



Unidad de Gestión Ambiental de Loja
 Edificio 1234
 Recibido el 96-09-30
 Valor \$ 200
 Clasificación 1996 R696 IC.308

< ECUADOR > < LOJA > < GONZANAMA >
 < ALCANTARILLADO >
 < AGUAS RESIDUALES >

628 x 339 EIC

628
 Alcantarillado sanitario
 Aguas de albarral
 gonzama
 Loja

$\frac{628.2}{628}$

Agregar en la lista



**UNIVERSIDAD TECNICA
PARTICULAR DE LOJA**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

EVALUACION Y OPTIMIZACION DE LA RED DE ALCANTARILLADO,
DISPOSICION Y TRATAMIENTO ACTUALES DE LAS AGUAS
RESIDUALES DE LA CABECERA CANTONAL DE GONZANAMA
(PROVINCIA DE LOJA)

TOMO I
TEORIA Y DISEÑO

Tesis Previa a la Obtención del Título
de Ingeniero Civil

AUTORES

Jaime Rodríguez Castillo T.
Angel Piedra Bravo

DIRECTOR

Ing. Ramiro Febres V.

LOJA - ECUADOR

1996

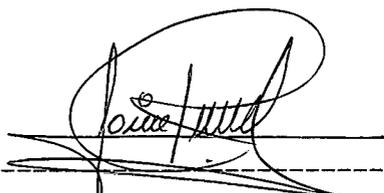


Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

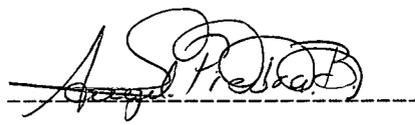
2017

A U T O R I A

Los conceptos, análisis, cálculos, resultados, conclusiones y recomendaciones que se exponen son de exclusiva responsabilidad de sus autores.



Sr. Jaime Rodríguez Castillo.



Sr. Ángel Piedra Bravo.

Ingeniero

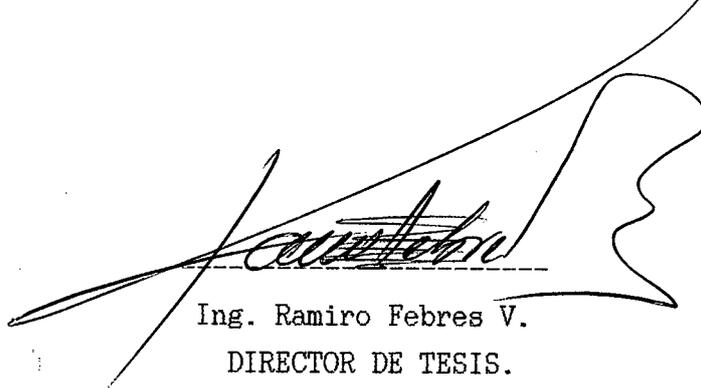
Ramiro Febres Vivanco.

CATEDRATICO DE LA UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA Y DIRECTOR DE TESIS

C E R T I F I C O:

Haber dirigido, certificado y aprobado, la tesis previa la obtención del título de Ingeniero Civil, realizada por los señores Jaime Rodríguez Castillo y Angel Piedra Bravo. ; titulada "Evaluación y Optimización de la red de alcantarillado, disposición y tratamiento actuales de las aguas residuales de la cabecera cantonal de Gonzanamá Provincia de Loja", la misma que cumple con la reglamentación requerida por el H. Consejo de Facultad, así como lo programado en el plan de tesis; por lo cual me permito autorizar la impresión de este trabajo y presentación para el trámite respectivo en la Universidad Técnica Particular de Loja.

Loja, Diciembre de 1995.



Ing. Ramiro Febres V.
DIRECTOR DE TESIS.

DEDICATORIA

Con mucho cariño y afecto a mis Padres,
a mi Esposa y a mis Hijos, quienes
supieron apoyarme en todo momento.

JAIME

A mis padres y hermanos.

ANGEL

AGRADECIMIENTO

Queremos expresar nuestro especial agradecimiento al señor Ing. Ramiro Febres V. Director de Tesis, por su sabia y desinteresada ayuda impartida para la culminación y publicación del presente trabajo.

A la Universidad Técnica Particular de Loja, autoridades de la Facultad de Ingeniería Civil, que a través de sus prestigiosos catedráticos, forjaron en nosotros para llegar a ser profesionales honestos al servicio de la comunidad.



CONTENIDO

**EVALUACION Y OPTIMIZACION DE LA RED DE ALCANTARILLADO,
DISPOSICION Y TRATAMIENTO ACTUALES DE LAS AGUAS
RESIDUALES DE LA CABECERA CANTONAL DE GONZANAMA
(PROVINCIA DE LOJA)**

CAPITULO I

1. ANTECEDENTES	
1.1. Generalidades.	1
1.2. Introducción.	1
1.3. Objetivos.	3
1.4. Alcances.	3

CAPITULO II

2. ESTUDIOS PRELIMINARES	4
2.1. Características de la Ciudad.	4
2.1.1. Clima.	4
2.2. Servicios existentes.	4
2.3. Estado Sanitario Actual.	5
2.3.1. Encuesta Sanitaria.	6
2.4. Aspecto socio-económico de la Población.	7
2.5. Análisis Poblacional.	8
2.5.1. Generalidades.	8
2.5.2. Análisis de Datos.	9
2.5.2.1. Natalidad y Defunciones.	13
2.5.3. Cálculo de la población Probable.	13

2.5.3.1.	Factor de Crecimiento.	13
2.5.3.2.	Tasa de Natalidad.	14
2.5.3.3.	Tasa de Mortalidad.	19
2.5.3.4.	Indice Vegetativo.	19
2.5.3.5.	Conclusiones.	20
2.5.4.	Cálculo de la población Futura.	20
2.5.4.1.	Método Aritmético.	22
2.5.4.2.	Método Geométrico.	29
2.5.4.3.	Conclusiones.	35
2.5.5.	Comparación de resultados.	37

CAPITULO III

3.	ESTUDIOS TOPOGRAFICOS	38
3.1.	Levantamiento topográfico de la zona urbana y áreas futuras de Gonzanamá.	38
3.2.	Levantamiento topográfico de las diferentes unidades del sistema de Alcantarillado.	38
3.3.	Trabajo de Campo.	39
3.4.	Trabajo de Gabinete.	40

CAPITULO IV

4.	EVALUACION DE LA RED DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	41
4.1.	Levantamiento catastral de los pozos de revisión y red de Alcantarillado.	41
4.2.	Análisis de la red de subcolectores y Colectores.	42
4.2.1.	Sistema existente.	42
4.2.2.	Material de la Tubería.	42

4.2.3.	Ensayos de la Tubería.	42
4.2.3.1.	Ensayos de Compresión.	43
4.2.3.2.	Ensayos de Absorción.	44
4.2.3.3.	Examen Visual.	44
4.2.4.	Diámetro de las tuberías y Longitudes.	44
4.2.5.	Estructuras Especiales.	48
4.2.6.	Estado de conservación.	48
4.3.	Análisis de los pozos de Revisión.	49
4.3.1.	Material y diámetros utilizados.	49
4.3.2.	Estado.	51
4.4.	Conexiones Domiciliarias.	52
4.5.	Comparación de resultados.	52
4.6.	Conclusiones.	54

CAPITULO V

5.	PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS	57
5.1.	Sistema de alcantarillado Separado.	57
5.2.	Sistema de alcantarillado Combinado.	58
5.3.	Sistema de alcantarillado Mixto.	58
5.4.	Selección de aternativas	59

CAPITULO VI

6.	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	61
6.1.	Período de Diseño.	61
6.2.	Población futura o de Diseño.	61
6.3.	Densidad Poblacional.	62
6.4.	Areas Tributarias.	62

6.5.	Caudales de Diseño.	63
6.5.1.	Caudal de aguas negras Domésticas.	64
6.5.1.1.	Coeficiente de simultaneidad o factor de Mayoración.	65
6.5.2.	Caudal de Infiltración.	66
6.5.3.	Caudal de aguas Ilícitas.	68
6.6.	Criterios generales de Diseño.	69
6.6.1.	Tuberías y Colectores.	69
6.6.2.	Diseño Hidráulico.	70
6.6.3.	Velocidades.	71
6.6.3.1.	Velocidad máxima.	72
6.6.3.2.	Velocidad mínima.	72
6.6.3.3.	Velocidad Real.	73
6.7.	Ecuación pluviométrica para la ciudad de Gonzanamá.	73
6.8.	Obras complementarias.	76
6.8.1.	Pozos y cajas de revisión.	76
6.8.2.	Conexiones domiciliarias.	80

CAPITULO VII

7.	DISPOSICION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS	82
7.1.	Objetivos del tratamiento.	82
7.2.	Descomposición de las aguas negras.	82
7.3.	Características y descomposición de las aguas Negras.	83
7.3.1.	Generalidades.	83
7.3.2.	Factores que influyen en el carácter de las aguas Negras.	84
7.3.3.	Características Físicas.	84

7.3.4.	Características Químicas.	85
7.3.5.	Composición de las aguas Negras.	86
7.3.5.1.	Sólidos de las aguas Negras.	87
7.3.5.2.	Gases y materiales Volátiles.	87
7.4.	Composición biológica de las aguas Negras.	86
7.5.	Microorganismos.	89
7.6.	Virus.	89
7.7.	Estado de las aguas Negras.	89
7.7.1.	Aguas negras Frescas.	90
7.7.2.	Aguas negras Sépticas.	90
7.7.3.	Aguas negras Estabilizadas.	90
7.8.	Disposición de las aguas Negras.	91
7.8.1.	Disposición por dilución.	91
7.8.2.	Disposición por Irrigación.	91
7.8.3.	Disposición Superficial.	92
7.9.	Función del oxígeno en las aguas receptoras.	92
7.10.	Demanda bioquímica de oxígeno. (DBO)	93
7.11.	Autopurificación.	94
7.12.	Determinaciones del DBO para el proyecto.	95

CAPITULO VIII

8.	DEPURACION DE LAS AGUAS RESIDUALES	97
8.1.	Objetivo de la Depuración.	97
8.2.	Información Básica.	97
8.3.	Métodos de Tratamiento.	98
8.3.1.	Tratamiento Preliminar.	98
8.3.1.1.	Rejas.	99
8.3.1.2.	Desarenadores.	99
8.3.1.3.	Trituradores.	100

8.3.2.	Tratamiento Primario.	100
8.3.2.1.	Tanques Sépticos.	100 ✓
8.3.2.2.	Tanques Imhoff.	101
8.3.2.3.	Tanques convencionales de sedimentación.	102
8.3.2.4.	Tanques de Flotación.	102
8.3.3.	Tratamiento Secundario.	103
8.3.3.1.	Lagunas de Estabilización.	103 ✓
8.3.3.2.	Lagunas aeróbicas o Fotosintéticas.	104 ✓
8.3.3.3.	Lagunas Anaeróbicas.	104 ✓
8.3.3.4.	Lagunas Facultativas.	105 ✓
8.3.3.5.	Zanjas de Oxidación.	105 ✓
8.3.3.6.	Lodos Activos.	106
8.3.4.	Tratamiento Final.	108
8.3.4.1.	Filtros intermitentes de Arena	108
8.3.5.	Desinfección.	109
8.3.5.1.	Grados de Desinfección.	109
8.3.5.2.	Cloración.	110
8.3.6.	Alternativas de Tratamiento.	111
8.4.	Diseño del Sistema de tratamiento de aguas negras	111
8.4.1.	Generalidades.	111
8.4.2.	Elección del sistema de tratamiento.	111
8.4.3.	Criterios para el diseño de la Laguna.	112
8.4.4.	Factores que influyen en el funcionamiento de las lagunas de estabilización.	113
8.4.5.	Análisis del cuerpo Receptor.	113
8.4.6.	Período de diseño.	114
8.4.7.	Caudal de Diseño.	115
8.4.8.	Carga Unitaria.	116
8.4.9.	Carga orgánica.	116

8.4.10.	Area de la laguna.	118
	8.4.10.1. Dimensiones de la laguna.	120
8.4.11.	Período de Retención.	120
8.4.12.	Remoción del DBO.	120
8.4.13.	DBO soluble de Efluente.	121
8.4.14.	Control de Caudales.	121
8.4.15.	Comprobación de Diseño.	122
8.4.16.	Estructura de Entrada.	130
8.4.17.	Estructura de Salida.	131
8.5.	Estudio de Suelos.	131
8.5.1.	Geología del sitio de ubicación de la laguna	131
8.5.2.	Análisis Granulométrico.	131
8.5.3.	Ensayo de Permeabilidad.	133
8.5.4.	Conclusiones.	134
8.6.	Aspectos Estructurales.	134
8.6.1.	Criterios fundamentales sobre construcción de lagunas.	134

CAPITULO IX

9. PRESUPUESTO: ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA CIUDAD DE GONZANAMA: CANTON GONZANAMA: PROVINCIA DE LOJA.

CAPITULO X

10.	PROGRAMACION DE OBRAS	163
10.1.	Generalidades.	163
10.2.	Métodos de programación y selección del Mismo	164
10.3.	Programación y cronograma valorado.	169

CAPITULO XI

11. IMPACTO AMBIENTAL	171
11.1. Antecedentes.	171
11.2. Estado actual de la Zona.	172
11.3. Estado al final de la Obra.	173
11.4. Conclusiones y Recomendaciones.	175

CAPITULO XII

12. BIBLIOGRAFIA	177
-------------------------	------------

CAPITULO I

1. ANTECEDENTES.

1.1. GENERALIDADES

A la Ingeniería Civil, que forma parte de la ingeniería, le corresponden la planeación, diseño y control del medio, desarrollo de los recursos naturales, construcciones, servicios de transporte y otras estructuras necesarias para la salud, bienestar, seguridad, empleo y recreación de la humanidad.

Casi invariablemente, son muchas las formas de alcanzar un objetivo especificado, siendo la labor del ingeniero investigar sobre un cierto número de las mismas, además, no siempre los conocimientos adquiridos en las instituciones de enseñanza superior ni la experiencia hasta ese momento lograda pueden ser las únicas fuentes de tal solución, sino que es preciso echar mano de la inventiva. Durante la evaluación de las diversas posibilidades se da cuenta del papel tan importante que el criterio tiene en estas situaciones, ya que no puede invertir mucho tiempo en evaluaciones completas de cada una de las soluciones posibles. La dosis de criterio que requieren las actividades cotidianas del ingeniero constituye una de las exigencias características de esa profesión. Las dos características imperantes de su trabajo, a saber, la función creadora al inventar sus soluciones y el criterio para evaluarlas, son lo que, principalmente, constituye el arte de la ingeniería práctica.

1.2. INTRODUCCION.

El problema mundial más grave, es el saneamiento ambiental, el mismo que es y ha sido descuidado por los poderes centrales y

seccionales en casi todos los países del mundo. Desde muchos años atrás, cuando la humanidad tomó conciencia de la organización y unidad de todos los habitantes, se vio en la obligación de solucionar muchos problemas, que aquejaban su bienestar.

La historia del abastecimiento de agua y evacuación de aguas residuales comienza con el crecimiento de las capitales antiguas, o de los centros religiosos y comerciales. Construidas como estructuras de gran magnitud y complejidad considerables, sus restos son monumentos a la sólida y aún sorprendente habilidad de los Ingenieros primitivos. Los acueductos y drenajes de la antigua Roma y sus dominios son esencialmente notables.

Sin embargo, el control definitivo de la calidad del agua, como propósito es de origen bastante reciente. Los servicios comunales de las proliferantes ciudades industriales fueron sobrecargadas con rapidez. No pudieron satisfacerse las necesidades de la distribución abundante de agua potable y evacuación de aguas servidas .

En nuestro país los resultados que han arrojado las estadísticas realizadas son alarmantes, tal es así que demuestran que existe un alto grado de parasitismo. Tampoco el centro urbano se encuentra exento de este terrible mal, porque, la abundante inmigración en nuestras ciudades es alarmante, e impide que los sistemas de evacuación cumplan con la función para las cuales fueron diseñadas, siendo estos sobrecargados, manteniendo de esta manera latente el peligro de contaminación.

Este problema en la provincia de Loja es sumamente clara, dado que faltan por ejecutarse alrededor del 70% del saneamiento del medio ambiente, por lo que se hace necesario un plan de acción con el objeto de erradicar totalmente este grave problema.

Por lo antes mencionado, el presente proyecto de "Evaluación y optimización de la red de alcantarillado, disposición y tratamiento actuales de las aguas residuales de la cabecera cantonal de Gonzanamá", se encuentra debidamente justificado.

1.3. OBJETIVOS.

Para el presente proyecto anotaremos los siguientes:

- Eliminar la morbi-mortalidad infantil, especialmente evitando molestias de orden orgánico, fisiológico, social y psíquico.
- Mejorar el nivel sanitario en función del bien de la comunidad a beneficiarse.
- A través de un buen servicio a la población para mejorar su condición de vida, evitando de esta manera la emigración de los habitantes a otros centros poblados e insentivar al turismo a visitar este lugar.
- Lograr mediante la conservación del medio ambiente, y de esta manera proteger la salud de los habitantes de la localidad.
- Coadyuvar a la mejora de la producción de la localidad, pues la salud indudablemente contribuye a una mejor aptitud para el trabajo.

1.4. ALCANCES.

Dado que los sistemas de alcantarillado son diseñados para un determinado período de tiempo, para algunas poblaciones de nuestra provincia estos sistemas ya han cumplido con su período de diseño, por esta razón se debe hacer una evaluación de los mismos, con la finalidad de observar en que condiciones se encuentran éstos. El alcance del presente proyecto tiene la finalidad de realizar un monitoreo detallado, con la finalidad de encontrar una solución satisfactoria.

CAPITULO II

2. ESTUDIOS PRELIMINARES.

2.1. CARACTERISTICAS DE LA CIUDAD.¹

Gonzanamá cabecera cantonal del mismo nombre, ubicada en las faldas occidentales del Colambo, en el centro de las parroquias rurales del cantón.

La ciudad de Gonzanamá se encuentra ubicada entre los 4° 12' y 4° 16' de latitud sur y entre los 79° 24' y 79° 29' de longitud occidental.

El cantón Gonzanamá se encuentra situado al sur oeste de la ciudad de Loja. Limita al norte con los cantones de Loja y Paltas; al sur con el cantón Espíndola; al oeste con el cantón Loja y al oeste con el cantón Calvas.

2.1.1. CLIMA.- El clima de Gonzanamá es templado y muy sano, razón por la cual muchas personas vienen desde otros lados a gozar de este principal factor para su salud. La mayoría de los días del año son reflejados por un sol claro que produce un ambiente de alegría.

La temperatura de la ciudad de Gonzanamá oscila entre los 16° a 20° centígrados, y la humedad relativa es de 84%

2.2. SERVICIOS EXISTENTES.

Agua potable.- La cabecera cantonal de Gonzanamá cuenta con un sistema de agua potable distribuida cuyo funcionamiento es deficiente, debido a

¹ EL CANTON GONZANAMA, Monografía. Gonzanamá 1974

que esta misma agua se distribuye a barrios alejados que se encuentran fuera del perímetro urbano de la ciudad, razón por la cual ésta es escasa.

Alcantarillado.- Esta población cuenta con sistema de alcantarillado combinado vetusto, el mismo que descarga directamente a las quebradas la "chorrera" y el "ladrillo" sin ningún tipo de tratamiento, poniendo de esta manera en peligro la salud de la población. Además se suma la descomposición de la materia orgánica en la misma, por lo que se produce malos olores y proliferación de moscas.

Cabe indicar también que los moradores que no cuentan con este servicio de alcantarillado realizan sus necesidades a campo abierto con el peligro que esto conlleva.

Energía eléctrica.- La empresa eléctrica regional del sur ha dotado de una red de corriente eléctrica de 110 V. a toda la población.

Otros.- Dentro de otros servicios con los que cuenta la ciudad de Gonzanamá podemos mencionar los siguientes:

- Servicio telefónico.
- Jefatura política.
- Juzgado de lo civil.
- Oficina de correos.
- Iglesia.
- Registro civil.
- Policía rural.

2.3 ESTADO SANITARIO ACTUAL.

Cabe anotar que en nuestro país la mayor parte de la poblaciones

carecen de servicios de agua potable y alcantarillado, es así que las enfermedades infecto-contagiosas, parasitarias y digestivas prueban la falta de desarrollo en nuestro país, con un alto índice de morbi-mortalidad infantil.

En el caso de la ciudad de Gonzanamá cuenta con un sistema combinado de alcantarillado el mismo que ya tiene cumplido su período de diseño, como se pudo comprobar a través de la información proporcionada por la Ilustre Municipalidad de Gonzanamá.

Cuenta también con un sistema de agua potable el mismo que se encuentra en funcionamiento.

2.3.1. ENCUESTA SANITARIA.

ENCUESTA SOCIO-ECONOMICA-SANITARIA DE LA CIUDAD DE GONZANAMA ²

-	Número de casas	362
-	Número de habitantes	1738
-	Número de personas que trabajan	522
-	Porcentaje de personas que son agrícola- ganaderos	22.80
-	Porcentaje de personas que son obreros	22.99
-	Porcentaje de personas que son jornaleros	6.13
-	Porcentaje de personas que son empleadas	48.08
-	Porcentaje de casas que tienen red públi- ca de agua potable	99.45
-	Porcentaje de casas sin red pública de agua potable	0.55

² Información obtenida de una encuesta realizada por los autores de esta Tesis. (28, 29 y 30 de noviembre de 1994)

-	Porcentaje de casas que tienen alcantarillado público	92.27
-	Porcentaje de casas sin alcantarillado público	7.73

2.4. ASPECTO SOCIO-ECONOMICO DE LA POBLACION.

Gonzanamá es una ciudad que se encuentra en inminente desarrollo, existen manifestaciones de progreso recientes, tales como un incremento en el mercadeo de ganado vacuno, porcino, etc..

Migraciones.- El índice de crecimiento de la población no es tan alto como se verá en capítulos posteriores, la causa de este fenómeno es debido a la migración de los pobladores a otras localidades, motivados por mejores oportunidades de salud y trabajo.

Estructura Social.- En la ciudad de Gonzanamá, se habla el español y su raza es mestiza como en la mayoría de las poblaciones de nuestro país, se puede decir que la mayoría de sus habitantes poseen vivienda propia(95%), siendo una cantidad muy limitada de habitantes que arriendan(5%); además la mayor parte de la población se dedica a la actividad agrícola-ganadera, en consecuencia sus ingresos son buenos.

Campo Educativo.- Gonzanamá cuenta con centros educacionales a los cuales no sólo asisten alumnos de la localidad, sino también

de las parroquias del cantón. Los centros educacionales de la ciudad de Gonzanamá son los siguientes:

- Escuela Fiscomisional de niños "Juan M. Ojeda Luna", cuenta con 128 alumnos.
- Escuela Fiscomisional de niñas "Balbina Moreno", cuenta con 142 alumnas.
- Escuela Fiscal de niños "Lautaro Vicente Loayza", cuenta con 86 alumnos.
- Escuela Fiscal de niñas "12 de Octubre", cuenta con 80 alumnas.
- Colegio Técnico "Gonzanamá", cuenta con 250 alumnos.
- Unidad Educacional "Balbina Moreno", cuenta con 141 alumnos.
- Colegio Compensatorio Artesanal, cuenta con 50 alumnos.
- Centro de Formación Profesional "Dra. Lya Hartn", cuenta con 63 alumnos.

Producción y Comercio.- Debemos destacar que Gonzanamá cuenta con una buena producción ganadera, la misma que se comercializa todos los domingos en el complejo ferial ganadero de Gonzanamá.

También existen grandes cultivos agrícolas de los que se destacan principalmente los siguientes: maíz, caña de azúcar, yuca, guineo, fréjol, etc..

2.5. ANALISIS POBLACIONAL.

2.5.1. GENERALIDADES.

Para todo estudio de diseño de alcantarillado, la determinación de la población actual y futura o sea la que servirá para el final del período de diseño es la más importante para las obras de infraestructura sanitaria.

En el presente análisis refleja que el crecimiento de la población es muy bajo el mismo crece por nacimientos y decrece por defunciones.

Los fenómenos demográficos inciden directamente en la programación de todo estudio de alcantarillado, uno de estos es la inmigración de grandes masas asentadas en medios rurales hacia centros poblados, en busca de mejores condiciones de vida.

Cabe indicar que los datos referentes a nacimientos y defunciones fueron proporcionados por el Registro Civil de la ciudad de Gonzanamá y en cuanto a la población estudiantil se los obtuvo de los diferentes establecimientos educacionales.

2.5.2. ANALISIS DE DATOS.

Al realizarse un análisis del problema demográfico, esto nos llevará a tener un concepto real del crecimiento poblacional y determinados factores que intervienen en él. entre los cuales destacamos los siguientes: Ubicación geográfica, Clima, influencias sobre su carácter, actividades a que se dedican, de qué forma viven, como son las futuras áreas de expansión, qué facilidad tienen al acceso de la educación, etc.

En consecuencia para determinar la población futura, se utilizaron métodos analíticos y gráficos, así como también primará el buen criterio del proyectista.

Población flotante.- La población flotante es de mucha importancia dentro del análisis poblacional de una región y se define como la cantidad de personas que se encuentran de paso por la zona de estudio. En el caso de Gonzanamá no se produce este fenómeno debido a que no existen lugares turísticos.

En la encuesta realizada arrojó datos muy bajos por lo que se creyó no incluirlos.

OBTENCIÓN DE LOS DATOS CENSALES.³

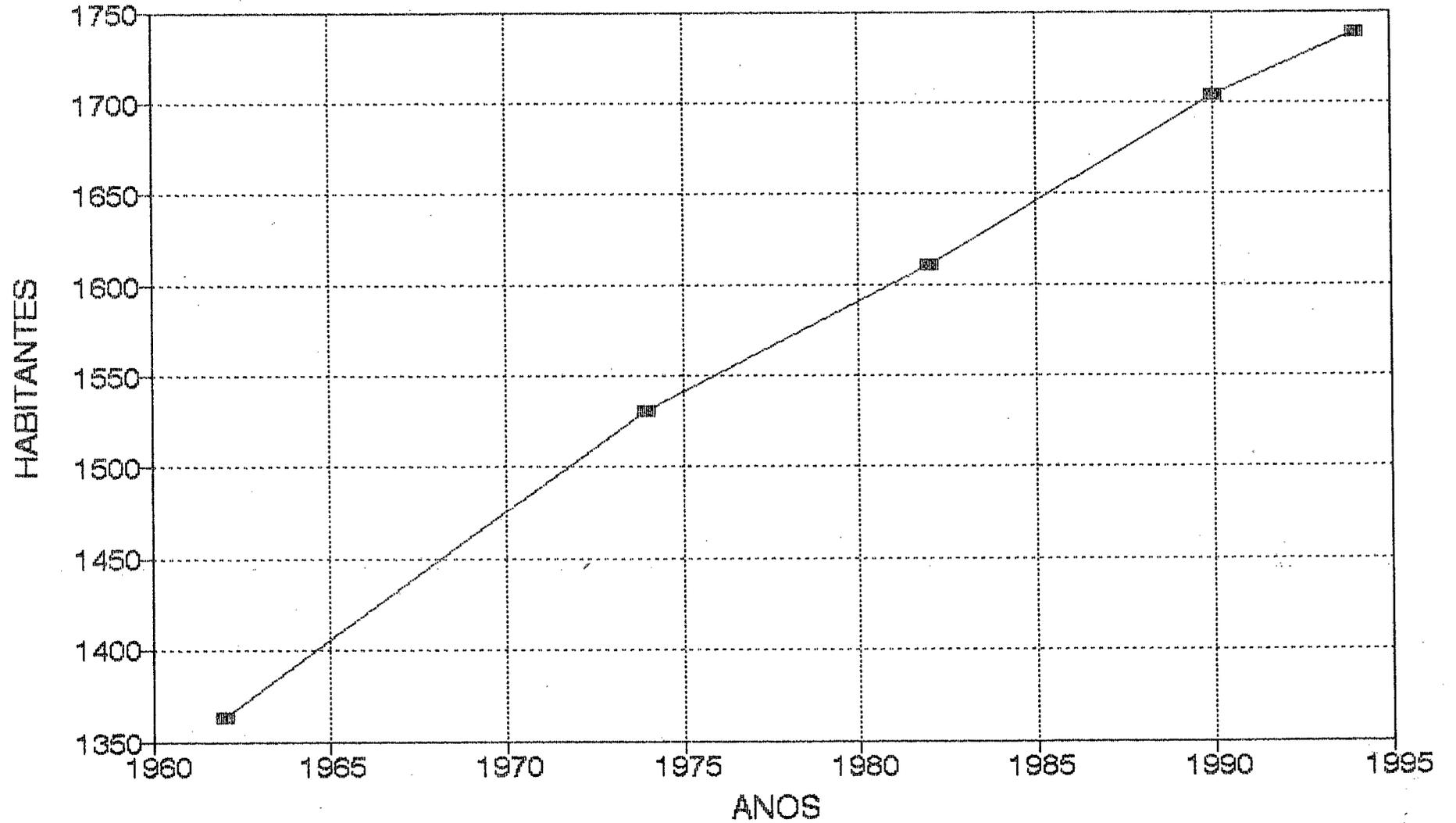
Censo Nacional en 1962	1363
Censo Nacional en 1974	1531
Censo Nacional en 1982	1611
Censo Nacional en 1990	1704
Encuesta actual 1994	1738

DETERMINACION DEL INDICE DE CRECIMIENTO SEGUN LOS CENSOS.

Considerando las normas del IEOS, para el análisis poblacional, sugiere el método Geométrico, el cual nos sirve como una orientación para poder realizar la comparación del crecimiento poblacional durante los diferentes censos. Haciendo uso de la fórmula que corresponde al método geométrico, procedemos a realizar el siguiente cuadro:

³ Datos recopilados del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos INEC.

GRAFICO 1.1
CENSOS OBTENIDOS vs PERIODO EN ANOS



$$Pf = Pa \times (1+r)^n$$

En donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Índice de crecimiento

n = Período de diseño

despejando "r" de ésta ecuación se obtiene:

$$r = \left(\frac{Pf}{Pa} \right)^{1/n-1}$$

Año	Pa	Pf	n	r %
1962 - 1974	1363	1531	12	0.97
1974 - 1982	1531	1611	8	0.64
1982 - 1990	1611	1704	8	0.70
1990 - 1994	1704	1738	4	0.50

Tabla 2.5.2.

MUESTREO CENSAL ACTUAL, COMPARACION Y ANALISIS DE LA POBLACION
SEGUN CENSOS ACTUALES Y ANTIGUOS.

