

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO
DE AGUAS SERVIDAS, PARA LAS POBLACIONES DE MORICHALITO
Y SAN JOSE DE MORICHALITO, UBICADO EN EL MUNICIPIO
CEDEÑO ESTADO BOLÍVAR**

Realizado por:

Manuel Antonio, Rondón Amanau

**Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como
requisito parcial para opta al Título de Ingeniero Civil**

PUERTO LA CRUZ, MAYO DE 2007

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL



**DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO
DE AGUAS SERVIDAS, PARA LAS POBLACIONES DE MORICHALITO
Y SAN JOSE DE MORICHALITO, UBICADO EN EL MUNICIPIO
CEDEÑO ESTADO BOLÍVAR**

Realizado por:

Manuel Antonio, Rondón Amanau

ASESORES:

PROF LUIS GONZÁLEZ
ASESOR ACADÉMICO

ING. SILVESTRE TOLEDO
ASESOR INDUSTRIAL

PUERTO LA CRUZ, MAYO DE 2007

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NUCLEO ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERIA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL



**DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN Y TRATAMIENTO
DE AGUAS SERVIDAS, PARA LAS POBLACIONES DE MORICHALITO
Y SAN JOSE DE MORICHALITO, UBICADO EN EL MUNICIPIO
CEDEÑO ESTADO BOLÍVAR**

JURADO

El jurado hace constar que asignó a esta tesis la calificación de:

PROF. LUIS GONZÁLEZ
ASESOR ACADÉMICO

PROF. MOUNIR BOUGHANNAM
JURADO PRINCIPAL

PROF. (A). ANA GHANNEN
JURADO PRINCIPAL

PUERTO LA CRUZ, MAYO DE 2007

RESOLUCIÓN

De Acuerdo al Artículo 44 del Reglamento de Trabajo de Grado:

“Los Trabajos de Grado son exclusiva propiedad de la Universidad y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario:”

DEDICATORIA

A mis padres, Reina de Rondón y Pascual Rondón por estar siempre a mi lado durante los buenos y malos momentos de mi vida.

A mis hermanos Anibal, Belkis, Oscar, Norkis, Jaquelin, Dorkis, Rolando y Mayra los quiero mucho.

A mi esposa Milva y mi hija Maria Soledad las quiero mucho.

A mi abuela Carmen de Amanau y mi abuelo Ezequiel Amanau, a mis tíos José Gregorio, Carlos, José, Juana, Amelia, Gloria y Diamora que donde este se que está feliz, los quiero mucho.

A mis amigos Romel, Ronald, Rómulo, Danny, Eduardo, Carmen, Dayana, Grecia, Merlin y todos los de más que luchamos por este sueño.

AGRADECIMIENTO

Ante todo a dios todo poderoso y la virgen del carmen por haberme iluminado el camino a lo largo de mis estudios.

A mis compañeros de estudios que durante años compartieron los buenos y los malos momentos conmigo.

A la familia Estévez por todo el apoyo prestado.

A ing. Silvestre Toledo por toda la ayuda prestada a lo largo de la pasantía, a todo el grupo de trabajo de la superintendencia de ingeniería de planta de CVG Bauxilum Los Pijiguaos.

A la empresa CVG Bauxilum los Pijiguaos por haberme aceptado dentro de sus instalaciones.

A mis profesores en la U.D.O por la enseñaza prestada durante mis estudios de pre – grado. Especialmente al profesor Luis González por todo el apoyo prestado para lograr el feliz término de este proyecto de grado

A mi familia por el apoyo prestado par cumplir este sueño.

RESUMEN

En el proyecto realizado se efectuó el cálculo y diseño del sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas para las poblaciones de Morichalito y San Jose de Morichalito, el número de habitante de estas dos poblaciones, para el año 2031 se espera que sea de 3960 hab. Las dos poblaciones están ubicadas en una extensión de 116,4 ha, aproximadamente, en la actualidad éstas disponen de las aguas servidas en tanques sépticos construidos de forma artesanal, ya que carecen de sistemas de recolección de aguas servidas. Para mejorar la calidad de vida de los habitantes de estas poblaciones se espera que a corto tiempo se ejecutó este proyecto.

En el sistema se calculó un caudal de diseño de 108,91 l/s, tomando en cuenta todos los aportes que en éste se generan, dicho caudal fue distribuido utilizando el método de las áreas tributarias, obteniendo un gasto de 0,93 L/s.Ha, el sistema trabaja por gravedad, el periodo de diseño de éste se estima en 25 años, en este período, según el urbanismo presentado por la empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos, todas las parcelas deben estar habitadas.

El sistema de tratamiento se diseñó en base a lagunas de estabilización, cumpliendo las normas vigentes. El sistema esta constituido por una laguna facultativa y una de maduración, estas tiene dimensiones 42,5 m de ancho y 127,5 m de largo con una profundidad de 1,8 m y 0,8 m respectivamente, el caudal antes de ingresar a la primera laguna recibe un pretratamiento; este consiste en una rejilla gruesa donde se detienen todos los sólidos gruesos, un desarenador donde se recolectara los sólidos finos (arena), para evitar que se depositen en las lagunas. La tubería de entrada al sistema se coloca de forma superficial, para evitar sedimentación en el talud éste es revertido con concreto pobre. El período de retención del sistema se estima en 18 días, en el caudal de salida se espera que se obtenga un 90 % de remoción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), en el sistema la eficiencia según cálculos es de un 98%, lo que garantiza la remoción de los coliformes fecales, que permite que el efluente esté apto para ser recibido por un cuerpo de agua limpio y no lo contamine.

ÍNDICE

RESOLUCIÓN	vi
DEDICATORIA	vii
AGRADECIMIENTO	viii
RESUMEN	vii
ÍNDICE	viii
CAPITULO I	9
INTRODUCCIÓN	9
1.1. Planteamiento del problema	12
1.2. Objetivos.....	14
1.2.1. Objetivo General.....	14
1.2.2. Objetivos Específicos	14
CAPITULO II.....	15
GENERALIDADES	15
2.1. Ubicación geográfica de Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos ...	15
2.2. Ubicación geográfica de las poblaciones Morichalito y San Jose de Morichalito.....	16
2.3. Vías de acceso y comunicación al yacimiento de Bauxita de Los Pijiguaos.....	17
2.4 Clima	17
2.5. Suelos.....	20
2.6. Vegetación	21
2.7. Geomorfología.....	22
2.8. Hidrografía e hidrodinámica.....	23
2.9. Hidrología.....	23
2.9.1. Cuenca del río Parguaza	24
2.9.2. Cuenca del río Suapure.....	24
2.10. Población	25
2.11. Campamento y Obras de Infraestructura	25
2.11.1. Centro Poblado	26

2.11.2. Abastecimiento de Energía Eléctrica.....	26
2.12. Responsabilidad Social.....	26
2.13. Generalidades de la Empresa.....	27
2.13.1. CVG y Las Empresas del Aluminio	27
2.13.2. CVG - Bauxilum.....	28
2.13.3. CVG Bauxilum Los Pijiguaos – Proceso Productivo	29
CAPITULO III	36
MARCO TEÓRICO	36
3.1. SISTEMAS DE RECOLECCIÓN DE AGUAS SERVIDAS.....	36
3.1.1. Tipos de Sistemas de Recolección de Aguas Servidas.....	36
3.1.2. Componentes del Sistema.....	38
3.1.3. Determinación del Caudal de Diseño	40
3.1.4. Período de Diseño.....	45
3.1.5. Configuración de Redes Cloacales	46
3.1.6. Comportamiento Hidráulico del Sistema	48
3.1.7. Diámetro y Clases de Tuberías	58
3.1.8. Cargas Sobre Colectores.....	61
3.2. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS	65
3.2.1. Constituyentes de las Aguas Residuales.....	65
3.2.2. Características Físicas.....	70
3.2.3. Constituyente Inorgánicos no Metálicos	83
3.2.4. Caracterización de la Materia Orgánica Agregada en Aguas Residuales.....	87
3.2.5. Demanda Bioquímica Carbonácea de Oxígeno. (DBOC).....	91
3.2.6. Demanda Química de Oxígeno.....	91
3.2.7. Carbono Orgánico Total (COT)	92
3.2.8. Características Biológicas.....	94
3.2.9. Tratamiento y Caracterización del Desecho.....	97
3.2.10. Tipos de Sistemas de Tratamiento de Aguas Servidas.....	99
3.2.11. Tratamiento Preliminar de las Aguas Residuales.....	101
CAPITULO IV	132

METODOLOGÍA.....	132
4.1 Etapa preliminar. Recopilación bibliográfica.....	133
4.2 Trabajo de Campo	134
4.3. Trabajo de Laboratorio	140
4.3.1 Procedimientos Experimentales en los Análisis de Laboratorios.	140
4.4. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	143
4.5. Trabajo de Oficina	144
4.5.1. Diseño del Sistema de Recolección de Aguas Servidas.	145
4.5.1. Diseño del sistema de tratamiento	151
CAPITULO V.....	178
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	178
5.1 Análisis de los resultados	178
CAPITULO VI	208
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	208
6.1. Conclusiones:.....	208
6.2. Recomendaciones	209
BIBLIOGRAFÍA	211
ANEXOS	214

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

Las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, se crean a partir del año 1.987 a raíz del crecimiento poblacional, debido al descubrimiento y su posterior explotación de los yacimientos de bauxita ubicados en la serranía de Los Pijiguaos. En la actualidad estas poblaciones están habitadas por una diversidad étnica (piaroas, guajiros, mapoyos, curipacos) así como empleados y obreros de la empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos, contratistas de servicios de la misma, personas dedicadas a la vida económica eventual y campesinos. Dichas poblaciones carecen de los servicios públicos elementales.

La construcción de un sistema de reelección de aguas servidas y su posterior tratamiento mediante el sistema propuesto en este proyecto de grado, le permite tener una mejor calidad de vida a los habitantes de estas poblaciones,

En la actualidad las aguas residuales representan uno de los problemas que se presentan a nivel mundial debido a la falta de tratamiento. De los 52.000.000 m³/día de aguas residuales que se recolectan en América Latina, se estima que solamente 3.100.000 m³/día, o 6%, reciben tratamiento adecuado antes de ser dispuestas en cuerpos de agua o campos agrícolas (Egocheaga y Moscoso, 2004). Encima de este problema serio, hay una tendencia en toda América Latina de usar para riego agua residual sin tratar (uso directo) o diluida con otra fuente de agua (uso indirecto); en toda América Latina hay un mínimo de 981.445 hectáreas regadas con agua residual cruda o diluida (Egocheaga y Moscoso, 2.004).[23]

Para el tratamiento de las aguas servidas existen muchos métodos algunos de los cuales se describen en este proyecto de grado, se propone la utilización del sistema por lagunas de estabilización.

Se han realizado muchas investigaciones sobre el uso de lagunas de estabilización para tratamiento de aguas residuales en países en desarrollo (Arceivala, *et al.*, 1970; Arthur, 1983; Cisneros, *et al.*, sin fecha; Egocheaga y Moscoso, 2004; Feachem *et al.*, 1983; León y Moscoso, 1996; Mara y Cairncross,

1989; Mara *et al.*, 1992; Rolim, S., 2000; Shuval *et al.*, 1986; Yáñez, 1992). Los resultados muestran claramente que las lagunas pueden tratar aguas residuales a un alto nivel—tanto en la remoción de patógenos como en la de compuestos orgánicos—requiriendo mínimos recursos para su diseño, construcción, operación, y mantenimiento. [23] A continuación se describe brevemente el contenido de los distintos capítulos que contiene este trabajo de grado:

Capítulo I. Aquí se encuentra la introducción del trabajo, planteamiento del problema y los objetivos (general y los específicos).

Capítulo II. En este se describe la ubicación geográfica, las características generales de la zona donde se encuentran ubicadas las poblaciones como lo son: tipo de clima, tipo de suelo, tipo de vegetación, hidrografía. También se describen la ubicación geográfica de la empresa CVG Bauxilum así como los distintos procesos productivos de la misma.

Capítulo III. Este contempla el análisis del sistema de recolección de aguas servidas, y sus componentes entre los cuales se encuentra: Tanquilla de empotramiento, boca de visita, tramos, red de colectores. También se hace referencia a la estimación de la población futura mediante métodos estadísticos, la determinación del caudal de diseño de acuerdo a los distintos aportes que se generan en las poblaciones. De la misma forma en éste se localizan, los tratamientos preliminares de las aguas servidas, los elementos que la constituyen, características físicas, químicas y biológicas; la caracterización de la materia orgánica agregada en aguas residuales en la actualidad, los métodos de laboratorios comúnmente usados para medir cantidad de materia orgánica en aguas residuales, entre estos tenemos: la demanda bioquímica de oxígeno a los cinco días (DBO_5), la demanda química de oxígeno (DQO) y el carbono orgánico total (COT), así como las distintas formas de tratamiento de aguas servidas entre las cuales tenemos las lagunas de estabilización y sus tipos y los distintos modelos para el dimensionamiento de las lagunas de facultativas.

Capítulo IV. Éste lo constituye la metodología utilizada para realizar este proyecto de grado, así como los procedimientos experimentales de los distintos análisis realizados en el laboratorio.

Capítulo V. Se encuentran los distintos resultados obtenidos así como el análisis de los mismos. En el capítulo VI se localizan las distintas conclusiones y recomendaciones de este proyecto.

1.1. Planteamiento del problema

El complejo llamado Bauxilum surge en 1994, a raíz de la fusión estratégica de las empresas CVG Bauxivén y CVG Interalúmina como operadora de bauxita y alúmina, logrando un paso importante para la integración de la industria del aluminio en Venezuela.

CVG BAUXILUM es una empresa de clase mundial con responsabilidad social, considerada una empresa clave dentro de la Corporación Venezolana de Guayana; esta se encarga de la explotación en forma eficiente y bajo el marco del desarrollo sustentable de la bauxita que se encuentra en el territorio nacional, teniendo como compromiso la obtención de un producto de alta calidad para cumplir con las expectativas de mercado Nacional e Internacional. Dichas metas de calidad y eficiencia se logra gracias al trabajo conjunto de todo el recurso humano y la tecnología empleada en cada uno de los procesos, estos factores de gran importancia se mantienen en un constante mejoramiento y fortalecimiento, de esta forma se garantiza los niveles de calidad que le permite a la empresa competir como una empresa de clase mundial.

El descubrimiento de los yacimientos de bauxita en Los Pijiguaos, se anuncia en 1977 y en 1983 se inician las explotaciones de los mismos trayendo como consecuencia el crecimiento poblacional en Los Pijiguaos, y a su vez la creación de nuevos centros poblados como lo son las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito ubicada en el Municipio Cedeño Estado Bolívar.

Este crecimiento poblacional incrementa de manera importante la cantidad de aguas residuales, en la actualidad los habitantes de las poblaciones Morichalito y San José de Morichalito, disponen de las aguas servidas en tanques sépticos construidos de forma artesanal y sin mantenimiento adecuado, ofreciendo estos tanques riesgos de contaminación a los acuíferos, por efecto de percolación y generación de lixiviados. Cabe destacar que el agua potable que se utiliza en el consumo humano es tomada de pozos subterráneos representando un peligro por su posible contaminación. Para eliminar el riesgo que representa en la salud de los habitantes de estas poblaciones la utilización de pozos sépticos para el

almacenamiento de las aguas servidas; en el siguiente proyecto de grado se plantea realizar el diseño del sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas.

Para realizar el diseño del sistema de recolección de aguas servidas se tomaran en cuenta los siguientes aspectos: topografía del terreno, población presente y futura y el comportamiento hidráulico de las aguas servidas, para la cual nos regiremos por las normas generales para proyectos de alcantarillado publicadas en Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela N° 5.318 el 6 de Abril de 1999. En el tratamiento se analizarán las distintas variables que influyen en el diseño como lo son: la temperatura, DBO, Sólidos suspendidos, DQO entre otros, teniendo en consideración que se cumpla los niveles exigidos por las normas vigentes [21].

