

a = ancho de las barras,(5-15mm), Norma SSA, se adopto 10mm

b = ancho del canal en la zona de rejilla

c = ancho del canal en la zona de entrada. 150mm, adoptado

s = separación útil entre las barras (25-50mm), Norma SSA, se adoptó 50 mm.

n = número de barras = 5 unidades

Inclinación 45° , adoptado

h = altura del agua = 164mm.

L = Longitud de la rejilla = 0.23 m

$$h_f = F * \left(\frac{a}{s} \right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} \text{Sen } \phi$$

F = 2.42 rectangular.

h_f = 0.003mm

En resumen se obtuvo que las barras de sección rectangular sean de un espesor de 10mm, con una separación de 25mm, de acuerdo con las normas establecidas por la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (EX – IEOS).

3.7.7 LONGITUD DE TRANSICIÓN AL DESARENADOR

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \text{tg } 12.50}$$

Donde:

L = longitud de transición,

b_1 = ancho canal de desbaste, 0.20 m

b_2 = ancho canal de entrada, 0.40m

$$L = \frac{0.20 - 0.40}{2 \text{tg } 12.50}$$

$a = \text{ángulo de transición, } 12.5^\circ$

$L = 0.45 \text{ m}$

3.7.8 DESARENADOR

Datos:

$Q = 0.01968 \text{ m}^3/\text{s} = 19.68 \text{ L/s}$

Tiempo de retención $\Rightarrow 30 \text{ seg}$, se adoptó 60 seg .

Velocidad horizontal $= 0.30 \text{ m/s} (\pm 20\%)$, se adoptó 0.3 m/s ,

Peso específico de las arenas: 2.65 ,

Diámetro de las partículas a retenerse $= 0.15 \text{ mm}$

Limpieza del desarenador cada 9 días .

$$Q = A * Va$$

$$A = 0.066 \text{ m}^2.$$

Relación $B = 2 * h$ (recomendada por norma de la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (Ex - IEOS) $A = 2 * h^2$

$$h = (A/2)^{0.5}$$

$$h = 20 \text{ cm},$$

$$b = 40 \text{ cm},$$

$$1 < \frac{b}{h} < 5$$

$$\frac{b}{h} = 2, \text{ ok.}$$

Altura de sedimentación,

Hs = 0.20 cm, norma recomendada por la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (EX – IEOS)

$$Ht = 0.20 + 0.20$$

$$Ht = 0.40 \text{ m}$$

Volumen que pasa por el desarenador,

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{tiempo}}$$

$$\text{Vol} = 0.01968 * 9 * 24 * 60 * 60$$

$$\text{Vol} = 15303.17 \text{ m}^3$$

Volumen de sólidos a retenerse:

Según, la Dra. Petia Mijaylova, el valor de la cantidad de arena recogida por el desarenador es de 7.5 a 90 L/s, por cada 1000 m³, de agua residual.

Se adoptó un valor de 30 L/1000m³, de agua residual

$$V_{sr} = \text{Volumen} * \frac{30}{10^6}$$

$$V_{sr} = 0.46 \text{ m}^3$$

Longitud del desarenador:

$$L_d = \frac{V_{sr}}{h_s * B}$$

$$L_d = (0.46) / (0.20 * 0.40)$$

$$L_d = 5.74 \text{ m}$$

Se debe mayorar 30 - 50 % Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (EX_ IEOS)

Se adoptó un valor del 30%,

$$L_d = 7.50 \text{ m}$$

3.7.9 DESENGRASADOR

Recomienda la norma que tenga una relación de largo: ancho de 1.8; 1.0

Carga hidráulica: 20 m/h,

Caudal a depurar: 0.01968 m³/s

$$\text{Carga hidráulica (CH)} = \frac{\text{Caudal a depurar}}{\text{Area.}}$$

$$A = 3.54 \text{ m}^2$$

$$\text{area} = 1.5b^2$$

$$\text{area} = b * L$$

$$\frac{L}{b} = 1.5$$

$$L = 1.5b$$

$$b = 1.50 \text{ m}$$

$$L = 2.30 \text{ m}$$

Para caudales entre 10 L/hab./día a 20 L/hab./día,

$$Q = \frac{\text{Vol}}{\text{tr}}$$

$$\text{Tr} = 4 \text{ min. (240 seg.)}$$

$$Q = 1.2 * 1.8 * h / 180s$$

$$h = (0.009 * 180) / (1.2 * 1.8)$$

$$h = 0.75$$

En anexos se detallan los planos correspondientes al pretratamiento.

3.8. DISEÑO DE UNIDADES DE TRATAMIENTO

3.8.1 DISEÑO DEL DECANTADOR PRIMARIO:

El objetivo fundamental de la decantación primaria es la eliminación de los sólidos sedimentables. La mayoría de las sustancias en suspensión de las aguas residuales, no pueden retenerse en razón de su finura o densidad, en las rejillas, desarenadores y cámaras de grasas.

La reducción de la velocidad de la corriente por debajo de un determinado valor será el fundamento de la eliminación de un 50 a 60 % de las materias en suspensión del afluente. Al depositarse estas partículas de fango, arrastran en su caída una cierta cantidad de bacterias con lo que se alcanza también, en este tipo de tratamiento, una reducción de la DBO y una cierta depuración biológica.

Para el dimensionamiento, basta en principio seleccionar un tiempo de retención y una carga hidráulica adecuados para obtener el rendimiento que se desee.

Los elementos de un decantador son: Entrada del afluente

Deflectores (2)

Vertedero de salida.

Características geométricas adecuadas.

Dimensionamiento geométrico del decantador primario

Decantación primaria	Tiempo de retención		
	Valor mínimo	Valor típico	Valor máximo
Caudal medio	1.50 h	2.00 h	3.00 h
Caudal máximo	1.00 h	1.50 h	2.00 h

Luego, tenemos que el tiempo de retención es:

$$T_R = \frac{\text{Volumen}}{Q}$$

$$\text{Volumen} = T_R * Q$$

$$\text{Volumen} = 1.50 \text{ h} * 0.01968 \text{ m}^3 / \text{s} * 3600 \text{ s} / \text{hora} = 106.29 \text{ m}^3$$

Zona de digestión:

Se proyecta una limpieza de lodos cada **14 días**:

Volumen de lodos = **10.63 m³** (De Eras para secado de lodos)

Volumen total = 106.29 m³ + 10.63 m³ = **116.92 m³**

Si consideramos una profundidad del decantador de 1.50 m, el área requerida será:

$$\text{Volumen} = A * h$$

Donde: A = superficie del decantador

h = 1.50 m. (Valor mínimo)

$$A = \frac{\text{Volumen}}{h} = \frac{116.92 \text{ m}^3}{1.5} = 77.95 \text{ m}^2$$

Ahora, tomando una relación Largo/ ancho = 8.0, se tiene:

$$A = L * b = 78.00 \text{ m}^2$$

$$b = 6.50 \text{ m}; \text{ y}$$

$$L = 12.00 \text{ m}$$

Se adoptan valores de: **L = 12.00 m y b = 6.50 m.**

Dimensiones en decantadores rectangulares.

Decantación primaria	Valor mínimo	Valor típico	Valor máximo
L	5.0	-	90
L/h	5.0	15	40
L/b	1.5	4.5	7.5
h	1.5	3.0	3.0

L = 12.00 m.

b = 6.50 m.

h = 1.50 m.