De acuerdo a los resultados de la encuesta socio - económico - sanitaria realizada para el presente estudio podemos observar que la población actual con que cuenta la Ciudad de Gonzanamá es de 1738 habitantes.

Haciendo referencia a la tabla 2.5.2. y analizando los índices de crecimiento obtenidos, podemos concluir de que éstos tienden a bajar, demostrándose de que cada vez la población crece mas lentamente y una de las razones principales puede ser la falta de fuentes de trabajo por lo cual se ven en la necesidad de emigrar hacia otros lugares, especialmente Santo Domingo de los Colorados y Litoral Ecuatoriano en busca de mejores condiciones de vida.

2.5.2.1. NATALIDAD Y DEFUNCIONES.

Los datos de natalidad y defunciones fueron proporcionados por las oficinas del Registro Civil de Gonzanamá, desde el año 1974 hasta 1994.

2.5.3. CALCULO DE LA POBLACION PROBABLE.

2.5.3.1. FACTOR DE CRECIMIENTO.

Este factor de crecimiento real se lo determina considerando los censos que más se acerquen al real crecimiento normal de la población, evitando por tanto datos extraordinarios, ya que en estas circunstancias extremas no se refleja el verdadero aumento poblacional. Para el presente caso, de las razones calculadas en la tabla 2.5.2., la segunda y la cuarta tienden a bajar en una forma no muy significativa, por lo cual los resultados para determinar el índice de crecimiento real, no se alterarán mayormente.

Año	Pa	Pf	n	r %
1962 - 1974	1363	1531	12	0.97
1974 - 1982	1531	1611	8	0.64
1982 - 1990	1611	1704	8	0.70
1974 - 1994	1531	1704	16	0.67
1990 - 1994	1704	1738	4	0.50
1982 - 1994	1611	1738	12	0.63
			Σ	= 4.11

Tabla 2.5.3.1.

$$r = \frac{\Sigma r}{n}$$

En donde:

r = razón de crecimiento

n = número de datos

r = 4.11 / 6

r = 0.69

2.5.3.1. TASA DE NATALIDAD.

Este índice se lo determina dividiendo el número total de nacidos vivos para la población total que conforma la ciudad, la población probable se calculará considerando únicamente los dos últimos censos de población y la encuesta realizada para fines de este estudio.

Razón de crecimiento.- Para esto se hace uso de la siguiente fórmula:

$$r = \frac{(Pf - Pa)}{(nxPa)}$$

En donde:

- Pf = Población futura
 Pa = Población actual
 n = Número de períodos
 r = Razón de crecimiento

Período 1974 - 1982:

Censo de 1974 1531

Censo de 1982 1611

$$r = (1611-1531)/(8*1531)$$

$$r = 0,0065$$

Período 1982 - 1990:

Censo de 1982 1611

Censo de 1990 1704

$$r = (1704-1611)/(8*1611)$$

$$r = 0,0072$$

Período 1990 - 1994:

Censo de 1990 1704

Encuesta 1738

$$r = (1738-1704)/(4*1704)$$

$$r = 0,0050$$

Luego podemos obtener la población probable mediante la siguiente

fórmula:

$$Pb = Pa \times (1+r \times n)$$

Para una mejor visualización de esta población se utiliza un sistema de coordenadas en el cual se representan los valores de la población probable, calculados para cada uno de los periodos considerados, obteniendo de esta manera la curva de tendencia poblacional (Ver gráfico Nro. 1.2).

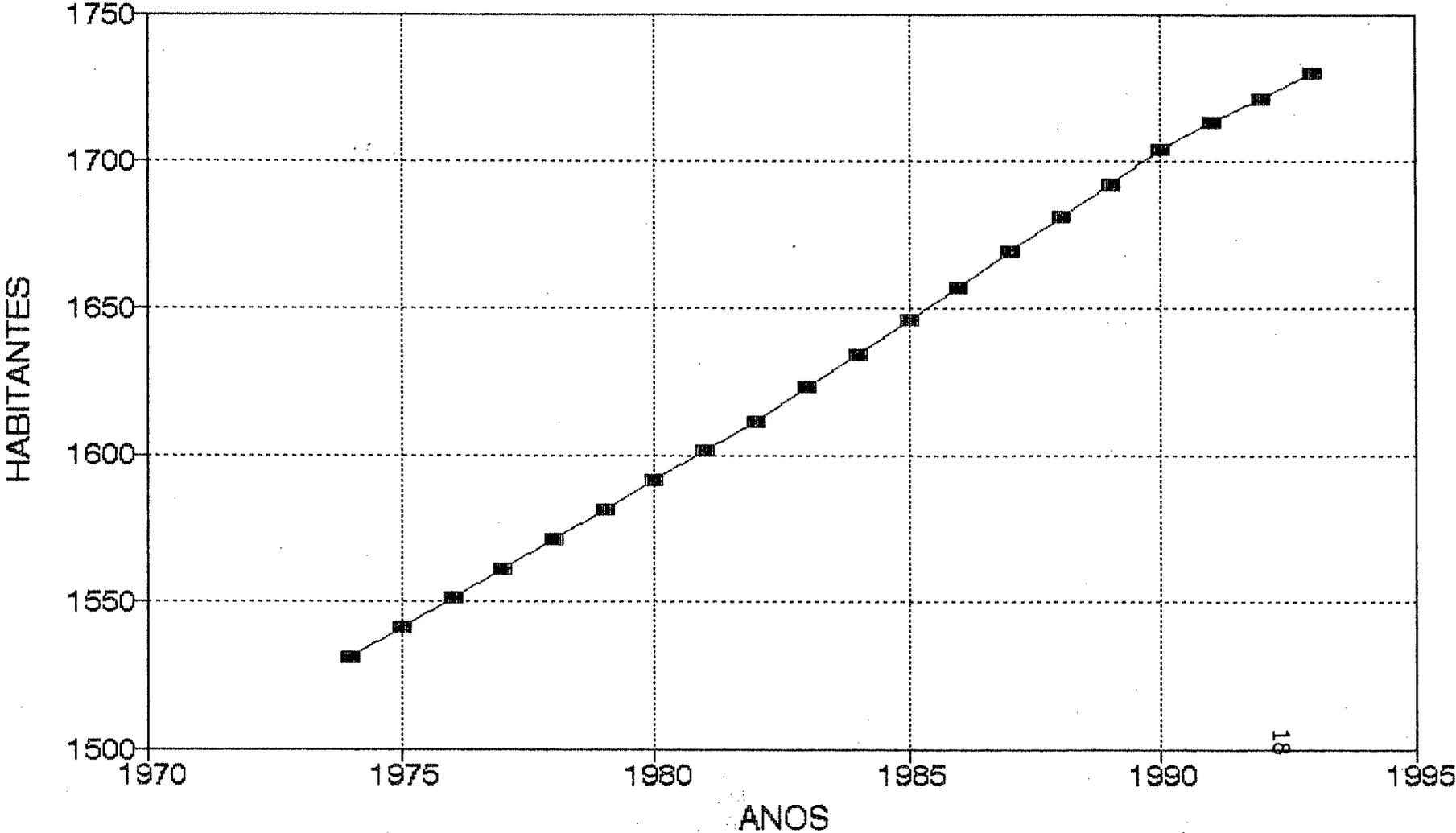
Los datos de nacimientos y defunciones fueron proporcionados por la Oficina del Registro Civil, Identificación y Cedulación del Cantón Gonzanamá - Provincia de Loja, desde el año de 1974.

AÑO	NACIMIENTOS	POBLACION PROBABLE	INDICE DE NATALIDAD
1974	172	1531	11.23
1975	196	1541	12.72
1976	162	1551	10.44
1977	177	1561	11.34
1978	182	1571	11.58
1979	163	1581	10.31
1980	166	1591	10.43
1981	157	1601	9.81
1982	121	1611	7.51
1983	137	1623	8.44
1984	134	1634	8.20
1985	118	1646	7.17
1986	113	1657	6.82
1987	138	1669	8.27
1988	121	1681	7.20
1989	126	1692	6.42
1990	140	1704	8.22
1991	90	1713	5.25
1992	142	1721	8.25
1993	116	1730	6.71
1994			
Sumatoria	2871		

Tabla 2.5.3.2.

Como se puede observar el índice de natalidad es alto, disminuyendo a partir del año 1982, esto se debe como se indicó anteriormente, a la emigración de la población hacia otros lugares.

GRAFICO 2.2
POBLACION PROBABLE Vs PERIODO EN ANOS



2.5.3.3. TASA DE MORTALIDAD.

La tasa bruta de mortalidad se la encuentra dividiendo el número anual de defunciones para la población probable.

AÑO	DEFUNCIONES	POBLACION PROBABLE	INDICE DE MORTALIDAD
1974	29	1531	1.89
1975	25	1541	1.62
1976	28	1551	1.81
1977	22	1561	1.41
1978	32	1571	2.04
1979	34	1581	2.15
1980	30	1591	1.89
1981	19	1601	1.19
1982	27	1611	1.68
1983	25	1623	1.54
1984	29	1634	1.77
1985	21	1646	1.28
1986	29	1657	1.75
1987	22	1669	1.32
1988	41	1681	2.44
1989	28	1692	1.65
1990	34	1704	2.00
1991	31	1713	1.81
1992	22	1721	1.28
1993	30	1730	1.73
1994			
Sumatoria	550		

Tabla 2.5.3.3.

Como podemos observar en el cuadro, el índice de mortalidad es alto, y se mantiene con muy poca variación, esto se debe a que en la ciudad no existe una adecuada asistencia médica, ya que esta carece de un centro de atención médica.

2.5.3.4. INDICE VEGETATIVO.

Este índice se encuentra dividiendo la diferencia entre nacimientos y defunciones para la población probable o también restando el índice de natalidad y el índice de mortalidad.

AÑO	INDICE DE NATALIDAD	INDICE DE MORTALIDAD	CRECIMIENTO VEGETATIVO
1974	11.23	1.89	9.34
1975	12.72	1.62	11.10
1976	10.44	1.81	8.63
1977	11.34	1.41	9.93
1978	11.58	2.04	9.54
1979	10.31	2.15	8.16
1980	10.43	1.89	8.54
1981	9.81	1.19	8.62
1982	7.51	1.68	5.83
1983	8.44	1.54	6.90
1984	8.20	1.77	6.43
1985	7.17	1.28	5.89
1986	6.82	1.75	5.07
1987	8.27	1.32	6.95
1988	7.20	2.44	4.76
1989	6.42	1.65	4.77
1990	8.22	2.00	6.22
1991	5.25	1.81	3.44
1992	8.25	1.28	6.97
1993	6.71	1.73	4.98
1994			

Tabla 2.5.3.4.

En el presente cuadro el índice de crecimiento vegetativo disminuye en los últimos años, lo cual podemos observar claramente si se elabora un gráfico. Esto justifica la disminución del índice de crecimiento en los censos de los últimos años. (Gráfico 2.3)

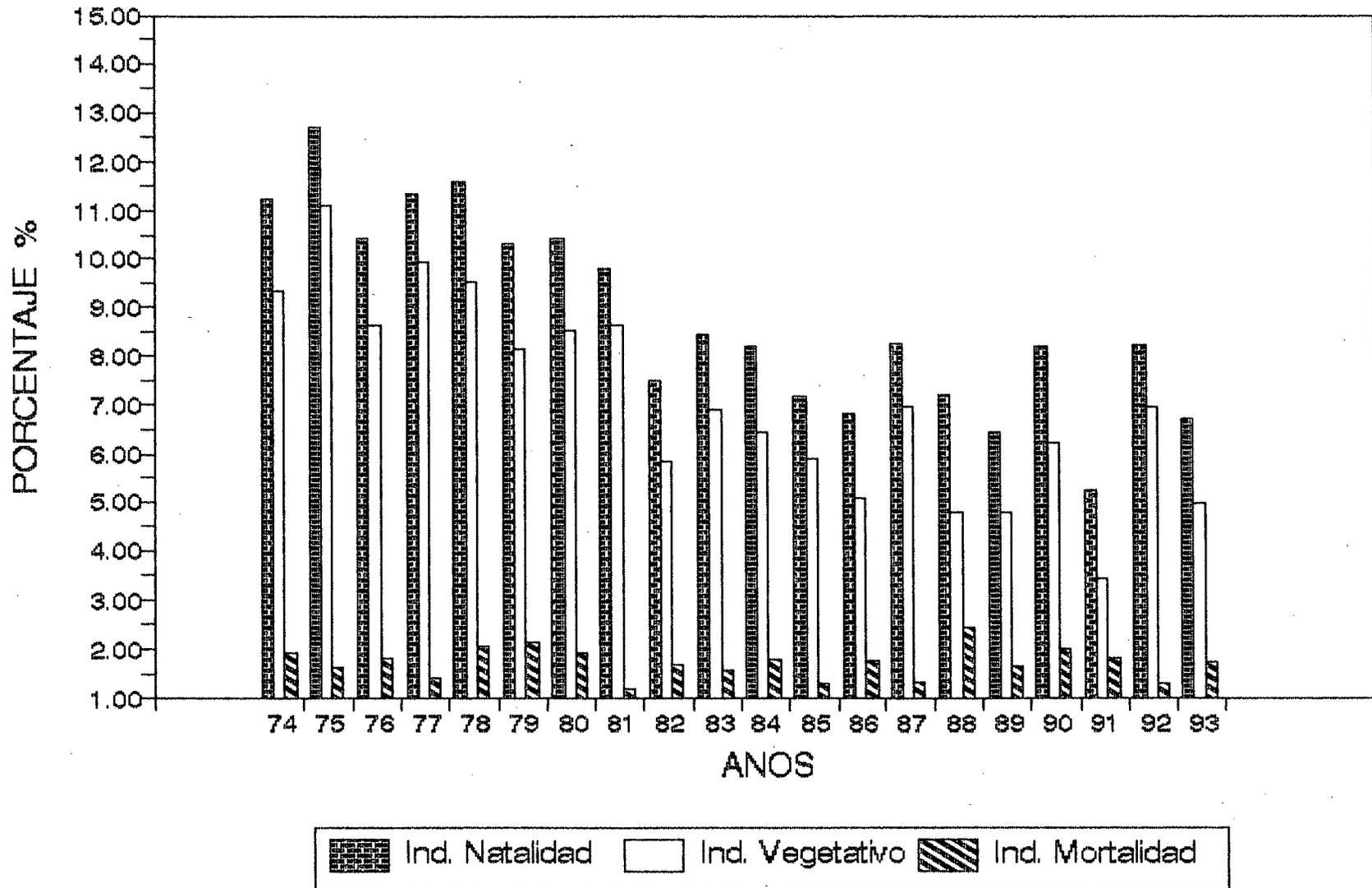
2.5.3.5. CONCLUSIONES.

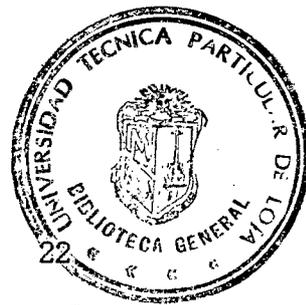
Como podemos darnos cuenta en los análisis anteriores los datos nos son muy confiables por los resultados obtenidos, es por esto que nos basaremos únicamente para el cálculo de la población futura siguiendo el método recomendado por el IEOS.

2.5.4 CALCULO DE LA POBLACION FUTURA.

Al elaborar un proyecto de alcantarillado, uno de los

GRAFICO 2.3





datos fundamentales es la de determinar el caudal necesario, el cual depende directamente del número de habitantes que tendrá la localidad al final del período de diseño.

Según la normas del IEOS, para la estimación de la población futura se harán las proyecciones de crecimiento utilizando por lo menos tres métodos conocidos (proyección aritmética, proyección geométrica, incrementos diferenciales, comparativo, etc.), que

permitan establecer comparaciones que orienten el criterio del proyectista. La población futura se escogerá finalmente considerando aspectos económicos, geopolíticos y sociales que influyan en los movimientos demográficos.

2.5.4.1. METODO DE PROYECCION ARITMETICA.

Si en una población, la línea de su crecimiento es una línea recta, esta forma de crecimiento no es normal, y solamente ocurre en algunas poblaciones en las cuales su crecimiento vegetativo está restringido o alterado por alguna causa.

Este método consiste en determinar un número de habitantes por cada año; el crecimiento de la población es independiente al tamaño de la misma, su fórmula corresponde al del interés simple y el gráfico de este método es la ecuación de una línea recta.

Existen tres criterios:

Primer criterio.- Debido a que la representación gráfica de este método corresponde a una línea recta, estamos en condición de hacer el ajuste al método aritmético por medio de los mínimos cuadrados, el cual consiste en determinar en base a una serie de ecuaciones dos constantes a y b , que influyen en el crecimiento de una población para un período determinado de años.

Considerando un conjunto de censos puede establecerse una serie de ecuaciones:

$$Y_1 = a + b \cdot X_1$$

$$Y_2 = a + b \cdot X_2$$

.

.

.

$$Y_n = a + b \cdot X_n$$

Las incógnitas son los coeficientes " a " y " b " que se determinan en base de las " n " ecuaciones planteadas para el efecto, en donde " Y " es el valor de la población y " X " el número de años.

El método establece como los mejores resultados de a y b aquellos que minimizan la suma de las diferencias al cuadrado de los valores de las desviaciones observadas con respecto a ellas calculadas en base de los valores escogidos para a y b .

Aplicando este conocimiento se deberá encontrar valores tales que hagan mínima la suma de las diferencias al cuadrado de ordenadas observadas y calculadas.

Para obtener el mínimo es necesario igualar a cero las derivadas parciales con respecto a a y b .

Simplificando y resolviendo el sistema para a y b por determinantes se tendrá las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{\sum Y \times \sum X^2 - \sum X \times \sum XY}{n \times \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

$$b = \frac{n \times \sum XY - \sum X \times \sum Y}{n \times \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

En donde:

n = número de datos.

Y = población en miles.

X = período de años.

Para el caso en que los períodos observados correspondan a una función lineal los coeficientes calculados con las fórmulas anteriores darán la ecuación de la recta que mejor se acomode a la serie de puntos observados, en la suma de los cuadrados de las desviaciones verticales de los puntos observados con respecto a la recta de la ecuación calculada, con este método será mejor que la correspondiente a cualquier otra recta que puede trazarse por

los puntos observados.

De esta forma, a continuación se hará el ajuste del método aritmético.

Mínimos Cuadrados:

ANO	POBLACION	Y ^{Pop.} (miles)	X (año)	X*Y	X ²
1962	1363	1.363	0	0	0
1974	1531	1.531	12	18.372	144
1982	1611	1.611	20	32.220	400
1990	1704	1.704	28	47.712	784
1994	1738	1.738	32	55.616	1024
	Σ=	7.947	92	153.92	2352

De acuerdo a las ecuaciones anteriores tenemos:

$$a = \frac{7.947 \cdot 2352 - 92 \cdot 153.920}{5 \cdot 2352 - 92^2}$$

$$a = 1.375 \cdot 1000$$

$$a = 1375$$

$$b = \frac{5 \cdot 153.920 - 92 \cdot 7.947}{5 \cdot 2352 - 92^2}$$

$$b = 0.012 \cdot 1000$$

$$b = 11.674 \approx 12$$

Sustituyendo los valores de a y b en la ecuación:
se tiene:

$$Y = a + b \cdot x$$

$$Y = 1375 + 11.674 \cdot X$$

AÑO	X	POBLACION
1994	32	1738
1999	37	1807
2004	42	1865
2009	47	1924
2014	52	1982
2019	57	2040

Como se observa la población futura para el año 2019, que es el límite del período de diseño, mediante el ajuste de los mínimos cuadrados en el método aritmético, se determinó una población de 2040 habitantes.

Segundo Criterio.- Este criterio considera un índice de crecimiento basado en datos de nacimientos y defunciones proporcionados por el Registro Civil. Para el cálculo de la población futura se necesita obtener los valores promedios de estos datos. Las fórmulas utilizadas son:

$$Pf = Pa \times (1 + rxn)$$

$$r = \frac{\bar{N} - \bar{D}}{Pa}$$

En donde:

Pf = población futura.

Pa = población actual.

r = índice de crecimiento.

n = período de años.

\bar{N} = Valor promedio de los nacimientos.

\bar{D} = Valor promedio de las defunciones.

Datos:

$$\Sigma N = 2871 \text{ (ver tabla 2.5.3.2.)}$$

$$\Sigma D = 558 \text{ (ver tabla 2.5.3.3.)}$$

$$P_a = 1738$$

$$\bar{N} = 2871/20 = 143.55$$

$$\bar{D} = 558/20 = 27.90$$

$$r = \frac{143.55 - 27.90}{1738}$$

$$r = 0.0665$$

$$r = 6.65\%$$

Reemplazando en la fórmula anterior:

$$P_f = 1738 * (1 + 0.0665 * n)$$

Año	P_a	n	P_f
1994	1738	0	1738
1999	1738	5	2316
2004	1738	10	2894
2009	1738	15	3472
2014	1738	20	4050
2019	1738	25	4627

Tercer Criterio.- Consiste en adicionar cantidades fijas de población por cada período de tiempo.

La fórmula es la siguiente:

$$P_f = P_a + P_x n$$

En donde:

Pf = Población futura.

Pa = Población actual.

P = Incremento de población.

n = Número de períodos.

Despejando P de la fórmula anterior, se obtiene la siguiente fórmula:

$$P = \frac{Pf - Pa}{n}$$

realizando un promedio de todos los censos obtenidos se tiene:

PERIODO	Pa	Pf	n	P
1962 - 1974	1363	1531	12	14.00
1974 - 1982	1531	1611	8	10.00
1982 - 1990	1611	1704	8	11.63
1990 - 1994	1704	1738	4	8.50
			Σ=	44.13

$$P_{prom} = \frac{\sum P}{n}$$

$$P_{prom} = 44.13/4$$

$$P_{prom} = 11.03$$

En consecuencia:

$$Pf = 1738 + 11.03 * n$$

Año	Pa	n	Pf
1994	1738	0	1738
1999	1738	5	1793
2004	1738	10	1848
2009	1738	15	1903
2014	1738	20	1959
2019	1738	25	2014

2.5.4.2. METODO DE PROYECCION GEOMETRICA.

Esta forma de crecimiento es más próxima al crecimiento vegetativo, ya que su forma de crecimiento es similar a la del interés compuesto. Además establece que la población se incrementa en un porcentaje constante, cuyo cálculo corresponde a una ecuación exponencial y su resultado gráfico es una curva.

Para el cálculo de la población futura por medio de este método se consideran tres criterios:

Primer Criterio.— Este criterio es el más usado por el IEOS, el cual determina que se haga un análisis del índice de crecimiento poblacional, considerando los datos proporcionados por el INEC, Registro Civil y la Encuesta poblacional.

Su expresión matemática es la siguiente:

$$Pf = Pa \times (1 + r)^n$$

En donde:

Pf = Población futura.

Pa = Población actual.

r = Índice de crecimiento.

n = Período en años.

El índice de crecimiento real fue obtenido ya en la tabla 2.5.3.1. el cual fue $r^1 = 0.69$.

$$r = \frac{(r1 + CV)}{2}$$

$$r = (0.69 + 7.73) / 2$$

$$r = 4.21$$

AÑO	Pa	r%	n	Pf
1994			0	1738
1999			5	2136
2004			10	2625
2009	1738	4.21	15	3226
2014			20	3965
2019			25	4873

Segundo Criterio.- Este criterio indica que el crecimiento es geométrico cuando dp/dt es proporcional a la población existente en un momento dado (tamaño de la población P); osea:

$$\frac{dp}{dt} = cg \times P$$

En donde:

dp = Aumento de la población

dt = intervalo de tiempo

cg = constante de proporcionalidad

P = Tamaño de la población.

Integrando:

$$\int_{P_i}^{P_f} \frac{dP}{P} = C_g \times (t_f - t_i)$$

$$[\ln P]_{P_i}^{P_f} = C_g \times (t_f - t_i)$$

$$\ln P_f - \ln P_i = C_g \times (t_f - t_i)$$

Aplicando logaritmos:

$$\ln P_f = \ln P_i + C_g \times (t_f - t_i) \text{ o, lo que es lo mismo}$$

$$P_f = P_i \times e^{C_g(t_f - t_i)}$$

En donde la constante de proporcionalidad C_g se la determina mediante la siguiente expresión:

$$C_g = \frac{\ln P_f - \ln P_i}{t_2 - t_1}$$

$$t = t_2 - t_1$$

$$C_g = \frac{\ln P_f - \ln P_i}{t}$$

En donde P_i y P_f son los valores de población de dos censos conocidos.

Para el presente estudio nos valemos de un valor promedio de C_g , así:

PERIODO	P_i	P_f	$\ln P_f - \ln P_i$	t	C_g
1962-1974	1363	1531	0.1162	12	0.0097
1974-1982	1531	1611	0.0509	8	0.0064
1982-1990	1611	1704	0.0561	8	0.0070
1990-1994	1704	1738	0.0198	4	0.0050
Σ					0.0281

Determinación del valor promedio de C_g :

$$C_{gprom} = \frac{\Sigma C_g}{n}$$

En donde:

$$n = \text{Número de datos} = 4$$

Por tanto:

$$C_{gprom} = 0.0281/4$$

$$C_{gprom} = 0.007$$

Luego de haber determinado el valor de C_g , se procede a establecer la población futura mediante la expresión antes indicada:

$$Pf = Pi \times e^{Cg(tf - ti)}$$

De esta forma tenemos:

PERIODO	Pi	Cg	t	Pf
1994-1999			5	1780
1994-2004			10	1864
1994-2009			15	1930
1994-2014	1738	0.007	20	1999
1994-2019			25	2070

Tercer Criterio.- Este se basa en el método geométrico mediante el ajuste por los mínimos cuadrados. Para determinar la población futura mediante este método, se utiliza una serie de ecuaciones y las constantes a y b que determinan el crecimiento de una población en un período determinado de años. Las ecuaciones a aplicarse son las siguientes:

$$Y_{1,2,3,\dots,n} = a + b X_{1,2,3,\dots,n}$$

$$a = \frac{\sum Y \times \sum X^2 - \sum X \times \sum XY}{n \times \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

$$b = \frac{n \times \sum XY - \sum X \times \sum Y}{n \times \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

donde:

$Y_{1,2,3,\dots,n}$ = Valor de la población.

$X_{1,2,3,\dots,n}$ = Número de años.

Σ = Sumatoria.

n = Número de datos.

Para realizar el ajuste por los mínimos cuadrados al método geométrico, utilizaremos las siguientes expresiones:

$$Pf = Pa \times (1 + r)^n$$

Aplicando logaritmos a la ecuación anterior:

$$\text{LogPf} = \text{LogPa} \times (1+r)^n$$

$$\text{LogPf} = \text{LogPa} + n \times \text{Log}(1+r)$$

Haciendo:

$$Y = \text{LogPf}$$

$$a = \text{LogPa}$$

$$b = \text{Log}(1+r)$$

$$X = n$$

Resulta la ecuación:

$$Y = a + b \times X$$

Considerando los datos de los diferentes censos de población y en base a las expresiones anteriores, se elabora la siguiente tabla:

AÑO	POBLACION	Y	X	X*Y	X ²
1962	1363	3.134	0	0.000	0
1974	1531	3.185	12	38.220	144
1982	1611	3.207	20	64.142	400
1990	1704	3.231	28	90.461	784
1994	1738	3.240	32	103.682	1024
Σ		15.997	92	296.525	2352

$$a = \frac{15.997 \cdot 2352 - 92 \cdot 296.525}{5 \cdot 2352 - 92^2}$$

$$a = 3.139$$

$$b = \frac{5 \cdot 296.525 - 92 \cdot 15.997}{5 \cdot 2352 - 92^2}$$

$$b = 0.003$$

$$\text{LogPa} = 3.139$$

$$\text{Pa} = 1377$$

$$\text{Log}(1+r) = 0.003$$

$$1+r = 1.007$$

$$r = 0.007$$

Reemplazando se tiene:

AÑO	n	POBLACION
1994	32	1738
1999	37	1782
2004	42	1846
2009	47	1911
2014	52	1979
2019	57	2049

2.5.4.3. CONCLUSIONES.

Para analizar las conclusiones realizaremos el siguiente cuadro:

SELECCION DEL METODO MAS CONVENIENTE.

AÑO	1994	1999	2004	2009	2014	2019
METODO ARITMETICO						
Primer Criterio	1738	1819	1879	1939	1999	2059
Segundo Criteri	1738	2316	2894	3472	4050	4627
Tercer Criterio	1738	1793	1848	1903	1959	2014
METODO GEOMETRICO						
Primer Criterio	1738	2136	2625	3226	3965	4873
Segundo Criteri	1738	1780	1864	1930	1999	2070
Tercer Criterio	1738	1782	1846	1911	1979	2049

Para el presente estudio la población futura que tendrá Gonzanamá dentro del período de diseño estimado para el año 2019, es conveniente adoptar el primer criterio del método aritmético y el segundo criterio del método geométrico; ya que, la población de Gonzanamá tiende a crecer en dichas proporciones según los datos censales.

Se trata de que el cálculo sea lo más exacto posible para no cometer errores de sobredimensionamiento; y por tanto, evitar una serie de dificultades tanto en el aspecto técnico, funcional y económico.

Para el presente estudio hemos adoptado una población futura de 2070 habitantes.

La dotación de agua potable futura fue proporcionada por la I. Municipalidad de Gonzanamá, tomados de la memoria técnica "Estudios para la ampliación del sistema de agua potable para

GONZANAMA-PROVINCIA DE LOJA"; realizados por el IEOS.

Cuyo valor es de: 138 lit/hab./día., el mismo que cae dentro de los parámetros que recomiendan las normas del IEOS como se puede apreciar en la siguiente tabla.

2.5.5. COMPARACION DE RESULTADOS.

POBLACION FUTURA	CLIMA	DOTACION FUTURA
hasta 5000	Frío	120 - 150
	Templado	130 - 160
	Caliente	170 - 200
5000 - 50000	Frío	180 - 200
	Templado	190 - 220
	Caliente	200 - 230
mas de 50000	Frío	> 200
	Templado	> 220
	Caliente	> 230

Tabla 2.5.4.3.4

Las dotaciones recomendadas para una población de 2070 habitantes y clima templado según el IEOS son:

130 - 160 lit/hab/día (tabla 2.5.4.3.)

Como se puede observar la dotación de 138 lit/hab./día se encuentra enmarcada en las dotaciones recomendadas por el IEOS.

CAPITULO III

3. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

3.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ZONA URBANA Y AREAS FUTURAS DE GONZANAMA.

Los estudios topográficos que se realizaron para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, son obligatorios para todo proyecto de ingeniería, ya que de sus resultados se parte para realizar los estudios y cálculos de proyectos en general.

El presente proyecto se realizó en dos partes:

- a.- Trabajo de Campo.
- b.- Trabajo de Gabinete.