Una vez realizado este proyecto de grado se le sugiere a la empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos conjuntamente con los organismos estadales que ejecuten dicho proyecto, para de esta forma mejorar la calidad de vida de las personas que habitan en estas poblaciones. Una vez tratadas las aguas servidas y verificado que se cumpla los niveles exigidos por las normas, se plantea la reutilización de estas aguas con fines agrícolas, y de esta forma se estaría beneficiando a las comunidades indígenas para quienes su principal fuente económica es la agricultura.

1.2. Objetivos.

1.2.1. Objetivo General.

- Diseñar la red de cloacas para la recolección de aguas servidas y el sistema de tratamiento, para las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, ubicado en el Municipio Cedeño Estado Bolívar

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar el estudio de la población.
- Efectuar levantamiento topográfico del lugar de estudio.
- Realizar caracterización de las aguas servidas que llegan a lagunas de oxidación existente en la zona.
- Calcular el sistema de recolección de aguas servidas.
- Seleccionar el tipo de sistema de tratamiento de aguas servidas que más se adapte a la zona.
- Calcular el sistema de tratamiento de aguas servidas.
- Hacer cálculos métricos estimados, análisis de precios estimados y presupuesto estimado.

CAPITULO II

GENERALIDADES

2.1. Ubicación geográfica de Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos

La serranía de Los Pijiguaos, asentamiento del complejo minero de la operadora de bauxita. Municipio Cedeño, Estado Bolívar, Venezuela, se encuentra a 500 Km. al sur de Caracas, y a 520 Km. al oeste de Ciudad Guayana.

El centro geométrico del yacimiento está comprendido entre las longitudes $66^{\circ}46' 30''$ W y las latitudes $6^{\circ} 32' 30''$ N, las dimensiones aproximadas del yacimiento son de 8 Km. de largo por 2 Km. de ancho, con una elevación promedio máxima de 686 msnm, la distancia relativa hacia el sur de la capital con este yacimiento son 500 Km. y de 520 Km., al sureste de Ciudad Guayana. (Ver figura 2.1).

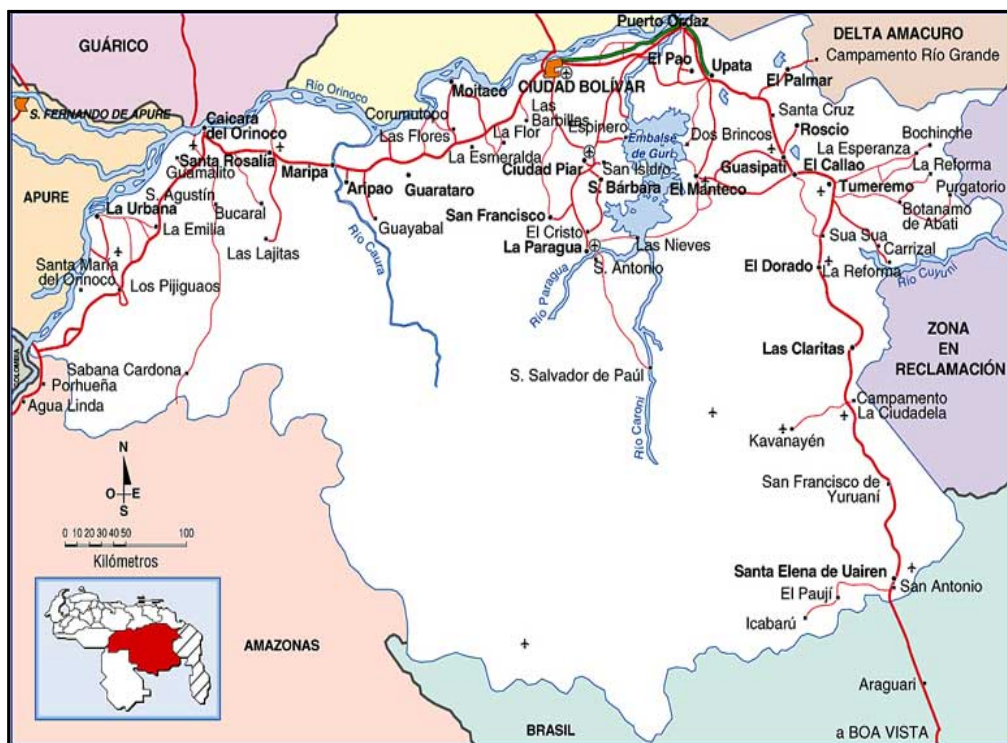


Fig. 2.1 Ubicación geográfica de Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos

2.2. Ubicación geográfica de las poblaciones Morichalito y San Jose de Morichalito

A 3 Km. del Campamento CVG BAUXILUM – Los Pijiguaos vía Puerto Ayacucho, se encuentran ubicadas las poblaciones Morichalito y San José de Morichalito (Ver figura 2.2) en el planos anexo N° 1 se puede ubicar con más claridad las poblaciones y el caño donde se descargara el efluente del sistema de tratamiento.

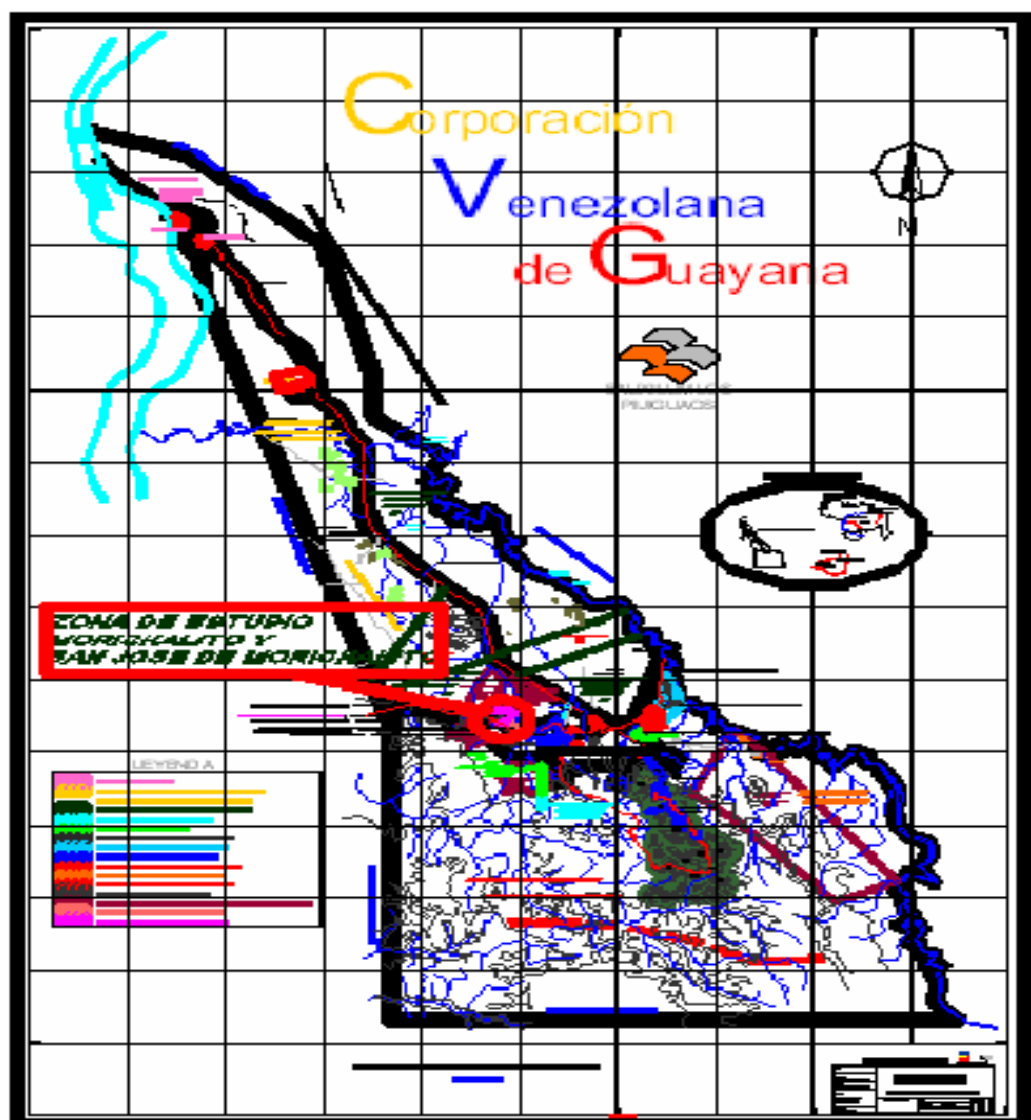


Fig. 2.2 Ubicación geográfica de las poblaciones Morichalito y San José de Morichalito

2.3. Vías de acceso y comunicación al yacimiento de Bauxita de Los Pijiguaos

La zona del yacimiento bauxítico ubicada en el cerro Páez en Los Pijiguaos, esta interconectada al sistema nacional de vialidad mediante carretera asfaltada. Este dista de ciudad bolívar a 492 Km., Caicara del Orinoco 162 Km., Puerto Ayacucho (estado Amazonas) 171 Km., Ciudad Guayana 520 Km., y Caracas 500 Km. desde el centro poblado (campamento de Trapichote-Bauxilum). Hasta el yacimiento, el acceso se hace igual por una carretera con una longitud aproximada de 28 Km., hasta las oficinas de operaciones ubicadas en el bloque 2 del yacimiento, a una cota de 610 m, de los cuales 16 Km. se encuentran asfaltado (Fotografía 2.1) y 12 Km. son engrazonados (Fotografía. 2.2) debido a que el mismo forma parte del yacimiento.

El acceso por vía aérea puede realizarse durante todo el año, se dispone de una pista de aterrizaje de 1650 m de longitud, en condiciones óptimas de uso, donde pueden llegar aviones regulares. También existe comunicación por vía fluvial a lo largo del Río Orinoco y Suapure hasta la localidad de bebederos donde existe un pequeño desembocadero, que dista 23 Km. del campamento de Trapichote.

Finalmente desde Trapichote podemos comunicarnos con todo el país mediante servicios telefónicos de CANTV y telefonía celular, donde se pueden captar diferentes señales de varias estaciones de televisión (nacional e internacional) y diversas radios emisora. Para la comunicación de la mina y demás departamentos se dispone de un sistema de radio comunicación y redes telefónicas.

2.4 Clima

En la zona de estudio el clima que predomina es de tipo subtropical húmedo dividido en una estación lluviosa larga, desde el mes de mayo hasta octubre y otra estación lluviosa corta, desde noviembre hasta diciembre, además de una estación seca desde el mes de enero hasta abril.

Según la clasificación de Kooppen, el clima es tropical de sabanas (Awg'i), el cual se caracteriza por presentar una estación lluviosa que tiene su máximo en el verano astronómico (junio, julio y agosto) y el invierno es seco o con poca precipitación; es decir, la precipitación media mensual nunca excede los 60 mm, y la temperatura media del mes mas frío es superior a los 18 °C y la oscilación térmica promedio anual es de 4,4 °C.



Fotografía. 2.1. Carretera engrazonada que da acceso a la Mina

La humedad relativa es de 73%, la cual registra sus valores más altos durante los meses de junio a octubre, coincidiendo en la época de lluvias, y los valores más bajos de humedad relativa se manifiestan en los meses de febrero y marzo.

El régimen de vientos en el área, esta determinado por los vientos alisios y afectados por la convergencia intertropical ITC y los efectos orográficos locales.

La velocidad del viento varía entre 4 km/h y 10 km/h y la dirección predominante es en sentido este – noreste (ENE). Se estima que en el periodo de diciembre a marzo la influencia de los alisios del noreste es mayor, por lo tanto es en esta temporada donde se registran las mayores velocidades del viento.



Fotografía.2.2. Carretera asfaltada que da acceso a la Mina

El área de estudio recibe una precipitación total media anual de 1821 mm, aproximadamente. Las características del clima se encuentran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Características del clima subtropical húmedo

Características del clima subtropical húmedo	
Características	Mediciones
Temperatura	28 °C
Temperatura mínima media	24 °C
Temperatura máxima media	35 °C
Temperatura mínima media	24 °C
Humedad relativa media anual	79%
Pluviosidad promedio anual	1002 mm
Precipitación máxima total	1050 mm
Precipitación máxima en los meses Julio – Agosto	738.6 mm
Dirección del viento noreste	

Fuente: Datos procesados y corregidos: Unidad de hidroclimatología del P.I.R.N.R.G.- CVG. TECMIN

2.5. Suelos

En general TECMIN (1994) reporta para la zona los ordenes de suelos más frecuentes en el área; Ultisoles, Entisoles e Inceptisoles, en ese orden de importancia.

Los Ultisoles son los más comunes, exhiben un avanzado desarrollo pedogenético, ocurren en diversos tipos de paisajes específicamente, montañas, lomeríos, plateau, peniplanicie y planicie, se han desarrollado a partir de la Provincia geológica de Cuchivero y sedimentos aluviales y coluviales, provenientes de la alteración de dichas rocas.

Son superficiales a muy profundos, tienen texturas ligeras, medianas y pesadas; con estructuras migajosas, blocosas subangular y prismática, con débil a moderado desarrollo y tamaños variables. En general tienen muy baja fertilidad natural; y dependiendo de su posición en el paisaje pueden ser pobres a excesivamente drenados.

Los Entisoles poseen un incipiente desarrollo pedogenético y ocurren en paisajes de Altiplanicie, Montaña, Piedemonte, Plateau, Lomerío y Planicies. Se han originado a partir de rocas de las Provincias Geológicas de Cuchivero y Roraima; así como de sedimentos origen aluvial y coluvial, muestran texturas, generalmente, ligeras, muy pocas veces medianas; poseen estructura granular, migajosa y blocosa subangular. Generalmente, tienen muy baja fertilidad natural y son pobres a excesivamente drenados dependiendo de la posición que ocupan en el paisaje.

Los Inceptisoles son los menos frecuentes, ostentan un moderado desarrollo y su importancia geográfica esta restringida a las planicies encontrándose como inclusiones en otros paisajes. Se han originado a partir de sedimentos aluviales, aportados por los principales ríos del área. Son superficiales a muy profundos; de texturas ligeras a pesadas, con estructuración migajosa y blocosa subangular, con un débil a moderado desarrollo. En general, tienen baja a moderada fertilidad natural, y dependiendo de su posición en el paisaje, son pobres y/o imperfectamente a moderadamente bien drenados.

2.6. Vegetación

La vegetación más representativa del área de estudio son los bosques altos en paisaje de Plateau, y bosques u/o arbustales en paisaje de lomerío, los cuales dominan los patrones de vegetación en toda la zona.

Los bosques en paisaje de plateau están representados como una asociación de dos tipos de bosques. El primero, dominante en extensión, está conformado por un conjunto arbóreo, para el estrato superior, comprendido entre 15 m y 25 m, y se corresponden a la clasificación de bosques medio, con densidad de cobertura superior a 75%.

Estos bosques alcanzan su mayor altura en las laderas. Los bosques bajos se desarrollan normalmente en las partes altas o cumbres (lomas o mesetas) de los Plateau, donde existen condiciones menos ventajosas, para el desarrollo de bosques de mayor porte, en particular por contener suelos muy esqueléticos.

En la zona se encuentran 4 tipos de vegetación boscosa (Bosque ombrófilo macrotérmico, bosque tropófilo macrotérmico, bosque esclerófilo macrotérmico y bosque ribereño macrotérmico), tres tipos de vegetación arbustiva (arbustal esclerófilo macrotérmico, arbustal con curatella americana, arbustal con caraipa llanorum), tres tipos de sabana (sabana arbolada, sabana arbustiva y sabana abierta), y un tipo de vegetación herbáceo arbustiva, sobre afloramientos graníticos.

El bioclima ombrofilo sub – mesotérmico ocupa los pisos altitudinales superiores a 600 msnm, con temperaturas medias anuales entre 18 °C – 24 °C.