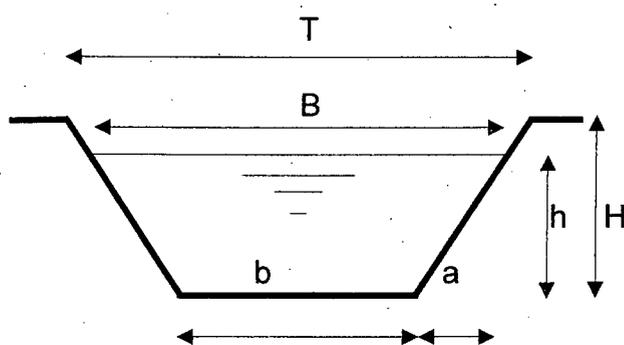
L/h = 8.0

L/b = 1.85 > 1.50

Para la construcción se recomienda que las paredes del decantador formen un talud con el suelo natural, con lo que se consigue una mínima presión del suelo sobre las mismas, evitando así la necesidad de acero de refuerzo para sostener el empuje del suelo:

Sección transversal:

At = 6.50 m * 1.50 m = 9.75 m²



$$A = \frac{(B+b) \cdot h}{2}$$

$$h = 3 \cdot a$$

$$B = 2 \cdot a + b$$

$$A = (2a + 2b) \cdot 3a / 2$$

$$A = (a + b) \cdot 3a = 3a(a + b)$$

$$A = 3a^2 + 3ab$$

$$9.75 \text{ m}^2 = 3a^2 + 3ab$$

$$3a^2 + 3ab = 9.75$$

Si: $a = 0.50 \text{ m}$

$$3 \cdot 0.50^2 + 3 \cdot 0.50 \cdot b = 9.75$$

$$b = (9.75 - 0.75) / 1.50$$

$$b = 6.00 \text{ m.}$$

Adoptamos: $b = 6.00 \text{ m.}$

$$a = 0.50 \text{ m.}$$

$$h = 1.50 \text{ m.}$$

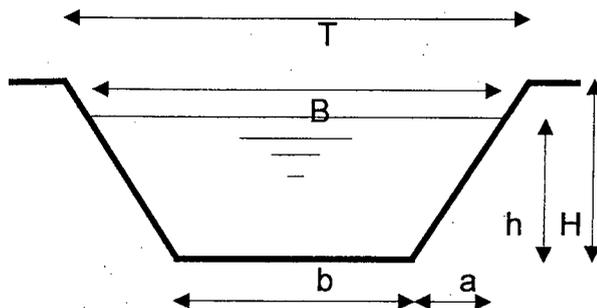
$$B = 7.00 \text{ m.}$$

$$H = 1.50 \text{ m} + 0.45 \text{ m} = 1.95 \text{ m.}$$

$$T = 7.00 \text{ m} + 2 \cdot 0.45 / 3 \text{ m} = 7.50 \text{ m.}$$

Sección longitudinal:

$$A_l = 12.00 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} = 18.00 \text{ m}^2.$$



$$A = \frac{(B+b)}{2} \cdot h$$

$$h = 3a$$

$$B = 2 \cdot a + b$$

$$A = (2 \cdot a + 2 \cdot b) \cdot 3a / 2$$

$$A = (a + b) \cdot 3a = 3a(a + b)$$

$$A = 3a^2 + 3ab$$

$$18.00 \text{ m}^2 = 3a^2 + 3ab$$

$$3a^2 + 3ab = 18.00$$

Si: $a = 0.50 \text{ m}$

$$3 \cdot 0.50^2 + 3 \cdot 0.50 \cdot b = 18.00$$

$$b = (18.00 - 0.75) / 1.50$$

$$b = 11.50 \text{ m}$$

Adoptamos: $b = 11.50 \text{ m.}$

$$a = 0.50 \text{ m.}$$

$$h = 1.50 \text{ m.}$$

$$B = 12.50 \text{ m.}$$

$$H = 1.50 \text{ m} + 0.45 \text{ m} = 1.95 \text{ m.}$$

$$T = 12.50 \text{ m} + 2 \cdot 0.45/3 \text{ m} = 12.80 \text{ m} .$$

Volumen total:

$$V_t = A_t \times A_l/h = 9.75 \text{ m}^2 \times 18.00 \text{ m}^2/1.50 \text{ m}$$

$$V_t = 117.00 \text{ m}^3.$$

Vertedero de Entrada:

Fórmula del vertedero:

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

Donde:

$$C = 2.20$$

L = longitud del vertedero.

H = carga de agua sobre la cresta del vertedero.

Si se considera el diseño de un vertedero en todo lo ancho del sedimentador, tenemos:

$$L = 7.00 \text{ m}.$$

Luego:

$$H = \left(\frac{0.01968}{2.2 * 7.00} \right)^{2/3} \cong 0.0078 \text{ m}$$

$$H = 0.012 \text{ m}$$

$$H = 1.20 \text{ cm}$$

Pantallas Deflectoras

Se considera el diseño de 2 pantallas deflectoras en todo el ancho del sedimentador la una al inicio (uniformizar el flujo) y la otra al final (retener grasas y flotantes).

Vertedero de Salida

Al final del decantador primario se proyecta un vertedero semejante al vertedero de entrada, el cual evacua el agua directamente al filtro biológico. Éste, al igual que el vertedero de entrada, debe estar perfectamente nivelado para su funcionamiento correcto.

3.8.2 DISEÑO DEL LECHO BATERIANO (FILTRO BIOLÓGICO).

Para el cálculo del filtro partimos de los siguientes criterios de diseño:

- Caudal de diseño = 19.68 lts/s = 1700640 lts/día.
- DBO₅ = 180 mg/l
- Eficiencia del decantador primario = 40% (adoptado).

La carga a aplicarse al filtro será el 60% restante de DBO₅ o sea un valor de $0.60 \times 180 \text{ mg/l} = 108 \text{ mg/l} = \text{CS}$.

Información típica para filtros percoladores en **Tabla 3.6**

	Baja carga	Carga	Carga alta	Muy	De	Doble etapa
Elemento		Intermedia		alta carga		
Medio filtrante	Piedra, escoria	Piedra, escoria	Piedra	Piedra	Plastico, madera	Roca, plástico
Carga hidráulica m ³ /m ² día	1.20-3.50	3.50-9.40	9.40-37.55	11.70-70.40	47.0-188.0	9.4-37.55
Carga orgánica, Kg DBO ₅ /m ³ d	0.08-0.40	0.25-0.50	0.50-0.95	0.48-1.60	1.6-8.0	0.95-1.80
Profundidad, m	1.80-2.40	1.80-2.40	0.90-1.80			
Relación de recirculación	0	0-1	1-2	1-2	1-4	0.5-2
Moscas en el filtro	Abundantes	Algunas	Escasas	Escasas o ninguna	Escasas o ninguna	Escasa o ninguna
Arrastre de sólidos	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continua	Continua	Continua
Eficiencia de eliminación de la DBO, %	8-90	50-70	65-85	65-80	40-65	85-95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Escasamente nitrificado	Escasamente nitrificado	No nitrificado	Bien nitrificado

Fuente: Tabla 10-13 Metcalf & Eddy (pag 699)

Tipo de carga (según tabla 3.6)	INTERMEDIA
% de depuración 50 - 70% (DBO)	86%
D14 altura de lecho según tipo de carga	1.80 m
Coeficiente de recirculación =	0
Temperatura mes frío =	14 °C
Temperatura mes caliente =	25 °C
n (constante empírica normal 0.5) =	0.5
*K(constante de tratabilidad - planta piloto) =	0.275 (l/s) ^{0.5} /m ²
*temperatura planta piloto =	25 °C
*profundidad planta piloto =	6.00 m
Constante de corrección por temperatura q =	1.035
Valor de x para filtros verticales y de medio rocoso =	0.5

Solución:

* Corrección de la constante de tratabilidad de la DBO observada, por temperatura:

$$K_{20/D19} = K_{25/D19} * \theta^{T-25}$$

Donde:

K_{20/D19}= Constante de tratabilidad para el sector de estudio de acuerdo a la temperatura.