3.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LAS DIFERENTES UNIDADES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

Dentro de este levantamiento se localizó las unidades tales como: red, emisario, tratamiento y descarga; así como la nivelación de los mismos con el objeto de obtener los perfiles que servirán para el diseño utilizando para la cual la misma metodología descrita anteriormente.

Red de alcantarillado.- Todas las calles fueron niveladas siguiendo el costado Sur-Oeste de las calzadas, como se puede observar en los planos.

Emisario.- El levantamiento se realizó con una poligonal cerrada hasta el sitio donde se realizó el levantamiento topográfico de la laguna, y de ahí al sitio de descarga, con una nivelación cada 20 m. o menos dependiendo de las características del terreno.

Tratamiento.- Para el tratamiento se levantó una área aproximada de una hectárea por el método de radiación.

Así, para el escogimiento de lugar se estudió algunos sitios buscando las mejores condiciones para este fin tales como: que cumpla con las normas de estar lo suficientemente alejado de la población, que no sea pantanoso, ni tampoco demasiado permeable, etc.

3.3. TRABAJO DE CAMPO.

El trabajo de campo se lo realizó mediante los siguientes levantamientos topográficos:

- 1.- Levantamiento de la zona urbana de la ciudad de Gonzanamá y las posibles áreas de expansión futura.
- 2.- Levantamiento topográfico de las diferentes unidades del sistema de alcantarillado sanitario.

Levantamiento de la zona urbana de Gonzanamá.- Para este efecto se realizaron levantamientos de la ciudad y futuras áreas de expansión.

Para lo cual se realizó primeramente un reconocimiento del lugar para realizar el trazado más factible.

Cabe indicar que en lo que se refiere al levantamiento planimétrico de la ciudad de Gonzanamá estos fueron proporcionados por la Ilustre Municipalidad, los mismos que fueron completados mediante polígonos cerrados abarcando las áreas que no cuentan a la fecha, y las posibles zonas de expansión de la ciudad. Los levantamientos fueron realizados a estadia, tomando puntos de detalle suficientes para poder elaborar los

planos respectivos. Los ángulos tanto horizontales como verticales que sirven para los posteriores cálculos fueron leídos dos veces para una mayor precisión.

Para el levantamiento altimétrico partimos de un BM conocido, el mismo que se encuentra localizado en el parque central Isidro Ayora de la ciudad, que tiene una cota de 1977 m.s.n.m.; luego haciendo uso de la mira y el nivel determinamos las diferentes cotas de los puntos.

Además cabe indicar que todo el trabajo topográfico se lo realizó ajustándose a las normas del IEOS que es la rectora en la construcción de todo tipo de obras sanitarias en el país.

La escala utilizada según las normas para el levantamiento topográfico de la ciudad es de 1:2000 ; los materiales utilizados fueron los siguientes:

- 1 Un teodolito, marca Wild T-16
- 1 Nivel, marca Kern
- 1 Mira con ojo de pollo
- 1 Cinta de metal
- 4 Jalones
- 4 Piquetes
- 1 Equipo de cuatro personas

3.4. TRABAJO DE GABINETE.

Este trabajo consistió en calcular y dibujar todos los planos requeridos, tomando en cuenta todos los datos recogidos en el campo. Se realizó la comprobación respectiva admitiendo un error aceptable de tal manera que se enmarque dentro de las normas del IEOS.

CAPITULO IV

4. EVALUACION DE LA RED DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Para poder realizar la evaluación de la red de alcantarillado sanitario se procedió a realizar el levantamiento catastral de los pozos de revisión (ver tomo II).

4.1. LEVANTAMIENTO CATASTRAL DE LOS POZOS DE REVISION Y RED DE ALCANTARILLADO.

El catastro de pozos y red, es muy importante para fines del proyecto el mismo que consistió en un examen o evaluación de ubicación (realizado con mediciones a cinta), estado físico y funcionamiento de cada uno de los pozos de revisión.

Este catastro es necesario para el desarrollo del presente estudio; y más aún, para realizar el mejoramiento y optimización de la red de alcantarillado de la ciudad de Gonzanamá.

Por otra parte indicamos que la localización de los pozos y la red es de vital importancia en cuanto a mantenimiento de los mismos se refiere, al estar identificados claramente el personal de mantenimiento no tendrá inconveniente en la localización de los mismos y esto evitará molestias en la ciudadanía.

El catastro de pozos de revisión y red de alcantarillado se lo presenta numerados correctamente y ubicado en cada calle correspondiente de la siguiente manera:

- a. Se presenta un croquis de cada pozo de revisión y red incluyendo una descripción de número, diámetro de tubería, profundidad y

ubicación.

- b. Cada pozo se ubicará respecto a la calle en la cual se encuentra, indicado su estado general o de cualquier otra observación.
- c. Están colocadas las cotas tanto superior como inferior (tapa y fondo).
- d. Se ha elaborado cuadros en los cuales se resume toda la información de los pozos de revisión y red.

4.2. ANALISIS DE LA RED DE COLECTORES Y SUBCOLECTORES.

Se denomina tramo o longitud de colector o subcolector a la tubería que se encuentra comprendida entre dos pozos de revisión contiguos. El diámetro y demás características de cada tramo están en función del caudal correspondiente.

4.2.1. SISTEMA EXISTENTE.

El sistema de alcantarillado de la ciudad de Gonzanamá es de tipo combinado en su totalidad, posee dos descargas directas al medio ambiente causando problemas de insalubridad y contaminación a esta comunidad.

4.2.2. MATERIAL DE LA TUBERIA.

La red de alcantarillado sanitario cuenta en la mayoría de sus calles con tuberías de hormigón simple, existiendo canales de mampostería de piedra en sus dos emisarios.

4.2.3. ENSAYOS DE LA TUBERIA.

Las muestras para los ensayos de tubería se extrajeron de la calles:

Muestra A: calle Loja entre 10 de Agosto y Sucre.

Muestra B: calle Bolívar entre Avda. 30 de Septiembre y 18 de Noviembre.

Muestra C: 18 de Noviembre entre 10 de Agosto y sucre.

Los mismos que nos darán una idea clara en que condiciones se encuentran las tuberías del sistema de alcantarillado.

4.2.3.1. ENSAYOS DE COMPRESION⁵.

Para el ensayo de compresión de las tuberías se utiliza el método de apoyo de los tres puntos, el mismo que consiste en lo siguiente: los apoyos inferiores consistirán en dos listones de madera de lados verticales, cuyos lados superiores e inferiores se redondearán en la arista de apoyo del tubo, en un radio de 12 mm.

Los listones serán rectos y se sujetarán firmemente a una pieza rígida de madera dura de una escuadra de 15x15 cm. los lados verticales interiores serán paralelos y estarán a una distancia de 2.5 cm. por c/30cm. de diámetro del tubo (85mm. por metro de diámetro de tubo); pero no menor que 2.5cm.

Los tubos de hormigón sin refuerzo de acero deberán cumplir las especificaciones de la tabla 4.2.3.1, respecto a la prueba de resistencia a la compresión según el método de los tres puntos.

RESISTENCIA DE LOS TUBOS DE HORMIGON SIN REFUERZO DE
ACERO PARA ALCANTARILLADO

A.S.T.M.:C 14-68



Diámetro interior	Promedio de la resistencia a la compresión	
mm.	Método de apoyo en tres puntos	
	kg/m	lib/pie
150	1.636	1.100
200	1.934	1.300
250	2.083	1.400
300	2.232	1.500
400	2.604	1.750
450	2.976	2.000
500	3.273	2.200
1000	3.571	2.400

Tabla 1.2.3.1

4.2.3.2. ENSAYOS DE ABSORCION.

Para el ensayo de absorción se utilizarán fragmentos de tubo procedentes del ensayo a la compresión, y tendrán de 100 a 150 cm² de superficie aproximadamente de forma cuadrada y deberán estar libres de grietas, rajaduras y bordes astillados.

El procedimiento del ensayo se lo realiza de la siguiente manera: una vez obtenidos los trozos de tubería, estos se los coloca en un horno a una temperatura de 110°C; Luego de secada la muestra es colocada en un recipiente adecuado lleno de agua y llevado a ebullición durante 5 horas, luego se deja enfriar durante 19 horas, hasta una temperatura de 15°C a 20°C, se saca las muestras del agua, y el agua superficial que quede se la seca con un papel secante, e inmediatamente se pesa la muestra.

El incremento del peso de la muestra hervida será tomado como absorción de la muestra y se expresará como porcentaje del peso.

El porcentaje máximo de absorción permisible es de 8%.

4.2.3.3. EXAMEN VISUAL.

Esto consiste en realizar una evaluación de la tubería a simple vista, destacando principalmente las condiciones físicas como: coloración, fisuras, porosidad, etc.

4.2.4. DIAMETRO DE LAS TUBERIAS Y LONGITUDES.

Las tuberías de la red de alcantarillado de la ciudad de Gonzanamá van desde 200 mm. hasta 550 mm.

A continuación presentamos en forma detallada los tramos existentes (cuadro 4.2.4.)

POZO #	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)
* 4 - 3	66.00	*0.78x0.60 (m)
* 4 - 5	58.00	0.80x0.60 (m)
* 5 - 6	77.00	0.70x0.60 (m)
6 - 7	83.60	550
7 - 8	85.90	550
8 - 9	84.50	550
9 - 10A	70.10	300
10A - 10	19.00	300
10 - 11	105.20	300
11 - 12	90.80	300
11 - 19	89.30	200
12 - 13A	66.80	300
13A - 13	20.00	300
13 - 87	45.10	300
16 - 60	31.00	300
17 - 18	98.40	300
17 - 13	87.90	300
18 - 19	96.20	300
18 - 12	88.10	200
19 - 20	100.20	250
19 - 11	89.30	200
20 - 20A	18.90	350
20A - 21	61.90	350
21 - 22	87.00	350
21 - 9	90.30	300
22 - 23	83.60	350
22 - 28	91.50	200
23 - 24	95.20	200
23 - 7	93.70	550
24 - 6	88.80	200
25 - 24	92.30	200
26 - 23	93.90	550
26 - 25	104.20	200
26 - 27	84.80	300
27 - 28	85.30	250
27 - 22	92.90	250
28 - 29	89.10	250
28 - 21	92.20	250
29 - 30	94.20	200
29 - 20	93.90	200
30 - 31	101.20	250
30 - 19	92.10	250
31 - 32	87.00	200
31 - 18	92.20	400
32 - 33	44.70	250
32 - 17	93.20	250
33 - 34	45.80	250
34 - 35	51.90	300
35 - 36	105.80	450
35 - 31	78.10	450
36 - 37	66.20	500
36 - 30	81.50	300
37 - 38	78.40	500
38 - 39	85.50	500
39 - 40	87.90	500
40 - 41	61.80	500
41 - 26	43.90	500
42 - 16	33.40	300
42 - 17	37.20	300
48 - 49	103.80	200

Tabla 4.2.4

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)
49 - 50	103.60	200
50 - 50A	15.30	200
50A - 51	29.70	300
51 - 52	39.20	300
52 - 53	45.90	300
53 - 54	08.30	250
54 - 55	28.10	250
55 - 56	29.20	250
56 - 57	30.10	300
57 - 59	20.00	300
59 - 60	43.10	300
62 - 62A	31.00	300
62 - 13A	40.10	400
2A - 63	75.90	300
42 - 16	32.50	400
63 - 64	61.90	400
** 64 - 65	32.30	0.4x0.6 (m)
** 65 - 66	17.20	0.4x0.6 (m)
** 66 - 67	39.20	0.4x0.6 (m)
67 - q	10.00	0.4x0.6 (m)
68 - 09	99.60	300
69 - 42	17.00	300
70 - 69	65.30	200
71 - 70	76.30	200
72 - 71	52.00	200
73 - 72	29.90	200
74 - 73	29.30	200
75 - 74	65.70	200
76 - 77	109.50	200
76 - 68	88.40	300
76 - 10	99.30	300
77 - 78	78.80	200
77 - 11	100.20	200
78 - 63	39.70	300
78 - 12	121.10	300
79 - qq	136.30	250
80 - 56	40.30	300
80 - 86	50.30	300
82 - 81	32.30	300
82 - 83	26.10	300
83 - 84	55.60	300
85 - 42	54.30	200
86 - 53	40.10	300
87 - 56	45.90	250
88 - 10A	56.30	350
88 - 20A	32.80	

Tabla 4.2.4

- * Tramo constituido por un canal de piedra y que corresponde al emisario 1.
- ** Tramo constituido por un canal de piedra y que corresponde al emisario 2.
- q Tramo que descarga a la quebrada Ladrillo.
- qq Tramo que descarga en una alcantarilla.

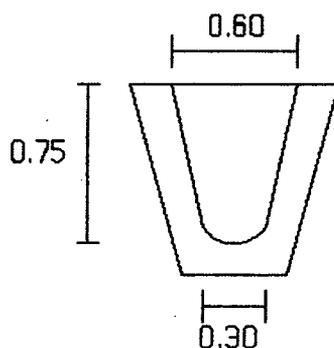
4.2.5. ESTRUCTURAS ESPECIALES.

Entre las estructuras especiales con las que cuenta el alcantarillado sanitario se puede citar solamente dos canales de mampostería de piedra los mismos que constituyen los emisarios.

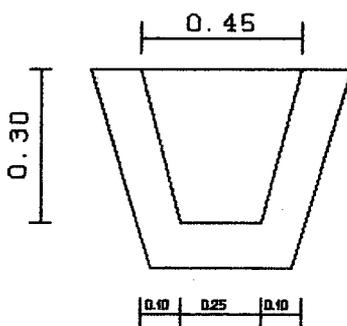
Emisario No 1. - Se encuentra ubicado en la parte sur-este de la ciudad; en los tramos: 5-6; 6-4 y 4-3.

Emisario No 2. - Se encuentra ubicado en la parte nor-este de la ciudad; en los tramos: 64-65; 65-66 y 66-62.

SECCIONES DE EMISARIOS



EMISARIO No 1



EMISARIO No 2

4.2.6. ESTADO DE CONSERVACION.

El estado de la red de alcantarillado de la cabecera cantonal de Gonzanamá, en la mayoría de sus tramos el estado de las tuberías es de regular a malo, tomando en cuenta los análisis hechos en

las mismas. Además no existe un adecuado mantenimiento de las tuberías, sumideros y pozos de revisión los cuales en su mayoría se encuentran con abundante sedimento.

Por tratarse de un sistema de alcantarillado combinado, existen tramos de tubería de diámetros menores a los especificados en las normas resultando insuficientes para la correcta evacuación de las aguas en condiciones críticas.

4.3. ANALISIS DE LOS POZOS DE REVISION.

4.3.1. MATERIAL Y DIAMETROS UTILIZADOS.

Del levantamiento catastral que se realizó se constató que todos los pozos están contruidos de ladrillo común los mismos que se encuentran revestidos interiormente, algunos en su totalidad, otros a 1/3 de su altura y otros sin éste acabado.

La sección de los pozos existentes están constituidos por:secciones circulares, tronco de cono, y únicamente el pozo # 88 tiene forma rectangular, tal como se indica en la tabla 4.3.1

POZO #	DIAMETRO (m)	PROFUNDIDAD (m)	FORMA
3	0.90	2.78	circular
4	0.90	2.93	circular *
5	0.90	2.46	circular *
6	0.90	3.06	circular *
7	0.90	2.93	circular *
8	0.88	2.59	circular *
9	0.90	2.14	circular *
10	0.90	1.98	circular *
10A	0.90	2.20	circular *
11	1.00	2.13	circular *
12	0.90	1.40	circular *
13	0.90	2.58	circular
16	1.00	1.60	circular
17	0.90	2.04	circular *
18	0.90	1.71	circular *
19	0.90	2.00	circular *
20	0.90	1.73	circular *
20A	0.90	1.73	circular *
21	0.90	2.00	circular *
22	0.90	2.78	circular *
23	0.90	2.69	circular *
24	0.90	1.86	circular *
25	0.90	2.02	circular *
26	0.90	3.67	circular *
27	0.90	3.12	circular *
28	0.90	1.72	circular *
29	0.90	2.10	circular *
30	0.90	1.95	circular *
31	0.90	2.34	circular *
32	0.90	2.33	circular *
33	0.90	2.29	circular *
34	0.90	1.57	circular *
35	0.90	1.91	circular *
36	0.90	1.91	circular *
37	0.90	1.64	circular *
38	0.90	1.48	circular *
39	0.90	1.44	circular *
40	0.90	1.95	circular *
41	0.90	2.85	circular *
42	0.90	2.12	circular *
48	0.90	1.90	circular *
49	0.90	1.66	circular *
50	0.90	1.96	circular *
50A	0.90	2.46	circular *
51	0.90	2.39	circular *
52	0.90	2.68	circular
53	0.90	2.45	circular
54	0.90	2.28	circular
55	0.90	2.25	circular
56	0.80	2.16	circular
57	0.90	1.81	circular

Tabla 4.3.1

POZO #	DIAMETRO (m)	PROFUNDIDAD (m)	FORMA
59	0.90	1.70	circular *
60	0.90	2.10	circular *
62	0.90	2.09	circular *
62A	0.90	2.70	circular *
63	--	--	circular *
64	0.90	3.05	circular *
65	0.90	1.18	circular *
66	0.90	2.00	circular *
67	0.90	1.12	circular *
68	0.90	2.02	circular *
69	0.90	2.23	circular *
70	0.90	1.90	circular *
71	0.90	2.09	circular
72	0.90	2.02	circular
73	0.90	1.68	circular *
74	0.70	1.74	circular *
75	0.90	1.80	circular *
76	0.90	1.46	circular *
77	0.90	2.34	circular *
78	0.90	1.20	circular
79	0.80	1.60	circular
80	0.90	3.13	circular
81	0.95	1.47	circular *
82	0.90	1.49	circular *
83	0.65	1.41	circular *
84	0.90	1.15	circular
85	0.90	1.47	circular *
86	0.90	2.30	circular
87	0.90	2.35	circular *
88	0.5 x 0.5	1.35	cuadrado *

Tabla 4.3.1

Observaciones:

* Pozos de revisión circulares con tronco de cono.

El pozo 63 se encuentra completamente destruido.

4.3.2. ESTADO.

Durante el catastro realizado se observó que los pozos se encuentran en un estado aceptable, existiendo sedimento en la mayoría de ellos, debido a que no tienen un constante mantenimiento, otros no tienen tapa o se encuentran semiabiertos.

Los pozos cuentan con tapas de hormigón armado lo que dificulta destaparlos para realizar la limpieza, además estas tapas en algunos

casos no existen o están semidestruidas.

Cabe indicar también que algunos pozos no tienen escaleras o se encuentran destruidas dificultando el ingreso del personal constituyéndose en un peligro para él mismo y más cuando se trata de pozos profundos.

4.4. CONEXIONES DOMICILIARIAS.

Las conexiones domiciliarias evacuan las aguas servidas de cada una de las viviendas, para luego conectarse a los colectores respectivos. De acuerdo a la información proporcionada por el Ilustre Municipio de Gonzanamá existen los siguientes datos :

- Nro. casas que tienen alcantarillado público : 336
- Nro. casas que no tienen alcantarillado público: 26

El material utilizado en las conexiones es hormigón simple con tuberías que van de 150 a 200 mm.

4.5. COMPARACION DE RESULTADOS.

Una vez realizado el catastro de pozos de revisión y red de alcantarillado, podemos comparar dimensiones de lo que esta en obra con lo que se encuentra diseñado en los planos por el **Servicio Cooperativo Interamericano de Salud Pública del Ecuador**, de fecha Dic./16/60. Para lo cual realizamos el siguiente cuadro comparativo.

TUBERIA			POZOS DE REVISION		
DIAMETRO (mm)			ALTURA (m)		
TRAMO	DISEÑO	EN OBRA	POZO	DISEÑO	EN OBRA
2 - 3	**	**	2	1.69	---
3 - 4	**	**	3	2.65	2.78
4 - 5	**	**	4	2.00	2.93
5 - 6	**	**	5	2.01	2.46
6 - 7	550	550	6	2.23	3.06
7 - 8	250	550	7	3.20	2.93
8 - 9	250	550	8	2.61	2.59
9 - 10A	250	300	9	1.96	2.14
10A - 10	250	300	10A	2.44	2.20
10 - 11	250	300	10	2.16	1.98
11 - 12	250	300	11	1.76	2.13
12 -13A	250	300	12	1.65	1.40

Tabla 4.5.

TUBERIA			POZO DE REVISION		
DIAMETRO (mm)			ALTURA (m)		
TRAMO	DISENO	EN OBRA	POZO	DISENO	EN OBRA
13A - 13	250	300	13A	1.91	---
13 - 17	250	300	13	1.43	2.58
17 - 18	200	200	17	1.89	2.04
18 - 19	200	300	18	1.69	1.71
19 - 20	200	250	19	2.12	2.00
20 - 20A	250	250	20	2.03	1.73
20A - 21	250	250	20A	1.95	1.73
21 - 22	250	350	21	1.98	2.00
22 - 23	250	350	22	2.72	2.78
23 - 24	200	350	23	2.15	2.69
24 - 25	200	200	24	2.25	1.86
25 - 26	200	200	25	2.20	2.02
26 - 27	200	200	26	2.04	3.67
27 - 28	200	300	27	2.78	3.12
28 - 29	200	250	28	1.64	1.72
29 - 30	200	250	29	2.10	2.10
30 - 31	200	250	30	2.11	1.95
31 - 32	200	200	31	2.26	2.34
32 - 33	250	250	32	3.29	2.33
33 - 34	250	250	33	---	2.29
34 - 35	250	300	34	1.57	1.57
35 - 36	450	450	35	1.71	1.91
36 - 37	500	500	36	1.91	1.91
37 - 38	500	500	37	1.64	1.64
38 - 39	550	550	38	1.48	1.48
39 - 40	550	550	39	1.44	1.44
40 - 41	550	550	40	1.95	1.95
41 - 26	550	550	41	2.85	2.85
26 - 23	550	550	42	2.04	2.12
23 - 07	550	550	85	---	1.47
28 - 21	250	250	69	2.95	2.23
21 - 09	250	300	70	1.90	1.90
29 - 20	250	200	71	---	2.09
36 - 30	250	300	72	---	2.02
30 - 19	200	200	73	---	1.68
19 - 11	200	200	16	1.42	1.60
35 - 31	450	450	60	---	2.10
31 - 18	400	400	59	---	1.70
18 - 12	350	200	56	2.69	2.16
32 - 17	200	250	50	1.96	1.96
17 - 42	250	250	50A	2.46	2.46
42 - 69	200	200	52	2.31	2.68
69 - 70	200	200	53	2.56	2.45
70 - 71	200	200	54	2.95	2.28
71 - 72	200	200	55	2.16	2.25
72 - 73	200	200	87	---	2.35
73 - 74	200	200	88	---	1.35
74 - 75	200	200	62	2.63	2.09
42 - 85	200	200	62A	2.87	2.70
42 - 61	200	300	63	0.76	---
61 - 60	200	300	64	3.05	3.05
60 - 59	200	300	65	1.56	1.18

TUBERIA			POZOS DE REVISION		
DIAMETRO (mm)			ALTURA (m)		
TRAMO	DISEÑO	EN OBRA	POZO	DISEÑO	EN OBRA
59 - 57	200	300	66	1.54	2.00
57 - 56	200	300	67	1.09	1.12
48 - 49	200	200	68	---	2.02
49 - 50	200	200	74	---	1.74
50 - 50A	200	200	75	---	1.80
50A - 51	200	200	76	---	1.46
51 - 52	200	200	77	---	2.34
52 - 53	200	300	78	---	1.20
53 - 54	200	250	79	---	1.60
54 - 55	200	250	80	---	3.13
55 - 56	200	300	81	---	1.47
53 - 86	---	300	82	---	1.49
86 - 80	---	300	83	---	1.41
80 - 56	---	300	84	---	1.15
13A - 62	250	300	85	---	1.47
56 - 87	---	300	86	---	2.30
87 - 88	---	300	87	---	2.35
62 - 62A	300	400	88	---	1.35
62A - 63	300	400			
63 - 64	350	400			
64 - 65	***	***			
65 - 66	***	***			
66 - 67	***	***			
81 - 34	---	300			
81 - 82	---	300			
82 - 83	---	300			
83 - 84	---	300			

Tabla 4.5

Observaciones:

- Tramos de la red que no constan en el diseño; construidos posteriormente
- ** Canal de mampostería de piedra tipo I que desemboca en la quebrada la Chorrera.
- *** Canal de mampostería de piedra tipo II que desemboca en la quebrada el Ladrillo.

4.6. CONCLUSIONES.

Una vez realizada la evaluación del sistema de alcantarillado, podemos concluir lo siguiente:

Pozos de revisión.

- En la mayoría de los pozos de revisión existen de 10 - 15 cm. de sedimento.
- Existen pozos en los cuales el sedimento obstruye totalmente la tubería de salida obligando a que las aguas se rebosen por la boca de visita.
- En cuanto a la localización de los pozos ésta fue dificultosa puesto que la mayor parte de éstos se encontraban bajo la capa de rodadura.
- Existen pozos sin revestir, sin tapas y sin escaleras.
- En el pozo Nro. 30 pasa una tubería de agua potable de 2" de diámetro.
- El pozo Nro. 4 interrumpe totalmente la circulación del agua, ya que tiene una abertura en la pared en la parte inferior, por donde sale todo el caudal para ser utilizado para riego de pastizales.
- Todos los pozos del emisario I desde el pozo Nro. 62A hasta el Nro. 67 se encuentran con vegetación puesto que estos no funcionan por algunos años.
- Las tapas de hormigón simple con que cuentan todos los pozos, no son las adecuadas puesto que presentan grandes dificultades para operación de mantenimiento.
- Un gran porcentaje de sumideros no cuenta con la rejilla de entrada por tanto éstos se encuentran con sedimento.

Red de colectores y subcolectores.

- El sistema existente a cumplido con su período de diseño comprobándose así con los ensayos realizados.
- Por lo dicho anteriormente es necesario el reemplazo de este sistema por uno nuevo.
- Existen algunos sectores sin red de alcantarillado como se indica

en los planos correspondientes.

- En algunos casos las tuberías se encuentran con cortes menores a los recomendados por las normas de IEOS.
- Las aguas servidas afloran a la superficie debido a la destrucción y obstrucción de las tuberías en los siguientes tramos: del pozo Nro. 56 al Nro. 87 y del 77 al 78; constituyéndose por consiguiente estos puntos en focos de contaminación.
- Este sistema cuenta con dos descargas directas a las quebradas el Ladrillo y la Chorrera; descargas que no llegan a las mismas por lo expuesto anteriormente.
- Existen algunos tramos de alcantarillado en los cuales hay tuberías de diámetro menor al mínimo que establecen las normas para alcantarillado combinado; que es de 250 mm.

4.7. RECOMENDACIONES Y SOLUCIONES INMEDIATAS.

Por lo concluido anteriormente recomendamos lo siguiente:

- Realizar el cambio de las tapas de hormigón por hierro fundido.
- Colocar rejillas en los sumideros.
- Designar suficiente personal por la Municipalidad con los implementos necesarios para un adecuado y permanente mantenimiento de la red.
- En los pozos 77 y 80 realizar la limpieza con la finalidad que circule por la red, sellar el agujero en el pozo Nro 4 sancionando al responsable del ilícito.
- Cambiar las tuberías en los puntos dañados en los tramos 56-57 y 77-78.



CAPITULO V

5. PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS.

Para el nuevo diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la ciudad de Gonzanamá hemos considerado tres alternativas.

5.1. SISTEMA DE ALCANTARILLADO SEPARADO.

Considera la construcción de dos sistemas diferentes de alcantarillado, uno sanitario y otro pluvial.

Ventajas:

- Contando con sistema separado las aguas servidas no contaminarán la quebradas.
- Se aprovechará los cursos receptores como son las quebradas para el drenaje de las aguas lluvias.
- Mejor servicio a la colectividad.
- Evacuación segura de aguas servidas.

Desventajas:

- El sistema separado conlleva a la construcción de dos alcantarillados, dado que tiene que ser diseñado uno para el de aguas lluvias y otro para el de aguas servidas, lo cual aumenta los costos.
- Construcción de pozos adecuados tanto para el sistema sanitario como para el pluvial.

5.2. SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO.

Este sistema conduce simultáneamente, por el mismo conducto, aguas negras domésticas y aguas lluvias.

Ventajas:

- La ciudad contará con un solo sistema de alcantarillado.
- Menor gasto en la construcción y mantenimiento del sistema.
- Menor tiempo en la construcción.

Desventajas:

- Los diámetros de los colectores primarios y secundarios serán mayores y por ende de mayor costo.
- Los aliviaderos podrían producir sobrecarga que tendrá que ser absorbida por la planta de tratamiento, lo que implicaría en ciertos casos el mal funcionamiento de la misma.
- Aprovechamiento mínimo de las quebradas para el desalojo de las aguas lluvias.

5.3. SISTEMA DE ALCANTARILLADO MIXTO.

Se presenta cuando en un sector se proyecta el sistema de alcantarillado separado y el combinado en otro. Esto generalmente ocurre cuando se proyectan nuevos sistemas de alcantarillado o en el caso de calles estrechas, también por el movimiento comercial no se pueden

realizar trabajos.

Ventajas:

- Se respetará los sistemas de alcantarillado construidos y proyectados existentes, para luego complementar los sistemas de alcantarillado que hacen falta en las áreas de expansión futura.
- La evacuación de aguas lluvias se lo hará superficial.

Desventajas:

- Mayor dificultad para el control por parte del organismo encargado de supervisar las obras de alcantarillado.
- Los sistemas de alcantarillado existente estarán próximos a cumplir su período de diseño, por tanto, habrá la necesidad de cambiarlos.

5.4. SELECCION DE ALTERNATIVAS.

Analizando ventajas y desventajas descritas anteriormente, adoptamos el alcantarillado separado por las siguientes razones:

- El sistema existente es de tipo combinado, fue construido en 1960, y tiene 35 años de servicio cumpliendo así su período de diseño por tal motivo las tuberías se encuentran en mal estado como lo comprobamos en los ensayos de tubería. (ver anexo 2).
- Por ser ésta una ciudad pequeña se puede realizar la evacuación de aguas con sistemas de alcantarillado separados, como lo indican

las normas de Saneamiento Ambiental con costos moderados por cuanto solamente se encuentra pavimentada la calle principal.

- Realizamos el análisis de costos de los distintos sistemas de alcantarillado, los mismos que se encuentran detallados en el anexo Nro 5. Comparando costos de los sistemas de alcantarillado separado (sanitario mas pluvial) y combinado, tenemos un incremento de 40.31 % en la construcción de sistemas separados, tomando en cuenta las posibilidades de financiamiento de la I. municipalidad de Gonzanamá se le dificulta la construcción simultanea del sistema pluvial y sanitario, optando como alternativa prioritaria la construcción por etapas del sistema de alcantarillado sanitario separado. Quedando en consideración el sistema de alcantarillado pluvial como tema de otro estudio.