El bioclima ombrofilo macrotérmico esta constituido por bosques y otros tipos de vegetación, se localizan en diferentes paisajes fisiográficos, como los sistemas de plateau, montañas, lomeríos, peniplanicies y planicies.

En el caso de la formación boscosa existen diferentes tipos, en cuanto a la altura y densidad; pero el factor común a ellos es lo relativo a la caducifolia, ya que son formaciones, generalmente siempre verdes.

Los bosques son siempre verdes y cubren la mayor parte del área delimitada, encontrándose en 2 grandes tipos de paisajes fisiográficos: Plateau y montañas.

Los tipos de bosques mayormente extendidos son de alturas hasta 25 m y cobertura densa con aspecto irregular a nivel del estrato superior y una relativa abundancia de árboles emergentes de 30 m – 40 m de altura. Esta cobertura muchas veces se presenta asociada a una vegetación herbácea – arbustiva, las cuales medran en áreas donde la roca aflora constituyendo arbustales ralos, con apariencia de bosques bajos; estas particularidades son características del Escudo de Guayana.

Los bosques bajos, generalmente de mediana cobertura, se presentan en superficies expuestas a ciertas limitaciones, tales como edáficas, hídricas y topográficas, y en algunas áreas representan una facie más desarrollada de los arbustales. Los arbustales en algunas áreas y en las cumbres más expuestas de paisajes abruptos de lomeríos y montañas se encuentran asociados con tipos herbáceos – arbustivos, propios de los afloramientos rocosos.

2.7. Geomorfología

El área de estudio está representada por un Plateau de altura media (600 msnm – 800 msnm), con una topografía escarpada (pendiente general entre 30% y 60%) y de un moderado grado de disección, que origina entallamientos profundos, generándose relieves de mesetas, abruptos o escarpes, lomas y vegas.

Constituye una superficie de erosión que se ha desarrollado a partir de rocas graníticas y presenta características que permiten considerarla con un alto potencial para la ocurrencia de bauxita.

Las mesetas están limitadas por vertientes muy inclinadas (30% - 60% de pendiente) donde, generalmente, ocurren los bosques de mejor desarrollo en altura y densidad de cobertura. La superficie de erosión de los Pijiguaos está limitada por sus lados norte, este y oeste, de las zonas más bajas por abruptos o escarpes en roca fresca que pueden alcanzar un desnivel de 500 metros.

El potencial morfodinámico varía de moderado a moderado alto en los paisajes elevados, condicionado principalmente por las pendientes fuertes, que además restringen su uso.

2.8. Hidrografía e hidrodinámica

El río Suapure, afluente del Río Orinoco, es el único cauce importante que drena el área. Éste a su vez tiene como afluentes principales a los caños: Los Pijiguaos, Trapichote, La Ceiba, Paraíso y Baraguán. Además existen otros cursos intermitentes.

La mayor parte del diseño hidrográfico, tiene una orientación sur – norte, producto de la topografía; en otras palabras, consecuencia de la pendiente regional, la cual disminuye hacia el norte al conectarse con la planicie de desborde del Río Orinoco.

2.9. Hidrología

La totalidad de los cauces del área de estudio pertenecen a la gran cuenca del río Orinoco en su parte media, la que a su vez está conformada principalmente por las cuencas de los ríos: Parguaza, Suapure, Maniapure, Villacoa y Cuchivero.

Desde el punto de vista hidrográfico, las instalaciones del proyecto de explotación de la bauxita en el yacimiento Los Pijiguaos, están localizadas en el extremo Nor-Occidental de la cuenca del Río Suapure.

El total de escurrimiento medio anual es de $4,7 \times 10^9 \text{ m}^3$, de los caudales $3,7 \times 10^9 \text{ m}^3$ (80%) escurren entre junio y noviembre y 109 m^3 (20%) entre diciembre y mayo. El caudal medio es de $148 \text{ m}^3/\text{s}$; la máxima media es $616 \text{ m}^3/\text{s}$ y la mínima media $23 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las quebradas y ríos de importancia son: Caño Trapichote y Caño Pijiguao que fluyen en el área de estudio, el Río Suapure que fluye al Norte del área de estudio en dirección general SSE-NNW y el Río Orinoco que fluye aproximadamente a 35 Km al Oeste del área estudiada en una dirección

aproximada N 20° E. Las cuencas más importantes que forman parte del área de estudio son las siguientes:

2.9.1. Cuenca del río Parguaza

El río Parguaza es uno de los tributarios principales de la margen derecha del Orinoco medio, nace en la Serranía de Guanay, la cual constituye el límite del Estado Bolívar con el Estado Amazonas y su cuenca en total tiene una superficie aproximada de 6000 Km². En el área de estudio el cauce discurre sobre una extensa planicie en dirección sureste-noreste.

2.9.2. Cuenca del río Suapure

El río Suapure nace en la Serranía de Yutaje en el área limítrofe del Estado Bolívar y el Estado Amazonas, y en su cuenca tiene una superficie aproximada de 8000 Km², discurre sobre un basamento geológico conformado por rocas graníticas y volcánicas pertenecientes a la Provincia Geológica de Cuchivero, en una dirección sureste-noreste con algunas variaciones producto del control que imponen la estructura geológica del área. Sus principales afluentes son los ríos Blanco, Turiba y Perro de Agua; los caños La Peineta, Los Pijiguaos, Trapichote, La Miel, La Ceiba y la quebrada la Guacamaya. La disposición general de la red hidrográfica tiene estrecha relación con las características topográficas que presenta la región.

En cuanto al drenaje externo de los suelos, éste presenta variaciones asociadas a la geomorfología de la zona. En los paisajes elevados o de relieve positivo y topografía accidentada, el drenaje es excesivo debido al escurrimiento superficial rápido o muy rápido favorecido por las fuertes pendientes.

En las planicies inundables adyacentes a los principales ríos del drenaje por lo general es muy lento o nulo influenciado por las suaves pendientes (0 – 4%), predominancia de una topografía plana de perfil rectilíneo a plano-cóncavo,

suelos de texturas muy variables, según la naturaleza de los materiales parentales y una concentración excesiva y temporal de la precipitación.

Existen algunas planicies que no se encuentran afectadas por inundaciones de los ríos pero sí por encharcamiento producto de las aguas de lluvia y presentan suelos con un drenaje externo moderado a medio; mientras que las planicies no inundables que tienen suelos de texturas gruesas presentan un buen drenaje.

2.10. Población

La población del área y sus alrededores es muy escasa y está constituida por comunidades criollas e indígenas, pertenecientes éstas últimas a las etnias Panare, Guahibo, Piaroa, Mapollo. La población total se estima aproximadamente en 2.500 habitantes distribuidos en las sabanas al suroeste del río Suapure.

Las mayores concentraciones poblacionales se ubican en el caserío de los Pijiguaos, el Guarrey, Morichalito, Trapichote y el Guayabal, localizados en las adyacencias del campamento Trapichote en un radio no mayor de 8 Km. Otras concentraciones de interés se ubican en los caseríos el Potrero, Capachal, y EL Jobal, ubicados en las proximidades de las vías férreas que conducen al Puerto de El Jobal.

2.11. Campamento y Obras de Infraestructura

Debido a que la empresa realiza sus operaciones en una zona muy remota debe contar con un tipo de infraestructura minera y urbana acorde con las necesidades de sus operaciones; que se encuentra distribuida de la siguiente manera:

2.11.1. Centro Poblado

Para alojar al personal que opera, mantiene y administra la mina y sus operaciones, para tal fin la empresa cuenta con un campamento en la comunidad de Trapichote, cercano al yacimiento de Bauxita.

2.11.2. Abastecimiento de Energía Eléctrica

La empresa cuenta con un sistema que permite permanentemente el suministro de energía eléctrica a todas las áreas del proyecto que se encuentra actualmente en desarrollo.

El sistema cuenta en su conjunto con un total aproximado de 60 Km de líneas de distribución, una subestación elevadora y dos subestaciones reductoras, las cuales alimentan al centro de operaciones de la mina que es de 1950 Kw.

Es de mucha importancia señalar que el suministro de energía eléctrica en la estación de trituración es de aproximadamente unos 4500 voltios, para el arranque y una vez puesto en funcionamiento todo el equipo se estandariza en aproximadamente 4250 voltios, esto sirve de abastecimiento a la planta de trituración y al taller de mantenimiento mecánico.

2.12. Responsabilidad Social

Mejorar el nivel de vida de sus habitantes constituye el objetivo principal de la empresa, varios programas han sido desarrollados para mejorar la educación, atención social y recreación de los trabajadores y su familia. Los trabajadores de las operadoras de bauxita, alúmina y aluminio disfrutan de un plan coherente de cultura, recreación y promoción deportiva, los cuales estimulan la participación en grupos de danza, teatro, música y diversas disciplinas deportivas.

Las acciones de las operadoras de bauxita, alúmina y aluminio también están presentes por medio de los servicios médicos y asistenciales. En el caso de Los Pijiguaos, existe una amplia injerencia de la empresa en los programas

básicos de infraestructura, no sólo en los centros poblados a través de la construcción de vías, puentes, hospitales, colegios, sino a través de los servicios de electricidad, recolección de basura, telefonía y transporte.

Gracias al apoyo de la empresa, Los Pijiguaos es un nuevo centro que contribuye al crecimiento armonioso de la región, aumentando el nivel de vida de sus habitantes.

2.13. Generalidades de la Empresa

2.13.1. CVG y Las Empresas del Aluminio

En el incomparable escenario de Guayana, la Corporación Venezolana de Guayana desarrolló su programa para promoción, creación y control de las empresas básicas para el aprovechamiento de los recursos localizados al sur oriente del país.

La Corporación Venezolana de Guayana fue creada por decreto promulgado el 22 de Diciembre de 1960, en el cual se dictó el Estatuto Orgánico del desarrollo de Guayana, sujeto a las directrices del Plan de la Nación. La actuación de la CVG estuvo orientada por tres mandatos: aprovechamiento hidroeléctrico del Río Caroní; instalación de una Siderúrgica para la explotación y transformación del mineral de hierro (Siderúrgica del Orinoco, C. A., Sidor) y creación de una ciudad, como en efecto ya se cumplieron. La industria del aluminio vino a sumarse a la conformación del cimiento fundamental de las empresas básicas de Guayana.

❖ Visión de las Empresas del Aluminio

Las empresas avanzan en su posicionamiento competitivo, actuando como agentes del crecimiento sostenido y diversificado de la Economía, palanca de atracción de inversión nacional y extranjera, y plataforma para el desarrollo del sector transformador del aluminio en el país.

❖ **Misión de las Empresas del Aluminio**

Producir y comercializar productos de la industria del aluminio en forma competitiva, con calidad integral de gestión, satisfaciendo a sus clientes, accionistas y trabajadores, contribuyendo a la generación de ingresos y bienestar regional.

2.13.2. CVG - Bauxilum

Es la empresa resultante de la fusión de Bauxiven (creada en 1979) e Interálumina (creada en 1977) realizada en marzo de 1994. Está conformada por la Mina, donde se realiza la explotación de los yacimientos del mineral en la zona de Los Pijiguaos, en el Municipio Cedeño del Estado Bolívar; con una capacidad instalada de 6 millones de toneladas al año, empresa que inicio sus operaciones oficialmente en 1983, enviando las primeras gabarras con mineral de bauxita a través del río Orinoco, desde el Puerto El Jobal hasta el muelle de la Planta de Alúmina en Matanzas; y en la Planta de Alúmina, cuyo objetivo es transformar la bauxita procedente de Los Pijiguaos a través del Proceso Bayer en alúmina en grado metalúrgico, y su capacidad instalada es de 2 millones de toneladas al año, la cual inició oficialmente sus operaciones el 24 de abril de 1983.

Su capacidad inicial fue de 1300 mil toneladas métricas al año y en 1992, mediante el plan de ampliación, fue aumentada a 2 millones de toneladas métricas al año.

❖ **Visión de CVG- Bauxilum**

Constituirnos en palanca fundamental para el desarrollo sustentable de la industria nacional, a los fines de alcanzar la soberanía productiva, con un tejido industrial consolidado y desconcentrado, con nuevas redes de asociación fundamentadas en la cogestión y la inclusión social.

❖ **Misión de CVG- Bauxilum**

Impulsar el crecimiento sustentable de la industria nacional, satisfaciendo la demanda de bauxita y alúmina, promoviendo el desarrollo endógeno, como fuerza de transformación social y económica.

❖ **Política de calidad, ambiente y seguridad**

Fomentar el desarrollo, la participación del recurso humano y el mejoramiento continuo, en los procesos de explotación de bauxita y producción de alúmina cumpliendo con las normas de calidad, ambiente y seguridad, para satisfacer los requerimientos y expectativas de los clientes, con altos niveles de rentabilidad y competitividad.

2.13.3. CVG Bauxilum Los Pijiguaos – Proceso Productivo

El proceso de extracción, almacenamiento, carga y transporte de la bauxita se desarrolla en tres áreas básicas: La Mina, Área de Homogeneización (Pie de Cerro) y el Área de Almacenamiento y embarque (El Jobal).

En general la infraestructura de la operadora de bauxita fue diseñada para una producción de 6 millones t/año abarcando: 1) la mina; 2) la estación de trituración; 3) una cinta transportadora (soportada por 2 cables) de 4,5 km. de longitud con una capacidad de 1.600 t/hr, y con una trayectoria descendente de 650 m de altura; 4) una vía férrea de 52 km.; 5) una estación de manejo con una correa transportadora de 1,5 km. y 3.600 t/h de capacidad y un terminal con un cargador de gabarras; 6) una flota de gabarras para la transportación a través del río Orinoco.

- Capacidad de almacenamiento bx: 1.500.000 t.
- Período de navegación: 8 meses (Mayo-Diciembre)

- Flota de gabarras: 149 @ 1.500-2.000 t c/u.

❖ **Área de la Mina**

El yacimiento de bauxita de Los Pijiguaos es del tipo meseta (Plateau), donde los frentes de explotación se presentan dispuestos en capas casi horizontales, con cambios de pendientes muy mínimos y espesores que varían entre 3 y 14 m.

El proceso de producción de la bauxita se inicia con la explotación por métodos convencionales de las minas a cielo abierto (Stripping mine), después de removida y apilada la capa vegetal para su posterior rehabilitación.

La bauxita es extraída directamente de los diferentes bloques de la mina, con el objeto de obtener la calidad requerida del mineral. Las operaciones de la mina son controladas y planificadas por intermedio del programa MINTEC “Medsystem”, adaptado para la planificación de la mina en todas sus fases de tiempo, es decir; a corto, mediano y largo plazo, permitiendo el procesamiento integrado de la información topográfica y geológica, evaluación de reservas, entre otras.

El yacimiento no es homogéneo, lo que implica la existencia de mucha variabilidad en la composición química del material que se extrae de los frentes de explotación; por ello se requiere de una planificación y selección previa de los frentes; buscando una relación de mezcla de varios frentes y así obtener un material con condiciones químicas óptimas que cumplan con las especificaciones establecidas por la planta procesadora de alúmina.

Secuencia de operación en la mina: 1) Remoción de la capa vegetal (<1 metro); 2) Escarificado (rasgado) para romper la capa laterítica dura, 3) Carga sin voladura con palas hidráulicas; 3) Acarreo con camiones roqueros de 50-90 toneladas; 4) Triturado del mineral estación de trituración (capacidad nominal 1.600 t/h).