K_{25/D19}= 0.275 (l/s)^{0.5}/m², Constante de tratabilidad obtenida en ensayos de una planta piloto, con una temperatura media de 25°C

θ = 1.035 constante adimensional

K₁= 0.275*1.035⁽¹⁴⁻²⁵⁾

T = 14 °C

k₁= 0.188

* Corrección de la constante de tratabilidad de la DBO observada, por profundidad del lecho:

$$K_{19/D30} = K_{19/D30} * \left(\frac{D_{25}}{D_{19}} \right)^x$$

$K_{19/D30}$ = Constante de tratabilidad para el diseño de acuerdo a la profundidad del lecho

D_{25} = 6.00 m altura del lecho, planta piloto

D_{14} = 1.80 m altura del lecho de diseño

X = 0.5 para filtros verticales y de medio rocoso. Pág. 710 METCALF & EDDY

K_2 = $0.188 * (6/1.8)^{0.5}$

K_2 = 0.343

La siguiente ecuación nos permite describir los rendimientos de eliminación.

Metcalf & Eddy (pag 712)

Donde:

$$A = Q * \left[\frac{-\ln(S_e / S_i)}{K_{T/D} * D} \right]^{1/n}$$

S_e = DBO5 total del efluente del filtro decantado, (mg/l)

S_i = DBO5 total del agua residual afluente al filtro, (mg/l)

$K_{T/D}$ = Constante de tratabilidad correspondiente a una determinada temperatura ($T = ^\circ C$) y a la profundidad del medio filtrante ($D = m$)

D = Profundidad del filtro, (m)

Q = Caudal total aplicado al filtro sin tener en cuenta la recirculación, (l/s)

A = Superficie del filtro, (m²)

N = constante empírica, normalmente 0.5

S_e = $108 - (108 * 0.86)$

S_e = 15.12



Q DISEÑO = 19.68 l/s

$$A = 19.68 * (-1 * \ln(15.12/108) / (0.343 * 1.8))^{(1/0.5)}$$

$$A = 200.0 \text{ m}^2$$

*Comprobación de cargas hidráulicas con carga INTERMEDIA: tabla 3.6

$$HLR = \frac{Ql/s * 3600s/h * (1/1000m^3/l)}{A(m^2)}$$

$$HLR = 19.68 * 3600 * (1/1000) / 200 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$$

$$HLR = 0.354 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$$

$$HLR = 8.50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

Si $3.50 > HLR > 9.40$ Cumple en tabla 3.6

*Comprobación de cargas orgánicas con carga INTERMEDIA: tabla 3.6

$$OLR = \frac{Qm^3/d * Se(mg/l) * (1000l/m^3 * 1/10^6 Kg/mg)}{D19 * A(m^2)}$$

$$OLR = 1700.64 * 108 * (1/1000) / (1.8 * 200) \text{ kg}/\text{m}^3 \text{ día}$$

$$OLR = 0.500 \text{ kg}/\text{m}^3 \text{ día}$$

Si $0.25 > OLR > 0.50$ Cumple en tabla 10-13

DIMENSIONES DEL LECHO BACTERIANO

$$\text{Altura total del lecho bacteriano} = 2.34 \text{ m} \quad H_t = H + 30\% H$$

$$\text{BASE} = 12.00 \text{ m}$$

$$\text{LONGITUD} = 16.67 \text{ m}$$

$$\text{LONGITUD ADOPT} = 17 \text{ m}$$

3.8.3. DISEÑO DEL DECANTADOR SECUNDARIO.

El decantador secundario normalmente se lo adopta de las mismas dimensiones que el decantador primario, ya que la variación de sus dimensiones es considerablemente pequeña (poco significativa). Se anexa el diseño del decantador secundario en el anexo #8.

3.8.4. DISEÑO DE ERAS DE SECADO DE LODOS.

El tratamiento de los lodos se lo hará mediante una era de secado por aire con cubierta, ya que se trata de lodos digeridos (provenientes de decantadores), y son considerablemente estables. Estos lodos se los retirarán en forma manual y recomendamos usar como abono o mejoramiento de suelos para cultivo. Se anexa el diseño en el anexo #8 del presente estudio.

3.8.5 DESCARGA DEL EFLUENTE TRATADO EN EL CUERPO RECEPTOR.

El efluente se descargará directamente al curso de agua del río "Malacatos" mediante una tubería de salida, luego de ser tratada en las distintas unidades cuya estructura final de tratamiento es el decantador secundario.

Se requiere de una estructura especial para la descarga, y no hay ningún tipo de peligro natural que pueda destruir u obstruir dicha estructura. La ubicación y dimensiones se presentan en los planos correspondientes a tratamiento de aguas residuales.

3.9 UNIDADES DE TRATAMIENTO PARA LOS BARRIOS LANDANGUI Y EL CARMEN

El tratamiento de las aguas residuales para los barrios Landangui y el Carmen los cálculos se detallan en anexos, constando de las siguientes unidades.

PRETRATAMIENTO

- Cajón de llegada
- Aliviadero de entrada
- Canal de entrada al cribado.
- Cribado.
- Desarenador (rectangular).
- Desengrasador.

TRATAMIENTO

- Decantador primario.
- Filtro biológico aerobio.
- Decantador secundario.

CAPITULO N° 4

4. IMPACTO AMBIENTAL.

Los estudios de impacto ambiental se dirigen hacia una correcta planificación integral de los proyectos, con el fin de lograr la optimización en la utilización de los recursos, con miras a que los beneficios que se puedan obtener con la acción propuesta sean los máximos posibles, y los daños inevitables que se vayan a dar en el ambiente, los mínimos.

El propósito fundamental del proceso del estudio y evaluación de impacto ambiental, es animar a que se considere el medio ambiente en la planificación y en la toma de decisiones que sean más compatibles con el medio ambiente.

Dentro de las características ambientales a ser analizadas se debe determinar las cualidades y características del medio en el cual se ejecutará el proyecto, para identificar cual de éstas se verá mayormente afectada a través de la matriz causa efecto.

4.1 ENFOQUE AMBIENTAL DEL PROYECTO.

El sistema de alcantarillado de la parroquia Malacatos, actualmente no tiene el tratamiento de sus aguas por lo que se está contaminando su entorno, especialmente el río Malacatos donde desalojan las aguas residuales, y esta agua contaminada (de acuerdo a los ensayos físico químico bacteriológico la DBO= 50 mg/l) es utilizada para riego en las partes bajas. Existe una descarga de las aguas residuales que es en el sector el Retorno y que descarga en un pozo natural que está junto a un canal de riego, este pozo cuando se llena rebosa y este caudal ingresa al canal contaminándolo por completo. Para el presente proyecto se realizarán obras que de alguna forma alterarán el medio ambiente.