- Se realiza un tratamiento mas eficiente, controlado, y un mejor funcionamiento de la planta de tratamiento de las aguas servidas al no estar estas mezcladas con aguas lluvias.

CAPITULO VI

6. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

6.1 PERIODO DE DISEÑO.

Es el lapso de tiempo, en el cual un sistema presta sus servicios en condiciones óptimas. El período de diseño se determinará de acuerdo con el crecimiento estimado de la población, con la vida útil de los materiales y de acuerdo a consideraciones de orden técnico.

Cabe señalar que por experiencias obtenidas en el país y recopiladas por el IEOS, se recomiendan períodos de diseño comprendidos entre 20 y 30 años.

Para el caso de obras de gran envergadura, como son: descargas subterráneas, colectores principales, emisarios y otras tuberías de gran diámetro, se recomiendan períodos de diseño que pueden ser mayores a los 30 años, pero en ningún caso se diseñarán obras definitivas con períodos menores a los 20 años.

De tal manera y de acuerdo a las consideraciones señaladas anteriormente, se ha diseñado para la ciudad de Gonzanamá, con un período de diseño de 25 años posteriores a la puesta del funcionamiento del sistema.

6.2 POBLACION FUTURA DE DISEÑO.

En base al estudio de población futura o de diseño realizado en el capítulo II (numeral 2.5.4.). El sistema de alcantarillado de la cabecera cantonal de Gonzanamá tendrá como población de diseño 2070 habitantes.

6.3 DENSIDAD POBLACIONAL.

La densidad poblacional se define como el resultado de dividir el número de habitantes de una zona para su respectiva área la cual nos servirá para determinar el número de habitantes para cada sector.

Una ciudad puede dividirse en zonas, estas pueden ser: residencial, industrial y comercial.

En nuestro caso, no existe zona industrial ni comercial bien marcada, existiendo solamente la residencial, como ya se indicó anteriormente es una población exclusivamente agrícola-ganadera.

Por lo tanto se ha creído conveniente tomar una sola densidad para la población.

Ahora bien, conociendo la población futura determinada en el capítulo II procedemos a calcular la densidad poblacional así:

$$D = \frac{Pf}{Au}$$

Donde:

D = Densidad Poblacional.

Pf= Población futura.

Au= Area útil.

D = 2070 Hab.\40.92 Has.

D = 50.59 Hab.\ Ha.

6.4 AREAS TRIBUTARIAS.

Es aquella superficie de terreno, la cual tiene influencia sobre un tramo de la red de alcantarillado sanitario. La determinación de estas áreas sirve para cuantificar el caudal que recorrerá por dicho tramo.

Estas áreas tributarias se deben definir considerando factores topográficos, demográficos, urbanísticos, incluyendo además las áreas de futura expansión.

El plano No. 2 de 10 indica la división del área total de la cabecera cantonal de Gonzanamá subdivididas en áreas aportantes.

6.5 CAUDALES DE DISEÑO.

Los gastos de aguas servidas que deben considerarse en el diseño de un sistema de alcantarillado para un determinado período. Son los siguientes:

a) **Caudal medio diario al principio del período de diseño.**

Se define como el caudal promedio de 24 horas durante 365 días. Este caudal generalmente se utiliza para verificar el funcionamiento hidráulico del sistema de alcantarillado en cuanto se refiere la capacidad de auto limpieza.

b) **Caudal medio diario al final del período de diseño.**

Este caudal sirve como referencia para el cálculo de los caudales de diseño del sistema de alcantarillado, estaciones depuradoras, estaciones de bombeo mediante la aplicación de los respectivos coeficientes de mayoración.

e) **Caudal máximo instantáneo al final del período de diseño.**

Este caudal se obtiene multiplicando el caudal medio diario al final del período de diseño, por el respectivo factor de mayoración y representa el máximo caudal que se obtendrá al último año del período o etapa de diseño. Este caudal se lo utilizará en el dimensionamiento de tuberías.

6.5.1. CAUDAL DE AGUAS SERVIDAS DOMESTICAS.

El caudal de aguas negras domésticas se calcula en función de la población que aportará a la red de alcantarillado al final del período de diseño, y la dotación adoptada para el agua potable.

El caudal promedio de las aguas residuales será del orden del 70% al 80% del caudal de dotación de agua potable.

Un sistema de alcantarillado debe tener la capacidad suficiente para transportar el gasto máximo horario. El gasto medio se usa siempre como parámetro para obtener el gasto máximo afectándole un coeficiente de mayoración (M) ; que depende del número de habitantes servidos.

Dado que en la ciudad de Gonzanamá no existen industrias y por consiguiente aporte de las mismas, se considera únicamente el caudal de aguas servidas domésticas.

$$q_1 = M \cdot 80\% \cdot DF$$

Donde:

q_1 = Caudal por consumo de agua potable.

M = Coeficiente de Simultaneidad.

DF= Dotación futura de agua potable.

6.5.1.1. COEFICIENTE DE SIMULTANEIDAD.

Es un valor que nos permite determinar variaciones máximas y mínimas que tendrá el caudal Q de aguas servidas, en relación con las variaciones de consumo del agua potable, este valor depende únicamente de la población de diseño.

Existen una serie de fórmulas para el cálculo de este coeficiente, entre las que tenemos las siguientes:

FORMULA DE RABBIT

$$M = \frac{4}{p^{0.2}}$$

$$M = \frac{5}{p^{0.2}} \leq 5$$

Donde:

p = Población de diseño en el tramo que se esta diseñando expresada en miles de habitantes.

FORMULA DE HARMON

$$M = 1 + \frac{14}{4 + p^{0.5}}$$

FORMULA DE LAS OBSERVACIONES HECHAS EN KENTUCKY (USA)

$$M = \frac{7}{Q^{0.18}}$$

Donde:

M = Relación del gasto máximo al gasto medio.

Q = Gasto medio en Lit./seg.

Las normas establecen la utilización de coeficientes calculados en base a experiencias de sistemas existentes, si el proyecto no justificase, se utilizará valores obtenidos de literaturas.

Para caudales entre 0.004 m³/seg. y 5 m³/seg. se puede utilizar:

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

Donde:

K = Relación entre el caudal máximo instantáneo y el caudal medio diario.

Q = Caudal medio diario de aguas servidas domésticas en m³/seg.

Para el diseño de alcantarillado de la ciudad de Gonzanamá se utilizará la fórmula de Babbit.

$$M = \frac{5}{p^{0.2}} \leq 5$$

6.5.2. CAUDAL DE INFILTRACION.

Para el caso de sistemas nuevos de sistemas de alcantarillado sanitario, será obligatorio la consideración de mecanismos que reduzcan al mínimo la infiltración de aguas subterráneas, ya sea a través de juntas entre los tubos, entre las condiciones domiciliarias y la alcantarilla, y entre las tuberías y los pozos de revisión.

1) Por las juntas.- El caso de sistemas en contacto con, o bajo la capa freática, la hermeticidad del sistema se garantizará mediante la selección de juntas y materiales apropiados. El cuadro No. 6.5.2. se recomienda algunos valores para tuberías de hormigón simple.

6

DIAMETROS (mm.)	CAUDAL (lts/seg.)
100	3 a 5
150	6 a 9
200	8 a 20
250	20 a 30
300	30 a 40
400	40 a 80
500	80 a 120
600	120 a 200

Tabla. 6.5.2.

2) Por las tapas de los pozos.- Además el agua también puede infiltrarse por las tapas de los pozos dependiendo con que material se hayan construido.

Por lo tanto para el diseño de una tubería de alcantarillado a la que drena una área A; la cantidad máxima de infiltración que se debe considerar es la siguiente:

a) Para sistemas de alcantarillado existentes con juntas de mortero cemento, y en contacto con aguas freáticas se puede utilizar la siguiente ecuación:

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

Donde:

Q_{inf} . = Caudal máximo instantáneo de infiltración en $m^3/Has./día$.

A = Area servida para el alcantarillado en Has.

Esta ecuación es utilizada para áreas servidas entre 10 y 5000 Has., o se considerará un valor constante de $48.5 m^3/Has./día$.

b) Para sistemas nuevos de alcantarillado o existentes, en los que tienen juntas resistentes a la infiltración, se puede utilizar la siguiente ecuación:

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

Donde:

Q_{inf} = Caudal máximo instantáneo de infiltración en $m^3/Has./día$.

A = Area servida en Has.

c) Para áreas inferiores a 40.5 Has., se utilizará un valor constante de $Q_{inf} = 14 m^3/Has./día$.

En el presente estudio debido a que su área es similar a 40.5 Has. ; se utilizará como caudal de infiltración el valor constante de $14 m^3/Has./día$.

6.5.3. CAUDAL DE AGUAS ILICITAS.

Se debe generalmente a conexiones domiciliarias que llevan aguas lluvias, interconectadas al sistema sanitario, por falta de control de las autoridades respectivas.

En casas de habitación, el agua lluvia que escurre de los tejados se conduce a través de canales y ductos; es decir, el agua de lluvia se colecta como escurrimiento superficial; de ahí va a una interconexión que es la unión entre el sistema de suministro de aguas a través de la cual puede entrar agua de fuentes dudosas o inseguras, a un abastecimiento que, de otra manera sería segura.

Definitivamente los nuevos sistemas de alcantarillado no deberían permitir que entren las aguas lluvias a través de conexiones ilícitas, sin embargo para el diseño se considerará una cantidad mínima de 80 lts/hab/día. , con el objeto de tomar en cuenta posibles conexiones pluviales que se realicen sin el debido conocimiento de las autoridades respectivas.

6.6. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO.⁶

6.6.1. TUBERIAS Y COLECTORES.

A continuación daremos a conocer los principales criterios:

- La tuberías y colectores, seguirán en general las pendientes del terreno natural, y formarán las mismas hoyas primarias y secundarias. En general se proyectarán como canales o ductos sin presión y se calcularán tramo por tramo.
- La red de alcantarillado sanitario se diseñará de manera que todas las tuberías pasen por debajo de la red de agua potable debiendo dejarse una altura libre proyectada de 0.30 m. , cuando ellas sean paralelas, y de 0.20m. cuando se crucen.

⁶ NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES, Consulta pública.-Agosto 1993

- Las tuberías de la red sanitaria se colocarán en el lado opuesto de la calzada a aquel en que se han instalado la tubería de agua potable, o sea, generalmente al SUR y al OESTE del cruce de ejes.
- Para avenidas, mayores a 20 m. de ancho o que tengan más de dos vías, deberá diseñarse a más de la red principal una tubería auxiliar, que irá por el otro extremo de la avenida y se conectará aguas abajo en el pozo de revisión.
- Deberá diseñarse la red, teniendo en cuenta un relleno mínimo de 1.20 m. sobre la clave del tubo, con el objetivo de soportar el tránsito vehicular.
- La red se diseñará de modo que, recoja todas las aguas servidas o aguas lluvias, incluso de las viviendas que se encuentren más bajas.
- El diámetro mínimo para los sistemas de alcantarillado sanitario será de 0.20 m.
- Las conexiones domiciliarias tendrán un diámetro mínimo de 0.10 m. y una pendiente menor al 1 % .

6.6.2. DISEÑO HIDRAULICO.

El diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado, deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- a. Que la solera o invert de la tubería nunca forme gradas ascendentes, pues estas son obstrucciones que fomentan la acumulación de sólidos.

- b. Que la tubería nunca funcione llena, y que la superficie del líquido según los cálculos hidráulicos, de posibles saltos hidráulicos, curvas de remanso y otros fenómenos, siempre este por debajo de la corona del tubo permitiendo que exista un espacio para la ventilación del líquido, y así impedir la acumulación de gases tóxicos.
- c. El diseño hidráulico de las tuberías de alcantarillado puede realizarse aplicando la fórmula de Manning.

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

Donde:

V = Velocidad a tubería llena en m /seg.

R = Radio hidráulico en m.

S = Pendiente.

n = Coeficiente de rugosidad de la tubería (ver tabla 6.6.3.1.)

El caudal Q se calcula en función de la ecuación de la continuidad.

$$Q = A \times V$$

Donde:

Q = Caudal a tubería llena en m³ / seg.

A = Area transversal del conducto en m²

V = Velocidad a tubería llena en m / seg.

6.6.3. VELOCIDADES.

En cuanto se refiere a velocidades para diseños de

alcantarillado se deben encuadrar dentro de las velocidades permisibles, fuera de las cuales el diseño no es correcto, peor aún fuera del límite inferior ya que se puede producir la acumulación de material sólido no garantizándose la autolimpieza, y fuera del límite superior se causa erosión dentro de las tuberías.

6.6.3.1. VELOCIDAD MAXIMA.

Esta en función del tipo de material del que se ha hecho la tubería, además se recomienda utilizar los coeficientes de rugosidad que dependen también del tipo de material seleccionado

Cuando las velocidades son altas las sustancias arenosas y flotantes son arrastradas produciendo erosión en las paredes de la tubería

Esto puede evitarse controlando la velocidad máxima jugando con pendientes y diámetros. Se recomienda usar los siguientes valores:

MATERIAL	VELOCIDAD MAXIMA (m/s)	COEF. RUGOSIDAD
Hormigón simple: con uniones de mortero.	4	0.013
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

Tabla. 6.6.3.1. 7

6.6.3.2. VELOCIDAD MINIMA.

Son las velocidades tope que garanticen la autolimpieza en las alcantarillas. Cuando las velocidades decrecen, los sólidos

pesados son dejados atrás como depósitos sobre el fondo, mientras que los materiales ligeros se acumulan en el borde del agua.

Estas velocidades para los distintos tipos de sistemas son:

TIPO DE SISTEMAS	VELOCIDAD MIN. A SECCION LLENA	VELOCIDAD MIN. A SECCION PARC. LLENA
-Sistema sanitario -Sistema combinado o Pluvial	0.60 m/s	para cualquier sistema 0.3 m/s

6.6.3.3. VELOCIDAD REAL.

La velocidad real de flujo será determinada utilizando el caudal medio diario al principio del período de diseño y se comprobará si este valor tiene igual acción de autolimpieza que aquella correspondiente a tubo lleno.

6.7. ECUACION PLUVIOMETRICA PARA LA CIUDAD DE GONZANAMA.

La razón de la recurrencia de diseño para la construcción de obras de drenaje, sistemas de canalización urbana y rurales, es un aspecto fundamental y del cual dependen factores de dimensionamiento, economía y seguridad. Para la determinación de este parámetro deben considerarse aspectos de mayor importancia que influyen en la vida útil de la estructura y los daños que estos pueden ocasionar si estos colapsan. Para el presente estudio utilizaremos los resultados de las investigaciones realizadas por los Ingenieros: Eduardo Castillo y Mario Correa en la tesis de grado titulada "Análisis de lluvias y determinación de intensidad para la provincia de Loja"; teniendo como base las metodologías expuestas referentes a esta temática y adaptándolas a las características de la provincia de Loja. Dicha investigación da una información mas valedera dado que se ha zonificado a la provincia de Loja de acuerdo a semejanzas tanto en características geográficas como hidrológicas entre diversas subregiones. Para nuestro estudio de acuerdo a la metodología se encuentra localizado en la zona



le correspondiente a la siguiente ecuación:

$$I = \frac{2.810 \times T^{0.195}}{t^{0.586}} \times Pm$$

Donde:

T = Tiempo de retorno (años)

P = Precipitación (mm.)

t = Tiempo de concentración (min.)

I = Intensidad (mm/hora)

Deducida a partir de la ecuación de la intensidad generada por el método de la fórmula "Exponencial o Americana".

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

Donde:

I = Intensidad de Precipitación
(mm\hora)

K,m,n = Constantes de ajuste de la ecuación

T = Período de retorno adaptado en años

t = Tiempo de concentración.

Pd = Precipitación máxima en 24 horas
(mm.)

CALCULO DE LA INTENSIDAD DE PRECIPITACION.

Para el cálculo de la intensidad de precipitación de la cuenca en estudio correspondiente a la ciudad de Gonzanamá utilizamos el método de las isoyetas⁸. Las isoyetas son líneas que unen puntos de igual cantidad de lluvia, estas líneas se trazan interpolando los datos puntuales dados por distintos pluviómetros con una técnica similar a la utilizada en topografía, y de acuerdo a las condiciones locales de la cuenca.

Para determinar la precipitación media propuesta por los Ingenieros Castillo y Correa se procede de la siguiente manera:

- Se determina la cuenca en estudio en una carta topográfica.
- Luego se reduce la cuenca delimitada a escala 1:250000, si no se encontrare en esta; dado que el mapa de isoyetas de precipitación máxima en 24 horas se encuentra elaborado en esta escala.
- Realizados los pasos anteriores se procede a implantar sobre el mapa de isoyetas de precipitación máxima en 24 horas.

CALCULO DE LA PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS DE LA CIUDAD DE GONZANAMA.

ISOYETA MAX en 24 Horas	AREA (Km ²)	ISOYETA MEDIA en 24 Horas
90	3.125	95
100		
100	31.04	100
100		
100		
90	17.086	95

⁸ Manual de Costa Rica, Pág. 132-133

Para el cálculo de la precipitación media utilizaremos la siguiente ecuación:

$$P_m = \frac{\sum A \times P}{\sum A}$$

Donde:

A = Area parcial comprendida entre isoyetas

P_m = Precipitación de isoyeta media en 24

horas

A = Area total de la cuenca

$$P_m = \frac{95 \times 3.125 + 100 \times 31.04 + 95 \times 17.086}{50.251}$$

$$P_m = 99.979 \text{ mm.}$$

Finalmente tendremos la ecuación de la intensidad para la ciudad de Gonzanamá:

$$I = \frac{2.810 \times 3^{0.195}}{t^{0.586}} \times 99.979$$

6.8. OBRAS COMPLEMENTARIAS.

6.8.1. POZOS Y CAJAS DE REVISION.

a) En el sistema de alcantarillado convencional, los pozos de

revisión se colocarán en todos los cambios de pendiente y en todos los cambios de dirección, exceptuando el caso de alcantarillas curvas, la máxima distancia entre los pozos de revisión será de 100 m. ; para diámetros menores a 350 mm. ; 150 m. , para diámetros comprendidos entre 400 y 800 mm. ; y 200 m. para diámetros mayores 800 mm.

- b) Los pozos del alcantarillado deberán ubicarse de tal manera que se evite el flujo de escorrentía pluvial hacia ellos. Si esto es inevitable se diseñarán tapas herméticas especiales que impidan la entrada de la escorrentía superficial.
- c) La abertura superior del pozo será como mínimo de 0.60 m. El cambio de diámetro desde el fondo del pozo hasta la superficie será preferentemente usando un tronco de cono, para facilitar el descenso hacia la parte inferior del pozo.
- d) El diámetro del cuerpo del pozo estará en función del diámetro de la máxima tubería conectada al mismo, de acuerdo al siguiente cuadro.

DIAMETROS RECOMENDADOS EN POZOS DE REVISION

DIAMETRO DE TUBERIA (mm.)	DIAMETRO DEL POZO (m.)
menor e igual a 550 mayor a 550	0.90 Diseño especial

Quando la alcantarilla tiene un diámetro mucho mayor que el del pozo de revisión, la cara más alejada del pozo se diseña tangente a un lado de la alcantarilla para facilitar la entrada al personal de mantenimiento.

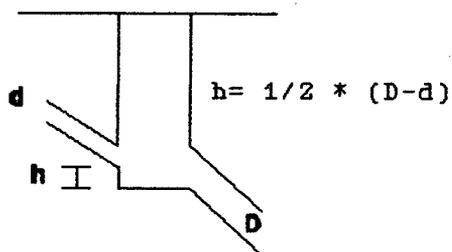
- f) La tapa de los pozos de revisión será circular y generalmente de hierro fundido. Tapas de otros materiales, como por ejemplo de hormigón armado, las tapas irán aseguradas al acero mediante pernos, o mediante algún otro dispositivo que impida su apertura por personas no autorizadas.

De esta manera se evitará las pérdidas de la tapas o la introducción de objetos extraños al sistema de alcantarillado.

- g) El fondo del pozo deberá tener cuantos canales sean necesarios, un adecuado flujo del agua, a través del pozo sin interferencias hidráulicas que conduzcan a pérdidas grandes de energía, los canales deberán ser lo más continuos a la prolongación de la tubería.
- h) Con el objeto de facilitar la entrada a un trabajador a un pozo de revisión se evitará la descarga libre de agua de una alcantarilla poco profunda; hacia un pozo más profundo. La altura máxima de descarga libre será de 0.60 m. En caso contrario se agrandará el diámetro del pozo y se instalará una tubería vertical dentro del mismo con la finalidad de que intercepte el chorro de agua, y lo conduzca hacia el fondo. El diámetro máximo de las tubería de salto será 300 mm., para caudales mayores y en caso de ser necesario se diseñara estructuras especiales de salto.
- i) Para comprender las pérdidas de carga se ha establecido los siguientes criterios:

- Para tuberías de diámetro menor o igual a 600 mm. se considera que la diferencia de cotas debe ser por lo menos igual a la mitad

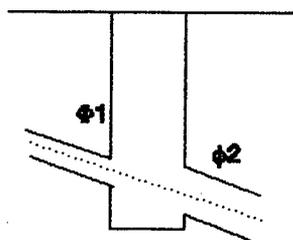
de la diferencia de los diámetros.



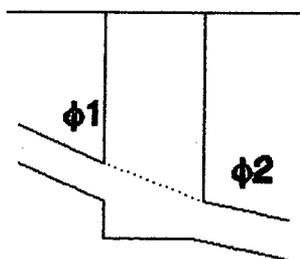
Para tuberías de diámetro mayor o igual a 600 mm. esta diferencia debe ser:

$$h = \frac{3}{4} * (D-d)$$

- Cuando la tubería tiene un diámetro menor o igual a 600 mm., se hará coincidir los ejes de las tuberías.



Para diámetros mayores a 600 mm. se hará coincidir las coronas de las tuberías.



6.8.2. CONEXIONES DOMICILIARIAS.

Consiste en llevar las aguas negras desde la vivienda o edificio, a una alcantarilla o a un punto de desagüe.

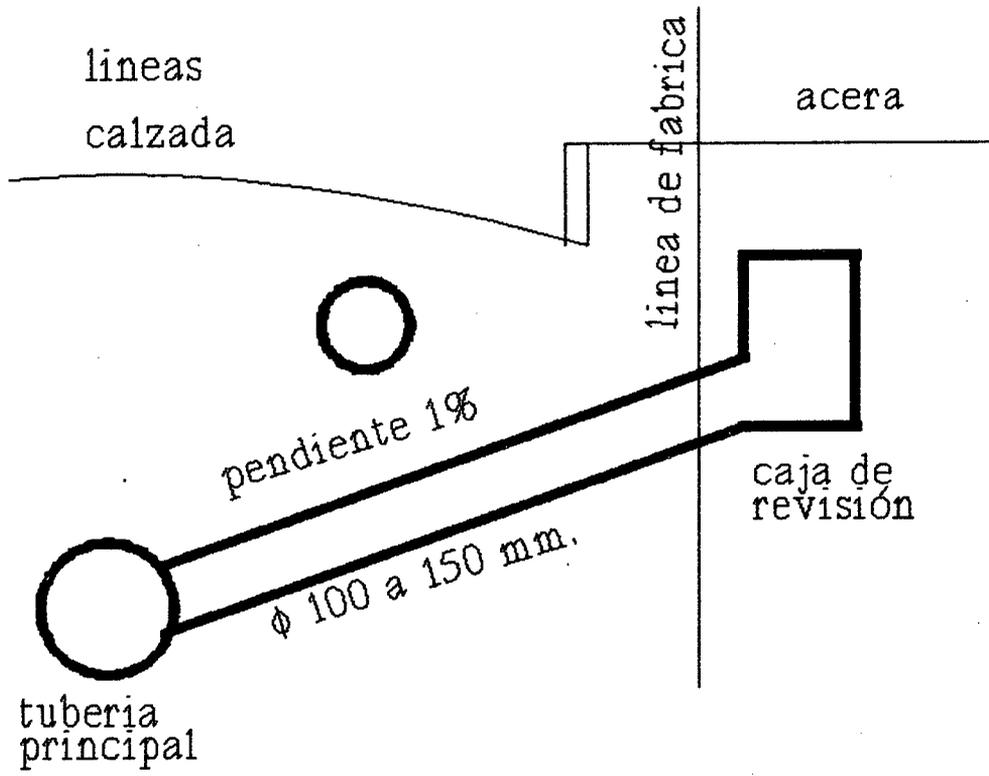
En vista de que estas conexiones son parte importante de la red se ha tratado de normalizar sus instalaciones, construyendo una caja de recolección en la línea de fábrica de cada casa, uniendo así esta caja con la red por medio de una tubería de 100 a 150 mm.

Se podrá utilizar tubería de hormigón centrifugado, asbesto cemento o P.V.C. Se prohíbe el uso de tuberías de plomo.

El diámetro mínimo será:

- Vivienda unifamiliar 100 mm.
- Vivienda multifamiliar, comercial o pública 150 mm.
- Nunca menor al mayor diámetro diseñado para unidad o conjunto habitacional.

DETALLE DE LA CONEXIONES DOMICILIARIAS



CAPITULO VII

7. DISPOSICION Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS.

7.1. OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO.

El objetivo del tratamiento consiste en un proceso, por medio del cual los sólidos que el líquido contiene serían separados parcialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos complejos muy putrecibles queden convertidos en sólidos minerales o sólidos orgánicos relativamente estables. La magnitud de este cambio depende del proceso de tratamiento empleado. Con el tratamiento de las aguas servidas se logra lo siguiente:

- Prevenir enfermedades.
- Conservar en buen estado los cursos de agua en los cuales se efectúan las descargas; y de esta forma conservar la vida de los seres vivos que en ellas habitan.
- Además con los diferentes tratamientos; esta agua se la puede utilizar para otros menesteres.

7.2. DESCOMPOSICION DE LAS AGUAS NEGRAS.

Desde el momento que los desechos humanos abandonan el cuerpo, los microorganismos empiezan a descomponer la materia orgánica y transformarlos.

Los principios básicos de las aguas negras descansan sobre una cimentación de física, química, bacteriología y bioquímica.

Es así que si llenamos una probeta con aguas negras y la dejamos expuesta a la acción del aire por un tiempo determinado, aparecerá un sedimento negro en el fondo, espuma en la superficie, y se desprenden malos olores después de lo cual el agua se clarifica y desaparecen los olores. Esto demuestra que ha terminado la descomposición de la materia orgánica y que se encuentra en condiciones estables.

Esta descomposición puede realizarse en dos fases:

Una aeróbica que se lleva a cabo mientras exista oxígeno disuelto (OD) y la otra anaeróbica la misma que viene acompañada de malos olores, debido a la descomposición de componentes de azufre (S), especialmente ácido sulfídrico (H_2S), anhídrido carbónico (CO_2S), metano (CH_4) y otros.

7.3. CARACTERISTICAS Y DISPOSICION DE LAS AGUAS NEGRAS.

7.3.1. GENERALIDADES.

Las aguas negras provienen de las aguas de desecho originadas por la actividad vital de una población mas una cierta cantidad de agua lluvia, estas aguas negras están constituidas por una cantidad variable de lo que indicamos a continuación:

- a. Desechos humanos y animales.
- b. Agua domiciliaria, baños, lavabos, cocinas, servicios higiénicos etc.
- c. Residuos comerciales, restaurantes, garages, etc.
- e. Infiltración de aguas subterráneas, percolación lluvias, etc.

Las características de las aguas negras se pueden considerar desde tres puntos de vista:

Concentración.- Es la proporción de materia sólida y depende del consumo y su calidad, del uso, y costumbres de la población etc.

Condición.- Esta en función del tiempo y varía a cada momento, desde su formación hasta su evacuación final.

Composición.- La aguas negras están compuestas por agua, residuos líquidos y organismos vivos; los residuos líquidos pueden ser orgánicos e inorgánicos y estar en solución o en suspensión.

7.3.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL CARACTER DE LAS AGUAS NEGRAS.

Cualquier tipo de agua residual debe ser analizada con el objeto de poder determinar los componentes que puedan causar problemas en el tratamiento y la disposición final, es decir: Si son de tipo doméstico, industrial o comercial y se procederá a investigar el tipo de industria del cual proviene.

Luego se considerará el volumen o caudal de las aguas negras, las que se realizan mediante aforos en las descargas de cada una de las fuentes, debiendo determinarse el estado en que llegan estas al punto de descarga.

7.3.3. CARACTERISTICAS FISICAS.

Las características físicas mas importantes del agua residual es su contenido total de sólidos, el cual esta compuesto por materia flotante y materia en suspensión, en disposición coloidal y en dilución. Otras características físicas son: temperatura, color, turbiedad, olor.

Temperatura.- La temperatura del agua residual es gradualmente mas alta que la del suministro, debido a la adición de agua caliente proveniente de las casas y de actividades industriales. Según la localización geográfica, la temperatura media anual del agua residual varia de 10°C a 21°C, siendo, pues 15°C un valor representativo.

Turbidez.- Esta bien marcada por la presencia de sólidos disueltos especialmente arena y limos.

Color.- El agua residual reciente suele ser gris; sin embargo, como quiera que la materia orgánica sea descompuesta por las bacterias, el oxígeno disuelto en el agua residual se reduce a cero y el color cambia a negro. En esta condición, se dice que el agua es séptica.

Olores.- Los olores son debidos a los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar algo desagradable, pero más tolerable que el agua residual séptica.

7.3.5. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.

Las aguas residuales contienen compuestos químicos inorgánicos que provienen del suministro de agua, y además vienen acompañados de materias orgánicas, las mismas que pueden clasificarse como nitrogenadas y no nitrogenadas. Los principales compuestos

nitrogenados incluyen proteínas, uria, aminos y aminoácidos. Los principales no nitrogenados incluyen jabones, grasas y carbohidratos.

7.5.3. COMPOSICION DE LAS AGUAS NEGRAS.⁹

Las aguas negras consisten de agua, de los sólidos disueltos en ella y de los sólidos suspendidos en la misma. La cantidad de sólidos es generalmente muy pequeña, casi siempre 0.1% en peso, pero es la fracción que presenta el mayor problema para su tratamiento y disposición adecuados. El agua provee solamente el volumen y es el vehículo para el transporte de los sólidos.

Los sólidos de las aguas negras pueden clasificarse en dos grupos generales según su composición o su condición física. Tenemos así sólidos orgánicos e inorgánicos, los cuales a su vez pueden estar suspendidos o disueltos.