En la estación de molienda la bauxita es transferida a través de un transportador de placas hasta el molino, que reduce el mineral a una granulometría menor a 100 mm para su transporte y mejor manejo. Una vez que el material es triturado, es transferido al sistema de la correa transportadora de bajada la cual esta soportada por 2 cables de acero (tecnología del tipo teleférico o cable) y posee una longitud de 4,2 Km. A continuación en la figura 2.5 se observa en forma esquemática el proceso productivo en la mina

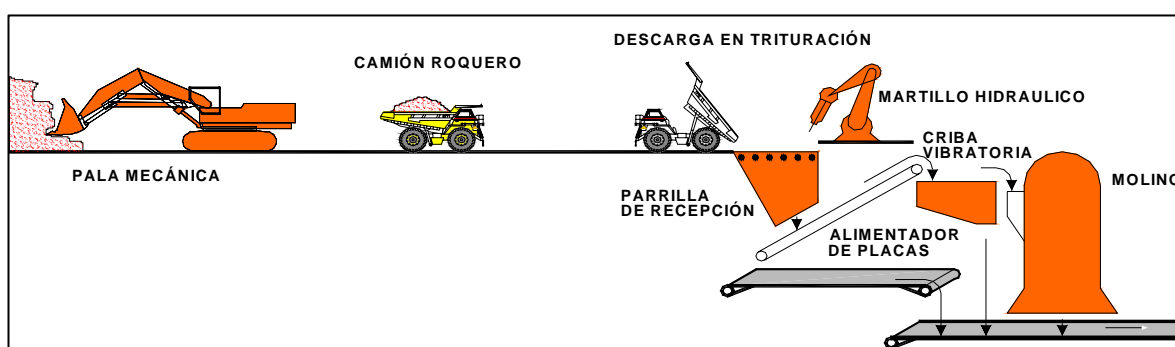


Fig. 2.3. Proceso productivo del área de la mina

❖ Área de Homogenización

El área de Pie de Cerro, constituye el segundo frente o punto de operación. Después de una trayectoria descendente en una altura de 600 m, el material es apilado en el área de homogeneización, allí se almacena y al mismo tiempo se homogeniza el mineral en las pilas del patio y posteriormente se carga en tren, para la cual está constituida por cuatro (4) patios de apilado (225.000 t c/u); seis (6) correas transportadoras; dos (2) apiladores (1.600 t/h); dos (2) recuperadores (3.600 t/h); un carro de transferencia o cargador de vagones; cinco (5) locomotoras (2.400 HP) y 115 vagones (90 t carga útil, 30 t por eje).

El apilador permite apilar la bauxita utilizando los métodos convencionales (Chevron- Shell Cone). En la fotografía 2.1 y 2.2. Se observa la forma mediante la cual se explota la bauxita en su primera fase

❖ Área de Almacenamiento y Embarque

El muelle “El Jobal” es una plataforma de concreto rectangular de 10 m de ancho por 260 m de largo, de los cuales 220 m corresponden al frente de carga que domina el cargador y el resto de la extensión al puente de carga general.

El mineral es transferido por ferrocarril desde el área de homogeneización hasta el puerto El Jobal. Un tren de 50 vagones es automáticamente descargado con un promedio de 40 vagones por hora en un descargador de vagones rotatorio (volcadora), que recibe el mineral por medio de un sistema hidráulico de tipo rotatorio y su manejo es realizado a través de correas transportadoras, las cuales pueden enviar el mineral hacia las pilas de almacenamiento o enviar el mineral desde la estación volcadora de vagones hasta el Terminal de carga de gabarras.

El área de almacenamiento está constituida por cuatro (4) patios de apilado con una capacidad de 600.000 t (150.000 t c/u); apiladores y recuperadores; una cinta transportadora de 3.600 t/h de capacidad, 1,5 Km de longitud; un cargador de gabarras móvil

Finalmente el mineral es transportado desde el puerto El Jobal hasta la planta de alúmina en Ciudad Guayana, en un recorrido de 650 Km. El transporte fluvial a través del río Orinoco (Mayo – Diciembre) es hecho a través de convoyes o grupos de 12, 16, 20 y 25 gabarras de 1.500 - 2.000 t cada una con 1 ó 2 empujadores. Hay 149 gabarras en operación.



Fotografía 2.3. Frente de explotación de la mina



Fotografía 2.4. Pala removiendo mineral en el frente de explotación

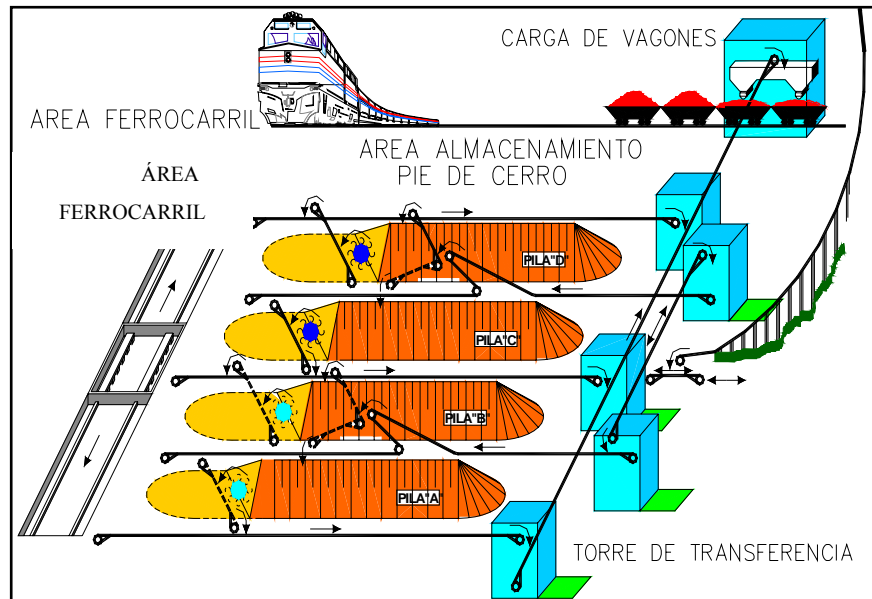


Fig. 2.4. Proceso productivo del área de Pie de Cerro

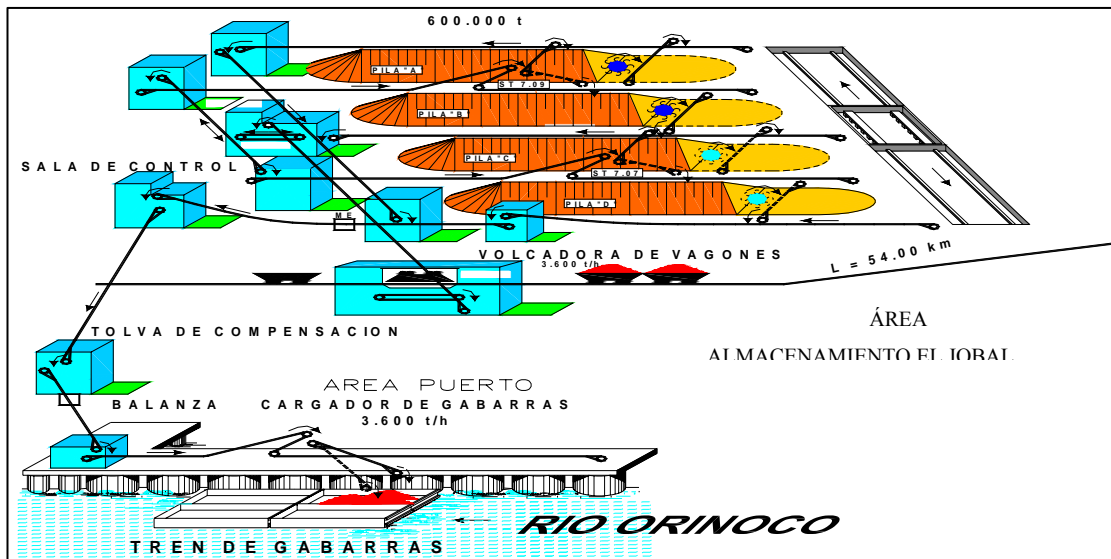


Fig. 2.5. Proceso productivo del área de El Jobal



Fotografía.2.5. Embarcación y Gabarras cargadas de mineral

CAPITULO III

MARCO TEÓRICO

3.1. SISTEMAS DE RECOLECCIÓN DE AGUAS SERVIDAS.

3.1.1. Tipos de Sistemas de Recolección de Aguas Servidas.

- **Sistema unitario**

En zona urbanizada se recogen conjuntamente las aguas negras y las de lluvias, se diseñan y construyen colectores que denominamos sistemas unitario, mixto o combinado, el cual debe ser capaz de recibir los aportes de aguas de lluvias y aguas negras, descargadas directamente desde las edificaciones mas retiradas o comienzo de red , hasta el ultimo punto de recolección, las condiciones para su diseño atienden a aspectos particulares, tanto por características propias de las aguas que , conducen como por su gran variedad en los caudales.[1]

Esta red de colectores, deben ser capaces de recibir de los empotramientos de las edificaciones, tanto de aguas negras como las aguas de lluvias, y que contemple además la incorporación de las aguas de lluvias que escurren superficialmente por calle, acera y áreas publicas, a través de obras de captación (sumideros) ubicados convenientemente.

- **Sistema separado**

Constituye una red cloacas para conducir las aguas negras y otra red de tuberías que, conjuntamente con las estructuras especiales de recolección, conducirán exclusivamente aguas de lluvias constituyendo así el alcantarillado de

aguas pluviales.

Este sistema supone que, también las edificaciones recogen separadamente sus aguas: descargando a la calle las de lluvias, donde serán recogidas en sumideros y enviadas por la red de colectores conduciendo las aguas negras o servidas hasta la tanquilla de empotramiento de la edificación para la incorporación al sistema cloacal. [1]

Las normas del Instituto Nacional Obras sanitarias establecen que se deberá adoptar el sistema separado, y solamente en aquellos casos suficientemente justificados se podrá autorizar otro sistema por vía de excepción.

El mayor conocimiento y celo por los problemas de degradación de los ríos por estas descargas y la necesidad de un tratamiento previo para su utilización obliga a pensar que los costos han de privar para una selección adecuada, ya que tanto los requerimientos sanitarios particulares de cada caso de operación y mantenimiento pueden inclinar hacia sistema separado aun en áreas con alto porcentaje de construcción operando con redes cloacales unitarias o combinadas. No cabe entonces la menor duda de que, en una fase inicial de desarrollo, el sistema separado ofrecerá múltiples ventajas sobre un sistema unitario.

Puede tenerse la falsa impresión de que un sistema unitario o combinado resulta más económico que un sistema separado, y es posible que bajo ciertas condiciones ello pueda ser cierto solo en lo que se refiere a costos iniciales de construcción, pero difícilmente en términos de costo total capitalizado pueda lograrse un sistema unitario que aventaje económicamente a un sistema separado.

Otra consideración de importancia que hace más aconsejable el sistema separado es el hecho de que se requieren mayores profundidades de las excavaciones de las que pudieran requerirse para tuberías de igual diámetro, que conduzcan aguas de lluvias solamente.

Pero indiscutiblemente que una de las razones más poderosas para inclinarse por un sistema separado es el hecho de tener que dar un tratamiento a las aguas, previamente a su descarga a un curso receptor, por cuanto los costos del mismo son significativamente mayores que para los volúmenes de aguas negras solamente.

3.1.2. Componentes del Sistema

Una red de alcantarillado de aguas negras está constituida por: el ramal de empotramiento, que es la tubería que parte de la tanquilla en el borde de la acera va hasta el colector cloacal, que está enterrado en la calle y pasa más cerca de la vivienda.

Las cloacas de empotramiento deberán cumplir las especificaciones del artículo 33 de las normas sanitarias para proyecto, contracción, reparación y reforma de edificios, Gaceta Oficial número 752 Extraordinaria.

- **Tanquilla de Empotramiento**

La tanquilla de empotramiento normalmente se ubica debajo de la acera, preferiblemente en el punto más bajo del frente de la parcela. Generalmente se construye con tubería de concreto, cuyo diámetro mínimo es de 250 mm, incrementándose este de acuerdo a la dotación. Ver fig. 3.1.

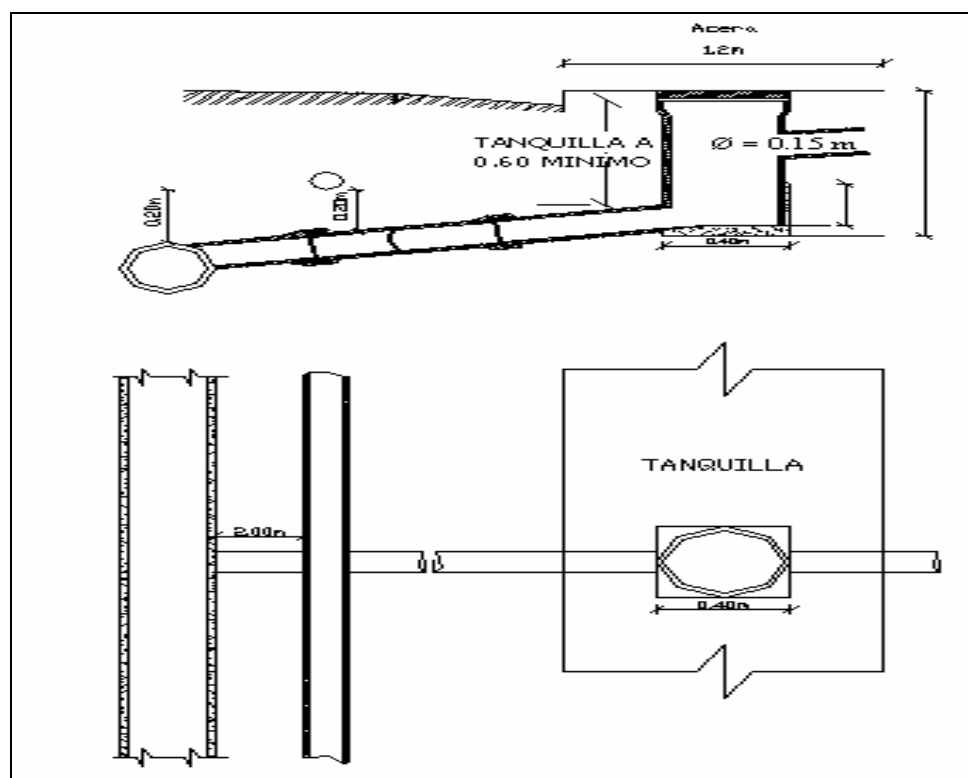


Figura 3.1 Tanquilla de Empotramiento

- **Boca de visita**

Son estructuras de concreto que sirven de interconexión a las tuberías y permiten el acceso a los colectores, principalmente cuando se ejecutan labores de limpieza. Los tipos de bocas de visita y sus características están señaladas en el art. 3.36 “Normas e instructivos para el proyecto de alcantarillado” del Instituto Nacional de Obras Sanitarias. [2] Ver fig. 3.2. y 3.3

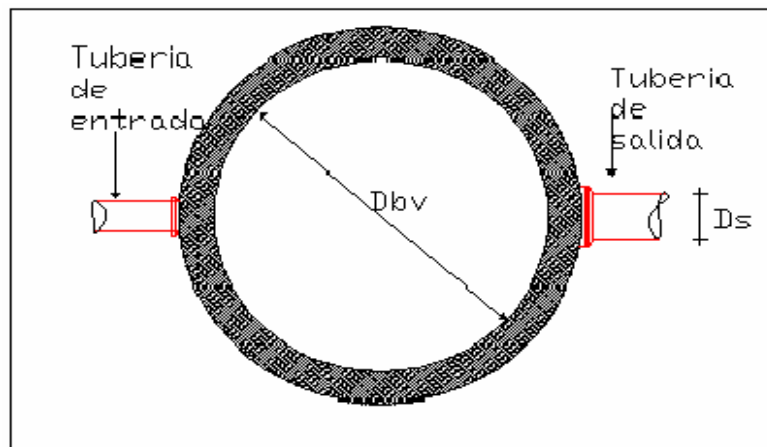


Fig. 3.2 Boca de visita vista en planta

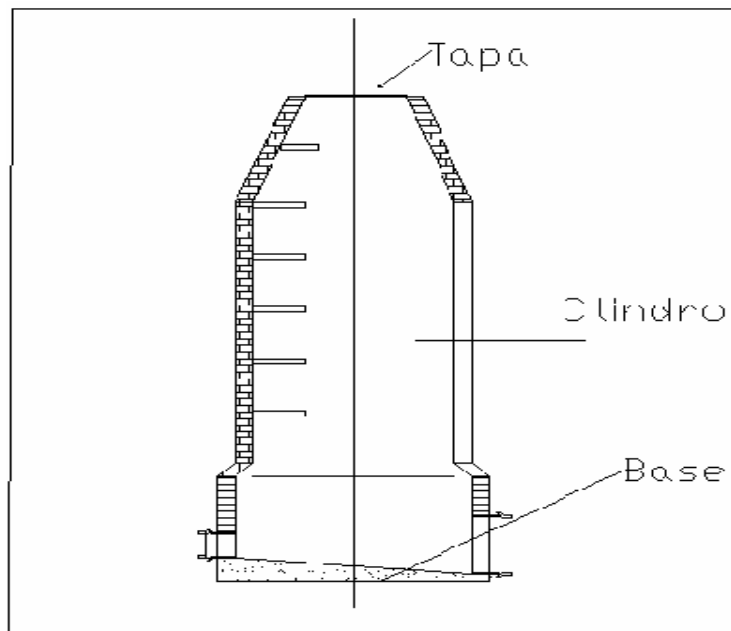


Fig. 3.3. Boca de visita vista en corte

- **Tramos**

Se denomina tramo a la longitud de colector cloacal comprendido entre dos bocas de visita continuas. El diámetro y demás características de cada tramo, están determinados por el gasto o caudal de diseño correspondiente. El tramo se identifica por las bocas de visita que lo comprenden

- **Red de Colectores**

La red esta constituida por todo el conjunto de tramos; y en ella podemos definir a un colector principal, el cual recibe los aportes de una serie de colectores secundarios que, de acuerdo a la topografía sirven a diversos sectores de la zona urbanizada. El colector toma la denominación de colector de descarga o emisario a partir de la última boca de visita del tramo que recibe aportes domiciliarios, hasta el sitio de descarga en la planta de tratamiento o en un curso superficial.[1]

Cada colector secundario, define una hoya secundaria y el colector principal abarca toda zona en estudio.