4.2 IDENTIFICACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES.

Considerando que la evaluación ambiental es un instrumento fundamental para analizar la factibilidad de inversión, el cual se realiza desde la óptica de la interrelación proyecto-medio ambiente, tomando en cuenta por una parte la capacidad de afectación de este hacia los elementos ambientales y por otra el potencial de respuesta del medio hacia el proyecto, se debe por tanto considerar como un instrumento de planificación que trata de conseguir que la ejecución cause el menor impacto negativo, el menor deterioro sobre cada uno de los elementos ambientales involucrados, igualmente se considera los impactos ambientales positivos y con la finalidad de que el mismo sea financiable, el estudio de impacto ambiental permitirá cumplir con los siguientes objetivos básicos:

- Permite obtener un conocimiento técnico – científico, amplio e integral de los impactos ambientales tanto del alcantarillado sanitario, pluvial y el tratamiento de las aguas residuales.
- Identificar y evaluar anticipadamente la magnitud e importancia de los impactos ambientales positivos y negativos que podría generar la implantación del proyecto en su zona de influencia.
- Diseñar en forma oportuna las medidas correctivas para minimizar y/o eliminar los impactos ambientales negativos identificados, maximizando los efectos positivos que implica la construcción del sistema completo de alcantarillado.
- Determinar los costos de implantación de las medidas que forman parte del plan de manejo ambiental.
- Tomar decisiones de aprobación, rechazo o rectificación con pleno conocimiento de los efectos negativos y positivos que implican la construcción del alcantarillado sanitario, pluvial y las unidades de tratamiento.
- Lograr la participación coordinada de los distintos sectores involucrados. Este incluye establecer los nexos entre las diferentes actividades públicas con competencia ambiental y la coordinación simultánea de éstas con los proponentes de proyectos, la ciudadanía y la autoridad superior.

4.2.1 IMPACTOS POSITIVOS:

Durante la etapa de localización, estudios y diseños del proyecto, se crea la expectativa lógica en la población, desde el punto de vista de salud principalmente, lo que puede ser analizado como un impacto positivo, siempre y cuando el proyecto se plasme en realidad, sin embargo un impacto positivo directo durante este periodo no existirá.

Durante la construcción podría tenerse en cuenta las fuentes de trabajo que se crearán, tanto en forma directa como en forma indirecta a los habitantes de la comunidad.

Cuando el proyecto entre en operación los impactos positivos serán múltiples y podríamos citar los siguientes:

Al contar con un sistema de alcantarillado adecuado a gravedad producirá un ahorro en la población en la parte económica, pues, no tendrá que verse sobrecargada la tarifa de consumo de energía eléctrica.

Mejorará el nivel de salud de la población y enfermedades como: parasitismo, cólera, tifoidea y otros más, que provienen en especial por la mala calidad del agua y por falta de una adecuada evacuación de las aguas servidas, situación que desaparecerá con el nuevo sistema de alcantarillado.

Existirá mejora en la economía de la población al reducirse los gastos por tratamientos médicos y medicinas por estas causas.

Ahorro de dinero de los habitantes, al evitarse los gastos que son comunes en la actualidad con el objeto de desalojar los líquidos utilizados.

Se evita la migración de los habitantes de la comunidad a otros sectores en busca de ambientes sanos.

Se mejorarán las condiciones de vida y salubridad de los beneficiarios, dando lugar a un cambio positivo en sus costumbres sanitarias.

Estímulo a diversos sectores como el turismo que por las atracciones naturales visitan la zona y se sentirán seguros del contar con una ciudad limpia y aseada.

La instalación de las redes de recolección, en el balance final, hará que los beneficios producto de la revalorización inmediata de las propiedades ubicadas en las áreas que disponen de redes de agua potable, alcantarillado, sean significativamente mayores, estimulando la urbanización y la construcción de viviendas en los terrenos actualmente vacíos.

4.2.2 IMPACTOS NEGATIVOS.

Para identificar los principales impactos ambientales negativos se han definido previamente las actividades que tienen relación con la ejecución del proyecto y que básicamente son los siguientes:

Impactos negativos relacionados a la localización de los componentes del sistema.

Durante la etapa de selección de la ubicación de los diversos componentes del sistema se enumeran los siguientes aspectos que suelen producir impactos ambientales negativos:

- Contaminación del cuerpo receptor aguas abajo del punto de descarga de los elementos que compone el sistema de tratamiento.
- Contaminación por causas naturales como el arrastre de material por erosión del suelo debido a las precipitaciones, así como por las acciones realizadas por el hombre básicamente en las actividades agrícolas, aunque en pequeña escala.
- Posibles quemas en la vegetación, como una costumbre existente por parte



de los agricultores y campesinos para introducir cultivos.

- Deforestación en las cuencas hidrográficas y la modificación de la flora y fauna. Cambios en el valor de la tierra.
- Contaminación y efectos negativos en comunidades aguas abajo.

4.3 FASES DEL PROYECTO AFECTADAS POR LOS IMPACTOS.

4.3.1 Impactos negativos relacionados a la fase de diseño.

En la fase de diseño la alteración del medio donde se implantará el proyecto es mínima. A continuación describimos los posibles impactos negativos:

- Alteración a la flora y la fauna, debido al levantamiento topográfico que se lo tiene que realizar para el diseño del proyecto.
- Posible contaminación a las personas que van a realizar la evaluación del sistema de alcantarillado, por lo que se expone en los pozos de revisión.
- Alteración mínima del suelo en lugares específicos en planta de tratamiento para determinar la capacidad portante del suelo.

4.3.2 Impactos negativos relacionados a la fase de construcción.

Para la etapa de construcción se han identificado una gran cantidad de actividades que pueden causar impacto negativo debiéndose tomar en cuenta medidas de protección, para lo cual describimos las actividades del proyecto:

- Construcción de las redes del sistema de alcantarillado.
- Construcción de la línea de conducción de los emisarios a los sistemas de tratamiento.
- Construcción de las plantas de tratamiento

- CONSTRUCCIÓN DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO:

Para la construcción de los sistemas de alcantarillado se tiene que realizar las siguientes actividades:

- Replanteo y nivelación de las redes de los sistemas de alcantarillado
- Rotura de pavimento o levantamiento de adoquines
- Excavación de zanjas a máquina
- Colocar un colchón de arena
- Tendido de tuberías de los sistemas
- Relleno de las zanjas a máquina
- Construcción de pavimento donde se rompió
- Desalojo de escombros

De acuerdo a las actividades descritas se producirán los impactos negativos siguientes:

- Movimiento de tierra para la colocación de la tubería esto hace que produzca polvo y contamine el aire, al igual se obstaculiza las calles.
- Destrucción del sistema de agua potable.
- Destrucción de las aceras y el pavimento de las calles al igual que se tendrá que levantar el adoquinado de las calles.
- Alteración del medio por ruidos y vibraciones
- Destrucción de las acometidas sanitarias
- Producción de polvo

- CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA DE LOS EMISARIOS:

Para la construcción de los emisarios se realizarán las siguientes actividades:

- Creación de accesos a emisarios para el ingreso de maquinaria
- Replanteo y nivelación de los emisarios

- Rotura de pavimento o remoción de la capa vegetal
- Excavación de zanjas a máquina
- Colocar un colchón de arena
- Tendido de tuberías de los emisarios
- Relleno de las zanjas a máquina
- Construcción de pavimento donde se rompió
- Desalojo de escombros

De las actividades descritas se producirán los siguientes impactos negativos:

- Erosión del suelo y destroce de la vegetación por los trabajos de excavación, de manera que afectarán significativamente o ecosistemas frágiles.
- Generación de ruidos y vibraciones
- Inadecuados rellenos de zanjas y restauración de las superficies de la calzada.
- Peligro de desplome de las zanjas
- Disgustos producidos por el desalojo de materiales.
- Deterioro de la calzada de las vías
- Daños de las edificaciones adyacentes al proyecto
- Alteración del uso del suelo
- Alteración del entorno.