Sólidos orgánicos.- En general son de origen animal o vegetal, que incluyen los productos de desecho de la vida animal y vegetal, pueden también incluirse compuestos orgánicos sintéticos.

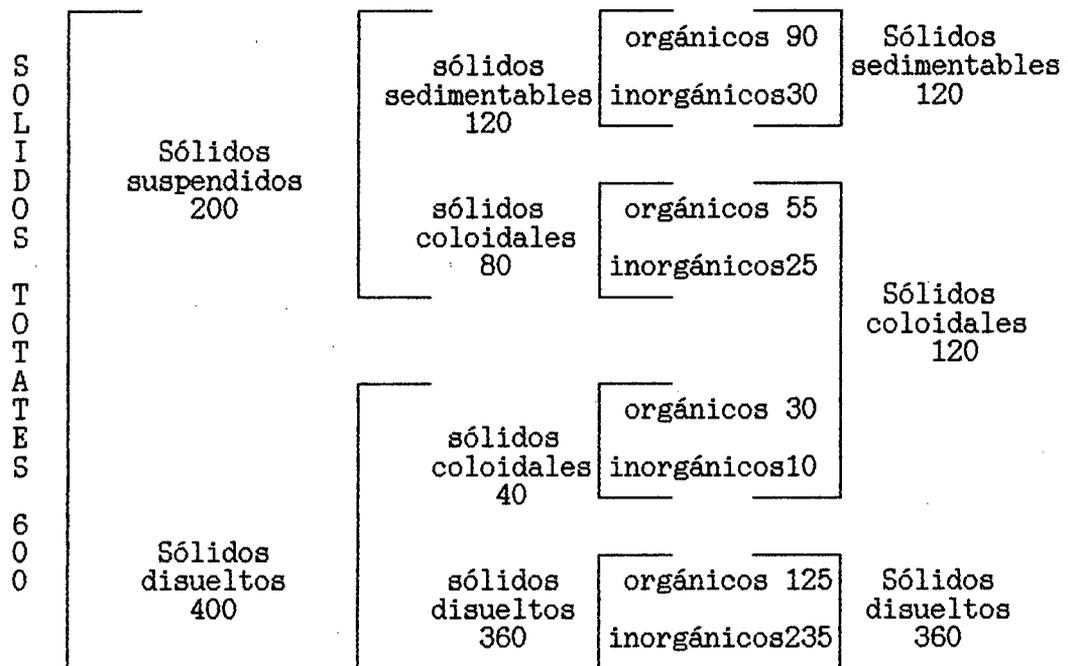
Sólidos inorgánicos.- Son sustancias que no están sujetas a la degradación. A los sólidos orgánicos se los conoce frecuentemente como sustancias minerales, así tenemos: arena, grava, cieno y sales minerales del abastecimiento de agua que producen su dureza y contenido mineral.

A continuación vemos como se clasifican las aguas negras en el cuadro indicado.

⁹ MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS, departamento de salud del Nueva York, HERMAN E. HILLEBOE, MD - 1962

CONDICION FISICA Y COMPOSICION DE SOLIDOS EN UNA
AGUA NEGRA DOMESTICA MEDIA

(La cifras indican partes por millón)



7.5.3.1. SOLIDOS DE LAS AGUAS NEGRAS.

Los sólidos de las aguas negras pueden clasificarse en dos grupos, generalmente según la composición o condición física. Tenemos así: sólidos orgánicos e inorgánicos, los cuales a su vez pueden ser suspendidos o disueltos.

7.3.5.2. GASES Y MATERIALES VOLATILES.

Las aguas negras contienen pequeñas y variables concentraciones de gases disueltos. Entre los mas importantes esta el oxígeno presente en el agua original de abastecimiento, disuelto también al ponerse en contacto con el aire y las aguas negras que fluyen. Además de oxígeno disuelto las aguas negras también pueden contener otros gases, como el bióxido de carbono, el nitrógeno disuelto de la atmósfera, ácido sulfhídrico y ciertos compuestos orgánicos del azufre.

Las aguas negras pueden contener líquidos volátiles. Por lo general se trata de un líquido que hierve a menos de 100°C., como, por ejemplo la gasolina.

7.4. COMPOSICION BIOLOGICA DE LAS AGUAS NEGRAS.¹⁰

Las aguas negras contienen también incontables organismos vivos, la mayoría de los cuales son muy pequeños para ser visibles, excepto bajo el microscopio. Son la parte viva natural de la materia orgánica que se encuentra en las aguas negras, y su presencia es de suma importancia por que son uno de los motivos para el tratamiento de las aguas.

Estos organismos vivos microscópicos pertenecen a dos tipos generales: bacterias y otros organismos más complejos.

Las bacterias contenidas en las aguas negras se clasifican en dos grupos principales: las bacterias parásitas son las que viven normalmente a expensas de otro organismo vivo, llamado huésped, por que necesita recibir el alimento ya preparado para consumirlo; generalmente no se desarrollan fuera del cuerpo del huésped. Las bacterias parásitas que tienen importancia en la aguas negras, provienen por lo general de los intestinos de los humanos y de los animales cuyas excretas van a parar a las aguas negras. Las bacterias soprófitas son las que se alimentan de la materia orgánica, descomponiendo los sólidos orgánicos para obtener el sustento necesario, y produciendo a su vez sustancias de desecho que consisten en sólidos orgánicos e inorgánicos. Por esta actividad son de suma importancia en el tratamiento de aguas residuales, ideales para facilitar o acelerar la descomposición natural de los sólidos orgánicos.

¹⁰ MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS, departamento de salud del estado de Nueva York, HERMAN E. HILLEBOE, MD - 1962

Todas las bacterias, parásitos o soprófitos necesitan oxígeno para su respiración además de alimento. Algunos de ellos solamente pueden usar el oxígeno disuelto en el agua, las cuales se reconocen como bacterias aeróbicas, otros tipos de bacterias no pueden resistir en presencia de oxígeno disuelto, a estas se las conoce como bacterias anaeróbicas. Existen otras bacterias que pueden vivir tanto con oxígeno disuelto o también sin él; estas se llaman bacterias facultativas.

7.5. MICROORGANISMOS.

Los grupos principales de organismos que se encuentran en las aguas superficiales y residuales se clasifican en protistas, plantas y animales. La categoría de los polistos incluyen las bacterias, hongos, protozoos y algas. Como plantas se clasifican las de semilla, helechos, musgos y hepáticas. Como animales se clasifican los vertebrados e invertebrados.

7.6. VIRUS.

No tienen un papel importante en el proceso de tratamiento de las aguas negras, la importancia radica en que, como las bacterias patógenas, son agentes causales de cierto número de enfermedades en el hombre; algunas como el virus de hepatitis, se desarrolla en el intestino del hombre y son arrastrados por las materias fecales hacia las aguas negras.

7.7. ESTADO DE LAS AGUAS NEGRAS.

La extensión y la naturaleza de la descomposición bacteriana de los sólidos de las aguas negras, ha dado origen a ciertos términos que describen las condiciones o estado de las aguas negras, de esta manera tenemos las siguientes:

7.7.1. AGUAS NEGRAS FRESCAS.

Como su nombre lo indica, son las aguas negras en su estado inicial, inmediatamente después de que se han agregado los sólidos al agua. Contienen el oxígeno disuelto presente en el agua del abastecimiento y permanecen frescas mientras haya oxígeno suficiente para mantener la descomposición aeróbica. Tales aguas negras son turbias, con sólidos en suspensión y flotando, de color grisáceo y tienen un olor mohoso no muy agradable.

7.7.2. AGUAS NEGRAS SEPTICAS.

El término describe a las aguas negras en las que se ha agotado completamente el oxígeno disuelto, de manera que han entrado en descomposición anaeróbica los sólidos con la consiguiente producción de ácido sulfídrico y otros gases. Tales aguas negras se caracterizan por su color negruzco, su olor fétido y desagradable por tener sólidos suspendidos y flotantes de color negro.

7.7.3. AGUAS NEGRAS ESTABILIZADAS.

Son las aguas negras en la que los sólidos han sido descompuestos hasta sólidos relativamente inertes que están sujetos a descomposiciones ulteriores, o que son descompuestos muy lentamente. El oxígeno disuelto esta nuevamente presente por haber absorbido de la atmósfera; su olor es ligero o nulo, y tienen pocos sólidos suspendidos.

7.8. DISPOSICION DE LAS AGUAS NEGRAS.¹¹

Es necesario contar con procedimientos adecuados reguladamente para disponer las aguas negras, a fin de proteger la salud de la población y la limpieza del medio ambiente.

¹¹ MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS, Departamento de salud del estado de Nueva York, HERMAN E. HILLEBOE, MD - 1962

Las aguas negras están sujetas a distintos tipos de tratamiento antes de su disposición, mientras otros no reciben tratamiento antes de avacuarlos.

7.8.1. DISPOSICION POR DILUCION.

Este método consiste simplemente en descargar las aguas en aguas superficiales como: ríos, lagos, mares etc. En este caso el volumen del cuerpo receptor debe ser lo suficientemente grande para evitar la producción de aspectos ofensivos como: malos olores, concentración de sólidos que dañen la estética del lugar.

Para la disposición de aguas negras en masas de agua, debemos tener en cuenta lo siguiente:

Características de las aguas servidas.- En cuya clasificación se utilizan parámetros como: DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno), oxígeno disuelto, temperatura, PH, etc.

Volumen de las aguas servidas.- Es necesario conocer, el volumen de las aguas servidas, para realizar comparaciones: volumen de aguas servidas con volumen del cuerpo receptor.

Características del receptor.- Variaciones de flujo, régimen hidráulico, oxígeno disuelto, DBO, caudal. etc.

7.8.2. DISPOSICION POR IRRIGACION.

Consiste en disponer a las aguas negras sobre la superficie del terreno, lo cual se lo realiza por zanjas de regadío; excluyendo una pequeña parte que se evapora, el resto se resume en la tierra y suministra humedad, así como pequeñas cantidades de fertilizantes para

la vida vegetal. Este método solo es aplicable en pequeños volúmenes de aguas negras provenientes de poblaciones relativamente pequeñas en la que se dispone de la superficie necesaria. Su mejor aplicación es para zonas áridas o semi-áridas, en las que tiene mucho valor la humedad agregada al suelo. Si se cultivan las zonas de disposición, deben excluirse de los drenajes de desechos industriales que pudieran ser tóxicos o impedir el desarrollo de la vegetación.

En cuanto a la disposición en el suelo, se recomienda prevenir condiciones insolubles, para lo cual es necesario algún tratamiento, para separar los sólidos y materiales flotantes, de esta manera los riesgos de contaminación disminuyen considerablemente.

7.8.3. DISPOSICION SUPERFICIAL.

Este método consiste en hacer llegar las aguas negras a la tierra por debajo de la superficie, a través de excavaciones o enlosados. Sólo si se eliminan las aguas negras sedimentadas provenientes de instituciones o residencias en que su volumen es muy limitado, este método tiene muy poca aplicación, el estudiarlo con detalle sería de escaso valor.

7.9. FUNCION DEL OXIGENO EN LAS AGUAS RECEPTORAS.

La descarga de desecho se puede ajustar de acuerdo a la capacidad de carga del agua receptora. Cuando se descarga en las masas de agua los sólidos de las aguas negras tienen lugar la degradación de la materia orgánica y su descomposición, debido a la actividad de las bacterias y microorganismos presentes en las aguas negras y en las aguas receptoras. El oxígeno es necesario para que se verifiquen todas las reacciones biológicas y bio-químicas. Como ya se ha dicho son los microorganismos aeróbicos son los que hacen este trabajo si hay oxígeno presente en la

descomposición aeróbica de sólidos orgánicos.

Cuando no hay oxígeno son los organismos anaeróbicos los que predominan y resaltan la putrefacción. Por consiguiente cuando se descargan aguas negras en una corriente, las reacciones resultantes dependerán del oxígeno disuelto que contenga el agua.

El oxígeno se disuelve en el agua por el contacto de aire con la superficie del agua, hasta alcanzar el punto de saturación a una temperatura determinada. A una temperatura de 0°C el punto de saturación de oxígeno disuelto es de 14.6 p.p.m. (partes por millón). Esta concentración disminuye al aumentar la temperatura del agua, de manera que a 15°C. la concentración de saturación de oxígeno disuelto es de 10 p.p.m.

Cuando la concentración de oxígeno disuelto, es menos del punto de saturación, se disuelve mas el aire.

Al suministrar oxígeno en un líquido residual se produce una descomposición aeróbica, hasta que se ha satisfecho la necesidad de oxígeno, por consiguiente, cuando se descargan aguas residuales a una corriente las condiciones resultantes dependerán del oxígeno disuelto que contenga el agua, el cual puede ser aumentado por medios mecánicos y químicos como turbulencia y aireación.

7.10. DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO. (DBO)

Es la cantidad de oxígeno utilizada durante la descomposición de la materia orgánica. La demanda de oxígeno depende de la cantidad de materia orgánica existente, y varía con el tiempo y la temperatura. La DBO, es un parámetro muy importante dentro de la Ingeniería Sanitaria,

determina la potencia o fuerza de las aguas residuales en función de la cantidad de oxígeno, que requerirán estas aguas si fueran descargadas en un curso natural para que su materia orgánica sea descompuesta aeróbicamente por los microorganismos.

Mientras mayor sea la DBO, mayor es la cantidad de materia orgánica contenida en la muestra de agua, lo que hace que la DBO sea una buena indicadora de la cantidad (concentración) de materia orgánica presente en las aguas residuales, el DBO ira disminuyendo conforme avance la estabilización de la materia orgánica en condiciones aeróbicas.

La DBO se determina diluyendo una muestra de aguas negras con agua que contiene una cantidad conocida de oxígeno disuelto y almacenando la muestra durante 5 días y a 20°C. Se mide el contenido de oxígeno al final de dicho período y se presenta la diferencia como la DBO.

7.11. AUTOPURIFICACION.

La descarga en aguas receptoras de aguas residuales ricas en materia orgánica degradable incrementa en gran escala el número y género de bacterias autóctonas que coadyuvan a efectuar la autopurificación. Los organismos residuales que se multiplican son derivados en parte de las aguas residuales, y en parte de las aguas receptoras.

La autopurificación es la capacidad que tienen los cursos de aguas sean estos ríos, lagos, etc, en los mismos que luego de descargarse aguas negras, continua la degradación y la descomposición hasta completarse. Una corriente de agua contaminada en un punto dado tenderá a volver a un estado similar antes de la contaminación, como resultado de la descomposición de la materia orgánica contaminante. A esto se le designa comúnmente como autopurificación. Esta autopurificación se debe a

factores tales como: la dilución, sedimentación, reducción, iluminación, oxidación, calor y todas las acciones que realicen dentro de este campo las aguas que son de origen físico, químico y bacteriológico.

La autopurificación de una corriente como se la analizó anteriormente tiene lugar en cuatro etapas, dividiéndose la corriente en cuatro zonas sin delimitación definitiva. Se conocen como zonas de degradación, descomposición activa, recuperación y zonas de aguas claras.

7.12. DETERMINACION DE LA DBO PARA EL PROYECTO.

Cuando tomamos la muestra debemos tomar en cuenta que esta sea realmente representativa del agua en estudio. Por lo que se puede obtener muestras satisfactorias mezclándolas de diferentes lados a una misma hora. Es así que la concentración del líquido residual es más fuerte durante las jornadas de trabajo que en la noche. Por lo que se debe tratar de tomar una muestra durante las jornadas de trabajo.

Para la determinación de la DBO del alcantarillado de la ciudad de Gonzanamá se obtuvieron muestras procedentes, de un alcantarillado existente que recoge aguas servidas y desechos de esta población, la muestra recogida de acuerdo con la técnica del ensayo fue conducida inmediatamente como fue posible al laboratorio de la U.T.P.L.

En el laboratorio se obtuvieron los datos que se presentan a continuación:



Universidad Técnica Particular de Loja

Loja - Ecuador

Apartado 11-01-608
Fax: 563159

Teléfonos: (Commutador)
570-205 570-206
570-207 570-275
570-375 571-836



MEMENTO ASCENDERE SEMPER

File: CONDOR

Of. N°

Page 1
1995/07/20

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
LABORATORIO DE SANITARIA
=====

Reporte analisis W-0336-L-S-UTPL

Muestra: AGUAS SERVIDAS M-1 EMISARIO GRANDE
M-2 EMISARIO PEQUENO

Procedencia: Loja Gonzanama Gonzanama
PROVINCIA CANTON PARROQUIA

Fecha recepcion: 1995/07/17
Egdos: Angel Piedra & Jaime Rodriguez
Análisis solicitados: DB05
Fecha reporte: 1995/07/20
Laboratorista: Ing. Edgar Djeda
Numero de muestras Dos

Analisis Fisico-Quimico	AGUA	Unidades	R E S U L T A D O S	
Codigo laboratorio			0402	0403
			M-1	M-2
DB05		mg/l de O2	69.15	65.08

Metodo utilizado: HACH-ESPECTROFOTOMETRICO
Análisis certificado por:

ccLAB-S

Jaime Rodriguez

Jefe Laboratorio Sanitaria



CAPITULO VIII

8. DEPURACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.

8.1. OBJETIVO DE LA DEPURACION.

La depuración de residuos líquidos es el conjunto de procesos físico-químico-biológicos que tienen por objeto la remoción de sustancias objetables de las aguas residuales para así reducir los impactos negativos se produce al descargar estas aguas directamente en el cuerpo receptor, y de esta forma preservar el medio ambiente.

8.2. INFORMACION BASICA.

Para realizar el diseño de las unidades de depuración de deberá contar con un estudio de factibilidad y de impacto ambiental. En este estudio debe hacerse la selección de los procesos de depuración más convenientes desde el punto de vista técnico económico; y deben haberse preseleccionado los sitios correspondientes para las unidades y la descarga. A base de este diseño se procederá a recoger la siguiente información básica:

- Levantamiento topográfico detallado de la zona en donde se ubicará el área de la depuración.
- Datos geológicos y geotécnicos para el diseño de las unidades.
- Datos generales sobre la calidad físico-químico-biológico de las aguas residuales.

- encuesta sobre las industrias existentes en la zona.
- Datos climáticos de la zona.
- Disponibilidad y confiabilidad del servicio de luz eléctrica.

8.3. METODOS DE TRATAMIENTO.

El propósito del tratamiento de las aguas negras, previo a su disposición por dilución, consiste en separar de ellos la cantidad suficiente de sólidos que permita que los que queden al ser descargados a las aguas receptoras no interfieran con el mejor o mas adecuado empleo de éstas, tomando en cuenta la capacidad de las aguas receptoras para asimilar la carga que se agregue. Debe procurarse un tratamiento para los sólidos y líquidos que se eliminan como lodos, y puede también necesitarse un tratamiento para controlar los olores, para retardar las actividades biológicas o destruir los organismos patógenos.

A pesar que son muchos los métodos para el tratamiento de las aguas negras, todos pueden incluirse dentro de los que a continuación detallamos:

8.3.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR.¹²

El tratamiento preliminar consiste en separar de las aguas negras aquellas constituyentes que pudiesen obstruir o dañar las bombas; o interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento. Por tanto, los dispositivos para el tratamiento preliminar se diseñan para:

1. Separar o disminuir el tamaño de los sólidos grandes que flotan o

están suspendidos.

2. Separar los sólidos inorgánicos pesados, como arena, grava e incluso objetos metálicos; a todo esto se llama arena.
3. Separa cantidades excesivas de aceites y grasas.

Para lograr esto se ocupa un equipo muy variado.

8.3.1.1. REJAS.

Estas protegen a las bombas y otros equipos evitando que ingresen sólidos gruesos.

Están formadas por barras espaciadas generalmente de 2 hasta 15 cm. Generalmente tienen claros de 2.5 a 5 cm. Aunque algunas veces se usan rejas grandes en posición vertical, la regla general es que deben colocarse con un ángulo de 45 a 60 grados con la vertical. Lo limpian manualmente o por medio de rastrillos automáticos.

8.3.1.2. DESARENADORES.

Las aguas negras contienen por lo general, cantidades relativamente grandes de sólidos inorgánicos como arena, cenizas y grava, a los que generalmente se les llama arena. La cantidad es muy variable y depende de muchos factores; pero principalmente de si el alcantarillado colector es del tipo sanitario o combinado. Las arenas pueden dañar las bombas por abrasión, y causar serias dificultades operatorias en los tanques de sedimentación y en la digestión de los lodos por acumularse al rededor de las salidas causando obstrucciones. Los desarenadores se diseñan generalmente en forma de grandes canales. En estos canales la velocidad disminuye suficientemente para que se depositen los sólidos inorgánicos pesados manteniéndose en suspensión el

material orgánico. Los desarenadores de canal deben diseñarse de manera que la velocidad se pueda controlar para que se acerque lo más posible a 30 cm/seg. El tiempo de retención debe basarse en el tamaño de las partículas que deben separarse generalmente de 20 segundos a un minuto. Esto se logra instalando varios desarenadores para que el flujo se ajuste en ellos mediante vertederos proporcionales colocados al final de cada canal o mediante otros dispositivos que permitan regular la velocidad del flujo.

8.3.1.3. TRITURADORES.

Son dispositivos que sirven para romper o cortar los sólidos hasta un tamaño tal que permitan que sean reintegrados a las aguas negras sin peligro de obstruir las bombas o las tuberías, o afectar los sistemas de tratamiento posteriores.

8.3.2. TRATAMIENTO PRIMARIO.¹³

Los dispositivos que se usan en el tratamiento primario, están diseñados para retirar de las aguas negras los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, mediante el proceso físico de sedimentación para de esta forma disminuir las cargas que deberán recibir las otras unidades de tratamiento posteriores.

8.3.2.1. TANQUES SEPTICOS.

El tanque séptico fue uno de los más antiguos dispositivos de tratamiento primario que se usaron. Esta diseñado para mantener a las aguas negras a una velocidad muy baja y bajo condiciones anaerobias por un período de 12 a 24 horas, durante el cual se efectúa una gran eliminación de sólidos sedimentables. Estos sólidos se descomponen en el

¹³ MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.- Hernan E. Hilliboe, MD, Departamento de salud del estado de Nueva York, 1962

fondo del tanque, produciéndose gases que arrastran a los sólidos y los obligan a subir a la superficie, permaneciendo como una nata hasta que escapa el gas y vuelven a sedimentarse. Esta continua flotación y subsecuente sedimentación de los sólidos los lleva con la corriente de aguas negras hasta la salida, por lo que eventualmente salen algunos sólidos con el efluente frustrando así parcialmente el propósito del tanque.

Los tanques sépticos ya no se usan, excepto en instalaciones muy pequeñas, sin embargo se emplean comúnmente en residencias aisladas, en pequeñas instalaciones o escuelas, donde pueden disponerse del efluente del tanque por el método superficial o cuando el factor de dilución en aguas receptoras es muy alto.

8.3.2.2. TANQUES IMHOFF.

Estos tanques se idearon para corregir los defectos principales del tanque séptico, en la forma siguiente:

1. Impedir que los sólidos que se han separado de las aguas negras se mezclen nuevamente con ellos, permitiendo la retención de estos sólidos para su descomposición en la misma unidad.
2. Proporcionar un efluente adaptable a un tratamiento ulterior.

El contacto entre las aguas negras y los lodos que se digieren anaerobicamente queda prácticamente eliminado y disminuye el período de retención en el tanque.

El tanque de imhoff puede ser rectangular o circular y se divide en tres compartimientos o cámaras, que son: 1) la sección superior que se conoce

como cámara de derrame continuo o compartimiento de sedimentación; 2) la sección inferior que se conoce como cámara de digestión de los lodos, y 3) el respiradero y cámara de natas.

En los tanques imhoff, como en los sépticos, se combina la sedimentación con la digestión del cieno. Existe sin embargo una diferencia importante; la sedimentación y la digestión tienen lugar en compartimientos separados y como no se produce un contacto íntimo entre el líquido procedente de las alcantarillas y el cieno en digestión, los líquidos efluentes del tanque imhof son de mejores condiciones que los del tanque séptico. Los tanques imhoff no utilizan equipo mecánico, pero necesitan de atención y mantenimiento.

8.3.2.3. TANQUES CONVENCIONALES DE SEDIMENTACION.

Estos tanques cuya función principal consiste en separar los sólidos sedimentables de las aguas negras, mediante el proceso de sedimentación. Los sólidos asentados se substraen continuamente o a intervalos frecuentes, para no dar tiempo a que se formen descomposición con formación de gases. De ahí pasan los sólidos a otras unidades. Los sólidos pueden irse acumulando por gravedad, en una tolva o embudo, o hacia un punto mas bajo del fondo del tanque, de donde se bombean o descargan por la acción de la presión hidrostática. No obstante este método ha sido reemplazado por el uso de equipo mecánico para recolectar los sólidos de la tolva o embudo, de donde son descargados por bombeo. Los tanques que tienen equipo mecánico para la recolección de los sólidos se conocen como tanques de sedimentación simple con limpieza mecánica.

8.3.2.4. TANQUES DE FLOTACION.

La flotación se utiliza principalmente en la remoción de

partículas livianas, especialmente es esas partículas en proceso de lodos activados. Por requerir un grado mayor de mecanización que aquel de los tanques convencionales de sedimentación su uso será aún mas restringido en el tratamiento primario de aguas servidas.

8.3.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO.¹⁴

Tratamiento secundario es aquel procedimiento que permite reducir la demanda bioquímica de oxígeno de las aguas servidas a un promedio mensual máximo de 45 mg./lit. a nivel de sólidos suspendidos. Cabe indicar que también debe admitir un efluente con PH comprendido entre 6 y 9. Estas restricciones con caudales superiores a 40 litros por segundo. Para capacidades inferiores, se permitirán niveles de sólidos suspendidos hasta de 60 mg./lit.

Los métodos para obtener un efluente secundario pueden ser físico-químicos y biológicos, pero su costo elevado para su operación y mantenimiento los hacen imposibles en el país.

8.3.3.1. LAGUNAS DE ESTABILIZACION.¹⁵

Lagunas de estabilización son estructuras sencillas, abiertas al sol y al aire, los cuales constituyen los recursos naturales a que pueden recurrir para lograr su misión con el propósito de construir, y explotar con vigilancia, las facilidades para fomentar este proceso de tratamiento, no al azar, si no conforme el conocimiento actual y a la buena práctica. Además no es de esperar que la buena práctica siga las mismas normas en todas partes, siendo muy diferentes las condiciones ambientales.

¹⁴ MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.- Hernan E. Hilleboe, MD, Departamento de salud del estado de Nueva York.- 1962.

¹⁵ TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS Y DESECHOS INDUSTRIALES.- Gorge E. Bornes; por UTEHA.- 1967.

Las lagunas de estabilización se pueden clasificar en aeróbicas, facultativas y anaeróbicas. Entre ellas el Ecuador tiene mayor experiencia en las dos últimas. Además debemos anotar que cuando se les suministra oxígeno por medios mecánicos, estas se llaman aereadas.

8.3.3.2. LAGUNAS AEROBICAS O FOTOSINTETICAS.

Las lagunas de alta producción de biomasa o aeróbicas, que han sido también referidas como fotosintéticas, son estanques de profundidad reducida (0.30 - 0.40 m.) lo cual permite la penetración de la luz hasta el fondo, y diseñadas para una máxima producción de algas con cortos períodos de retención. En estas lagunas se mantienen condiciones aeróbicas a todo nivel y tiempo, y la reducción de materia orgánica es efectuada por la acción de organismos aeróbicos. La mezcla mecánica es muy común en este tipo de lagunas y se utiliza para impedir la formación de depósitos anaeróbicos y mantener un buen contacto entre biomasa y algas. Estas unidades han sido utilizadas perfectamente en climas calientes y con buena radiación solar, con propósitos de producción y cosecha de algas; y su uso en tratamiento de aguas residuales no es generalizado, por estas razones en el Ecuador no son utilizadas.

8.3.3.3. LAGUNAS ANAEROBICAS.

En estas lagunas, la actividad fotosintética es mínima, ya que no se requiere de oxígeno disuelto dado que las bacterias anaeróbicas obtienen el oxígeno del desenvolvimiento de los compuestos orgánicos.

La profundidad oscila entre 2.5 y 6.0 metros, funcionan como un digestor, dado que admiten cargas orgánicas elevados superiores a los 500 Kg. DBO 5 /hab./día.

8.3.3.4. LAGUNAS FACULTATIVAS.

En las lagunas facultativas la profundidad puede variar de 1.0 a 2.5 metros. En estas lagunas se forman tres estratos; un superior aeróbico, que es mantenido por algas, otro inferior de características anaeróbicas y una zona intermedia en la que se encuentran los organismos facultativos.

En estas lagunas se consigue reducir el contenido de sólidos suspendidos en el afluente final a límites mas tolerables de 40 a 60 mg./lit; lo que permite utilizar lagunas facultativas sin estructuras especiales para remoción de sólidos, esto para el caso de pequeñas instalaciones con caudales menores a 40 lts/seg.

8.3.3.5. ZANJAS DE OXIDACION.¹⁸

Es un canal abierto en la tierra; generalmente sin ningún tipo de revestimiento, al que llegan las aguas negras previo un tratamiento.

En la zanjás de oxidación, se realizan una serie de procesos biológicos mediante aireación prolongada, ya son una variación del proceso de lodos activados, y se basan en principio de autopurificación de las corrientes de agua.

Usando un volumen adecuado de oxígeno es posible alcanzar no solamente que el agua sea totalmente purificada, sino que el lodo fresco acarreado por ella sea totalmente mineralizado y el lodo resultante pueda ser secado sin causar olores objetables. Las zanjás de oxidación tienen varios componentes, como son:

- Rejilla o triturador.

¹⁸ MANUAL DEL INGENIERO CIVIL.- Frederick s. Merritt, segunda edición, 1976.

- Zanja de oxidación, compuesta de: trampa de lodos, bomba y motor.
- Tanque sedimentador.
- Sistema de recirculación de lodos.
- Lechos de secados de lodos.

La profundidad de las zanjas de oxidación oscila entre 0.90 y 1.50 metros, y con taludes que forman un ángulo de 45° con la horizontal. El ancho de la zanja en la superficie sobre el líquido se recomienda que no sea menor que 5.0 metros para poblaciones mayores a 6000 habitantes, pudiéndose reducir este ancho para poblaciones menores.

Debe darse una altura de seguridad de 0.30 a 0.50 metros, y la velocidad de circulación es proporcionada por un motor, la misma que debe estar entre 0.30 y 0.60 m/seg. Para mantener en suspensión los flóculos y evitar la sedimentación.

Este método requiere de operación y mantenimiento, para los equipos mecánicos y eléctricos. Además se requiere personal técnico para el control del proceso, anotándose que en nuestro país no se tiene experiencia sobre estos sistemas.