Se denominan colectores secundarios a aquellos colectores que reciben los aportes de aguas negras de pequeñas áreas pudiendo recibir las aguas negras de varios tramos laterales y descargando en el colector principal.

Notación con la finalidad de tener una ubicación de las bocas de visitas y de identificar los tramos y colectores de una manera sencilla resulta buena practica usar ejes, identificándolos con letra en un sentido, y números en el otro.

3.1.3. Determinación del Caudal de Diseño

En un sistema de recolección de aguas servidas, los gastos generados son, en su mayoría provenientes de las aguas de desecho del sistema de acueducto.

Las normas INOS, en el artículo 3.7, establece los siguientes aportes: [3]

- Aguas negras domiciliarias
- Industriales

- Comerciales
- Institucionales
- Infiltración

Para tener una idea de las variables de las descargas de aguas negras podría considerarse una curva de consumo, transformada en una curva de descargas. En este caso no hay diferenciación entre las aguas de origen domestico, industrial, comercial e institucional, por lo tanto se asume que todo el caudal de aguas negras que entrega el acueducto a la población lo reciben los colectores en forma similar, con cierto desplazamiento en el tiempo.

- **Gasto de Aguas Servidas Domiciliares (Art. 3.8).**

El valor del gasto máximo (promedio diario anual) de las aguas servidas domiciliarias, se obtendrá aplicando la fórmula siguiente:

$$Q_{\max (A.S)} = Q_{med (A.P)} * K * R \quad (3.1)$$

$A.S.$ = aguas servidas.

$A.P.$ = Aguas Potables

Donde Q_{med} = gasto medio del acueducto ($A.P$) que abastece la localidad.

R = coeficiente de gasto de reingreso, igual a 0,80

K = Coeficiente que es función de la población contribuyente al tramo en estudio. El valor de este coeficiente puede obtenerse por la fórmula de HARMON:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (3.2)$$

En donde P = población contribuyente al tramo en estudio, expresada en miles de habitantes. Para mayor facilidad de aplicación de esta fórmula se han dado valores a P y con ello se elabora la tabla 3.1.

- **Gasto de Aguas Residuales Industriales (Art. 3.9)**

En general las aguas residuales industriales se empotran Al sistema de alcantarillado, debiendo satisfacer los requisitos en cuanto a los parámetros de calidad especificados en la ley del ambiente capítulo III. Artículo 8°[3]

- 3.9.1 El aporte de las aguas residuales industriales en el sistema de alcantarillado, puede variar ampliamente. Deberá tenerse en consideración para la determinación de este gasto, el tipo de industria y su sistema procesal, tamaño de la planta, tipo de supervisión, y en todos los casos su desarrollo presente y futura.
- 3.9.2 Se deberá considerar además, como aporte de las aguas residuales industriales, aquellas que no provienen de acueducto, como aguas de refrigeración y de otros procesos industriales que procedan de otras fuentes de aprovisionamiento privado, tales como pozos profundos, tomas en ríos, manantiales y otros posibles aportes.
- 3.9.3 Se determinara para cada industria, en lo posible, el gasto máximo de sus aguas residuales, y las horas del día en que se produzcan.
- 3.9.4 Cuando en una localidad exista una zona industrial que no se comenzado a desarrollarse, se tratara de obtener en lo posible, la información correspondiente a los distintos tipos de industrias que se van a instalar en la misma, y se determinaran con cierta aproximación, los respectivos gastos máximos de aguas residuales.
- 3.9.5 En caso de no ser posible obtener la información indicada precedentemente, se podrá aplicar un coeficiente máximo de gasto de aguas residuales comprendido entre los valores extremos 0,50 lts/ha y 3,00 lts/ha bruta o una densidad equivalente de 100 lts/ha bruta y 300 hab/ha bruta, con la dotación adoptada por habitante.

- **Gasto de Aguas Servidas por Contribución Comercial. (Art. 3.10)**

La contribución comercial en las aguas servidas se estimará en lts/ha bruta, basado en el estudio de los aportes de zonas comerciales ya desarrolladas en otras localidades, y en las dotaciones de aguas que se asignan al respecto con base a las normas sanitarias del ministerio de sanidad y asistencia social. Se deberá aplicar en este último caso, el coeficiente de gasto de reingreso ya indicado.

Para obtener el gasto máximo, se multiplica por K el gasto medio comercial después de transformarlo en población equivalente. Esta población equivalente se suma a la contribuyente del tramo donde se incorporara la zona comercial o comercios

Tabla 3.1. Valores de K para distintas poblaciones.

Población	K	Población	K	Población	k
1.000	3,80	29.000	2,49	120.000	1,94
2.000	3,59	30.000	2,48	130.000	1,91
3.000	3,44	31.000	2,46	140.000	1,88
4.000	3,33	32.000	2,45	150.000	1,86
5.000	3,25	33.000	2,44	160.000	1,84
6.000	3,17	34.000	2,42	170.000	1,82
7.000	3,11	35.000	2,41	180.000	1,80
8.000	3,05	36.000	2,40	190.000	1,79
9.000	3,00	37.000	2,39	200.000	1,77
10.000	2,95	38.000	2,38	220.000	1,74
11.000	2,91	39.000	2,37	240.000	1,72
12.000	2,88	40.000	2,36	260.000	1,70
13.000	2,84	42.000	2,34	280.000	1,68
14.000	2,81	44.000	2,32	300.000	1,66
15.000	2,78	46.000	2,30	320.000	1,64
16.000	2,75	48.000	2,28	340.000	1,62
17.000	2,72	50.000	2,26	360.000	1,61
18.000	2,70	55.000	2,23	380.000	1,60
19.000	2,67	60.000	2,19	400.000	1,58

20.000	2,65	65.000	2,16	420.000	1,57
21.000	2,63	70.000	2,13	440.000	1,56
22.000	2,61	75.000	2,11	460.000	1,55
23.000	2,59	80.000	2,08	480.000	1,54
24.000	2,57	85.000	2,06	500.000	1,53

Fuente: [3]

- **Gasto de las Aguas Servidas por Contribución Institucional (Hospitales, Cárceles, Cuarteles, Escuela y otros) (Art. 3.11)**

Estas aguas servidas son generalmente de naturaleza doméstica su estimación se realizará en base a las dotaciones de agua que se fijan al respecto en las Normas Sanitarias y Asistencia Social (M.S.A.S), aplicándose el coeficiente de gasto de reintegro ya indicado.

Para obtener el gasto máximo, se multiplica por K el gasto medio institucional después de transformado en población equivalente. Esta población equivalente se suma a la contribuyente del tramo donde se incorpora el gasto institucional.

- **Gasto de Aguas de Infiltración (Art. 3.12)**

El gasto máximo de infiltración a considerar en un sistema de alcantarillado de aguas servidas, será de 20.000 L/día/Km.

En el aporte de las aguas de infiltración, se considerará la longitud total de los colectores del sistema, así como la longitud de cada uno de los empotramientos correspondientes, comprendida entre el límite de frente de la parcela y el eje del colector.

3.12.1 Se deberá disminuir en lo posible, el gasto de las aguas de infiltración y en su cálculo se tendrán en cuenta:

- a. Las características físicas de la zona.

- b. Tipo de suelo.
- c. Altura de la mesa freática.
- d. Tipo y condiciones de las juntas de colectores del sistema existente, caso de tratarse de un proyecto de ampliación.

- **Gasto Unitario de Cálculo de las Aguas Servidas ((Art. 3.13)**

Para obtener el gasto unitario de cálculo de las aguas servidas se deben sumar los diferentes aportes indicados anteriormente, y deberán multiplicarse por un coeficiente C, el cual varía entre 1 y 2.

El valor de C dependerá de:

- Calidad de la construcción.
- Área del desarrollo
- Tipo de junta
- Nivel freático

3.1.4. Período de Diseño

Es el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 por 100, ya por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la resistencia física de las instalaciones. En el caso de colectores cloacales, éste debe ser cuidadosamente seleccionado, ya que la imprecisión en la determinación de los aportes, aunados a períodos de diseño inadecuados puede resultar limitaciones de desarrollo para nuevas áreas o nuevas zonificaciones. [1]

En el caso de colectores principales, un período de diseño entre 40 y 50 años se puede considerar aconsejable, en virtud de los inconvenientes y costos de ampliaciones para recibir caudales mayores.

Las tuberías secundarias hasta 15 pulgadas (38 cm) de diámetro pueden estimarse para períodos de diseño de 25 años o más.

Las plantas de tratamientos de aguas negras pueden desarrollarse por etapas, por lo cual períodos de diseño que fluctúan entre 10 y 15 años, deben

considerarse en función de las tasas de interés predominantes para el capital a invertir.

3.1.5. Configuración de Redes Cloacales

Definir de manera general un procedimiento rígido para el trazado de colectores cloacales resulta difícil, ya que ello depende de la topografía de la zona y del sitio de descarga, podemos establecer algunos criterios que orientan en su preparación. Una área cualquiera podrá presentar varias alternativas de trazado de colectores principales y secundarios atendiendo a su topografía. [2]

El configurar uno o dos trazados nos permite analizar alternativas que redundaran en experiencias posteriores para mejores y más económicos diseños.

- **Nomenclatura**

La utilización de los ejes de las calles para dar una identificación a los colectores, usando letras en un sentido y números en otros, resulta práctico y de fácil ubicación para cualquier revisión.

- **Trazado de Colectores**

Partiendo del punto de descarga, el cual puede ser un cuerpo de agua (previa aprobación), un colector existente o una planta de tratamiento (existente o a diseñar) se trata de definir el posible trazado del colector principal siguiendo hacia arriba por las calles de menor pendiente, pero procurando que éste cubra todo el área a ser servida.

En ocasiones podemos configurar sistemas en abanico cuando las facilidades de concentración a un punto, más que eje, nos resulte ventajoso para el mejor aprovechamiento de los diámetros mínimos de colectores.

El colector principal debe estar a una elevación tal que se capaz de recibir las descargas de todos los colectores secundarios, evitando las excesivas

excavaciones.

Generalmente, en la elaboración del trazado de colectores, un factor determinante para el diseño es la diferencia de elevación entre el punto de descarga y el punto del extremo superior. Es aconsejable para el diseño tener bien definida esta condición antes de proceder a proyectar colectores secundarios y laterales, ya que ello puede evitar el tener que rediseñar totalmente el sistema.

- **Áreas Tributarias a Cada Colector**

Es la forma más práctica de determinar los gastos o caudales para el diseño de cada tramo y cada colector es haciendo una repartición del gasto total del parcelamiento en función de su área. Al delimitar luego el área a servir por cada tramo podemos obtener el caudal de diseño correspondiente. [1]

Para hacer esta delimitación de áreas se tomará en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que este trazado configura. Así, si suponemos una manzana de 100 m por lado, que tiene colectores en los cuatro lados que la configuran, bastará con trazar las diagonales y tener repartido así el caudal correspondiente a cada tramo.

La medición de esta área, mediante planímetro o por cálculo analítico de figuras geométricas conocidas, multiplicada por el coeficiente de gasto unitario, nos dará el gasto de diseño para el tramo final de dicho colector.

El caudal de diseño será el que resulta de multiplicar el gasto unitario por sus áreas correspondientes, así si tomamos el Q_{unitario} expresado en L/s/ha

De acuerdo con la topografía podría plantearse varias alternativas en el trazado de colectores que configuran la red, por lo cual conviene estudiar algunas de ellas que orienten, en términos generales para un análisis de este tipo. [1]

Al estudiar el trazado de los colectores debe tenerse presente que:

1. Existirán algunos tramos cuyos gastos de circulación serán bajos, y que deberá proveerse la pendiente suficiente para que se tengan velocidades de flujo capaces de provocar el arrastre de sedimentos.
2. En zonas de calles con poca pendiente o donde la pendiente de los

colectores puede ser de sentido contrario al de la calle debe procurarse aquel, cuyo gasto determine el diámetro menor, a fin de disminuir la excavación.

3.1.6. Comportamiento Hidráulico del Sistema

- **Tipo de Régimen Hidráulico de los Colectores Cloacales**

Las aguas negras, constituidas principalmente por aguas y un pequeño porcentaje de sólidos, tienen un comportamiento bajo el punto de vista hidráulico similar a las aguas puras, de modo que sobre esa premisa se desarrollan los cálculos hidráulicos en los colectores cloacales.

Esta consideración nos conduce a conclusiones similares a las determinadas para flujo en canales abiertos, y a la aplicación de las leyes que rigen para esta condición, ya que la mayoría de los colectores se diseñarán como canales. Excepciones a esta condición se tendrán:

- a. Cuando los colectores trabajen sobrecargados.
- b. Cuando se trate de colectores en zonas bajas que precisen de un bombeo.
- c. En el caso particular de sifones invertidos.

En tales casos el diseño se considerará como conductos a presión.

En el diseño, el régimen se considera permanente, lo cual se mantiene cuando la descarga es constante y uniforme. Esto requiere que la velocidad media sea constante en secciones sucesivas a lo largo de un tramo.

La ecuación de continuidad $Q = V * A$ nos establece la relación entre el caudal, el área del conducto y la velocidad del agua; de modo que conocidas dos variables podemos encontrar la tercera.

En el diseño conocemos el caudal o gasto Q (L/s) y nos quedarían indeterminadas la velocidad y el área de conducto requerido. Uno de los aspectos de mayor importancia en el diseño de colectores cloacales es el relativo a la conveniencia de tener colectores cloacales que no faciliten ni permitan la sedimentación de los sólidos que el agua acarrea. En tales circunstancias la

determinación de una velocidad capaz de producir el arrastre de material debe privar en el diseño.