- **PLANTA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES:**

Con el fin de disminuir el grado de contaminación se ha diseñado un tratamiento a estas aguas para luego evacuar a un cuerpo receptor, para la construcción de estas unidades se muestran las siguientes actividades:

- Limpieza y desbroce del terreno
- Replanteo y nivelación de las diferentes estructuras
- Excavación manual de las diferentes estructuras

- Construcción de cimentación y paredes de las estructuras
- Relleno compactado
- Revestido de las diferentes estructuras
- Desalojo de material sobrante

De acuerdo a las actividades a desarrollar se producen los siguientes impactos ambientales:

- Deforestación en el área de implantación de la planta de tratamiento
- Remoción de la capa vegetal
- Producción de ruidos y polvo
- Vibración.
- Producción de escombros
- Generación de lechada de hormigón que contamina al suelo
- Su hidrología cambiara por cuanto las aguas lluvias serán conducidas por el sistema de alcantarillado pluvial.
- Impacto visual.

4.3.3 IMPACTOS NEGATIVOS RELACIONADOS A LAS FASES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.

Se ha establecido que en la fase de operación y mantenimiento de los diversos componentes del sistema de alcantarillado, pueden suceder aspectos que suelen producir impactos ambientales negativos, para esto se debe tomar en cuenta aspectos como:

Programa de capacitación para el personal de operación y mantenimiento así mismo la dotación de equipo suficiente. Si no existe una adecuada operación y mantenimiento de los diferentes componentes del sistema, se corre el riesgo de entregar a la población problemas de insalubridad.

Insuficiente colaboración de los usuarios para mantener y hacer buen uso del sistema, por faltas de campaña de difusión.

4.4 ACCIONES Y COMPONENTES AMBIENTALES.

4.4.1 MARCO LEGAL:

La creación de la Comisión Asesora Ambiental de la Presidencia de la República (1993) y posteriormente del Ministerio de Ambiente (1996), como instancias gubernamentales, al más alto nivel, encargadas de conducir y coordinar la política y gestión ambiental nacional

Los Principios y Políticas Ambientales Básicas para el Ecuador (1994) y el debate y discusión del Plan Ambiental Ecuatoriano (1995), en los que se privilegia la prevención y control, sin perjuicio de afrontar los asuntos ambientales en forma integral.

La ley de gestión ambiental (1999) que establece: (i) la obligatoriedad de inscribir la gestión ambiental en las políticas generales de desarrollo sustentable; (ii) la obligatoriedad de que todo proyecto u obra que pudiera ocasionar impactos ambientales debe ser calificado previamente por los organismos descentralizados de control conforme al sistema Único de manejo ambiental; (iii) la obligatoriedad de que toda actividad que suponga riesgo ambiental deberá contar con la licencia respectiva otorgada por el Ministerio del Ambiente; (iv) el contenido general que deben tener los estudios de impacto ambiental y el alcance de la evaluación ambiental; (v) las responsabilidades generales del Ministerio de Ambiente, la Contraloría General del Estado y las instituciones integrantes del sistema descentralizado de gestión ambiental; y (vi) mecanismos formales de participación ciudadana.

La ley de reformativa al código penal (2000) que establece las penas de prisión aplicables a los delitos contra el patrimonio cultural y a los delitos contra el medio

ambiente.

La Ley de Régimen Municipal dicta normas sobre la obligatoriedad que tienen las entidades municipales, en planificar, construir y administrar los servicios públicos urbanos y rurales de jurisdicción para un adecuado desenvolvimiento de sus habitantes dentro de los cuales se enmarca el suministro de agua potable.

Art. 163.- "en materia de servicios públicos, a la administración municipal le compete: Prestar directamente o por contrato o concesión los servicios públicos locales y vigilar el cumplimiento por parte de los contratistas o concesionarios de las obligaciones contractuales".

"Proveer de agua potable y alcantarillado a las poblaciones del cantón reglamentar su uso y disponer lo necesario".

"Para asegurar el abastecimiento y la distribución de agua de calidad adecuada y en cantidad suficiente para el consumo doméstico y el de los particulares".

"Otorgar autorizaciones contrato o concesiones para la construcción, el mantenimiento y la administración de represas, depósitos, acueductos, bombas sistemas de distribución y otras obras indispensables para garantizar el suministro de agua potable".

"Realizar los estudios necesarios para que el Concejo cuente con elementos de juicio suficiente para fijar o aprobar las tarifas de los servicios públicos directamente presentados por la municipalidad o por sus empresas".

Normas ambientales contenidas en otras leyes tales como:

- Ley de Régimen Municipal y de Régimen Provincial.
- Código de trabajo.
- Código Civil.
- Ley de Reforma Agraria.

- Ley de Fomento Agropecuario.
- Ley de Colonización de la Región Amazónica.
- Ley de Tránsito y transporte terrestre
- Y disposiciones legales que constan en los planes de desarrollo vigentes.
- La ley de conservación del Patrimonio Histórico y Cultural.

La resolución No 741 del Consejo Superior del Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social que expide el reglamento general del seguro de riesgo de trabajo publicado en el registro oficial No 579 del 10 de Diciembre 1990, tiene su aplicación en sus etapas de construcción operación y mantenimiento del proyecto.

Otras leyes de recientes creaciones que tengan relación directa sobre el proyecto. Las aplicaciones se realizan respecto de cada una de los siguientes parámetros.

Calidad de aire.

Para este parámetro se utilizó el registro oficial 726 de 1991 referente a las normas de calidad de aire y sus métodos de emisión, tal disposición establece cuales son los límites máximos permitidos de contaminantes entre otros:

Partículas sedimentables	(1mg/cm ² x 80 días)
Polvo en suspensión	(80 ug/ m ³)
Monóxido de Carbono	(40 mg/ m ³)
Ozono	(200 (ug /m ³)
Óxido de Nitrógeno NO ₂	(100 ug/ m ³)
Dióxido de Azufre	(80 ug/ m ³ , 24 horas)
Plomo	(1,5 ug/ m ³)

Polución sonora.

En este caso se consideró el registro oficial N° 560 de 1990 el cual consigna el reglamento para la prevención y control de la contaminación ambiental originada por

la emisión de ruidos relativos al ambiente y a los ruidos producidos por los automotores.

Para los automotores utilizados actualmente en el transporte de materiales se acepta un nivel de presión sonora máxima de 84 decibelios, y para vehículos nuevos 75 decibelios.

Calidad estética.

La belleza no es cuantificable ni valorable debido a la variedad de apreciaciones culturales y sociales. Sin embargo, en un intento por evaluarla se ha entendido en el presente documento como una no transtocación de lo natural y una no afectación visual por contaminantes sólidos, líquidos o gaseosos.

Calidad de agua.

En base al Registro Oficial 204 de 1989 el cual consigna el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental en lo relativo al recurso agua se puede observar las cargas máximas permisibles en función de los usos de las aguas superficiales subterráneas, manteniéndose la siguiente prioridad:

- Consumo humano y doméstico
- Preservación de la flora y fauna
- Agrícola
- Pecuario
- Recreativo
- Industrial
- Transporte
- Estético

Aguas subterráneas.

Se evalúa la influencia que sobre la cantidad de aguas subterráneas tendrá el proyecto de alcantarillado. Y aún solo por intereses humanos de conservación, se estima la afectación en la calidad de este recurso.