8.3.3.6. LODOS ACTIVADOS.

El proceso de lodos activados para el tratamiento de las aguas negras, esta basado en proporcionar un contacto continuo entre las aguas negras y los lodos biológicamente activados. Los lodos se desarrollan inicialmente por aireación prolongada, bajo condiciones que favorecen el crecimiento de organismos que tienen la habilidad especial de oxidar la materia orgánica.

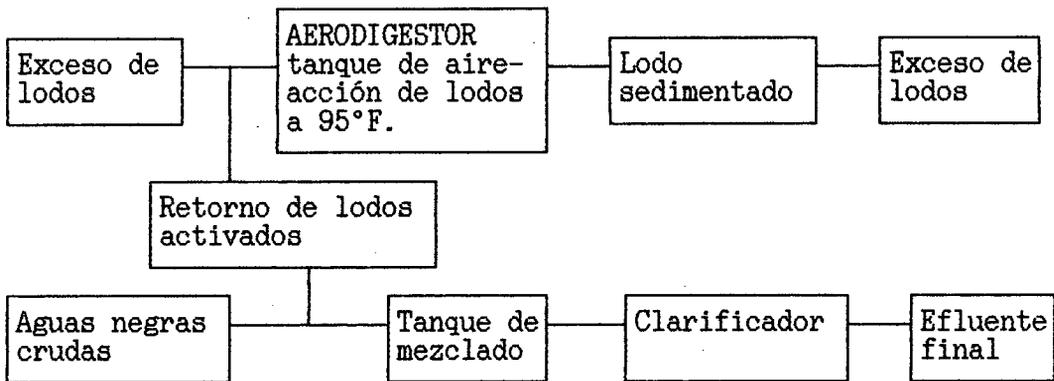
Cuando los lodos que contienen estos organismos están en contacto con

las aguas negras, las materias orgánicas se oxidan, las partículas en suspensión y los coloidales tienden a cuagularse y formar un precipitado que se sedimenta con bastante rapidez. Es necesario un control de operación muy elevado, para asegurar que se tenga una fuente suficiente de oxígeno, que exista un contacto íntimo y mezclado continuo de las aguas negras y de los lodos.

Como primera etapa en el proceso de lodos activados, las aguas negras reciben un tratamiento preliminar para eliminar sustancias como: arcillas, sólidos gruesos, y también se deben eliminar aceites y grasa por un procedimiento de flotación.

De los tanque de sedimentación, las aguas negras fluyen a tanques de mezclado y aireación en donde los lodos activados, que regresan al tanque de sedimentación final, se añaden, generalmente en cantidades variables entre el 20 y 30% del volumen de aguas negras de entrada. En el tanque de aireación la mezcla de aguas negras y lodos se airea y agita mediante la aplicación de aire comprimido, después de una aireación de 4 a 8 horas, las aguas negras fluyen hasta tanques de sedimentación final y los lodos activados son separados mediante sedimentación, parte de estos lodos regresan a los tanques de aireación para iniciar un nuevo proceso, y el resto se lo elimina.

A continuación mediante un diagrama se explica el proceso de lodos activados:



8.3.4. TRATAMIENTO FINAL.¹⁷

Este tratamiento tiene la finalidad de oxidar la materia putrescible que queda después de los tratamientos anteriores. Para ello se hace uso de bacterias aeróbicas que actúan sobre la materia orgánica que se encuentra en suspensión y en solución.

La DBO mejorará con la filtración no por mera reducción producida al eliminar la materia inestable, y se producirá una cierta nitrificación, lo que hace que los líquidos sean estables. La irrigación hace que los líquidos filtrados a través del terreno sean estables, puedan oxidar tanto los sólidos retenidos como la materia disuelta. Las características que presentan los filtros utilizados para los líquidos residuales se aproximan a las condiciones de suelo, pero se utilizan en ellos materiales mas porosos que permitan al aire desplazarse con mayor libertad por el interior del filtro.

8.3.4.1. FILTROS INTERMITENTES DE ARENA.

La utilización de los filtros de arena necesitan de una gran extensión de terreno por lo que es rara su utilización. Son unidades que se utilizan para el tratamiento final de efluentes de unidades de tratamiento secundario. Si son adecuadamente operados y mantenidos,

¹⁷ ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.- E. W. Steel, Editorial Gustavo Gili, S.A.- 1972

proveen un efluente de buena calidad que puede ser descargado en un curso receptor previa desinfección.

Los filtros intermitentes constan de un lecho de arena al que se hace llegar intermitentemente aguas residuales previo tratamiento primario como mínimo, se debe inundar el filtro hasta 5 cm. de profundidad, con una frecuencia mínima de dos veces por día. La intermitencia de la operación permite que el aire penetre a través del lecho de arena después de que se han filtrado cada dosis del líquido, evitándose con ello que se lleguen a producir los procesos sépticos.

8.3.5. DESINFECCION.

La desinfección de las aguas depuradas, es necesaria en los casos en que, el curso receptor sea directamente utilizado como fuente de agua de consumo humano, para recreación, preservación de vida acuática, etc.

Esta desinfección puede ser intermitente o regular según las condiciones locales, y da como resultado la reducción de la cantidad de bacterias que varía del 80 a 90% después de períodos de contacto de 10a 15 minutos. Como las bacterias patógenas son menos resistentes al cloro que las otras, es probable que con mayor contacto se eliminen totalmente la presencia de ellas.

8.3.5.1. GRADOS DE DESINFECCION.

La desinfección del líquido crudo no se considera útil debido a que el cloro puede no penetrar dentro de los terrenos de materia fecal. Las dosificaciones deben verificarse cuidadosamente mediante ensayos bacteriológicos, con el fin de determinar su eficacia.

Partiendo del cloro libre se recomienda:

- a. Líquido residual que ha pasado por rejillas finas, 12 partes por millón.
- b. Líquidos sedimentados incluyendo los efluentes de las fosas imhoff, 10 partes por millón.
- c. Líquidos tratados en filtros intermitentes de arena, 2 partes por millón.
- d. Líquidos tratados en lechos bacterianos de contacto, 3 a 7 partes por millón.
- e. Líquidos tratados en cienos activados, 5 partes por millón.

En la desinfección de las aguas residuales, no se obtiene cloro residual, debido a las altas dosis que serían precisas para obtenerlo.

8.3.5.2. CLORACION.

Se puede aplicar cloro al efluente de una planta de tratamiento de aguas negras, para reducir el número de bacterias y para disminuir la DBO. También se puede aplicar cloro a las aguas negras a la entrada de la planta para retardar la acción biológica, también se utiliza cloro en el control de olores y evitar las reacciones que los producen.

El cloro en cantidades apropiadas (grados de desinfección numeral 8.3.5.1.), destruye las bacterias que rompen los compuestos de azufre, y esto evita o disminuye los olores. A menudo la cloración es necesaria

solo durante los períodos en que los olores constituyen un problema, y que son casi siempre en las últimas horas de la tarde y las primeras de la mañana.

8.3.6. ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO.

Existe una gran variedad de formas de tratamiento de las aguas negras, todas ellas están en proporción directa a su costo de operación y mantenimiento de la misma.

En nuestro país, se utiliza desde varios años dos métodos de tratamiento, considerados los mas eficientes y económicos, en los cuales ya se tiene experiencia para su diseño, construcción y funcionamiento, ellos son:

- a. Lagunas de estabilización.
- b. Zanjas de oxidación.

8.4. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.

8.4.1. GENERALIDADES.

Es conocido mundialmente el uso de lagunas de estabilización, como tratamiento de aguas negras, considerado como el método mas eficiente y económico. La carga orgánica medida por el parámetro DBO₅ a 20°C., es el factor de eficiencia mayormente utilizado para efectos de comparación entre los distintos sistemas de tratamiento biológico.

8.4.2. ELECCION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.

Para la cabecera cantonal de Gonzanamá, como sistema de tratamiento de las aguas residuales, se ha elegido dos lagunas de

estabilización de tipo facultativa, por considerar su eficiencia y el costo de su construcción, además permite este tipo de lagunas una reducción de sólidos sedimentables en el efluente a límites tolerables de 40 a 60 mg/lit., para el caso de caudales menores de 40 lit/seg., permite utilizar este tipo de lagunas sin estructuras especiales para una óptima remoción de sólidos.

Estas condiciones, no pueden ser consideradas independientemente unas de otras y es imposible establecer reglas fijas para la adopción de un tipo determinado de tratamiento en relación con cada condición, por que el tipo de tratamiento que se elija, dependerá de todas las condiciones consideradas y de la forma como estén combinadas.

Para el caso del emisario No. 2 hemos creído conveniente realizar una fosa séptica que funcionará los primeros 16 años de diseño del alcantarillado sanitario; dado que el caudal que descarga durante estos primeros años no justifica la construcción de la laguna de estabilización. Por lo tanto queda planteado la construcción de la misma cuando las necesidades así lo dispongan.

8.4.3. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LA LAGUNA.

Por experiencias obtenidas por el IEOS, en lagunas de estabilización se pueden hacer varias recomendaciones:

- a. La adopción de períodos de diseño largos en zonas de clima cálido es muy peligroso, debido a la extra capacidad de los primeros años.
- b. Existen fracasos cuando el caudal mínimo con el que opera la laguna no es suficiente, pues se produce proliferación de

vegetales en el fondo.

- c. Es necesario proveer de dispositivos de entrada y salida, por medio de vertederos u otros dispositivos de medida de caudal, las que servirán para posteriores evaluaciones.

8.4.4. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL FUNCIONAMIENTO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION.

- a. La precipitación pluvial, diluye las aguas negras, disminuyendo la concentración del DBO.
- b. La evaporación, produce disminución de volumen de aguas negras, aumentando la concentración del DBO.
- c. El viento, produce la mezcla de agua en la laguna, así como aeración en la superficie.
- d. La luz solar es eficaz para autopurificación debido a su efecto esterilizante sobre ciertas bacterias y para el proceso de fotosíntesis de las algas; es decir los organismos que poseen clorofila toman energía del sol y la convierten en alimentos para otros seres vivos absorbiendo CO₂ durante el proceso y luego desprendiendo oxígeno.
- e. La temperatura influye directamente con la rapidez de las reacciones biológicas y químicas.

8.4.5. ANALISIS DEL CUERPO RECEPTOR.

El objetivo de las normas de calidad para las aguas que

sirven primordialmente como receptoras de aguas residuales, es la prevención de molestias y la conservación de la belleza de las masas de aguas residuales. Para esto, las oficinas que controlan la contaminación de las aguas prescriben generalmente que las aguas receptoras no deberán recibir cargas muy altas que les impartan olores ofensivos, ni contener sólidos visibles flotantes o sedimentables, aceites o depósitos de lodos. Puesto que la descomposición anaeróbica desprende olores objetables, las descargas de residuos no deben agotar el contenido oxígeno disuelto de las aguas receptoras.

Se mantienen las condiciones deseadas cuando el volumen de las aguas receptoras está en proporción adecuada con el volumen de las descarga residual.

En nuestro caso las descargas de las lagunas No.1 y No.2 se las realizará en las quebradas del Huato y El ladrillo respectivamente, estos drenajes naturales no son aprovechables prácticamente en nada dado que la topografía del terreno no lo permite por lo que no afectarán a estos, ya que para este fin previamente se diseñará las lagunas de estabilización, las mismas que permitirán que lleguen las aguas servidas ya purificadas; de esta manera no habrá ningún problema con la contaminación.

8.4.6. PERIODO DE DISEÑO.

Es el lapso de tiempo, en el cual un sistema presta sus servicios en óptimas condiciones. El período de diseño se determinará de acuerdo con el crecimiento estimado de la población, con la vida útil de los materiales y de acuerdo a consideraciones de orden económico.

Para la laguna de estabilización, que tratará las aguas servidas de la cabecera cantonal de Gonzanamá, se adopta como período de diseño 15

años, posteriores a la puesta en funcionamiento de la misma.

8.4.7. CAUDAL DE DISEÑO.

El caudal de diseño, para una laguna de estabilización, se lo obtiene en base a la dotación de agua potable, tomando del 70 al 80% de la misma, sumando el caudal de infiltración mas el caudal de aguas ilícitas, mas el caudal de aportación industrial.

DESARROLLO DE CALCULO

(Emisario número 1)

Datos de diseño:

- Población servida.....1485 hab.
- Dotación de AA.PP.....138 lit/hab/día
- DBO₅.....69.15 mg/lit
- Período de diseño.....15 años
- Aporte de aguas servidas.....80 % dotación futura
- Aporte por aguas de infiltración..14 m³/hab/día
- Aporte por aguas ilícitas.....80 lit/hab/día

Caudal de aguas residuales.

a. Aguas domésticas:

$$q_1 = (1485\text{hab}) \cdot (138 \text{ lit/hab/día}) \cdot 0.80 / 86400\text{seg}$$

$$q_1 = 1.898 \text{ lit/seg}$$

b. Aguas de infiltración:

$$q_2 = 14 \text{ m}^3/\text{Ha/día} \cdot (1000\text{lit}/1\text{m}) \cdot (1\text{día}/86400\text{seg}) \cdot 31.48\text{Ha}$$

$$q_2 = 5.101 \text{ lit/seg.}$$

c. Aguas ilícitas:

$$q_3 = 80\text{lit/hab/día} \cdot 1.485\text{hab} / 86400\text{seg}$$

$$q_3 = 1.375 \text{ lit/seg.}$$

$$Q(\text{aguas residuales}) = (1.898 \cdot 4.6 + 5.101 + 1.375) \text{ lit/seg}$$

$$Q(\text{aguas residuales}) = 15.207 \text{ lit/seg}$$

8.4.8. CARGA UNITARIA.

Es el valor de la concentración promedio del desecho que llega a la laguna. La mayoría de los autores recomiendan cargas del DBO en base a la concentración per cápita de 54 gr/hab/día.

Dan también concentración del efluente de 200 a 250 mg/lit., se utilizan estos valores de acuerdo a la cantidad de materia orgánica presente en las aguas servidas.

$$cq = 69.15 \text{ mg/lit} \cdot 15.207 \text{ lit/seg} / 1485 \text{ hab} \cdot 86.4 \text{ seg}$$

$$cq = 61.18 \text{ gr DBO}_5(\text{hab.día})$$

SEGUN GLOYNA: $cq \geq 54$

$$cq = 61.18 \text{ gr DBO}_5(\text{hab.día})$$

8.4.9. CARGA ORGANICA.

Se denomina también carga por unidad de superficie y es la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), que soporta la planta de tratamiento para su funcionamiento y se lo expresa Kg/Ha/día.

El IEOS, presenta una correlación para la carga orgánica superficial máxima (Csm), en Kg DBO₅/Ha/día, para el diseño de laguna de estabilización, sin que la laguna se torne anaeróbica, la misma que puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$Csm = 39.6 (1.0993)^T \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha/día}$$

En la que T, es la temperatura promedio de operación de la laguna

expresada en grados centígrados, en el mes más frío del año. La profundidad de operación normalmente en estas lagunas varía entre 1.0 y 2.5 metros.

También podemos determinar la carga máxima mediante las siguientes ecuaciones:¹⁸

$$CS_m = 357.4 * 1.085^{T-20}$$

En donde:

CS_m = carga superficial máxima en Kg DBO/(Ha.d) y

T = temperatura del agua mínima mensual en °C.

Alternativamente cuando no se pueda determinar la temperatura del agua, se podrá estimar la carga máxima, mediante la siguiente correlación:

$$CS_m = 400.6 * 1.0993^{T_{ai}-20}$$

En donde:

CS_m = carga superficial máxima en Kg DBO/(Ha.d) y

$T(ai)$ = Temperatura ambiental, promedio mínimo mensual en °C.

En conclusión la carga máxima permisible es de 357.4 Kg. DBO(Ha.d), y por razones de seguridad en el diseño es preferible adoptar un valor menor al 80 % de la máxima permisible.

Profundidad..... 1.50 m.

¹⁸ LAGUNAS DE ESTABILIZACION, TEORIA, DISEÑO, EVALUACION Y MANTENIMIENTO.- Fabián Yañez Cossio, PhD, Consultor del IEOS, Mayo 1992.

Carga máxima de trabajo..... 357.4 Kg DBO(HA.d)

Temperatura promedio mínima..... 11.3°C

Carga de trabajo superficial:

$$C_{Sm} = 400.6 * 1.0993^{T_1-20}$$

$$C_{Sm} = 400.6 * 1.0993^{11.3-20}$$

$$C_{Sm} = 175.792 \text{ Kg DBO(Ha.d)}$$

$$C_{Sm} < 357.4 \text{ OK.}$$

Carga orgánica total del efluente:

$$CT = C_q * \# \text{ hab.}$$

En donde:

$$CT = \text{Aporte total aplicable en Kg DBO(Ha.d)}$$

$$C_q = \text{Aporte per cápita} = 61.18 \text{ gr/hab/día}$$

$$\# \text{ hab} = \text{Número de habitantes o población futura.}$$

$$CT = 61.18 \text{ gr DBO}_5(\text{hab.día}) * 1485 \text{ hab}/1000\text{gr}$$

$$CT = 90.852 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

8.4.10. AREA DE LA LAGUNA.

$$A = 90.85 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}/175.792 \text{ Kg DBO(ha.d)} * 10000 \text{ m}^2/\text{Ha}$$

$$A = 5168.040 \text{ m}^2.$$

$$V = A * h = 5168.040 \text{ m}^2 * 1.50 \text{ m} = 7752.06 \text{ m}^3$$

- Volumen para 10 años de acumulación de lodos.



$$V2 = 1485 \text{ Hab} * 0.04 \text{ m}^3 / (\text{hab. año}) * 10 \text{ años}$$

$$V2 = 594 \text{ m}^3$$

- Altura de acumulación de lodos.

$$V = A * h ; h = 594 \text{ m}^3 / 5168.040 \text{ m}^2 ; h = 0.11 \text{ m.}$$

- Volumen de la laguna.

$$V3 = (7752.06 + 594) \text{ m}^3$$

$$V3 = 8346.06 \text{ m}^3.$$

- Dimensiones de la laguna.

$$V = A * h ; A = 8346.06 \text{ m}^3 / 1.50 \text{ m.} ; A = 5564.04 \text{ m}^3$$

$$A = L * B ; L = 2 * B ; A = 2 * B^2$$

$$B = \sqrt{\frac{A}{2}}$$

$$B = \sqrt{5564.04 \frac{\text{m}^2}{2}}$$

$$B = 53 \text{ m}^2$$

$$\text{Largo} = 106 \text{ m}$$

$$\text{ancho} = 53 \text{ m}$$

Volumen de la laguna:

$$\text{Volumen} = 106 \times 53 \times 1.5 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen} = 8427 \text{ m}^3$$

8.4.10.1. DIMENSIONES DE LA LAGUNA.

$$\text{Largo} = 106 \text{ m.}$$

$$\text{ancho} = 63 \text{ m.}$$

8.4.11. PERIODO DE RETENCION.

$$\text{Caudal} = 15.207 \text{ lit/seg}^* / 1000 \times 86400$$

$$\text{Caudal} = 1313.885 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Retención} = 8427 \text{ m}^3 / 1313.885 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Retención} = 6.4 \text{ días.}$$

8.4.12. REMOCIÓN DEL DBO.

COEFICIENTES DE LAS CORRELACIONES DE CARGA DE DBO¹⁹

TIPOS DE LAGUNAS	COEFICIENTES	
	A	B
Cuatro primarias (a)	7.67	0.806
Una primaria (b)	-23.46	0.998
Cinco primarias (c)	20.51	0.777
Cuatro primarias (c)	1.46	0.801
Tres primarias (c)	0.75	0.906
Cuatro prim. y sec (a)	-7.81	0.819
Una secundaria (a)	-0.80	0.765
Una secundaria (b)	-7.14	0.923
Una terciaria (b)	-7.16	0.941
Prim.+ Sec.+ Terc.(b)	-8.53	0.942

(a) Primera fase.

(b) Segunda fase.

¹⁹ LAGUNAS DE ESTABILIZACION, TEORIA, DISEÑO, EVALUACION Y MANTENIMIENTO.- Fabián Yáñez Cossio, Ph.D, Consultor del IEOS

(c) Primera y segunda fases.

Para la remoción de la DBO se utiliza la siguiente correlación de carga:

$$Csr = A + B * Csa$$

$$Csr = 7.67 + 0.8063 * Csa$$

$$Csr = 7.67 + 0.8063 * 175.792 \text{ Kg DBO (Ha.d)}$$

$$Csr = 149.411 \text{ Kg DBO (Ha.d)}$$

8.4.13. DBO SOLUBLE DEL EFLUENTE

$$\text{DBO Sol} = (175.792 - 149.411) * 0.489 \text{ Ha}$$

$$\text{DBO Sol} = 12.9 \text{ Kg/día.}$$

$$\text{DBO Sol} = 12.9 \text{ Kg/día} * 1000 \text{ gr/Kg} * 1000 \text{ mg/gr/}$$

$$(743.818 \text{ m}^3 * 1000 \text{ lit/m}^3)$$

$$\text{DBO Sol} = 26.754 \text{ mg/lit.}$$

8.4.14. CONTROL DE CAUDALES.

Para realizar el control de caudales, tanto de entrada como de salida de la laguna de estabilización, se utilizan vertederos triangulares generalmente metálicos. En la práctica se utilizan generalmente los que forman un ángulo de 90°.

$$Q = 1.4 * H^{5/2}$$

En donde:

$$Q = \text{Caudal total del proyecto en m}^3/\text{seg}$$

$$H = \text{Carga en m.}$$

$$H = (0.008609 / 1.4)^{2/5}$$

$$H = 0.13 \text{ m}$$

$H = 0.20$ m. (adoptado) para asegurar el control máximo de caudales.

En consecuencia el caudal máximo para un vertedero triangular de 90° y $H = 0.20$ m. será:

$$Q = 1.4 * H^{5/2}$$

$$Q = 1.40 * (0.20)^{5/2}$$

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{seg} * 1000$$

$$Q = 25 \text{ lit/seg} > 15.831 \text{ lit/seg OK.}$$

8.4.15. COMPROBACION DE DISEÑO.

- Caudal del efluente de la laguna.

* Durante la estación seca:

$$Q_{efl} = Q_{afl} - Q_{eva} - Q_{inf.}$$

* Durante la lluvia:

$$Q_{efl} = Q_{afl} + Q_{per} - Q_{eva} - Q_{inf.}$$

De donde:

Q_{efl} = Caudal del efluente.

Q_{afl} = Caudal del afluente.

Q_{eva} = Caudal por evaporación.

Q_{inf} = Caudal por infiltración.

Q_{per} = Caudal por percolación.

- Caudal por evaporación.

$$E = 15(V_w - V^*H)(1 + v/16)$$

De donde:

E = Evaporación mensual en mm.

V_w = Presión de vapor de agua a temperatura del agua en mm Hg.

V = Presión de vapor del agua a temperatura del aire en mm Hg.

H = Humedad relativa en %

v = Velocidad del viento en Km/h

DATOS²⁰

- Temperatura media del aire $T_{ma} = 17.4^{\circ}\text{C}$
- Temperatura media del agua = 14.3°C
- Humedad relativa promedio = 90 %
- Velocidad del viento promedio = 1.64 m/s

TABLA DE VARIACIONES DE PRESION

TEMPERATURA °C	PRESION mm.Hg	TEMPERATURA °C	PRESION mm.Hg
0	4.58	16	13.75
1	4.75	17	14.65
2	5.20	18	15.60
3	5.65	19	16.55
4	6.10	20	17.50
5	6.54	21	18.80
6	7.10	22	20.00
7	7.60	23	21.30
8	8.15	24	22.55
9	8.70	25	23.80
10	9.21	26	25.40
11	9.90	27	27.00
12	10.65	28	26.80
13	11.36	29	30.20
14	12.05	30	31.80
15	12.80		

Para la temperatura correspondiente a $T = 17.4$ °C y $T = 14.3$ °C la presión de vapor del agua es:

$$T = 17.4 \text{ °C} \dots\dots\dots V_w = 15.03 \text{ mm. Hg}$$

$$T = 16.3 \text{ °C} \dots\dots\dots V_w = 14.02 \text{ mm. Hg}$$

DESARROLLO DE CALCULO

$$V_w = 14.02 \text{ mm. Hg}$$

$$V.H = 15.03 \text{ mm. Hg} * 0.9 = 13.527 \text{ mm Hg}$$

$$v = 5.9 \text{ Km/h}$$

Aplicando la fórmula de Meyer:

$$E = 15(14.02 - 13.527)(1 + 5.9/16)$$

$$E = 10.122 \text{ mm/mes} * 1 \text{ mes/días} = 0.337 \text{ mm/día}$$

- Caudal de evaporación.

$$Q_{\text{evaporación}} = 120\text{m} \times 60\text{m} \times 0.337\text{mm/día} \times (1\text{m}/1000\text{mm})$$

$$Q_{\text{evaporación}} = 2.426 \text{ m}^3/\text{día}.$$

- Caudal de Precipitación.

$$\text{Precipitación media diaria} = 99.979 \text{ mm}$$

$$Q_{\text{precipitación}} = 99.979\text{mm/día} \times 120\text{m} \times 60\text{m} \times (1\text{m}/1000\text{mm})$$

$$Q_{\text{precipitación}} = 719.849 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Caudal de precipitación media diaria.

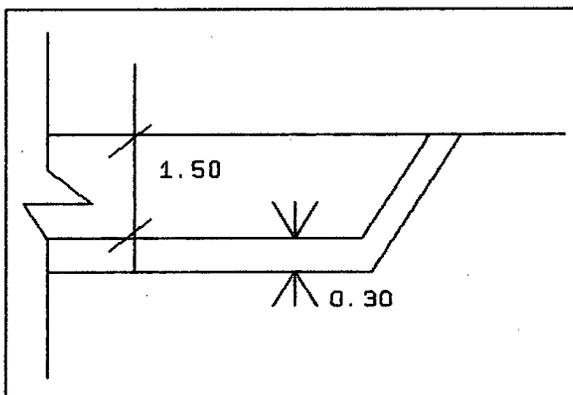
$$Q_{\text{prec.media}} = 1198\text{mm/año} \times (1\text{año}/12\text{meses}) \times (1\text{mes}/\text{días})$$

$$Q_{\text{prec.media}} = 3.329 \text{ mm/día}$$

$$Q_{\text{prec.promedio.diario}} = 3.329\text{mm/día} \times 120\text{m} \times 60\text{m} \times (1\text{m}/1000\text{mm})$$

$$Q_{\text{prec.promedio.diario}} = 23.969 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Caudal por percolación.



$$H_b = 1.50\text{m} - 0.30\text{m} = 1.80 \text{ m}.$$

$$\text{Per} = 10^{-8} \text{ cm/seg} = 10^{-10} \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{perc}} = P \cdot I \cdot A$$

En donde:

P = Permeabilidad

I = Gradiente hidráulico =

$$H/L = 1.80/0.3 = 6$$

A = Area útil de la laguna

$$Q_{\text{perc}} = 10^{-10}\text{cm/seg} \times 1.8\text{m}/0.30\text{m} \times 120\text{m} \times 60\text{m} \times (86400\text{seg/día})$$

$$Q_{perc} = 0.373 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Cálculo teórico del efluente de la laguna.

* Epoca de verano:

$$Q_{efl} = Q_{af1} - Q_{eva} - Q_{perc}$$

$$Q_{efl} = 743.818 - 2.246 - 0.373$$

$$Q_{efl} = 741.199 \text{ m}^3/\text{día}$$

* Epoca de invierno:

$$Q_{efl} = Q_{af1} + Q_{pre} - Q_{eva} - Q_{inf}$$

$$Q_{efl} = 743.818 + 23.969 - 2.426 - 0.373$$

$$Q_{efl} = 764.988 \text{ m}^3/\text{día.}$$

OK.

DESARROLLO DE CALCULO

(Emisario número 2)

- Datos de diseño:

Población servida..... 478 hab.

Dotación de AA.PP..... 138 lit/hab/día

DBO⁵..... 65.8 mg/lit.

Período de diseño..... 15 años

Aporte de aguas servidas..... 80 % de dotación futura

Aporte de aguas de infiltración..... 14 m³/hab/día

Aporte de aguas ilícitas..... 80 lit/hab/día

- Caudal de aguas residuales.

* Aguas domésticas: $q_1 = 0.611 \text{ lit/seg}$

* Aguas de infiltración: $q_2 = 1.530 \text{ lit/seg}$

Aguas ilícitas: $q_3 = 0.443 \text{ lit/seg.}$

$Q(\text{aguas residuales}) = 2.584 \text{ lit/seg.}$

- Profundidad: $h = 1.50 \text{ m.}$
- Carga de trabajo superficial: $C_{sm} = 175.792 \text{ Kg DBO(Ha.d)}$
- Aporte per cápita de DBO (cq): $cq = 54 \text{ gr DBO}^5(\text{hab.día})$
- Carga orgánica total del efluente: $CT = 25.812 \text{ Kg DBO}^5/\text{día}$
- Volumen para 10 años de acumulación de lodos: $V_1 = 881.4 \text{ m}^3$
- Altura de acumulación de lodos: $h = 0.4 \text{ m.}$
- Area de la laguna: Largo = 64 m. ; Ancho = 32 m.
- Volumen de la laguna: $V = 3087 \text{ m}^3$
- Período de retención: Retención = 14.00 días
- Remoción del DBO: $C_{sr} = 149.411 \text{ Kg DBO(Ha.d)}$
- DBO soluble del efluente: $\text{DBO soluble} = 12.788 \text{ mg/lit}$

CONTROL DE CAUDALES

$$Q = 1.4 * H^{5/2}$$

$$H = (Q/1.4)^{2/5}$$

$$H = (0.0025840/1.4)^{2/5}$$

$$H = 0.081 \text{ m}$$

Adoptado: $H = 0.15 \text{ m}$.

Por lo tanto:

$$Q = 1.4 * 0. (0.15)^{5/2}$$

$$Q = 5.018 \text{ lit/seg OK.}$$

CAUDAL DEL EFLUENTE DE LA LAGUNA

- Caudal de evaporación: $Q_{eva} = 0.690 \text{ m}^3/\text{día}$
 - Caudal de precipitación: $Q_{pre} = 204.756 \text{ m}^3/\text{día}$
 - Caudal de precipitación medio diario:
 $Q \text{ prec.prom.diario} = 6.817 \text{ m}^3/\text{día}$
 - Caudal por percolación: $Q_{perc} = 0.081 \text{ m}^3/\text{día}$
 - Calculo teórico del efluente de la laguna:
 - * Epoca de verano: $Q_{efl} = 222.390 \text{ m}^3/\text{día}$
 - * Epoca de invierno: $Q_{efl} = 229.207 \text{ m}^3/\text{día}$
- OK.