- **Velocidad de Flujo y Velocidad de Arrastre**

En el 1890, Roberto Manning, propuso una expresión para el cálculo de la velocidad de flujo en colectores trabajando como canales abiertos, partiendo de la expresión de Chezy $V = c\sqrt{rs}$; y basado en sus propias experiencias estableció una modificación de la constante C como función del radio hidráulico y del coeficiente de rugosidad. [1]

$$c = f(n, r) = \frac{r^{1/6}}{n} \quad (3.3)$$

Que sustituido en la expresión original de Chezy, concluye en:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad (3.4)$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad.

V = Velocidad de escurrimiento [m/s].

r = Radio hidráulico[m].

s = Pendiente hidráulica.

La pendiente hidráulica coincide con la superficie del líquido en flujo de canales, y generalmente se expresa como la pendiente de la rasante del colector, lo cual supone flujo uniforme.

La velocidad determinada se refiere a la velocidad media para un caudal Q que fluye bajo condiciones de canal. Esta velocidad reviste especial importancia, toda vez que debe producir el arrastre o acarreo de los sólidos a lo largo de los

colectores.

Por tanto conveniente conocer la velocidad mínima a mantener en el colector, a fin de que produzca el arrastre de los sólidos presentes. Se han hecho estudios para determinar la capacidad de arrastre para diversos materiales. En la tabla 3.2 presenta el valor del coeficiente de rugosidad para distintos materiales

La Gaceta Oficial de la República de Venezuela N° 5318 establece la velocidad mínima en 0,6 m/s, para colectores de aguas negras trabajando a sección plena. El cual dice la siguiente:

Artículo 3.23. Velocidad mínima:

“La velocidad mínima a sección llena en colectores de alcantarillados de aguas servidas, será de 0,6 m/s. la velocidad mínima a sección llena, en colectores de alcantarillado de aguas pluviales, será de 0,75 m/s. en casos especiales, cuando no se disponga de la pendiente mínima demandada por el diámetro, se permitirá usar un diámetro menor al requerido siempre y cuando se obtenga mayor velocidad real en el caso considerado”.

Tabla 3.2. Valores de “n” Coeficiente de rugosidad.

MATERIAL	"n"
a) Colectores cerrados prefabricados:	
P.V.C	0,012
P.E.A.D	0,012
Fiberglass	0,012
Acero	0,012
Hierro Fundido	0,012
Hierro Fundido Dúctil	0,012
Arcilla ventrificada	0,013
Concreto ($\phi > 61$ cm(24"))	0,013
Concreto ($\phi < 53$ cm(24"))	0,015
b) Colectores cerrados vaciados en sitio:	

Concreto	0,014
c) canales:	
Revestimiento de concreto	0,015
Revestimiento de asfalto	0,015
Excavados en tierra	0,022 - 0,030
Lechos pedregosos y taludes con grama	0,035

Fuente: [3]

Tabla 3.3. Valores de velocidad de arrastre para distintos materiales.

Velocidad en el fondo	Velocidad media	Material arrastrado
10 cm/sg	12 cm/sg	Arcilla
12 cm/sg	15 cm/sg	Arena fina
18 cm/sg	24 cm/sg	Grava fina, Arena gruesa
25 cm/sg	48 cm/sg	Grava media
75 cm/sg	100 cm/sg	Guijarros 2,5 cm diámetro
105 cm/sg	135 cm/sg	Piedras angulares 3 a 4 cm

Fuente: [1]

En la Gaceta Oficial de la República de Venezuela N° 5318 se establece la velocidad admisible a sección plena para distintos materiales usados como colectores de aguas negras. El cual dice la siguiente:

Artículo 3.24. Velocidad máxima

“La velocidad máxima a sección llena en colectores de alcantarillados dependerá del material a emplear en los mismos”.

- **Pendiente de los Colectores.**

La selección de la pendiente de los colectores cloacales es principalmente función de la topografía de la zona a desarrollar, procurando el menor costo en las excavaciones. Esto conduce a tratar de lograr diseños que se adapten en lo posible a la superficie del terreno, manteniendo pendientes aproximadamente similares a la de las vías bajo las cuales se les coloque. Las condiciones de velocidad mínima que permitan el arrastre de sedimentos obligan, en ocasiones, a considerar pendientes mayores a las del terreno.

En este caso, dos son los factores primordiales que privan en la selección de una pendiente de un colector cloacal: por una razón de economía en la excavación, y por la otra, la velocidad de flujo por limitaciones tanto inferior como superior.

Tabla 3.4. Velocidades admisibles para distintos materiales.

Material de la Tubería	Veloc. Lim. (m/s)
a) Concreto	
Rcc28 = 210 Kg/cm ²	5,00
Rcc28 = 280 Kg/cm ²	6,00
Rcc28 = 350 Kg/cm ²	7,50
Rcc28 = 420 Kg/cm ²	9,50
Arcilla ventrificada	6,00
P.V.C	4,50
Hierro Fundido, Acero	Sin limite

Fuente: [3]

- **Tirante o Altura de la Lámina de Agua**

La variación del gasto en los colectores es una condición inevitable, ya que por una parte el colector es diseñado para un determinado periodo, al principio del cual el colector sólo recibe una porción pequeña de gasto de diseño, y por otra, existen variaciones horarias de descargas que también alteran las condiciones del flujo en el conducto. Por razones de facilidades de limpieza y de mantenimiento que impidan obstrucción de colectores, se ha fijado un diámetro mínimo permisible, lo cual también hace que en la mayoría de los caso estos no trabajen a sección plena, sino que normalmente fluyan parcialmente llenos.

Todas estas condiciones se deben de tomar en consideración para lograr un buen funcionamiento del alcantarillado, se debe tomar previsiones de las características de flujo para los caudales reales a fluir en el colector.

Debemos entonces destituir dos elementos: Unos, los que se refieren a la sección geométrica del conducto, y otros los que se refieren al caudal que fluye por él. Por razones prácticas, generalmente se determinan las características hidráulicas para el colector trabajando a sección llena y se establecen posteriormente relaciones de los mismos elementos hidráulicos para diferentes alturas de agua en el colector. Estas relaciones se han denominados relación de elementos hidráulicos y se refieren al caudal, perímetro mojado, área mojada, radio hidráulico, rugosidad, velocidad y tirantes de agua. Ver figura 3.4 y 3.5, en la tabla 3.5 se representan los elementos de una sección circular obtenidos de las figuras antes mencionadas.

- **Elementos Hidráulicos de una Sección Circular a Sección Llena**

a. Tirante de agua (H) será igual al diámetro del colector, $H = D$

b. Perímetro mojado.

$$P = \pi D \quad (3.5)$$

c. Área mojada

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (3.6)$$

d. Radio hidráulico.

$$r = \frac{3.146 D^{2/4}}{3.146 D} = \frac{D}{4} \quad (3.7)$$

e. Velocidad.

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad (3.8)$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad.

V = Velocidad de escurrimiento [m/s].

r = Radio Hidráulico [m].

s = Pendiente Hidráulica.

f. Gasto a Caudal.

$$Q = V * A = \frac{3.1416}{n} r^{4/3} s^{1/2} \quad (3.9)$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad.

Q = Gasto o caudal [m³/s].

r = Radio hidráulico [m].

s = Pendiente hidráulica.

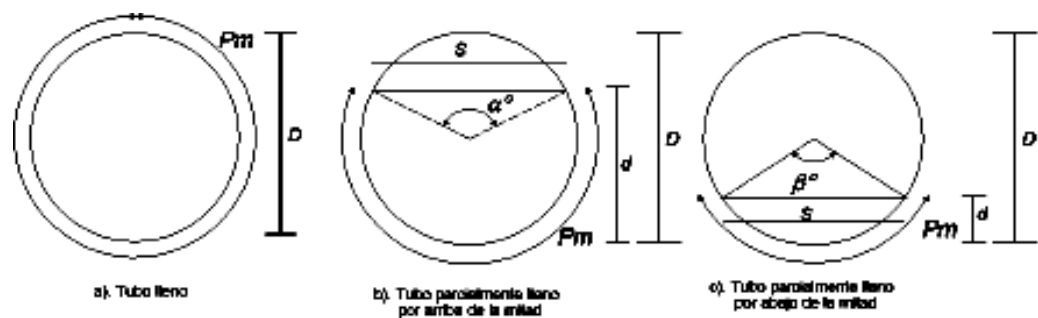


Fig. 3.4. Radio hidráulico, Perímetro Mojado, Diámetro de Tubo Totalmente Lleno y Parcialmente Lleno.

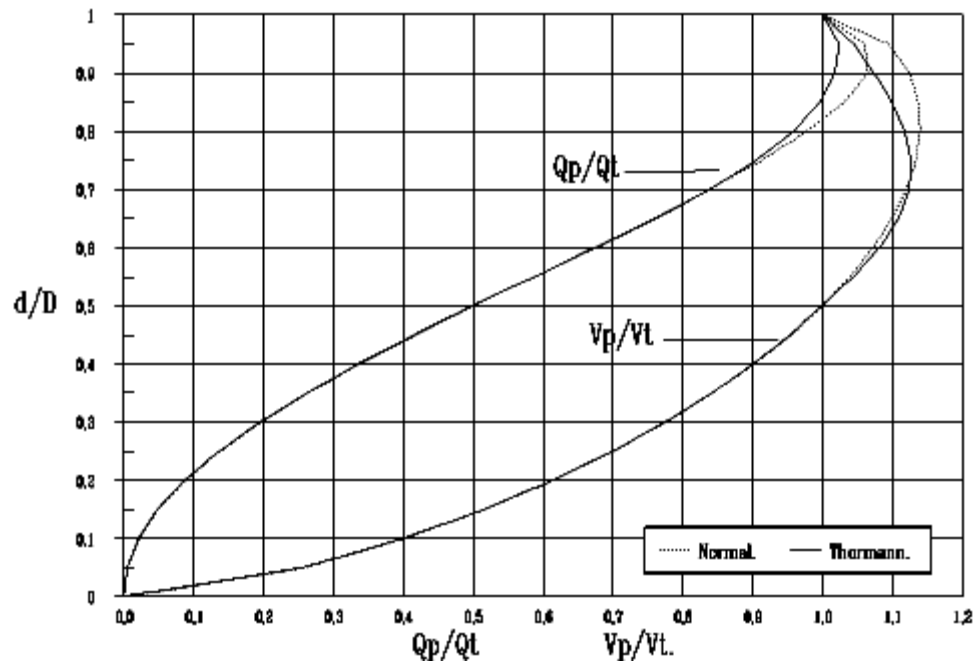


Fig 3.5. Relación del Grado de Llenado (d/D), Gasto (Q_p/Q_t) y Velocidad (V_p/V_t)

Tabla 3.5 Relación de elementos hidráulicos de una sección circular

AL TURA H/ D	AN GULO θ	S ENO θ	PE RIMET Pr/ Pc	A REA r/Ac	R ADIO r/Rc	V ELOC V r/Vc	G ASTO Q r/Qc
0,0 0	0,0 0	0 ,00	0,00	0 ,00	0, 00	0, 00	0, 00
0,0 2	32, 52	0 ,54	0,09	0 ,00	0, 05	0, 14	0, 00
0,0 4	46, 15	0 ,72	0,13	0 ,01	0, 10	0, 22	0, 00
0,0 6	56, 72	0 ,84	0,16	0 ,02	0, 16	0, 29	0, 01
0,0 8	65, 72	0 ,91	0,18	0 ,04	0, 21	0, 35	0, 01
0,1	73,	0	0,20	0	0,	0,	0,

0	74	,96		,05	25	40	02
0,1 2	81, 07	0 ,99	0,23	0 ,07	0, 30	0, 45	0, 03
0,1 4	87, 89	1 ,00	0,24	0 ,09	0, 35	0, 50	0, 04
0,1 6	94, 31	1 ,00	0,26	0 ,10	0, 39	0, 54	0, 06
0,1 8	100 ,42	0 ,98	0,28	0 ,12	0, 44	0, 58	0, 07
0,2 0	106 ,26	0 ,96	0,30	0 ,14	0, 48	0, 62	0, 09
0,2 2	111 ,89	0 ,93	0,31	0 ,16	0, 52	0, 65	0, 11
0,2 4	117 ,34	0 ,89	0,33	0 ,18	0, 57	0, 68	0, 13
0,2 6	122 ,63	0 ,84	0,34	0 ,21	0, 61	0, 72	0, 15
0,2 8	127 ,79	0 ,79	0,35	0 ,23	0, 65	0, 75	0, 17
0,3 0	132 ,84	0 ,73	0,37	0 ,25	0, 68	0, 78	0, 20
0,3 2	137 ,80	0 ,67	0,38	0 ,28	0, 72	0, 80	0, 22
0,3 4	142 ,67	0 ,61	0,40	0 ,30	0, 76	0, 83	0, 25
0,3 6	147 ,48	0 ,54	0,41	0 ,32	0, 79	0, 86	0, 28
0,3 8	152 ,23	0 ,47	0,42	0 ,35	0, 82	0, 88	0, 31
0,4 0	156 ,93	0 ,39	0,44	0 ,37	0, 86	0, 90	0, 34

Continuación tabla 3.5

0, 42	161, 59	0, 32	0, 45	0, 40	0, 89	0, 92	0, 37
----------	------------	----------	----------	----------	----------	----------	----------

0, 44	166, 22	0, 24	0, 46	0, 42	0, 92	0, 94	0, 40
0, 46	170, 82	0, 16	0, 47	0, 45	0, 95	0, 96	0, 43
0, 48	175, 42	0, 08	0, 49	0, 47	0, 97	0, 98	0, 47
0, 50	180, 00	0, 00	0, 50	0, 50	1, 00	1, 00	0, 50
0, 52	184, 58	- 0,08	0, 51	0, 53	1, 02	1, 02	0, 53
0, 54	189, 18	- 0,16	0, 53	0, 55	1, 05	1, 03	0, 57
0, 56	193, 78	- 0,24	0, 54	0, 58	1, 07	1, 05	0, 60
0, 58	198, 41	- 0,32	0, 55	0, 60	1, 09	1, 06	0, 64
0, 60	203, 07	- 0,39	0, 56	0, 63	1, 11	1, 07	0, 67
0, 62	207, 77	- 0,47	0, 58	0, 65	1, 13	1, 08	0, 71
0, 64	212, 52	- 0,54	0, 59	0, 68	1, 14	1, 09	0, 74
0, 66	217, 33	- 0,61	0, 60	0, 70	1, 16	1, 10	0, 77
0, 68	222, 20	- 0,67	0, 62	0, 72	1, 17	1, 11	0, 81
0, 70	227, 16	- 0,73	0, 63	0, 75	1, 18	1, 12	0, 84
0, 72	232, 21	- 0,79	0, 65	0, 77	1, 19	1, 13	0, 87
0, 74	237, 37	- 0,84	0, 66	0, 79	1, 20	1, 13	0, 90
0, 76	242, 66	- 0,89	0, 67	0, 82	1, 21	1, 14	0, 93
0, 78	248, 00	- 0,94	0, 68	0, 84	1, 22	1, 14	0, 96

78	11	0,93	69	84	21	14	95
0,	253,	-	0,	0,	1,	1,	0,
80	74	0,96	70	86	22	14	98
0,	259,	-	0,	0,	1,	1,	1,
82	58	0,98	72	88	22	14	00
0,	265,	-	0,	0,	1,	1,	1,
84	69	1,00	74	90	22	14	02
0,	272,	-	0,	0,	1,	1,	1,
86	11	1,00	76	91	21	14	04
0,	278,,	-	0,	0,	1,	1,	1,
88	93	0,99	77	93	20	13	05
0,	286,	-	0,	0,	1,	1,	1,
90	26	0,96	80	95	19	12	07
0,	294,	-	0,	0,	1,	1,	1,
92	28	0,91	82	96	18	12	07
0,	303,	-	0,	0,	1,	1,	1,
94	28	0,84	84	98	16	10	08
0,	313,	-	0,	0,	1,	1,	1,
96	85	0,72	87	99	13	09	07
0,	327,	-	0,	1,	1,	1,	1,
98	48	0,54	91	00	09	06	06
1,	360,	0,	1,	1,	1,	1,	1,
00	00	00	00	00	00	00	00

Fuente [2]

3.1.7. Diámetro y Clases de Tuberías

En la selección del diámetro es necesario considerar dos aspectos en el comportamiento del flujo en tuberías.