Aguas superficiales.

Además de las consideraciones del anterior Ítem (aguas subterráneas), se observará si existe posibilidad de evaluación de este recurso por influencia de las actividades y etapas del proyecto.

Balance hídrico.

Se observa la influencia de las etapas del proyecto en el balance hídrico, es decir la influencia sobre la diferencia entre la evapotranspiración potencial y la evapotranspiración real.

El volumen de agua que sufre evaporación, condensación, escorrentía e infiltración es mayor cuando el suelo está cubierto de vegetación y está saturado. Existe más afectación cuando es menor el volumen de agua incorporada al ciclo hidrológico.

Calidad de suelo.

En el Registro Oficial 989 de 1992 donde se considera el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental en lo referente al recurso suelo, se registra la parte legal considerando el recurso tierra para uso agrícola forestación y vida silvestre.

Estabilidad del suelo.

En este parámetro se evalúa las condiciones estructurales del suelo para soportar

influencia de presión y las provocadas por el viento, agua o agentes naturales.

Composición del suelo.

En este caso se evaluó bajo consideraciones de interés humano y ecológico los cambios de composición de la tierra en comparación.

Socio-Económico.

Este parámetro positivo únicamente se considera entre los que deben ser magnimizados y se evaluará la posibilidad de dar empleo a personas y solucionar el grave problema de desempleo, por ello este parámetro se evalúa totalmente positivo.

4.4.2 LÍNEA BASE PARA ALCANTARILLADO MALACATOS

En la línea base se describe a todos los parámetros ambientales, y cómo se encuentran antes de implantar este proyecto.

Medio físico.

a.) Componente Aire.

Actualmente la ciudad de Malacatos en sus calles tiene un tráfico que está contaminando, generando ruido, polvo; además existe contaminación del aire debido a que el sistema de alcantarillado se encuentra colapsado, estas aguas llegan al río sin ningún tratamiento.

b.) Suelos.

Actualmente el único contaminante del suelo son las aguas provenientes del sistema de alcantarillado, estas aguas se filtran por el suelo y lo contaminan.

c.) Agua.

El agua del río Malacatos es el elemento más contaminado en esta ciudad ya que todas las aguas del sistema de alcantarillado se evacuan en este río, y esta agua es utilizada en las partes bajas del sector.

MEDIO BIÓTICO.**a.) Flora.**

La flora es otro elemento que ha sido contaminada debido a que una parte de las aguas residuales ingresan al canal de riego y ésta a su vez contamina a las áreas en las que son utilizadas.

b.) Fauna.

Como consecuencia de lo anotado anteriormente, la fauna también es contaminada ya que las aguas del río son utilizadas.

MEDIO SOCIOECONÓMICO.

Los habitantes de la ciudad de Malacatos se dedican a la agricultura, ganadería, artesanía y al turismo.

4.4.3 LÍNEA BASE PARA ALCANTARILLADO EL CARMEN-LANDANGUI**Medio físico.****d.) Componente Aire.**

Actualmente el barrio El Carmen tiene un contaminante del aire que es el tráfico,

pero este no es intenso, por lo tanto el aire de este barrio no está tan contaminado. El barrio Landangui tiene un contaminante del aire y es el tráfico, es intenso, ya que se trata de una vía importante que une a Loja con Malacatos.

e.) Suelos.

Actualmente el único contaminante del suelo en estos barrios es la erosión por no tener una adecuada forestación.

f.) Agua.

El agua del río Malacatos es contaminado por diferentes pozos sépticos, que existen por el barrio Landangui.

MEDIO BIÓTICO.

a.) Flora.

La flora es otro elemento que ha sido contaminada debido a que las aguas del río Malacatos son utilizadas para riego.

b.) Fauna.

Como consecuencia de lo anotado anteriormente, la fauna también es afectada.

MEDIO SOCIOECONÓMICO.

Los habitantes de estos barrios se dedican a la agricultura, ganadería, artesanía y al turismo.

4.5. METODOLOGÍA.

Para el presente trabajo se ha desarrollado primeramente el análisis de las actividades correspondientes al proyecto, para luego identificar los efectos e impactos que cada actividad va a producir, esto se analizó en diferentes etapas: primero la etapa de diseño, luego la etapa de construcción y por último la etapa de mantenimiento. Para el análisis de cada efecto e impacto se realizó con base a las siguientes componentes ambientales: Calidad de agua, calidad del aire, degradación de los suelos, alteración flora y fauna, análisis del paisaje.

La metodología que se empleó para la identificación de los impactos es la matriz causa efecto, esto es la comparación entre las condiciones ambientales existentes antes de la implantación del proyecto, con las que se podría originar durante la construcción y la base de operación y mantenimiento del mismo, permitió identificar y evaluar los impactos ambientales positivos y negativos.

Una vez identificados los impactos ambientales negativos, se definieron el planteamiento de medidas de mitigación, que eliminen o al menos minimicen dichos impactos.

Para proceder a la aplicación de la metodología se consideraron los siguientes pasos:

4.6 MATRIZ DE LEOPOLD, MATRIZ CAUSA - EFECTO.

La matriz de causa-efecto, consiste en un listado de acciones humanas y otro de indicadores de impacto ambiental, que se relacionan en un diagrama matricial.

Esta matriz permite la evaluación cualitativa y cuantitativa de los impactos ambientales en el área de influencia directa, a partir de métodos cualitativos se valora la magnitud (M) y la importancia (I) que cada una de las acciones produce sobre cada uno de los recursos afectados. Las matrices cualitativas mediante la

metodología desarrollada, se transforman en matrices que definen cualitativamente los impactos positivos y negativos de acuerdo a un sistema de valorización que se obtienen de aplicar los siguientes criterios de evaluación:

Carácter.- Se considera así a los efectos positivos o negativos que tendrá cada acción desarrollada a través del proyecto, sobre los elementos del ambiente analizados, respecto del estado resistente previa a la ejecución de cada actividad del proyecto. El carácter beneficioso o perjudicial de cada acción se identificará simplemente por signos (+) o (-); si una acción no tiene efecto alguno sobre un recurso o factor ambiental, el análisis en ese caso no procede.

Magnitud (M).- La magnitud de un impacto es un indicador global del rigor con que tal impacto se presenta, considerando su intensidad propiamente dicha, la extensión espacial a la que afecta y su tiempo de duración. Es una cifra de carácter objetivo y debe predecirse en función de las características ambientales del área. La magnitud del impacto responde a la pregunta: ¿cuánto se ha alterado el ambiente?

La forma de utilizar la matriz de Leopold puede resumirse en los siguientes pasos:

- Delimitar el área de influencia.
- Determinar las acciones que ejercerá el proyecto sobre el área
- Determinar para cada acción, qué elemento(s) se afecta(n). esto se logra mediante el rayado correspondiente a la cuadrícula de interacción
- Determinar la importancia de cada elemento en una escala de 1 a 10.
- Determinar la magnitud de cada acción sobre cada elemento, en una escala de 1 a 10.
- Determinar si la escala es positiva o negativa
- Determinar cuantas acciones del proyecto afectan al ambiente, desglosándolas en positivas y negativas.
- Agregar los resultados para las acciones.
- Determinar cuantos elementos del ambiente son afectados por el proyecto, desglosándolos en positivos y negativos
- Agregar los resultados para los elementos del ambiente.