FOSA SEPTICA PARA 300 PERSONAS²¹

Esta fosa funcionará para los primeros 16 años del período de diseño del alcantarillado sanitario. Será ubicado en el emisario Nro 2, que descarga en la quebrada el Ladrillo, luego de cumplir dicho período

²¹ MODELO DE FOSA SEPTICA PROPORCIONADA POR EL "FONDO DE INVERSION SOCIAL EMERGENTE" F.I.S.E.

entrará en funcionamiento la laguna de estabilización diseñada anteriormente. El período de funcionamiento de la fosa séptica se detalla en el anexo No. II

DISEÑO DE LA ZANJA DE ABSORCIÓN

PRUEBA DE VELOCIDAD DE INFILTRACION DEL TERRENO

Para realizar esta prueba seguimos los siguientes pasos:

- Excavamos un hueco de 15 cm. de diámetro por 40 cm. de alto a una profundidad de 0.75 m. poniendo 5 cm. de grava en el fondo.
- Llenamos el orificio de agua unos 30 cm. por 4 horas, hasta que el nivel permanezca aproximadamente constante.
- Luego medimos la velocidad de descenso del líquido.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

MUESTRA I		MUESTRA II	
TIEMPO	DESCENSO	TIEMPO	DESCENSO
minutos	cm.	minutos	cm.
10	0.70	10	0.80
10	0.66	10	0.69
10	0.62	10	0.59

Sacando un promedio de los dos ensayos obtenemos un valor de 0.068 cm/min. al cual le corresponde una tasa de infiltración según las normas del I.E.O.S. (Tabla 5.3) de 18 lit/día/m²

Con este valor podemos obtener la longitud de la tubería de distribución usando la siguiente ecuación:

$$L = \frac{N*Q}{2*D*I}$$

En donde:

L = Longitud de tubería en m.

N = Numero de usuarios hab.

Q = Caudal de aguas servidas lit/día/hab.

D = Profundidad efectiva de la zanja m.

I = Velocidad de infiltración lit/día/m²

CALCULO:

N = 300

Q = 0.7*138= 96.6 lit/hab/día

D = 1.5 m.

I = 18 lit/día/m²

$L = (300 \text{ hab} * 96.6 \text{ lit/hab/día}) / (2 * 1.5 \text{ m} * 18 \text{ lit/día/m}^2)$

L = 536.67 m.

8.4.16. ESTRUCTURA DE ENTRADA

Es una cámara, que se encuentra situada en la orilla de la laguna, en la misma se encuentra un vertedero, mediante el cual se realiza el control de caudales que ingresan a la laguna; posee dos salidas: una que descarga las aguas en el centro de la laguna, en el caso de que sea pequeña; a 15 metros, de ella en el caso de que sea grande, y la otra salida, es utilizada en caso de emergencia para llevar las aguas servidas hasta el lugar de descarga (Plano de detalles de estructura de entrada).

En el lugar donde se realiza la descarga, o sea en el fondo de la laguna, debe construirse un plataforma de concreto de 3 metros de

diámetro, para evitar la erosión, y facilitar su limpieza. (ver plano de detalle plato de descarga).

8.4.17. ESTRUCTURA DE SALIDA.

Es una estructura que se encuentra situada en una de las orillas de la laguna, y su función es la de controlar la salida del efluente de la laguna; se encuentra provista de un vertedero triangular, el mismo que sirve para control de caudales.

Esta salida se encuentra más baja que de la superficie libre, para evitar el escurrimiento de los sólidos flotantes; además de esta forma se tiene un efluente de mayor calidad.

8.5. ESTUDIO DE SUELOS.

En cualquier estudio de Ingeniería para su adecuada resolución, es necesario contar con estudios previos, y en segundo lugar luego de conocido el problema contar con la información necesaria que permita plantear la solución. En el caso concreto de los suelos es necesario conocer su naturaleza para luego mediante la toma de muestras obtener los resultados del tipo de suelo, su comportamiento, etc.

8.5.1. GEOLOGÍA DEL SITIO DE UBICACION DE LA LAGUNA.

El sitio que se ha escogido para la ubicación de la laguna se encuentra al sur-oeste de la población.

El área no es del todo plana presentándose pequeñísimos desniveles; considerándose no uniforme, el sitio se encuentra lo suficientemente alejado de la población.

8.5.2. ANALISIS GRANULOMETRICO.

El análisis granulométrico consiste en separar las porciones constituyentes mediante técnicas. O también consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que los componen.

Este análisis se lo efectúa en dos etapas:

1. Por medio de una serie de tamices para tamaños grandes y medianos de las partículas; y
2. Por medio de un proceso de vía húmeda para granos finos.

El análisis mecánico húmedo se basa en el comportamiento del material granular en suspensión, dentro de un líquido al sedimentarse. Los métodos de análisis húmedo consiste esencialmente en una serie de mediciones en la suspensión del suelo, hecha durante el proceso de sedimentación.

El análisis por tamices hace:

- a. Con la muestra íntegra, o
- b. Con una fracción de ella.

Dependiendo de las características del material fino en la muestra. Cuando los finos consisten esencialmente de arcillas, el análisis de tamices se hace con material al cual se le quitan los finos por medio de lavado. Con los tamices se hace la separación de partículas desde 0.074 mm de diámetro (malla # 200) hasta granos mayores de 2". Al preparar la muestra se separa y se pesa la fracción mayor que la malla # 4.

La cantidad de suelo requerido para el ensayo de la fracción que pasa la malla # 4 depende de la cantidad de finos que contenga.

Suelos arcillosos y limosos ----- 200 a 500 gr.

Suelos arenosos ----- 500 a 1000 gr.

Los análisis granulométricos se los realizó en el laboratorio de mecánica de suelos de la U.T.P.L., los ensayos realizados se determinaron siguiendo los procedimientos existentes para el efecto y los mismos que dependen del tipo de suelo.

El objetivo principal por el que se realizó estos ensayos fue el de conocer si se puede o no utilizar parte del material excavado para impermeabilizar la laguna, así como para identificar el suelo en donde se va a trabajar. Los resultados se pueden observar en el ANEXO IV (estudios de suelos).

Curva granulométrica.- Para efectuar la curva de distribución granulométrica de todo el material, se relacionan los porcentajes de las porciones de partículas obtenidas en el análisis con tamices y las encontradas con este procedimiento con respecto al total original. Se construye la curva en papel semilogarítmico con los porcentajes en escala aritmética y los diámetros en escala logarítmica.

8.5.3. ENSAYO DE PERMEABILIDAD.

La permeabilidad de un suelo se puede determinar directamente en el terreno o bien en el laboratorio utilizando muestras representativas de éste.

Las pruebas de laboratorio se ejecutan utilizando aparatos especiales llamados permeámetros que pueden ser de carga constante o de carga variable.

Las pruebas deben efectuarse a una temperatura lo más constante posible; los resultados se indican en el ANEXO IV.

8.5.4. CONCLUSIONES.

Luego de haber realizado los ensayos de suelo en los laboratorios de la U.T.P.L. concluimos de la siguiente manera:

- El ensayo de análisis granulométrico dio la siguiente clasificación:

ASSHO A-7 = Arcilla de alta compresibilidad.

SUCS CH = Arcillas muy plásticas y arcillas arenosas.

- El ensayo de permeabilidad dio un valor de $8.237E-7$ cm/seg. el mismo que se lo puede considerar como un suelo casi impermeable.

Luego de analizar los resultados se concluye que el suelo es apto para la construcción de la laguna.

8.6. ASPECTOS ESTRUCTURALES.

8.6.1. CRITERIOS FUNDAMENTALES SOBRE CONSTRUCCION DE LAGUNAS.

Para la construcción de lagunas de estabilización, debemos tener una relación directa con el diseño de la misma. Por lo tanto mientras el diseño se apega más a las condiciones del terreno, menos serán los problemas que se presenten a la hora de la construcción de la misma.

En la construcción de lagunas de estabilización debemos tomar en cuenta los siguientes elementos, entre los que citaremos:

Replanteo.- Luego de localizada en los planos la laguna y las obras accesorias, el paso inmediato será el replanteo en el terreno, ciñéndose estrictamente a lo indicado en los planos. Este es un trabajo topográfico que nos localizará en planta los límites del área de la laguna.

Desmante.- Esto consiste en el corte de malezas que existieran en la zona donde se construirá la laguna.

Despalme.- Consiste en el retiro de todo el material que se considere inapropiado ya sea para el fondo de la laguna como para la fundación de los diques, tuberías de interconexión o estructurales.

Excavación.- Esta se la ejecuta generalmente en forma mecánica, admitiéndose tolerancias de hasta ± 10 cm. en los desniveles.

El material de la excavación se va depositando sobre ejes que formarán los terraplenes que bordean la laguna, cuando es adecuado para el efecto; en caso contrario se llevará a los lugares destinados para depósitos temporales o definitivos.

Escarificación.- El terreno en el cual se va a realizar los terraplenes debe romperse hasta una profundidad de 15 cm., mediante el empleo de arados, rastras de puntas o discos, con el objeto de formar una liga íntima entre el terreno natural y el material de los terraplenes.

Formación de Terraplenes.- Los terraplenes se construyen con el material

producto del movimiento de tierras o del obtenido mediante los préstamos. Se colocarán en capas sucesivas, cuyo grado de humedad, espesor y compactación en un tanto por ciento de su densidad máxima, son previamente fijados. La conformación final de las secciones de los terraplenes o diques se debe ejecutar generalmente con una niveladora; siendo conveniente hacer un retoque manual, agregando material faltante y retirando el excedente con el propósito de obtener el perfil y las secciones proyectadas.

Se permite en los terraplenes rocas individuales hasta de 19 cm. en su máxima dimensión, siempre que sean mantenidas aisladas y no acumuladas en grupos. El relleno a utilizarse en la construcción de los terraplenes será arcilloso para que los impermeabilice contra la infiltración del agua de la laguna. Deberá compactarse los dique con compactadoras como rodillo, rodillo pata de cabra, etc., tomando en cuenta la humedad óptima se puede garantizar la buena ejecución del terraplén.

Preparación del Fondo.- Para la preparación del fondo es necesario, previamente haber efectuado ensayos sobre calidad del suelo, especialmente sobre la permeabilidad del suelo (fondo) en caso de haber filtración elevada es necesario impermeabilizar con un revestimiento de arcilla de 40 cm de espesor. También se efectúan trabajos de sellado con geotextiles y con revestimientos asfálticos, siendo estos dos sistemas antieconómicos. El fondo de la laguna debe dejárselo lo más a nivel posible. Debe impedirse que nazca vegetación en el fondo lo cual se logra si se tiene un nivel de operación de la laguna lo más rápido posible, pues al impedir el agua el paso de la luz solar hasta el fondo ya no nace vegetación.

Protección de Taludes.- La protección de taludes debe realizarse de

conformidad al proyecto y con técnicas especiales. Cuando los taludes son de poca pendiente (menor de 1 vertical por 3 horizontal) el peligro de ser erosionado es mas remoto.

Hacia arriba de las líneas de agua se debe recubrir los terraplenes con hierva de tipo perenne, de bajo crecimiento, extensiva que resista la erosión y pueda ser mantenida y cortada fácilmente. La alfalfa y otras plantas de raíces largas no deben ser usadas en este fin, porque las raíces de este tipo de plantas perjudican la impermeabilidad de los diques.

Tuberías de Interconexión.- En las tuberías de interconexión se utiliza material normalmente usado en la construcción de alcantarillas subterráneas; por lo cual se proyectó tuberías de concreto.

CAPITULO IX

9. PRESUPUESTO: ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA CIUDAD DE GONZANAMA: CANTON GONZANAMA: PROVINCIA DE LOJA.

El presente presupuesto ha sido obtenido en base a los precios locales de materiales y mano de obra, por consiguiente la vigencia del mismo estará supeditada a la permanencia de dichos precios.

El presupuesto en mención consta de las siguientes partes:

- 1.- Análisis de precios unitarios.
- 2.- Presupuesto total de la obra.
- 3.- Fórmula polinómica de: Reajuste de precios y cuadrilla tipo

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA

ELABORO: Rodriguez-Piedra

OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO

FECHA: Junio 1995

RUBRO Nro. : 01

UNIDAD : Ha.

CONCEPTO : REPLANTEO Y NIVELACION

RENDIMIENTO : 0.1667

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Estacas	U	20.00	500.00	10,000.00
1.1. MATERIALES S/.				10,000.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Topografo 4	2550.00	3300.24	3300.24	6.0000	19601.44
3	Cadenero	1912.50	2833.82	8501.46	6.0000	51008.76
1.2. MANO DE OBRA S/.						70610.20

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Teodolito	1.00	6.0000	4500.00	27000.00
Nivel	1.00	6.0000	3500.00	21000.00
Herramientas menores (5% M.O.)				3540.51
1.3. EQUIPO S/.				51540.51

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	132350.71
--------------------------------------	------------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	6617.54
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	6617.54
UTILIDADES	15%	19852.61

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	33087.68
--	-----------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	165438.39
----------------------------	-----------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	165438.00
-------------------------------------	------------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1995
RUBRO Nro. : 02 UNIDAD : m3
CONCEPTO : EXCAVACION MANUAL RENDIMIENTO : 0.625

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1.1. MATERIALES S/.				0.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Albanil	1912.50	2833.62	2833.62	1.6000	4,534.11
1	Peon	1537.50	2663.00	2663.00	1.6000	4,260.60
1.2. MANO DE OBRA S/.						8,794.91

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas menores (5% M.O.)				439.75
1.3. EQUIPO S/.				439.75

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	9234.66
--------------------------------------	----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	461.73
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	461.73
UTILIDADES	15%	1385.20
2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.		2308.66

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	11543.32
----------------------------	----------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	11543.00
------------------------------	----------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS



PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO
RUBRO Nro. : 03
CONCEPTO : EXCAVACION EN ROCA

ELABORO: Rodriguez-Pedraza
FECHA: Junio 1985
UNIDAD : m3
RENDIMIENTO : 1.0

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Dinamita	Kg	0.33	9000.00	2970.00
Fulminante	U	3.00	380.00	1080.00
Mecha lenta	ml	2.00	750.00	1500.00
1.1. MATERIALES S/.				5550.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIENTO HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Op. Martillo o Pizon Neum.	2782.50	3455.72	3455.72	1.0000	3455.72
1	Ayud. Operador Equipo	1667.50	2772.00	2772.00	1.0000	2772.00
2	Peon	1537.50	2663.00	5326.00	1.0000	5326.00
1.2. MANO DE OBRA S/.						11555.72

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIENTO HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Martillo o Pizon Neumatico	1.00	1.1111	12000.00	13333.20
Herramientas manuales (5% M.O)				577.69
1.3. EQUIPO S/.				13910.89

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	31014.61
--------------------------------------	-----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	1550.73
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	1550.73
UTILIDADES	15%	4652.19
2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.		7753.85

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	38768.26
-----------------------------------	-----------------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	38768.00
-------------------------------------	-----------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO
RUBRO Nro. : 04
CONCEPTO : EXCAVACION A MAQUINA SUELO DURO

ELABORO: Rodriguez-Piedra
FECHA: Junio 1985
UNIDAD : M3
RENDIMIENTO : 14

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1.1. MATERIALES S/.				0.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Operador Retroexcavadora	3300.00	3848.98	3848.98	0.0714	274.93
1	Ayud. de maquinaria	1775.00	2836.77	2836.77	0.0714	202.63
1.2. MANO DE OBRA S/.						477.55

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Retroexcavadora	1.00	0.0714	85000.00	6088.00
Herramientas manuales (5% M.O)				23.88
1.3. EQUIPO S/.				6092.88

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	6570.43
--------------------------------------	----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	328.52
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	328.52
UTILIDADES	15%	985.58

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	1642.61
--	----------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	8213.04
----------------------------	---------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	8213.00
-------------------------------------	----------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1985
RUBRO Nro. : 05 UNIDAD : m3
CONCEPTO : EXCAVACION A MAQUINA SUELO NORMAL RENDIMIENTO : 20

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1.1. MATERIALES S/.				0.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Operador Retroexcavadora	3300.00	3848.98	3848.98	0.0500	192.45
1	Ayudante de maquinaria	1775.00	2836.77	2836.77	0.0500	141.84
1.2. MANO DE OBRA S/.						334.29

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Retroexcavadora	1.00	0.0500	85000.00	4250.00
Herramientas manuales (5% M.O.)				18.71
1.3. EQUIPO S/.				4268.71

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	4601.00
--------------------------------------	----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	230.05
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	230.05
UTILIDADES	15%	690.15
2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.		1150.25

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	5751.25
----------------------------	---------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	5751.00
------------------------------	---------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA **ELABORO:** Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO **FECHA:** Junio 1995
RUBRO Nro. : 06 **UNIDAD : ML**
CONCEPTO : CONFORMACION FONDO DE ZANJA **RENDIMIENTO : 55**

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Arena fina	m3	0.08	30000.00	2400.00
1.1. MATERIALES S/.				2400.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Maestro mayor	2512.50	3272.81	3272.81	0.0182	59.51
2	Peon	1537.50	2663.00	5326.00	0.0182	96.84
1.2. MANO DE OBRA S/.						156.34

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas manuales (5% M.O.)				7.82
1.3. EQUIPO S/.				7.82

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	2564.16
--------------------------------------	----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	128.21
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	128.21
UTILIDADES	15%	384.62
2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.		641.04

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	3205.20
-----------------------------------	----------------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	3205.00
-------------------------------------	----------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1995
RUBRO Nro. : 07 UNIDAD : m2
CONCEPTO : ENCOFRADO Y DESENCOFRADO RENDIMIENTO : 1.25

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Tabla de encofrado	U	1.667	2900.00	4834.30
Liston	U	1.000	800.00	800.00
Puntal	U	1.000	1600.00	1600.00
Clavo	Kg	0.010	2800.00	28.00
1.1. MATERIALES S/.				7262.30

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Carpintero	1912.50	2633.82	2633.82	0.6000	2,267.06
1	Ayudante de carpintero	1687.50	2772.75	2772.75	0.6000	2,218.20
1.2. MANO DE OBRA S/.						4,485.26

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas menores (5% M.O)				224.26
1.3. EQUIPO S/.				224.26

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	11971.82
--------------------------------------	-----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	598.59
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	598.59
UTILIDADES	15%	1795.77

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	2992.95
--	----------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	14964.77
-----------------------------------	-----------------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	14965.00
-------------------------------------	-----------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA LA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1995
RUBRO Nro. : 08 UNIDAD : Kg
CONCEPTO : ACERO DE REFUERZO RENDIMIENTO : 33

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Hierro estructural	Kg	1.05	1500.00	1575.00
Alambre de amarre	Kg	0.05	2600.00	130.00
1.1. MATERIALES S/.				1705.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIENTO HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Fierrero	1912.50	2833.82	2833.82	0.0303	85.87
2	Ayudante de fierrero	1687.50	2772.75	5545.50	0.0303	166.05
1.2. MANO DE OBRA S/.						253.92

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIENTO HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas menores (5% M.O)				12.70
1.3. EQUIPO S/.				12.70

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	1871.61
--------------------------------------	----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	88.58
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	88.58
UTILIDADES	15%	295.74

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	482.80
--	---------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	2464.52
-----------------------------------	----------------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	2465.00
-------------------------------------	----------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1985
RUBRO Nro. : 09 UNIDAD : m3
CONCEPTO : HORMIGON SIMPLE F'c = 210 Kg/cm2 RENDIMIENTO : 0.877

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Cemento	Saco	7.21	12570.00	90829.70
Arena	m3	0.65	25000.00	16250.00
Grava	m3	0.95	30000.00	28500.00
Agua	Li	221.00	10.00	2210.00
1.1. MATERIALES S/.				137589.70

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIENTO HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Albanil	1912.50	2833.82	2833.82	1.4771	4185.85
12	Peon	1537.50	2863.00	31958.00	1.4771	47202.38
1.2. MANO DE OBRA S/.						51388.21

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIENTO HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Concretera 9 HP	1.00	1.4771	7500.00	11078.29
Vibrador 5 HP	1.00	1.4771	7500.00	11078.29
Herramientas menores (5% M.O.)				2569.41
1.3. EQUIPO S/.				24725.98

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	213703.90
--------------------------------------	------------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	10885.19
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	10885.19
UTILIDADES	15%	32055.58

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	53425.87
--	-----------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	287129.87
----------------------------	-----------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	287130.00
-------------------------------------	------------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1995
RUBRO Nro. : 10 UNIDAD : m2
CONCEPTO : ENLUCIDO CON MORTERO 1:2 + IMPERMEAB. RENDIMIENTO : 1.2

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Arena fina	m3	0.03	30000.00	900.00
Cemento	saco	0.20	12570.00	2514.00
Agua	lt	5.00	10.00	50.00
Impermeabilizante	Kg	0.40	3500.00	1400.00

1.2. MANO DE OBRA

1.1. MATERIALES S/. 4864.00

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Albanil	1912.50	2833.82	2833.82	0.8333	2,381.52
1	Ayudante de Albanil	1687.50	2772.75	2772.75	0.8333	2,310.63

1.3. EQUIPO

1.2. MANO DE OBRA S/. 4,672.14

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas menores (5% M.O)				233.61

1.3. EQUIPO S/. 233.61

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/. 9768.75

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	488.49
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	488.49
UTILIDADES	15%	1465.48

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/. 2442.44

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/. 12212.19

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/. 12212.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1985
RUBRO Nro. : 11 UNIDAD : ML
CONCEPTO : TUBERIA DE H.S. DIAM. 200 mm. RENDIMIENTO : 18

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Tubo de H.S. E/C 200 mm. X 1 m.	ml	1.000	8150.00	8150.00
Cemento	Kg	1.500	255.00	382.50
Arena fina	m3	0.005	30000.00	150.00
Agua	Lt	4.000	10.00	40.00
1.1. MATERIALES S/.				8722.50

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
2	Albanil	1912.50	2833.82	5887.64	0.0825	354.23
2	Ayud. de Albanil	1687.50	2772.75	5545.50	0.0625	346.59
2	Peon	1537.50	2683.00	5326.00	0.0625	332.88
1.2. MANO DE OBRA S/.						1033.70

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas manuales (5% M.O.)				51.68
1.3. EQUIPO S/.				51.68

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	9807.88
--------------------------------------	----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	490.39
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	490.39
UTILIDADES	15%	1471.18

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	2451.97
--	----------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	12259.85
-----------------------------------	-----------------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	12280.00
-------------------------------------	-----------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1995
RUBRO Nro. : 12 UNIDAD : U
CONCEPTO : POZO DE REVISION H = 0.8 - 2.0 m. RENDIMIENTO : 0.0825

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Cemento	Kg	400.00	255.00	102000.00
Arena fina	m ³	0.50	30000.00	15000.00
Arena gruesa	m ³	0.30	25000.00	7500.00
Grava	m ³	0.60	30000.00	18000.00
Agua	Lt	200.00	10.00	2000.00
Piedra	m ³	0.40	25000.00	10000.00
Ladrillo	U	550.00	250.00	137500.00
Impermeabilizante	Kg	0.25	3500.00	875.00
Hierro estructural	Kg	18.00	1400.00	22400.00
Tapa de Hormigon armado	U	1.00	60000.00	60000.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Albanil	1912.50	2833.82	2833.82	18.0000	45,341.12
1	Ayudante de Albanil	1687.50	2772.75	2772.75	18.0000	44,364.00
1	Peon	1537.50	2863.00	2863.00	16.0000	42,606.00

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Concretera	1.00	18.0000	7500.00	120000.00
Herramientas menores (5% M.O.)				6815.88

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	634203.78
--------------------------------------	------------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	31710.19
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	31710.19
UTILIDADES	15%	95130.57

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	158550.94
--	------------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	792754.72
----------------------------	-----------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	792755.00
-------------------------------------	------------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1995
RUBRO Nro. : 13 UNIDAD : U
CONCEPTO : POZO DE REVISION H = 2.0 - 4.0 m. RENDIMIENTO : 0.04

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Cemento	Kg	800.00	255.00	153000.00
Arena fina	m3	0.80	30000.00	24000.00
Arena gruesa	m3	0.30	25000.00	7500.00
Grava	m3	0.60	30000.00	18000.00
Agua	Lt	350.00	10.00	3500.00
Piedra	m3	0.40	25000.00	10000.00
Ladrillo	U	1200.00	250.00	300000.00
Impermeabilizante	Kg	0.45	3500.00	1575.00
Hierro estructural	Kg	19.00	1400.00	26800.00
Tapa de Hormigon armado	U	1.00	70000.00	70000.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Albanil	1912.50	2633.82	2633.82	25.0000	70,845.50
1	Ayudante de Albanil	1687.50	2772.75	2772.75	25.0000	68,318.75
1	Peon	1537.50	2663.00	2663.00	25.0000	66,575.00

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Concreteras	1.00	25.0000	7500.00	187500.00
Herramientas menores (5% M.O.)				10336.98

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	1018751.21
--------------------------------------	-------------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	50937.56
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	50937.56
UTILIDADES	15%	152812.88

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	254687.80
--	------------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	1273439.02
-----------------------------------	-------------------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	1273439.00
-------------------------------------	-------------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1985
RUBRO Nro. : 14 UNIDAD : U
CONCEPTO : SALTO H < 1.50 m. RENDIMIENTO : 2.0

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Arena	m3	0.002	25000.00	50.00
Cemento	Kg	1.000	255.00	255.00
Agua	Lt	3.000	10.00	30.00
Tablas de encofrado	U	1.000	2800.00	2800.00
Tubo de H.S. E/C 200 mm.	ML	1.500	10000.00	15000.00
1.1. MATERIALES S/.				18135.00

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
2	Albanil	1912.50	2833.82	5667.64	0.5000	2,833.82
1	Peon	1537.50	2663.00	2663.00	0.5000	1,331.50
1.2. MANO DE OBRA S/.						4,165.32

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas menores (5% M.O)				208.27
1.3. EQUIPO S/.				208.27

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	22508.58
--------------------------------------	-----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	1125.43
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	1125.43
UTILIDADES	15%	3376.29
2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.		5827.15
SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.		28135.73
PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.		28138.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1995
RUBRO Nro. : 15 UNIDAD : U
CONCEPTO : SALTO H > 1.50 m. RENDIMIENTO : 1.0

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Arena	m3	0.002	25000.00	50.00
Cemento	Kg	1.000	255.00	255.00
Agua	Lt	3.000	10.00	30.00
Tablas de encofrado	U	1.000	2800.00	2800.00
Tubo de H.S. E/C 200 mm.	ML	2.500	10000.00	25000.00
1.1. MATERIALES S/.				28135.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
2	Albanil	1912.50	2833.82	5667.64	1.0000	5,667.64
1	Peon	1537.50	2663.00	2663.00	1.0000	2,663.00
1.2. MANO DE OBRA S/.						8,330.64

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas menores (5% M.O)				418.53
1.3. EQUIPO S/.				418.53

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	38882.17
--------------------------------------	-----------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	1844.11
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	1844.11
UTILIDADES	15%	5532.33

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	9220.54
--	----------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	46102.72
-----------------------------------	-----------------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	46103.00
-------------------------------------	-----------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1985
RUBRO Nro. : 16 UNIDAD : M3
CONCEPTO : RELLENO COMPACTADO RENDIMIENTO : 5

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1.1. MATERIALES S/.				0.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIENTO HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Albanil	1912.50	2833.82	2833.82	0.2000	566.78
5	Peon	1537.50	2663.00	13315.00	0.2000	2663.00

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIENTO HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Compactador mecanico	1.00	0.2000	7500.00	1500.00
Herramientas manuales (5% M.O.)				161.49

1.2. MANO DE OBRA S/.

1.3. EQUIPO S/.

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/. **4891.25**

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	244.56
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	244.56
UTILIDADES	15%	733.69
2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.		1222.81
SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.		6114.07
PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.		6114.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA

ELABORO: Rodriguez-Piedra

OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO

FECHA: Junio 1995

RUBRO Nro. : 17

UNIDAD : GLOBAL

CONCEPTO : CONEXIONES DOMICILIARIAS

RENDIMIENTO :

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Hormigon simple F'c 210 Kg/cm ²	M3	0.08	213703.90	17098.31
Encofrado y desencofrado	M2	0.77	11971.82	9218.30
Caja de acera	U	1.00	54913.53	54913.53
Tuberia de H.S. diam. 100mm	ML	7.00	7477.28	52340.96
Excavacion manual	M3	6.30	9234.66	58178.36
Relleno compactado	M3	6.25	4891.25	30570.31
1.1. MATERIALES S/.				222317.77

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
						0.00
1.2. MANO DE OBRA S/.						0.00

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
1.3. EQUIPO S/.				0.00

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	222317.77
--------------------------------------	------------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	11115.89
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	11115.89
UTILIDADES	15%	33347.67

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.	55579.44
--	-----------------

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	277887.22
-----------------------------------	------------------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	277887.00
-------------------------------------	------------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodriguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1995
RUBRO Nro. : 18 UNIDAD : GLOBAL
CONCEPTO : INSTALACION ACCESORIOS FOSA SEPTICA RENDIMIENTO :

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Tapa sanitaria de tol (0.60 X 0.60)m.	U	1.00	85000.00	85000.00
Aereadores de HG.	U	1.00	45000.00	45000.00
1.1. MATERIALES S/.				130000.00

1.2. MANO DE OBRA

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIEN HORA/HOMB	COSTO TOTAL
1	Albanil	1912.50	2853.82	2853.82	4.0000	11,335.28
1	Peon	1537.50	2663.00	2663.00	4.0000	10,652.00
1.2. MANO DE OBRA S/.						21,987.28

1.3. EQUIPO

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIEN HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas menores (5% M.O)				1099.38
1.3. EQUIPO S/.				1099.38

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/.	153088.64
--------------------------------------	------------------

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	7854.33
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	7854.33
UTILIDADES	15%	22963.00
2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/.		38271.88

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/.	191358.31
-----------------------------------	------------------

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/.	191358.00
-------------------------------------	------------------

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : PARA CIUDAD DE GONZANAMA - GONZANAMA ELABORO: Rodríguez-Piedra
OBRA : ALCANTARILLADO SANITARIO FECHA: Junio 1985
RUBRO Nro. : 19 UNIDAD : ML
CONCEPTO : CERRAMIENTO LAGUNA ESTABILIZACION RENDIMIENTO : 12 ML/H

1. COSTOS DIRECTOS

1.1. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Excavacion manual	m3	0.032	9234.86	295.51
Hormigon simple	m3	0.036	213703.90	7693.34
Columna de madera	U	0.500	3918.00	1959.00
Alambre de puas (rollo 420m)	rollo	0.017	51000.00	851.70