- a) Conductos trabajando como canales abiertos
- b) Como conductos a presión.

La expresión más generalizada para el diseño de colectores trabajando como canales abiertos es la ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

(3.10)

Por razones de orden práctico, y a fin de facilitar el diseño, se trabaja con la fórmula de Manning usando ábacos preparados para diferentes valores de n trabajando a sección plena.

Los coeficientes de rugosidad n dependen del material de conducto, de la sección, de las irregularidades del colector, y su cuantificación es difícil e imprecisa, habiendo sido determinado experimentalmente por diversos investigadores con resultados que ofrecen variaciones unos de otros.

En nuestro caso, donde principalmente se usa tubería de concreto se aplica valores de $n = 0,015$ para tuberías hasta 21 pulg. (53cm) de diámetro, inclusive, y de 0,013 para colectores de concreto con diámetros mayores a 21 pulg. Existen para distintos valores de n , ábacos que representan los cálculos de la ecuación de Manning que fluyen a sección plena.

- **Colectores Cloacales a Presión**

Por lo general se procura diseñar los sistemas de recolección de aguas servidas, para que trabajen como canales abiertos, en algunos casos se hace necesario el diseño de algunos tramos o colectores para trabajar como conductos a presión. Estas condiciones pueden presentarse en varias situaciones a saber:

- Cuando se tiene necesidad de bombear las aguas negras de una zona baja.
- Cuando se hace necesario pasar depresiones mediante sifones invertidos.
- Cuando se tengan zonas donde, ante la imposibilidad de aumentar los diámetros, los colectores deban trabajar sobrecargados.

La selección de la clase de tubería a utilizar dependerá de la presión de trabajo; así como el tipo de material en su fabricación dependerá de las condiciones de trabajo y de los costos en la región, que garanticen los requerimientos técnicos y logren un diseño económico.

El diámetro se seleccionara en base a un análisis económico, que tome en

cuenta todas las variables de costo. Este análisis incluye costos de tubería, de los equipos de bombeo, de energía, y costo de operación y mantenimiento.

- **Clases de Tuberías**

Las tuberías más comúnmente usadas son las fabricadas de concreto, arcilla vitrificada, asbesto cemento y las tuberías a base de polímeros. [1]

- **Tuberías de concreto.**

De acuerdo normas establecidas, las tuberías de concreto se clasifican por distintas clase C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7. Los tubos fabricados de acuerdo con estas normas atienden a una denominación de acuerdo a su resistencia estructural, así se tiene:

- a) Tuberías sin armadura de acero clases 1, 2 y 3.
- b) Tuberías armadas (con alambre de alta resistencia, con malla de alambre o con barras de acero) clases 4, 5, 6 y 7.

- **Tuberías de Arcilla Vitrificada (A.V).**

Es la tubería cuya materia prima, la arcilla, es sometida a proceso de vitrificación mediante aplicación en tres diferentes ciclos a una máxima temperatura de 2000 a 2400° F, logrando la fusión de los granos de arcilla entre sí y complementándose con un barnizado, al aplicar sal común en la fase de temperatura. La tubería de arcilla así fabricada, ofrece ventajas en cuanto a su coeficiente de rugosidad el cual es mucho menor que para tuberías de concreto $n = 0,011$. también es un material con mayor resistencia a la agresividad de ácidos.

- **Tuberías de Asbesto – Cemento (A.C).**

Son tuberías fabricadas por el enrollado a presión de una mezcla de asbesto

y cemento en capas múltiples y sometidas al fraguado mediante proceso especiales. Las tuberías de asbesto – cemento se pueden utilizar para trabajar bajo distintas condiciones, las que se utilizan para abastecimiento de agua se denotan A.C. P., las cuales son tuberías para trabajar como conducto a presión, las que se denotan A.C se utilizan como canales abiertos. El valor estimado de $n = 0,011$ a $0,012$.

o **Tuberías Plásticas (P.V.C o A.B.S).**

Las tuberías plásticas de cloruro de polivinilo (PVC) o de copolimero de Acrilonitrilo – Butano – Estreno (ABS) que se fabrican de acuerdo a normas específicas de la ASTM, presentan algunas ventajas en la utilización de conducción de aguas con características agresivas por su alta resistencia ácidos y sustancias agresivas.

Los tubos de cloacas de material plástico tienen paredes internas absorbentes y las juntas se hacen por soldadura química, lo cual representa una ventaja porque elimina el aporte por infiltración y ello adicionalmente significa eliminación de obstrucción por el crecimiento de raíces. Por presentar superficie interna muy lisa su coeficiente de rugosidad se puede estimarse entre $0,009$ a $0,010$.

3.1.8. Cargas Sobre Colectores.

Una vez definida las características hidráulicas de los colectores, es decir; diámetro, velocidad, pendiente, etc., la profundidad a la cual se colocaran va a estar determinada por dos aspectos: en primer lugar debe existir una separación mínima con respecto a los conductos de agua potable y en segundo lugar condiciones obligatorias del sistema cloacal, tales como puntos de descarga o intersección con otros colectores. [1]

Los colectores se proyectaran siguiendo en lo posible el eje de las calles; salvo en aquellos caso en que las edificaciones a servir requieran de un trazado

particular. Las tuberías de cloacas y las tuberías de la red de acueducto, se recomienda una separación mínima horizontal de 2 m y de 0,2 m de luz vertical. Las tuberías de cloacas se deben colocar por debajo de las tuberías del acueducto dejando la luz recomendada.

Es conveniente dejar preestablecido cuales son las profundidades de las tuberías de acueductos y cual debe ser la separación entre estas y los colectores cloacales. A tales efectos la Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela establece:

Art. 52 “Cuando se instalen tuberías para conducción de agua potable, paralelamente a colectores cloacales de aguas servidas, de empotramiento y/o agua de lluvia, se dejara una de otra, la mayor distancia libre horizontal posible. La distancia libre mínima horizontal exterior entre las tuberías para la conducción de agua potable y los colectores cloacales será de dos (2,00) metros, y la cresta de la cloaca quedara a una distancia vertical exterior no menor de 0,20 m por debajo de la parte inferior de la tubería de agua potable” [1].

- **Intersección con otros Colectores.**

Las condiciones particulares de cada proyecto, es un aspecto que limita las profundidad del colector, estas deben quedar claramente definidas en los perfiles correspondiente.

Es por tanto conveniente hacer las determinaciones de la elevación del colector en las progresivas donde exista la posibilidad de intersecciones o de puntos obligados de descarga modifiquen la pendiente originalmente seleccionada por condiciones hidráulicas.

- **Carga del terraplén sobre los colectores. Teoría de Marston.**

Una vez establecidas las profundidades, se debe seleccionar una tubería capas de soportar los esfuerzos exteriores a las cuales estará sometida.

En el diseño de conductos enterrados, las condiciones que fijan las cargas que soportan son principalmente:

1. carácter, dirección y magnitud de las cargas.
2. propiedades físicas del material del colector.
3. el tipo de apoyo sobre el que se coloque la tubería.

○ **Carácter, Dirección y Magnitud de las Cargas.**

Las cargas a las cuales están sometidas los colectores enterrados, son principalmente de dos tipos:

- a. la fuerza de gravedad del terraplén.
- b. Las cargas móviles ocasionadas por el tráfico de vehículos sobre las vías.

Marston, mediante la aplicación de principios racionales de mecánica de suelos, concluyo que las cargas que descansan sobre los colectores enterrados están influenciados por:

- a) El asentamiento del suelo colocado sobre el conducto.
- b) El asentamiento del suelo colocado a los lados.
- c) El ancho de la zanja.
- d) La relación entre la altura del relleno y el ancho de la zanja.
- e) La clase de material del lecho.
- f) El grado de apisonamiento del terraplén
- g) La flexibilidad del conducto.

Obteniendo una ecuación general de Marston, expresada de la siguiente forma:

$$W = C \omega B^2 \quad (3.11)$$

Donde:

W = carga vertical del relleno sobre el tubo (kg/m)

ω = Peso unitario del relleno (kg/m³)

B = Ancho de zanja a la altura del tope del tubo (m)

C = Coeficiente de carga.

3.2. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS

3.2.1. Constituyentes de las Aguas Residuales.

Los constituyentes encontrados en las aguas residuales pueden ser clasificados como físicos, químicos y biológicos. Existen una serie de analizar empleadas para cuantificar estos constituyentes son reportados en Tabla 3.6 los constituyente mas importante y el porque de su importancia en las aguas residuales son presentados en la Tabla 3.6. Antes de considerar las características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales, es conveniente tratar brevemente los procesos analíticos usados para la caracterización de las aguas residuales.[4]

- **Muestreo y Procedimiento Analíticos**

Las técnicas de muestreo y de análisis usadas para caracterizar las aguas residuales van desde la determinación química cuantitativa y precisa, hasta determinaciones biológicas y físicas cuantitativas. Algunas técnicas, métodos y concepto químicos útiles los consideraremos continuación:

- **Muestreo**

Los programas de muestreo se emprenden por una serie de razones con el fin de obtener los siguientes propósitos:

- Datos operacionales de rutina sobre el desempeño general de la planta.
- Datos que pueden usarse para documentar el desempeño de un determinado proceso u operación.
- Datos que pueden usarse para implementar programas nuevos propuestos.
- Datos necesarios para reportar cumplimiento de las normas.

Tabla 3.6 Análisis comunes usados para estimar los constituyentes encontrados en las aguas residuales.

Prueba	Abreviatura	Uso o significados del resultado
características físicas		
Sólidos totales	ST	Determinar la clase de proceso u operación más apropiada para su tratamiento
Sólidos volátiles totales	SVT	
Sólidos fijos totales	SFT	
Sólidos suspendidos totales	SST	
Sólidos suspendidos volátiles	SSV	
Sólidos suspendidos fijos	SSF	
Sólidos disueltos totales	SDT(ST-SST)	Estimar la reutilización potencial del agua residual
Sólidos disueltos volátiles	SDV	
Sólidos disueltos fijos totales	SDF	Determinar aquellos sólidos que se sedimentan por gravedad en un tiempo específico
Sólidos sedimentables		
Distribución de partículas por tamaño	DPT	Evaluar el desempeño de los procesos de tratamiento
Turbiedad	UNT	Evaluar la calidad del agua residual tratada
Color	café claro, gris, negro	Estimar la condición del agua residual (fresca o séptica)

Continuación Tabla 3.6

Transmitancia	%T	Estimar si el efluente tratado es apropiado para desinfección con radiación UV
Olor	NUO	Determinar si el olor puede ser un problema
Temperatura	°C o °F	Importante en el diseño y operación de instalaciones de tratamiento con procesos biológicos
Densidad	P	
Conductividad	CE	Estimar si el efluente tratado es apto para su uso agrícola
características químicas inorgánicas		
Amonio libre	NH^{+4}	Usado como medida de nutrientes y para establecer el grado de descomposición del agua residual, las formas oxidadas pueden tomarse como una medida del grado de oxidación. Usado como medida de nutrientes
Nitrógeno orgánico	$\text{N}^{\text{-org}}$	
Nitrógeno total Kjeldahl	$\text{NTK}(\text{N}^{\text{org}} + \text{NH}^{+4})$	
Nitritos	NO^{-2}	
Nitratos	NO^{-3}	
Fósforo inorgánico	P inorg	
Fósforo total	FT	
Fósforo orgánico	P org	
PH	$\text{pH} = \log 1/[\text{H}^{+}]$	Medida de la acidez o basicidad de una solución acuosa

Continuación Tabla 3.6

Alcalinidad	$\sum \text{HCO}^{-3} + \text{CO}^{-2}_3 + \text{OH}^{-} + \text{H}^{+}$	Medida la capacidad amortiguadora del agua residual
Cloruros	Cl^{-}	Evaluar la posibilidad de ser empleada en el uso agrícola
Sulfatos	SO	Estimar la formación potencial de olores y de tratamiento apropiado de lodos residuales
Metales	As, Cd, Ca, Cr, Co, Cu, Pb, Mg, Hg, Mo, Ni, Se, Na, Zn	Estimar la posibilidad de reutilizar el agua residual y los posibles efectos tóxicos en el tratamiento. Las cantidades de metales son importante en el tratamiento biológico
Compuestos y elementos inorgánicos específicos		Evaluar la presencia o ausencia de un constituyente específico
Gases	$\text{O}_2, \text{CO}_2, \text{NH}_3, \text{H}_2\text{S}, \text{CH}_4$	Presencia o ausencia de gases específicos
características químicas orgánicas		
Demanda bioquímica carbonacea de oxígeno a cinco días	BBOC ₅	Medida de la cantidad de oxígeno requerido para estabilizar biológicamente un residuo

Continuación Tabla 3.6

Demanda bioquímica carbonacea de oxígeno última	DBOU (DBOÚL)	Medida de la cantidad de oxígeno requerido para estabilizar biológicamente un residuo
Demanda de oxígeno nitrogenacea	DON	Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidar biológicamente el nitrógeno amoniacal de un agua residual a nitratos
Demanda química de oxígeno	DQO	Usada con frecuencia como sustituto de la prueba de DBO
Carbono orgánico total	COT	Usada con frecuencia como sustituto de la prueba de DBO
Compuestos y clases de compuestos orgánicos específicos		Determinar la presencia de compuestos orgánicos específicos y estimar la necesidad de medidas especiales en el diseño para su remoción.
Características biológicas		
Organismos coniformes	NMP(numero mas probable)	Estimar la presencia de bacterias patógenas y la eficiencia del proceso de desinfección.
Microorganismos específicos	Bacterias, protozoos, helmintos, virus	Estimar la presencia de organismos específicos en conexión con la operación de la planta de tratamiento y la reutilización del agua.
Toxicidad	UTA y UTC	Unidad toxica aguda, unidad toxica crónica

Fuente:

[4]

Para alcanzar las metas del programa de muestreo, los datos pueden ser:

Representativos: estos deben representar el agua residual o el ambiente muestreado.

Reproducibles: los datos obtenidos deben poder ser reproducidos por otros siguiendo el mismo muestreo y protocolos analíticos.

Sustentados: la documentación debe estar disponible para validar el plan de muestreo. Los datos deben tener un grado conocido de exactitud y precisión.

Útiles: Los datos deben poder usarse para encontrar los objetivos del plan de monitoreo.

○ **Métodos de análisis**

Los métodos cuantitativos de análisis gravimétricos, volumétricos o físico-químicos; en los métodos físicos-químicos se miden propiedades diferentes a la masa o al volumen. Los métodos instrumentales de análisis como turbidimetría, colorimetría, potenciometría, polarografía, espectrometría de absorción, flurometría, espectroscopia y radiación nuclear son análisis físico-químicos representativos.

3.2.2. Características Físicas

• **Sólidos**

El agua residual contiene una variedad de materiales sólidos que barrían desde hilachas hasta materiales coloidales. En la caracterización de las aguas residuales, los materiales gruesos son removidos generalmente antes de analizar sólidos en la muestra. La clasificación de los diferentes tipos de sólidos encontrados se presenta en la Tabla 3.7 [4]

Tabla 3.7 Definiciones para sólidos encontrados en agua residual.