Del análisis de la matriz de Leopold se determina los siguientes resultados:

Para el sistema de alcantarillado y tratamiento de la ciudad de Malacatos se registra una agregación de impactos de +213 como la acción más benéfica, la misma que corresponde a empleo. La acción más detrimente es en cambio el inadecuado mantenimiento del sistema, que tiene un valor de -56. Ver anexos.

Además se presentan efectos negativos de una mediana magnitud e importancia, e incluso la mayoría están bajo ese nivel, en tanto que los efectos positivos son de gran magnitud e importancia no siendo la mayoría, por lo que se concluye que en este caso la modificación ambiental global que se producirá con el proyecto será beneficiosa para la comunidad y el medio ambiente.

Se debe destacar, que dentro de los efectos negativos, la mayor parte de ellos son de tipo temporal e inevitable, los mismos que deben ser controlados mediante el plan de manejo ambiental. Muchos de estos efectos son reversibles.

Para el sistema de alcantarillado y tratamiento de los barrios del Carmen y Landanguí se registra una agregación de impactos de +291 como la acción más beneficiada el empleo, pero esta es en época de construcción. La acción que produciría un mayor impacto es el inadecuado mantenimiento del sistema, con un valor de -58. Ver anexos

4.7 PLAN DE MITIGACIÓN DE IMPACTOS

La mitigación es el diseño y ejecución de obras, actividades o medidas dirigidas a moderar, atenuar, o disminuir los impactos negativos que un proyecto pueda generar sobre el entorno humano y natural. Incluso la mitigación puede reponer uno o más de los componentes o elementos del medio ambiente a una calidad similar a la que tenían antes al daño causado.

Para minimizar la magnitud de cada impacto que se ha identificado, debido a la

implantación del proyecto se ha considerado pertinente diseñar un plan de manejo ambiental que permita, mitigar, rehabilitar ambientalmente, tener el control de los impactos, prevenir desastres y contingencias.

4.7.1 PROGRAMA DE MEDIDAS DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL.

Para realizar el plan de manejo ambiental nos basaremos en la línea base, para ir describiendo que medidas tomar para cada acción.

- MEDIO FÍSICO.

1. Componente Aire.

Para todos los proyectos, se realizará una descripción de fuentes y procesos emisores ubicados en el área del proyecto. Se deben incluir especialmente los procesos relacionados con:

- Emisión de polvo desde el suelo: circulación de vehículos por caminos de tierra, faenas Agrícolas, y extracción de áridos.
- Emisión de olores, tales como áreas con procesos de descomposición orgánica natural, criaderos de animales y aves, fuentes industriales específicas. Se realizará una prospección en terreno para identificar presencia e intensidades de olores, en el área probable de influencia del proyecto.
- Caracterización de las condiciones climáticas generales del área del proyecto, que podrían afectar las actividades a desarrollar durante las etapas de construcción, operación y eventual abandono. Deberá ser elaborada a partir de estudios existentes, anuarios meteorológicos, estadísticas de información de estaciones meteorológicas cercanas. Su descripción incluirá los factores climáticos principales del área, tales como precipitación, temperaturas, humedad atmosférica, ocurrencia de eventos especiales (número de días de precipitación, tormentas, viento fuerte, nieve), y otros que sean relevantes

para el proyecto.

- Caracterización del régimen pluviométrico del área del proyecto, para evaluar los riesgos de inundaciones o erosiones y los posibles efectos directos sobre los procesos de tratamiento y disposición de residuos. Con la mejor información disponible para el área, se caracterizará el régimen pluviométrico, incluyendo valores normales y extremos, variaciones estacionales, eventos con precipitaciones máximas.

- Caracterización del flujo de aire en la zona. Con la mejor información de viento disponible para el área, se describirán las velocidades y direcciones del viento, variaciones estacionales, variaciones diarias, valores extremos, períodos de vientos débiles (calmas) y otras que sean relevantes para el proyecto. Esta descripción estará orientada a la definición de direcciones predominantes y áreas probables de influencia de emisiones de polvo y gases a la atmósfera desde el proyecto.

2. Suelos.

En el caso presente no se afectará en mínima cantidad al suelo, por lo que las aguas residuales se las dirigirá hacia el río y no se la evacuará a este.

3. Agua.

El agua es otro de los componentes ambientales que frecuentemente es alterado por la ejecución y operación de proyectos de tratamiento de aguas residuales, especialmente en lo que dice relación con oficiar de cuerpo receptor de las aguas tratadas, por lo cual se deben definir los parámetros a evaluar y bajo que condiciones, de acuerdo a la normativa vigente, según el uso que se le de al agua.

- MEDIO BIÓTICO.

1. Flora.

La flora será afectada solo en la construcción, luego se beneficia, por lo que las aguas residuales serán conducidas a un lugar de tratamiento y no contaminarán como lo están haciendo. Se recomienda la forestación de este sector por cuanto no existe mucha vegetación. Además se debe hacer capacitación a los habitantes de estos sectores para que hagan conciencia de la quema y tala de árboles.



2. Fauna.

La fauna será beneficiada, por que se reducirá el porcentaje de contaminación del río, donde actualmente beben.

- Medio Socioeconómico.

Los datos básicos explicativos y descriptivos de la realidad socioeconómica del lugar, presentes en todos los casos, son:

Estructura predial

Usos de suelo / predio

Antecedentes sociales y económicos de la población.

Por otro lado la actividad turística de estos lugares se incrementará por contar con una infraestructura básica.

CAPITULO N° 5

5. PRESUPUESTO Y CRONOGRAMA VALORADO.

5.1 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

El análisis de precios es un proceso mediante el cual se estima el costo de cada rubro del presupuesto total del proyecto, para de esta manera el contratante pueda remunerar o pagar en moneda al contratista por unidad de obra y por concepto de trabajo que ejecute, en este análisis consta el valor del transporte en los precios de materiales, los salarios y categorías que se manejaron fueron tomadas de la tabla salarial expuesta en este año por la Contraloría General del Estado, los rendimientos que ha tomado son los de la revista de la Cámara de la Construcción de Loja.

5.2 PRESUPUESTO TOTAL.

El presupuesto total del proyecto, es el costo de la obras más los costos indirectos, en estos se incluye el margen de utilidad que va a tener el contratista.

5.3 CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO

El cronograma valorado de trabajo es la estimación del tiempo a ejecutar del proyecto, donde se detalla el tiempo de cada una de las actividades que conforman este proyecto, en el anexo 14 detallamos el presupuesto.

CAPITULO N° 6

6. ANÁLISIS FINANCIERO.

INTRODUCCIÓN

La estimación financiera de un proyecto es una herramienta de gran beneficio en la toma de decisiones por parte de los administradores, ya que un análisis que se anticipe al futuro puede evitar posibles desviaciones y problemas a largo plazo.

En este capítulo se desarrollará un análisis de los parámetros como: VAN, TIR, B/C, estos nos permitirán concluir.

INDICADORES DE LA EVALUACIÓN FINANCIERA.

Para determinar la inversión es necesario hacer un balance de costos y beneficios, esto nos permite tener una idea sobre la factibilidad y la inconveniencia de un proyecto de inversión. Para la evaluación financiera de este proyecto se utilizó los siguientes indicadores:

- ✓ Valor actual neto (VAN).
- ✓ Tasa interna de retorno (TIR).
- ✓ Relación beneficio - costo (B/C).

6.1 VALOR ACTUAL NETO.

Es aquel que permite determinar la valoración de una inversión en función de la diferencia entre el valor actualizado de todos los cobros derivados de la inversión y todos los pagos actualizados originados por la misma a lo largo del plazo de la inversión realizada. La inversión será aconsejable si su VAN es positivo.