1.2. MANO DE OBRA 1.1. MATERIALES S/. 10799.55

Nro.	PERSONAL	JORNAL BASICO/H	JORNAL REAL/H	JORNAL TOTAL/H	RENDIMIENTO HORA/HOMB	COSTO TOTAL
2	Peon	1537.50	2663.00	5328.00	0.0833	443.68

1.3. EQUIPO 1.2. MANO DE OBRA S/. 443.68

DESCRIPCION	Nro.	RENDIMIENTO HOR/MAQ	COSTO HORA	COSTO TOTAL
Herramientas menores (5% M.O)				22.18

1.3. EQUIPO S/. 22.18

1. SUMAN: COSTOS DIRECTOS S/. 11265.39

2. COSTOS INDIRECTOS (25%)

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	5%	563.27
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		
IMPREVISTOS	5%	563.27
UTILIDADES	15%	1688.81

2. SUMAN: COSTOS INDIRECTOS S/. 2816.35

SUMAN: PRECIO UNITARIO S/. 14081.74

PRECIO UNITARIO ADOPTADO S/. 14082.00

PRESUPUESTO ESTIMADO

PROYECTO : Para la ciudad de Gonzanama - Gonzanama

OBRA : Alcantarillado Sanitario

ELABORO: Rodriguez-Piedra

FECHA: Junio 1985

DETALLE	UNIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO EN SUCRES	COSTO TOTAL EN SUCRES
01. REPLANTEO Y NIVELACION	Ha	40.92	165,458.00	6,769,722.96
02. EXCAVACION MANUAL	m3	103.33	11,543.00	1,192,738.19
03. EXCAVACION EN ROCA	m3	17,290.19	38,788.00	670,308,065.92
04. EXCAVACION A MAQUINA SUELO DURO	m3	23,053.58	8,213.00	189,339,052.54
05. EXCAVACION A MAQUINA SUELO NORMAL	m3	17290.19	5751	99435882.69
08. CONFORMACION FONDO DE ZANJA	ml	9520	3205	30511600
07. ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	115.94	14,965.00	1,735,042.10
08. ACERO DE REFUERZO	Kg	71.32	2465	175803.8
09. HORMIGON SIMPLE F'c=210 Kg/cm ²	m3	46.41	267,130.00	12,397,503.30
10. ENLUCIDO CON MORTERO 1:2 + IMPERMEABILIZANTE	m2	70.50	12,212.00	860,946.00
11. TUBERIA DE HORMIGON SIMPLE DIA = 200 mm	ml	9,520.00	12,280.00	116,715,200.00
12. POZO DE REVISION H = 0.8 - 2.0 m	U	58.00	792,755.00	44,394,280.00
13. POZO DE REVISION H = 2.0 - 4.0 m	U	50.00	1,273,439.00	63,671,950.00
14. SALTO < 1.50 m	U	28.00	28,136.00	731,536.00
15. SALTO > 1.50 m	U	8	46103	276618
16. RELLENO COMPACTADO	m3	9,915.88	6,114.00	60,625,690.32
17. CONEXIONES DOMICILIARIAS	Globa	414.00	277,897.00	115,049,358.00
18. INSTALACION DE ACCESORIOS	Globa	2.00	191,358.00	382,716.00
18. CERRAMIENTO DE LAGUNA DE ESTABILIZACION	ml	1,054.00	14,082.00	14,842,428.00
TOTAL:				1,429,414,153.82

FORMULA MATEMATICA

RUBRO #	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO DIRECTO		EQUIPOS		MANO DE OBRA		CEMENTO	
				S./R	S./T	S./R	S./T	S./R	S./T	S./R	S./T
01	REPLANTEO Y NIVELACION	Ha	40.92	132350.71	541579.105	51540.51	2109037.67	70810.20	2897553.38		
02	EXCAVACION MANUAL	m3	103.33	9234.66	954217.42	439.75	45439.37	8794.91	908778.05		
03	EXCAVACION EN ROCA	m3	17290.19	81014.61	536248499.68	13910.89	240521931.17	11553.72	199766014.01		
04	EXC. A MAQUINA SUELO DURO	m3	23053.58	6570.43	151471933.64	6092.88	140462696.51	477.55	11009237.13		
05	EXC. A MAQUINA SUELO NORMAL	m3	17290.19	4601.00	79552164.19	4266.71	73772226.57	334.29	5779937.62		
06	CONFORMACION FONDO DE ZANJA	m1	9520.00	2564.16	24410803.20	7.82	74446.40	156.34	1488356.80		
07	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	115.94	11971.62	1387989.62	224.28	26003.02	4485.26	520021.04		
08	ACERO DE REFUERZO	Kg	71.32	1971.61	140615.23	12.70	905.76	253.92	18109.57		
09	HORMIGON SIMPLE F'c=210Kg/cm2	m3	46.41	213713.90	9918462.10	24725.38	1147532.73	51388.21	2384926.83		
10	ENLUCIDO CON MORTERO 1:2 + IMPERMEAB.	m2	70.50	9769.75	688767.38	233.61	16469.51	4672.14	329385.87	90639.70	6390098.85
11	TUBERIA DE H.S. DIAM. 200 mm.	m1	9520.00	8607.88	81947017.60	51.68	491993.60	1033.70	9840824.00	2514.00	23933280.00
12	POZO DE REVISION H = 0.8 - 2.0 m.	U	56.00	634203.78	35515411.68	126615.66	7090476.96	132313.12	7409534.72	382.50	21420.00
13	POZO DE REVISION H = 2.0 - 4.0 m.	U	50.00	101875.21	5093760.50	197836.96	9891848.00	206739.25	10336962.50	102000.00	5100000.00
14	SALTO H < 1.50 m.	U	26.00	22508.59	585223.34	208.27	5415.02	4165.32	108298.32	153000.00	3978000.00
15	SALTO H > 1.50 m.	U	6.00	36882.17	221293.02	416.53	2499.18	8330.64	49983.84	255.00	1530.00
16	RELLENO COMPACTADO	m3	9915.88	4891.25	48501048.05	1661.49	16475135.46	3229.76	32025912.59	255.00	2528549.40
17	CONEXIONES DOMICILIARIAS	Global	414.00	222317.77	92039556.78						
18	INSTALACION DE ACCESORIOS	Global	2.00	153086.64	306173.28	1099.36	2198.72	21987.28	43974.56		
19	CERRAMIENTO LAGUNA DE ESTABILIZACION	m1	1054.00	11265.85	11874205.90						
SUB TOTAL:						1086272933.65	492136255.66	284917810.83	41952878.25		
COEFICIENTE:						1.000	0.453	0.262	0.039		
FORMULA GENERAL:				Pr=Po(0.453B1/Bo+0.225C1/Co+0.039D1/Do+0.026E1/Eo+0.03F1/fo+0.550G1/Go+0.021H1/Ho+0.118I1/Io+0.036J1/Jo+0.176K1/Ko)							

FORMULA MATEMATICA

ARENA		GRAVA		TUBERIA DE HORMOGON		LADRILLO		REPUESTOS		COMBUSTIBLE		VARIOS		
S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T	
													5550.00	95960554.50
2400.00	22848000.00												7262.30	643467.00
													1705.00	121600.60
16250.00	754162.50	28500.00	1322685.00										2210.00	102566.10
900.00	63450.00												1450.00	102225.00
150.00	1428000.00			8150.00	77588000.00								40.00	380800.00
22500.00	1260000.00	18000.00	1088000.00			137500.00	7700000.00						95275.00	5335400.00
31500.00	1575000.00	18000.00	900000.00			300000.00	15000000.00						111675.00	5583750.00
5000.00	130000.00			15000.00	390000.00								2830.00	73580.00
50.00	300.00			25000.00	150000.00								2830.00	16980.00
				52340.96	519006678.44									
													169976.81	70370399.34
													130000.00	260000.00
								25% Repu	127955426.40	8% Comb.	39370900.45	11265.85	11874205.90	
	28058912.50		3230685.00		597134678.44		22700000.00		127955426.40		39370900.45		190825528.44	
	0.026		0.003		0.550		0.021		0.118		0.036		0.176	

CUADRILLA TIPO

CATEGORIA VI		CATEGORIA V		OBRERO ESPECIALIZADO		TPOGRAFO		MAESTRO SECAP		MECANICO	
S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T
						19801.44	810274.92				
				3455.72	59750055.39						
		274.93	6338120.75								
		192.45	3327497.07					274.93	4753591.94		
		59.51	566535.20								
2218.20	257178.11										
168.05	11985.33										
										11%Equ.	54134988.12
	2386.25		10232153.01		59750055.39		810274.92		4753591.94		54134988.12
	2386.25		10232153.01		59750055.39		810274.92		4753591.94		54149988.12
	0.00		0.03		0.18		0.00		0.01		0.16

CUDRILLA TIPO

RUBRO #	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	MANO DE OBRA		CATEGORIA I		CATEGORIA II		CATEGORIA III	
				S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T	S/R	S/T
01	REPLANTEO Y NIVELACION	Ha	40.92	70810.20	2897553.38	51008.76	2087278.46				
02	EXCAVACION MANUAL	m3	103.33	8794.91	908778.05	4260.80	440268.46	4534.11	468509.59		
03	EXCAVACION EN ROCA	m3	17290.19	11553.72	199766014.01	5328.00	92087551.94	2772.00	47928406.68		
04	EXCAVACION A MAQUINA SUELO DURO	m3	23053.58	477.55	11009237.13			202.63	4671346.92		
05	EXCAVACION A MAQUINA SUELO NATURAL	m3	17290.19	334.29	5779937.62			141.84	2452440.55		
06	EXCAVACION FONDO DE ZANJA	m1	9520.00	156.34	1488356.80	96.84	921916.80				
07	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	115.94	4485.26	520021.04					2267.06	262842.94
08	ACERO DE REFUERZO	Kg	71.32	253.92	18109.57					95.87	6124.25
09	H.S. F'c=210 Kg/cm2	m3	46.41	51388.21	2384926.83	47202.36	2190661.53	4185.85	194265.30		
10	ENLUCIDO MORTERO 1:2+ IMPERMEABILIZAN	m2	70.50	4672.14	329385.87			2361.52	166487.16	2310.63	162899.42
11	TUMERIA DE HORMOGON SIMPLE.	m1	9520.00	1033.76	9840824.00	332.88	3169017.60	354.23	3372269.60	346.59	3299536.80
12	POZO DE REVISION H = 0.8 - 2.0 m.	U	56.00	132313.12	7409534.72	42608.00	2386048.00	45341.12	2539102.72	44364.00	2484384.00
13	POZO DE REVISION H = 2.0 - 4.0 m.	U	50.00	206739.25	10336962.50	66575.00	3328750.00	70845.50	3542275.00	69318.75	3465937.50
14	SALTO H < 1.50 m.	U	26.00	4165.32	108298.32	1331.50	34619.00	2833.82	73679.32		
15	SALTO > 1.50 m.	U	6.00	8330.64	49983.84	2663.00	15978.00	5667.64	34005.84		
16	RELLENO COMPACTADO	m3	9915.88	3229.76	32025912.59	2663.00	26405938.44	566.76	5619924.15		
17	CONEXION DOMICILIARIA	Glob	414.00								
18	INSTALACION DE ACCESORIOS	Glob	2.00	21987.28	43974.56	10652.00	21304.00	11335.28	22670.56		
19	CERRAMIENTO DE LAGUNA	m1	1054.00								
SUB TOTAL:						284917810.83	131002103.77	71085383.38		9681724.90	
TOTAL FONAL:						339052798.95	131002103.77	71085383.38		9681724.90	
CUADRILLA TIPO:						1.000	0.386	0.210		0.029	

CAPITULO X

10. PROGRAMACION DE OBRAS.

10.1. GENERALIDADES.

La administración de proyectos como la ejecución de cualquier obra debe estar orientada a obtener los mejores resultados en el menor tiempo posible, y esto se hace buscando el camino o los caminos que nos conduzcan a la culminación o construcción de una obra que ha sido previamente diseñada, se debe terminar el proyecto en el menor tiempo posible y con el mínimo costo, en este aspecto los sistemas de programación deben ser capaces de nivelar los recursos al asignarlos a las actividades del proyecto.

Administración de Proyectos u Obras.

a) **Planificación.**- Es el elemento que más caracteriza la función de un objetivo e incluye la acción más importante que este realiza, que es tomar decisiones frente a alternativas que se presentan.

b) **Programación.**- Se define como la tarea de asignar o aplicar recursos a las actividades de cierto proyecto de los límites disponibles, tal asignación tiene lugar luego de que la planificación haya sido realizada y reprobada.

Es importante analizar tres factores:

- a) **Cumplimiento.**- En la terminación de la obra.
- b) **Tiempo.**- Menor tiempo posible.
- c) **Costo.**- Menor costo posible.

c) **Control.**- Desde que un proyecto se concibe hasta cuando se termine la administración debe estar en condiciones de ejercer sobre toda operación la función de programación, a su vez si esta función es proporcionar los elementos indispensables para ejecutar un control sistemático del proyecto, de tal modo que la administración se necesite solamente cuando el proyecto este fuera del programa.

10.2. METODOS DE PROGRAMACION Y SELECCIÓN DEL MISMO.

Como se indico anteriormente la programación de una obra debe contemplar la planeación de tiempos y recursos físicos, humanos y financieros, teniendo como datos previos el proyecto definitivo con especificaciones y presupuesto estimado.

Cualquiera que sea la complejidad de los proyectos ninguno de los métodos mas conocidos para programación de proyectos planean nuevos procedimientos, son técnicas mejoradas y ordenadas para satisfacer elementales requerimientos a nivel de dirección.

Cualquier sistema de planificación o programación de proyectos indica únicamente procedencias y secuencias, constituyendo un esquema de trabajo del proyecto u obra a desarrollar.

1. METODO DE ASIGNACION DE RECURSOS.

Se tiene cuatro clases:

a.- Método Heurístico.- Son aquellos basados en reglas de decisión formales, se deducen de reglas lógicas que dan soluciones buenas, pero nunca la "óptima", estos métodos se aplican cuando no se puede resolver el problema por métodos analíticos más precisos.

b.- Métodos Analógicos.- Mediante la similitud con un método físico se puede estudiar más fácilmente un proyecto.

c.- Método del Perfil Funcional.- Utiliza una curva que se llama de perfil funcional y está definida por una ecuación matemática que se adapta al proyecto.

d.- Método Analítico.- Consiste en modelos que hacen uso de las reglas matemáticas de los máximos y de los mínimos.

2. METODO DE PROGRAMACION GRAFICA.

Estos métodos utilizan los gráficos, los cuales reúnen en una pequeña superficie gran cantidad de información. En la programación gráfica se utiliza principalmente el gráfico de Gantt y los gráficos de organización.

a.- Gráfico o Diagrama de Gantt.- Usa barras o columnas horizontales que muestran las cantidades o tareas de un proyecto con sus respectivas duraciones, indicando las fechas referidas al calendario de manera que permite comparar las previsiones con las realidades. En el campo de la aplicación es muy grande por su claridad y sencillez.

b- Gráficos de Organización.- Se utiliza para representar una estructura humana o funcional, que subdivide en sus elementos, grados, etc, de la forma más esquemática y sencilla posible y que se adapta mejor a la realidad.

3. METODO DE LA RUTA CRITICA.

Existe un gran número de sistemas basados en métodos de camino crítico (máximo período de tiempo para su terminación).

Entre estos métodos tenemos:

a.- **PERT.**- (Program Evaluation and Review Technique), La estructura básica del PERT, consiste en diagrama o red de flechas que representa en forma gráfica, secuencial y lógica el desarrollo de acontecimientos y de actividades que componen el proyecto.

b.- **CPM.**- (Critical Parth Method). Método del camino crítico.

c.- **ROY.**- Se conoce normalmente como método de los Potenciales.

Selección del método.

Para realizar la programación del presente proyecto se ha seleccionado el Método de la ruta Crítica CPM, el cual constituye un método determinístico ya que las actividades se cumplen en un tiempo determinado.

RUTA CRITICA.

El método de la Ruta Crítica conocido como CPM, es una técnica eficaz en planificación y administración de proyectos, es la representación del plan de un proyecto en un diagrama que describe la secuencia y la interrelación entre todas las componentes de un proyecto.

Es una malla o red, para ir desde el nodo inicial hasta el nodo final puede usarse diversos caminos formados por las distintas secuencias de actividades. Para cada uno de estos caminos, se puede calcular la suma de los tiempos estimados de las actividades que lo componen.

El o los caminos que dan la mayor suma se define como "Camino Crítico" y las actividades que lo forman se define como actividades Críticas, las

cuales tienen las siguientes características:

- No poseen margen y holgura total.
- No poseen margen y holgura libre.
- Su plazo máximo de término es igual a su plazo mínimo de término.
- Su Plazo mínimo de comienzo es igual a su plazo máximo de comienzo.

Holgura libre.- Es el lapso de tiempo que puede disponerse a la terminación de una actividad sin modificar el inicio de ninguna otra actividad.

Holgura con interferencia.- Es el tiempo que puede disponerse para la terminación de una actividad sin modificar la fecha de terminación de la obra, aunque si se altera los inicios de algunas actividades subsecuentes.

Holgura total.- Por definición, es el lapso de tiempo que puede posponerse la terminación de dicha actividad, sin que se modifique la fecha de terminación de la obra, su valor será la suma de la holgura libre y la holgura con interferencia.

La determinación del margen u holgura, permite efectuar un análisis de lo crítico de las diferentes actividades.

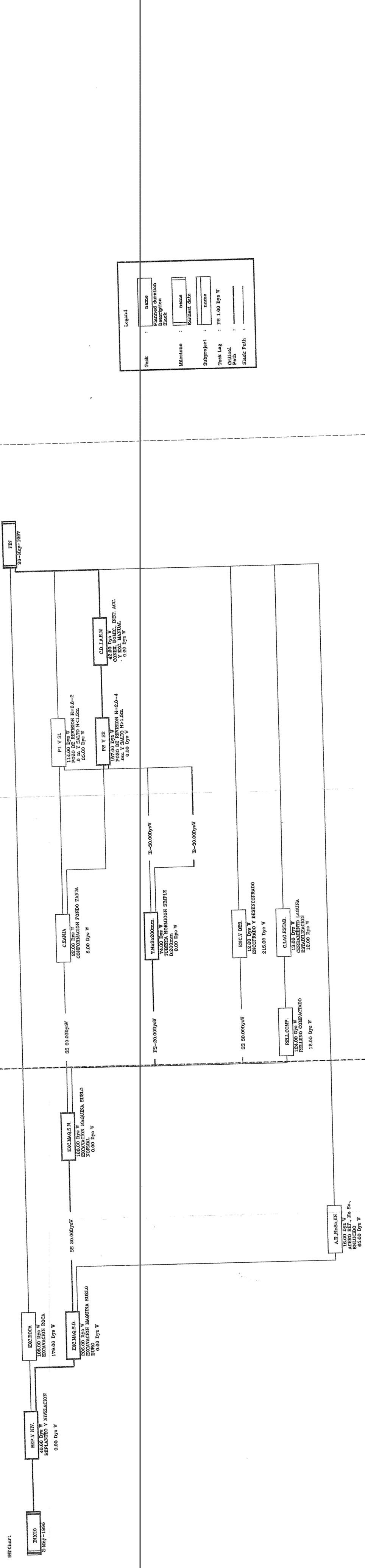
Aquellas actividades que tienen márgenes totales muy pequeños con relación a los otros pasan a ser "Subcríticos".

10.3. PROGRAMACION Y CRONOGRAMA VALORADO.²²

²² PROGRAMACION DE OBRAS HPM 3.3 , Carlos Cuenca Q., 1994.

Para la el desarrollo de la programación de obras por el método de la ruta crítica se utilizó el programa computacional "HPM".

REALIZADO POR: A.P.B. Y I.R.C.
Project: PROYIL





CAPITULO XI

11. IMPACTO AMBIENTAL.²³

11.1. ANTECEDENTES.

El Ecuador presenta la más alta población de América del Sur, con el agravante de que cerca del 96% de la población esta en la mitad del territorio. La tasa de crecimiento poblacional, si bien ha tenido cierta reducción en los últimos años, es todavía alta en relación con otros países de la región. La población en edad de trabajar experimentará aún mayores tasas de crecimiento, lo que supondrá mayores demandas de empleo y servicios.

La pobreza reconocida como causa y deterioro del ambiente, se ha incrementado en el Ecuador a niveles preocupantes. Los altos índices de desempleo y subempleo, es cada vez mayor déficit de vivienda y servicios básicos, la dramática caída de la calidad de los servicios públicos de salud y asistencia social de los últimos años, el incremento de la violencia, el aumento de la inseguridad humana global, la disminución del género, etc., configuraron una realidad ciertamente compleja y alarmante que obliga al país a realizar grandes y urgentes esfuerzos.

El deterioro ambiental, sin duda incide en la población y es causa de patologías, entre las que destacan: las enfermedades infecciosas intestinales que se presentan por falta de saneamiento básico, los trastornos por intoxicaciones provocadas por el incremento de la contaminación, las enfermedades transmitidas por vectores que se incrementan también por falta de servicios de saneamiento básico y los

²³ PROPUESTA DE POLITICAS Y ESTRATEGIAS AMBIENTALES.-Comisión asesora Ambiental de la Presidencia de la República.- CAAM.

problemas de salud laboral, que se presentan por diversas causas y afectan el ambiente de trabajo.

Desde este punto de vista es importante la realización de estudios que analicen los impactos tanto positivos como negativos, no solo de tipo socio-económico sino de los recursos biofísicos, dado que de ello dependerá el desarrollo sostenible del área en estudio.

La construcción de la laguna de estabilización, obras especiales y demás obras diseñadas en el presente estudio, puede que no conlleve a consecuencias de orden mayor en el impacto de los recursos bióticos; pero si es muy importante considerar otros recursos como son los drenajes naturales (ríos, quebradas, lagos, etc.) que pueden ser afectados considerablemente si no se toman medidas de manejo especialmente en la fase de operación de la laguna de estabilización.

Preocupa el todavía bajo nivel de cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado a nivel nacional: 61% y 35% respectivamente (año 1990). El sector rural es el más afectado, con una cobertura aún más baja: 39% y 31%, en su orden.

El servicio de recolección y disposición final de basuras es otro problema que se esta tornando crítico y constituye una peligrosa fuente de contaminación.

11.2. ESTADO ACTUAL DE LA ZONA.

La zona en la cual se va a realizar el proyecto se encuentra en un estado un poco crítico, debido a que el actual sistema de alcantarillado se encuentra caduco; además las cargas de los emisarios son receptados por las quebradas: el ladrillo y la chorrera sin ningún

tipo de tratamiento, de tal manera que estos drenajes naturales son contaminados sin que las autoridades municipales hagan nada por impedirlos.

11.3. ESTADO AL FINAL DE LA OBRA.

Los efectos ambientales se producen por causa del diseño, construcción, operación y mantenimiento de las diferentes unidades que conforman el sistema de alcantarillado sanitario.

Descripción de los principales efectos ambientales identificados.

- Fase de diseño de los componentes del sistema de alcantarillado sanitario.

La ubicación de la laguna de estabilización con sus estructuras de entrada y salida no causarán efectos ambientales importantes, por cuanto se consideran en zonas seguras de acuerdo a las observaciones realizadas en sitio. La red de distribución, emisarios podrían causar efectos ambientales negativos, por cuanto están expuestos a posibles rupturas los cuales podrían producir deslizamientos de tierra, hundimientos, etc.

- Fase de construcción.

Durante la etapa de construcción los efectos ambientales negativos son de una duración temporal, localizados en sitios específicos, que pueden limitarse con una apropiada planificación de obra y cumpliendo las especificaciones generales de construcción.

Dentro de los principales efectos que se producirán en la fase de construcción del proyecto de alcantarillado tenemos los siguientes:

Calidad de agua evacuada de la laguna.- Esta afectará las aguas de los drenajes naturales, disminuyendo la vida acuática en las mismas.

Calidad y uso del suelo.-La construcción de las obras que se realizarán en el presente proyecto, causarán el desalojo del material excavado. Una inadecuada eliminación de estos materiales afectará a las calles de la ciudad de Gonzanamá, así como la interrupción del tráfico en la temporada de construcción.

Ruidos.- La utilización de equipo de perforación, la maquinaria para el movimiento de tierras, causará un incremento temporal de ruidos.

Fase de operación y mantenimiento.- Durante la fase de operación y mantenimiento del proyecto de alcantarillado en estudio es sin duda el de mayor importancia, debido a que por cualquier descuido del personal encargado puede causar efectos ambientales negativos.

La calificación de las acciones en cada uno de los factores ambientales se realizó mediante los siguientes factores:

- Carácter: Positivo, Negativo, Incierto.
- Magnitud: Alta, Media, Baja.
- Certidumbre: Cierto, Probable, Improbable, Desconocido.
- Area: Puntual, Local, Zonal.
- Mitigabilidad: Corregible con impacto, Corregible sin impacto, No corregible.
- Duración: Temporal, Permanente, Periódico, Indeterminado.
- Tendencia: Estable, Creciente, Decreciente.

En forma general se determinó que toda acción humana altera el

ecosistema, pero existen aquellos que por su naturaleza presentan un nivel de incidencia mayor en lo que se refiere al impacto ecológico. Por lo tanto el factor ambiente relacionado con el recurso agua están afectados por la contaminación en contacto con las aguas residuales. Por este motivo es importante definir las acciones de manejo o mitigación en forma oportuna.

11.4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CONCLUSIONES.

Del análisis de impactos ambientales negativos originados por el diseño, construcción, operación y mantenimiento para el proyecto "Evaluación y Optimización de la red de alcantarillado, Disposición y Tratamiento de las aguas Residuales de la Cabecera Cantonal de Gonzanamá", podemos concluir lo siguiente:

- Los efectos producidos por los impactos son nocivos, pero estos se los puede controlar adoptando medidas de prevención, control y vigilancia.
- El explosivo crecimiento demográfico a nivel mundial incide en la problemática de cada país, especialmente en los países en desarrollo.
- El crecimiento de la población en edad reproductiva, la alta fecundidad en grupos poblacionales pobres, asentamiento disperso de la población rural, descenso de la fecundidad en la población urbana son indicadores ineludibles que aún no se han tomado en cuenta en la política de la población.
- A continuación indicamos en el cuadro de impactos bióticos el resumen de los principales efectos ambientales identificados.

MATRIZ DE IMPACTOS BIOTICOS

ALCANTARILLADO SANITARIO PARA GONZANAMA

FACTOR AMBIENTAL ACCIONES	SUELO			FAUNA		SOCIO-ECONOMICA PRODUCCION	
	EROSION	DESGLIZA- MIENTO	NIVEL FREATICO	ESPECIE SILVEST.	ESPECIE DOMEST.	AGRICOL.	PECUA.
Ruido y Vibraciones				NBCLCTD	NBCLCTD		
Construccion via de acceso	NBCLcPG	NMCLNTC	FLCp	NBPF	NMCLCTE	PAcLPG	PMCLPG
Limpieza y desbro- ce	NMCPCTC	NMPPTC		NBPPCTC	NBPLCTC	B	B
Explotacion de Canteras	NBFLCTC	NBCPTC		NBPE			
Emision sustancias por combustibles				NMCLcT	NMCLcT	NBCPcTD	NBCPcTD
Deposito de mate- riales en erosion					NBPPTE		
Desechos de Construccion				IBPPcTE	NBPPcTE		
Derrame de Combustible				NBPPcTD	NBPPcTD	NBPPcTE	NBPPcTE
Incendios				NBCPcT	NBCPcT	NMLCLcTE	NMCLcTE
Riego y labores Culturales	NMCPcPE	NBCPc				PACZcPG	

CARACTER

P positivo

N Negativo

I Incierto

CERTIDUNBRE

C Cierto

P Probable

I Improbable

D Desconocido

MITIABILIDAD

C Corregible con impac

c Corregible sin impact

N No corregible

DURACION

T Temporal

P Permanente

p Periodico

I Indeterminadi

MAGNITUD

A Alta

M Media

B Baja

AREA

P Puntual

L Local

Z Zonal

TENDENCIA

E Estable

C Creciente

d Decreciente

RECOMENDACIONES:

Proponemos las siguientes recomendaciones:

- Tomar en cuenta que el desarrollo sustentable guarda una estrecha relación entre los cambios demográficos y el aprovechamiento de los recursos naturales; existe una influencia recíproca entre crecimiento, densidad y movimiento de la población, la pobreza y el uso irracional de los recursos naturales, la degradación del medio ambiente y la equidad entre los sexos.
- Enfrentar el ritmo de crecimiento demográfico según la estructura por edades de la población, indicadores sin los que no es posible diseñar y programar a nivel de desarrollo sostenible y población.
- Formular una política relacionada con planificación familiar: salud materna, educación hacia la equidad del género, en las decisiones sobre planificación familiar.

CAPITULO XII

12. BIBLIOGRAFIA.

- EL CANTON GONZANAMA.- Monografía, año 1974.
- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.- Universidad Central del Ecuador, Tomo I, año 1966.
- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCIÓN DE AGUAS RESIDUALES.- Fair, Geyer y Okun, Tomo I, año 1976.
- LA CALIDAD DE LAS AGUAS Y SU TRATAMIENTO.- Purshel, Tomo III, año 1982.
- INGENIERIA SANITARIA Y DE AGUAS RESIDUALES.- Fair, Geyer y Okun, primera edición, año 1987.
- NORMAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ELIMINACION DE RESIDUOS LIQUIDOS.- IEOS, Consulta pública, año 1992.
- MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.- Departamento de Sanidad del Estado de New York, Editorial Limusa, año 1980.
- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.- E.W. Steel, Editorial Gustavo Gali S.A., año 1972.
- ASOCIACION ECUATORIANA DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL.- Tomo I, año 1987.
- DISEÑO BASICO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS.- Luis Felipe Silva Garavito, 10^{ma} Edición, Bogota, año 1989.

- LAGUNAS DE ESTABILIZACION, TEORIA , DISENO, EVALUACION Y MANTENIMIENTO.- Fabián Yañez Cossio, Ph D. Consultor del IEOS, Mayo 1992.
- TOPOGRAFIA.- Alvaro Torres N. y Eduardo Villate B., Editorial Norma-Cali Colombia, año 1983.
- DISENO HIDRAULICO.- Sviatoslav Krochin, Tercera edición, año 1986.
- LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.- U.T.P.L.
- CUADERNOS DE MATERIA DE: SANITARIA I Y II.
- METODOLOGIA PARA ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTACION PARA OBRAS DEL SECTOR PUBLICO.- Contraloría General del Estado, año 1993.
- INSTRUCTIVO PARA ELABORAR LA FORMULA MATEMÁTICA Y CUADRILLA TIPO.- INERHI, Ing. Roberto Aguilar, Loja 13 de Septiembre de 1993.