Fórmula

$VAN = \text{Valor actual de todos los cobros} - \text{Valor actual de todos los pagos}$

El **VAN** se lo calcula mediante el siguiente procedimiento:

- ✓ Multiplicando los costos y beneficios correspondientes a cada año por el factor de descuento.

$$\frac{1}{(1+i)^t} \quad \left\{ \begin{array}{l} i = \text{factor de actualización} \\ t = \text{año respectivo} \end{array} \right\}$$

- ✓ La diferencia total de los costos y el total de beneficios es el **VAN**, y está expresado en términos monetarios.

Para la toma de decisión se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

$VAN > 0$ *Se acepta el proyecto*

$VAN = 0$ *Indiferente de realizar*

$VAN < 0$ *Se rechaza el proyecto*

6.2 TASA INTERNA DE RETORNO.

La tasa interna de retorno es aquella tasa que hace el valor presente neto igual a cero, es decir, los beneficios actualizados iguales a los costos actualizados.

Se llama tasa de rendimiento porque supone que el dinero que se gana año a año se reinvierte en su totalidad.

Se utiliza para comparar las ventajas de distintos proyectos alternativos, el procedimiento es el siguiente:

- ✓ Elegir una tasa de actualización para realizar el primer intento de cálculo.
- ✓ Calcular el **VAN** para la tasa de actualización elegida.
- ✓ Si el **VAN** es negativo, intentar con una tasa de actualización menor.
- ✓ Proseguir este proceso hasta que el **VAN** sea igual a cero.

Para la toma de decisión se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

$TIR > i$ Se acepta el proyecto
 $TIR = i$ Indiferente a realizarse
 $TIR < i$ Se rechaza el proyecto
(i = Tasa de oportunidad).

6.3 RELACIÓN COSTO BENEFICIO.

Esta relación nos permite conocer la cantidad de unidades monetarias que se obtienen por cada unidad invertida. Si el resultado de esta relación beneficio / costo es mayor a 1, el proyecto es factible, pero si el resultado es menor de 1 el proyecto no es financieramente factible.

Para la toma de decisión se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

$B/C > 1$ Se acepta el proyecto
 $B/C = 1$ Indiferente a realizarse
 $B/C < 1$ Se rechaza el proyecto

CAPITULO N° 7

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Con los resultados obtenidos de la evaluación del estado actual del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial de Malacatos podemos concluir que se debe diseñar un nuevo sistema de alcantarillado SANITARIO Y PLUVIAL POR SEPARADO que abarque la expansión futura de viviendas en lo que es la ciudad de Malacatos, ya que el sistema actual está totalmente colapsado. En lo referente a los Barrios Landangui y el Carmen, estos no cuentan con infraestructura sanitaria; por lo tanto se debe diseñar una red de alcantarillado sanitario debido a la importancia turística del sector, por lo que nuestra propuesta solucionará los problemas de infraestructura sanitaria actual.

Para el sector Malacatos se pensó en el diseño del sistema de alcantarillado pluvial solo el área céntrica, debido a que los sectores colindantes son utilizados para actividades de tipo agrícola y ganadero, esto sumado a que el barrio la Recta tiene en la avenida principal cunetas. Por la misma razón en el sector El Carmen – Landangui solo se considera el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

En este diseño se consideró incluir el alcantarillado sanitario del barrio La Trinidad, donde se encuentra ubicada la escuela y colegio “Manuel José Rodríguez” y la escuela “Rolando Merchán”, además el barrio el Vergel donde se encuentra ubicada la escuela Víctor Mercante.

El diseño hidráulico del alcantarillado sanitario, se lo realizó siguiendo las especificaciones técnicas vigentes, utilizando tubería PVC de diámetro mínimo 200mm, además siguiendo las pendientes naturales del terreno.

Tanto para el emisario que conduce el agua residual de Malacatos y El Carmen – Landangui se debió diseñar pasos elevados y pasos subfluviales, esto debido a las complicaciones topográficas que se presentaron en los trayectos de los mismos.

Por las condiciones de terreno disponibles, se considera como la mejor alternativa de tratamiento para Malacatos el uso de un filtro percolador (lecho bacteriano). Y para El Carmen – Landangui el uso de un filtro biológico aerobio.

El monto total para la ejecución de este proyecto luego del análisis financiero es de 1.191.456,48 dólares americanos.

Una vez implantado este proyecto se mejorará la calidad ambiental del sector por lo que en este sistema se ha considerado el tratamiento de aguas residuales, que actualmente están siendo vertidas hacia el río Malacatos.

Sugerimos que el Municipio de Loja realice un seguimiento exhaustivo de la calidad del efluente mediante análisis de laboratorio y medición de caudales; para mantener la biodiversidad y salud de los pobladores aguas abajo de la descarga y asegurarse que los tratamientos cumplan con la función para los que fueron diseñados.

La muy Ilustre Municipalidad del cantón Loja deberá realizar las conexiones domiciliarias para el alcantarillado sanitario y pluvial, para evitar que los usuarios realicen conexiones ilícitas de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario y viceversa, con esto se garantizará que no exista contaminación a los recursos hídricos y que el alcantarillado sanitario cumpla con su función.

Como sugerencia a la Ilustre Municipalidad del Cantón Loja, decimos que en la factura de consumo de agua potable, se estime el 50 % como tasa por el servicio de alcantarillado sanitario y pluvial, lo cual permitiría tener la liquidez necesaria para la operación y mantenimiento del sistema.

Se recomienda al Ilustre Municipio de Loja, realizar las gestiones pertinentes para la consecución de los recursos económicos para la construcción del sistema del alcantarillado sanitario y pluvial, en corto plazo, de manera, que se pueda hacer realidad este proyecto que va encaminado a mejorar las condiciones de vida de la población.

CAPITULO N° 8

8. BIBLIOGRAFÍA.

- ✓ Normas de la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (EX - IEOS).
- ✓ COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS.
Depuración de Aguas Residuales en Pequeñas Comunidades. Edit:
Paraninfo. España 1992, 128 p.
- ✓ HERNÁNDEZ Aurelio M., Aurelio Hernández L., y Pedro Galán M. Manual de
Depuración Uralita. ed: 2da. Edit: Paraninfo S.A. España 1996, 429 p.
- ✓ INAMHI. Estudio de Lluvias Intensas. Quito 1999.
- ✓ KROCHIN, Sviatoslav. Diseño hidráulico. Quito EPN 1978, 429 p
- ✓ METCALF & EDDY. Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y
reutilización. ed: 3ra Edit: McGraw-Hill, 2000.
- ✓ TCHOBANOGLOUS George, y Otros. Sistema de Manejo de Aguas
Residuales. Edit: McGraw Hill. Colombia 2000, 1082 p.
- ✓ LOPEZ Ricardo A. ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUTOS Y
ALCANTARILLADOS, Edit. Escuela Colombiana de Ingeniería. Colombia
2002, 388p.
- ✓ CANTER Larry. Manual de Evaluación de Impacto Ambiental. ed: 2da. Edit:
McGraw Hill. Colombia 2000, 841 p.
- ✓ HERNÁNDEZ Aurelio M., Depuración de Aguas Residuales, ed: 2da. Edt.
Paraninfo S.A.

- ✓ ROMERO Jairo A. Tratamiento de Aguas Residuales teoría y principios de diseño, ed: 1ra. Edit. Escuela Colombiana de Ingeniería. Colombia 2000, 1232p.