Prueba	Descripcion
Sólidos totales (ST)	Residuo remanente después que la muestra ha sido evaporada y secada a una temperatura específica (103 a 105°C)
Sólidos volátiles totales (SVT)	Sólidos que pueden ser volatilizados e incinerados cuando los ST son calcinados (500±50°C)
Sólidos fijos totales (SFT)	Residuo que permanece después de incinerar los ST (500±50°C)
Sólidos suspendidos totales (SST)	Fracción de ST retenido sobre un filtro con un tamaño de poros específicos medidos después de que ha sido secado a una temperatura específica. El filtro mas usado para la determinación de SST es el filtro Whatman de la fibra de vidrio que tiene un tamaño nominal de poros de aproximadamente 1.58 µm
Sólidos suspendidos volátiles (SSV)	Estos sólidos que pueden ser volatilizados e incinerados cuando los SST son calcinados (500±50°C)
Sólidos suspendidos fijos (SSF)	Residuo que permanece después de incinerar los SST (500±50°C)
Sólidos disueltos totales (SDT) (ST-SST)	Sólidos que pasan a través del filtro y luego son evaporados y secados a una temperatura específica. La medida de SDT comprende coloides y sólidos disueltos. Los coloides son de tamaño 0.001 a 1 µm
Sólidos disueltos volátiles (SDV) (SVT)	Sólidos que pueden ser volatilizados e incinerados cuando los SDT son calcinados (500±50°C)
Sólidos disueltos fijos (SDF)	Residuo que permanece después de incinerar los SDT (500±50°C)
Sólidos sedimentables	Sólidos suspendidos, expresados como milímetros por litros, que se sedimentaran por fuera de la suspensión dentro de un periodo de tiempo específico.

Fuente: [4]

- **Turbiedad**

La turbiedad, como una medida de las propiedades de dispersión de la luz de las aguas es otro parámetro usado para indicar la calidad de las aguas naturales y las aguas residuales tratadas con relación al material residual en suspensión coloidal. La medición de la turbiedad se realiza por comparación entre la intensidad de la luz dispersa en una muestra y la luz dispersa por una suspensión de referencia bajo las mismas condiciones. Suspensiones de formacina se emplean como patrones primarios de referencia. Los resultados de las mediciones de turbiedad se dan en unidades nefelométricas de turbiedad (UNT).

En general no hay una relación definida entre la turbiedad y la concentración de sólidos suspendidos en aguas residuales sin tratamiento. Sin embargo existe una correspondencia entre la turbiedad y los sólidos suspendidos, para efluentes de sedimentadores secundarios de procesos de lodos activos. Esta relación tiene la siguiente expresión general.

$$\text{SST, mg/L} = (\text{fSST})(\text{T})$$

(3.12)

Donde:

fSST = factor que varía entre 2,0 y 2,7 para convertir las lecturas de la turbiedad en SST,(mg/L SST)/UNT, y T = turbiedad, UNT.

- **Color**

El color en aguas residuales es causado por sólidos suspendidos, material coloidal y sustancias en solución. El color causado por sólidos suspendidos se llama color aparente mientras que el color causado por sustancias disueltas y coloidales se denomina color verdadero. El color verdadero se obtiene sobre una muestra filtrada. El color de una muestra de agua residual se determina comparando el color de la muestra y el color producido por las soluciones de

diferente concentración de cloroplatinato de potasio (K_2PtCl_6). Una unidad de color corresponde al color generado por 1,0 mg/L de platino.

En forma cualitativa, el color puede ser usado para estimar la condición general del agua residual. Si el color es café claro, el agua residual lleva aproximadamente 6 horas después de su descarga. Un color gris claro es característico de aguas que han sufrido algún grado de descomposición o que ha permanecido un tiempo corto en los sistemas de recolección. Si el color es gris oscuro o negro, se trata en general de aguas sépticas que han sufrido una fuerte descomposición bacteriana bajo condiciones anaerobias (en ausencia de oxígeno). El oscurecimiento de las aguas residuales se da con frecuencia debido a la formación de varios sulfuros, en particular sulfuro ferroso (FeS). La formación de sulfuros bajo condiciones anaerobias, se combina con metales divalentes que pueden estar presentes en las residuales, como el hierro. [4]

- **Transmitancia /absorbancia.**

La transmitancia, se define como la capacidad de un líquido de transmitir luz de una longitud de onda específica a través de una solución de espesor conocido, se calcula a partir de la relación:

$$\% \text{ transmitancia } T = \frac{I}{I_0} * 100$$

(3.13)

Donde, % transmitancia = capacidad de líquido de transmitir luz, UV

I = intensidad final de luz (radiación) transmitida después de pasar a través de una solución de espesor conocido

I_0 = intensidad inicial de luz (radiación) incidente.

La transmitancia de muestras de aguas residuales filtradas y sin filtrar se mide para la evaluación y diseño del sistema de desinfección con radiación UV. La absorbancia, que es la pérdida de energía radiante al pasar la luz de un fluido,

se define como:

$$\% a = \frac{(I_0 - I)}{I_0} * 100$$

(3.14)

Donde; %a = porcentaje de absorbancia

I = intensidad final de luz (radiación) transmitida después de pasar a través de una solución de espesor conocido

I₀ = intensidad inicial de luz (radiación) incidente.

- **Olor**

La determinación de olor es cada vez más importante en la medida en que el público se ha interesado más por la propia operación de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales. El olor de un agua residual fresca es en general inofensivo, pero una gran cantidad de compuestos malolientes son liberados cuando se produce la degradación biológica bajo las condiciones anaerobias de las aguas residuales. El compuesto principal de olor indeseable es el sulfuro de hidrogeno (olor a huevo podrido). Otros son como indol, eskatol y mercaptanos, formados bajo condiciones anaerobias pueden causar pueden causar mas ofensivos que el sulfuro de hidrogeno. La concentración umbral de detección de compuestos presentes en aguas residuales que generan malos olores se presentan en la Tabla 3.8.

La concentración de compuestos olorosos específicos puede ser medida por equipos instrumentales. Mediciones directas de sulfuro de hidrogeno pueden realizarse en campo con un medidor manual para concentraciones bajas como 1 parte por billón (ppb).

El umbral de olor de una muestra de agua natural o residual es determinado por dilución de la muestra con agua libre de olor. El numero umbral de olor, (NUO) corresponde a la mayor dilución realizada con agua libre de olor,

que produce un olor a penas perceptible. El valor numérico del NUO es calculado con la siguiente expresión:

$$NUO = \frac{(A + B)}{A}$$

(3.15)

Donde;

NUO = número de umbral de olor

A= ml de muestra

B = ml de agua libre de olor.

Tabla 3.8. Umbral de olor de compuestos olorosos asociados con aguas residuales crudas.

Compuestos olorosos	Fórmula química	Peso molecular	Umbral de olor,ppmv	Olor característico
Amoniaco	NH ₃	17	46,8	Amoniaco
Cloro	CL ₂	71	0,314	
Crotilmercapto	CH ₃ - CH=CH-CH ₂ -SH	90,19	0,000029	Zorrillo
Dimetilsulfuro	CH ₃ -S- CH ₃	62	0,0001	Vegetales descompuestos
Difenilsulfuro	(C ₆ H ₅) ₂ S	186	0,0047	
Etilmercaptano	CH ₃ CH ₂ - SH	62	0,00019	Coles descompuestos
sulfuro de	H ₂ S	34	0,00047	Huevos podridos
Indol	C ₈ H ₆ NH	117	0,0001	
metilamina	CH ₃ NH ₂	31	21	
Metilmercaptano	CH ₃ SH	48	0,0021	Coles descompuestos
Eskatol	C ₉ H ₉ NH	132	0,019	Materia fecal
Dioxido de azufre	SO ₂	64,07	0,009	

tiocresol	$\text{CH}_3\text{-}$ $\text{C}_6\text{H}_4\text{-SH}$	124	0,000062	Zorrillo, rancio
-----------	---	-----	----------	------------------

Fuente: [4]

- **Temperatura.**

La temperatura del agua residual es por lo general mayor que la temperatura del agua para abastecimiento como consecuencia de la incorporación de aguas caliente proveniente del uso doméstico e industrial. La medición de la temperatura es importante, ya que muchos de los sistemas de tratamiento de aguas residuales incluyen procesos biológicos que dependen de la temperatura. La temperatura de un agua residual varia por las distintas condiciones climáticas de la posición geográfica donde se encuentra. En las regiones más frías, la temperatura varia de 45 a 65 °F (7 a 18 °C) mientras en las regiones más cálidas la variación será de 55 a 85 °F (13 a 30 °C).

La temperatura del agua es un parámetro muy importante porque afecta directamente las reacciones químicas y las velocidades de reacción, la vida acuática y la adecuación del agua para fines benéficos. Un incremento en la temperatura puede causar cambios en las especies de peces que exciten en un cuerpo de agua receptor. El oxígeno es menos soluble en aguas calientes que en frías. El aumento en la velocidad de las reacciones bioquímicas como consecuencia de incrementos en la temperatura de las aguas superficiales, puede ocasionar una drástica disminución en la concentración de oxígeno disuelto durante los meses de verano.

La temperatura óptima para el desarrollo de la actividad bacteriana esta en el rango de 77 a 95 °F (de 25 a 35 °C). Cuando la temperatura se acerca a los 15 °C, las bacterias productoras de metano cesan su actividad, y alrededor de 41°F (5°C), las bacterias autotróficas nitrificantes dejan de actuar. Cuando la temperatura es de 36 °F(2 °C), se alcanza incluso la inactivación de bacterias quimioheterotróficas que actúan sobre la materia orgánica carbonácea.

- **Densidad, Gravedad Específica y Peso Específico**

La densidad del agua residual ρ_w , se define como su masa por unidad de volumen y se expresa como slug/pie³ en medidas del sistema inglés y como g/L o Kg/m³ en medidas del sistema internacional (SI). La densidad es una característica física de gran importancia a la hora de establecer la información potencial de corrientes de densidad en sedimentadotes, humedales artificiales y otras unidades de tratamiento. La densidad del agua residual doméstica que contiene cantidades significativas de desechos es prácticamente de igual valor a la del agua a una misma temperatura.

En algunos casos, la gravedad específica del agua S_w se emplea en lugar de la densidad. La gravedad específica se define como:

$$S_w = \frac{\rho_w}{\rho_o} \quad (3.16)$$

Donde ρ_w = densidad del agua residual y ρ_o = densidad del agua. Tanto la densidad como la gravedad específica dependen de la temperatura y de la concentración de sólidos totales presentes en las aguas residuales.

- **Conductividad**

La conductividad eléctrica (CE) del agua es la medida de la capacidad de una solución para conducir la corriente eléctrica. Como la corriente eléctrica es transportada por iones en solución, el aumento en la concentración de iones provoca un aumento en la conductividad. Por tanto, el valor de la medida CE es usado como un parámetro sustituto de la concentración de sólidos disueltos totales (SDT). En la actualidad, el parámetro más importante para determinar la posibilidad de uso de un agua para riego es la CE; es así como la salinidad de determinada agua residual tratada que se desea usar para riego se establece mediante la conductividad eléctrica.

La conductividad eléctrica se expresa en $\mu\text{mho/cm}$, en el sistema Inglés de unidades y en milésimas por metro (mS/m) en unidades del sistema internacional.

$$SDT \left(\frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) CE \left(\left(\frac{\mu\text{mho}}{\text{cm}} \text{ o } \frac{\text{dS}}{\text{m}} \right) \right) * (550 - 700)$$

(3.17)

4.2.4. Características Químicas Inorgánicas.

Los constituyentes químicos de las aguas residuales son con frecuencia calificados en inorgánicos y orgánicos.

Los orgánicos incluyen:

1. Elementos individuales como calcio (Ca), cloruro (CL) hierro (Fe), cromo (Cr) y Zinc (Zn).
2. Una amplia variedad de compuestos como nitratos (NO_3) y sulfato (SO_4).

Los constituyentes orgánicos de mayor interés en las aguas residuales se clasifican como agregados e individuales. Los constituyentes orgánicos agregados comprenden un número de compuesto que no pueden ser distinguidos en forma separada; de gran interés en el tratamiento, vertimiento y reutilización de aguas residuales al igual que los constituyentes orgánicos específicos.

Los constituyentes químicos inorgánicos de interés comprenden la nutrientes, constituyente no metálicos, metales y gases. Entre los nutrientes inorgánicos están amoniaco libre, nitrógeno, fosfato orgánico y fosfato inorgánico. El nitrógeno y el fosfato son de gran importancia, ya que han sido identificados como nutrientes causantes principales del crecimiento indeseable de plantas acuáticas. otras pruebas, como pH, alcalinidad, cloruros y el sulfato son realizadas para estimar las capacidad de reutilización de aguas residuales tratadas y también como pruebas de control de varios proceso de tratamiento.

- **pH**

La expresión usada para medir la concentración del ion hidrogeno en una solución esta en términos del pH, el cual se define como el logaritmo negativo de la concentración de Ion hidrógeno:

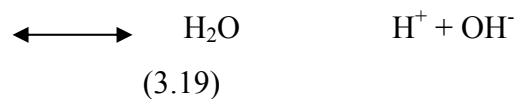
$$pH = -\log_{10} [H^+] \quad (3.18)$$

Donde;

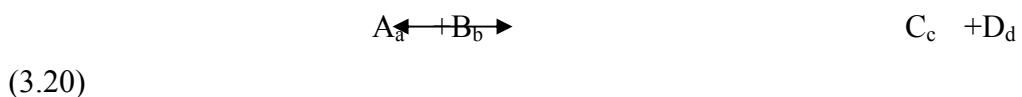
$[H^+]$ = concentración de ión hidrógeno, adm

La concentración de ion hidrogeno se mide generalmente en forma instrumental empleado un pH neutro.

La concentración del ion hidrógeno en el agua esta íntimamente relacionado con la extensión de la reacción de disociación de las moléculas del agua. El agua se disocia en los iones hidroxilo e hidrogeno, se expresa de la siguiente forma:



Aplicando la ley de acción de masa expresada en:



$$K = \frac{[C]^c * [D]^d}{[A]^a * [B]^b} \quad (3.21)$$

Donde; K = constante de equilibrio, adm

Sustituyendo en la ecuación 2.6 en la ecuación 2.8 se obtiene:

$$K = \frac{[H^+] * [OH^-]}{H_2O}$$

(3.22)

Debido a que la concentración de agua en un sistema acuoso diluido es prácticamente constante se puede incorporar esta concentración dentro de la constante de equilibrio K para obtener:

$$K_w = [H^+] * [OH^-]$$

(3.23)

K_w es conocido como la constante de ionización o producto de ionización del agua, y aproximadamente su valor es 1×10^{-14} a una temperatura 25 °C.

Al definir pOH como el logaritmo negativo de la concentración de iones hidrogeno, se puede observar que para el agua a 25°C se obtiene a partir de la ecuación (4.11) la siguiente expresión:

$$pH + pOH = 14$$

(3.24)

El intervalo adecuado de pH para la existencia de la mayor parte de la vida biológica es relativamente estrecho, en general entre pH 5 y 9. Las aguas residuales con valores de pH menores a 5 y superiores a 9 son de difícil tratamiento mediante proceso biológicos.

- **Fósforo**

El fósforo también es importante en el crecimiento de algas y otros organismos biológicos. Debido al nocivo crecimiento incontrolado de algas en aguas superficiales, se ha realizado grandes esfuerzo para controlar la cantidad de compuesto de fósforo provenientes de descargas de aguas residuales domesticas,

industriales y de escorrentías natural. Las formas más frecuentes en la que se puede encontrar el fósforo en soluciones acuosas incluyen ortofosfatos, polifosfatos y fósforo orgánico. Los ortofosfatos tales como PO_4^{-3} , HPO_4^{-2} , H_2PO_4 , están disponibles para el metabolismo biológico sin que sea necesaria una ruptura posterior.[4]

Los polifosfatos incluyen aquellas moléculas con dos o más átomos de fósforo, átomos de oxígeno y en algunos casos átomos de hidrógeno combinados en moléculas complejas tales como; $\text{P}_2\text{O}_7^{-4}$, $\text{P}_2\text{O}_7^{-3}$, $\text{H}_2\text{P}_2\text{O}_7^{-4}$, $\text{H}_3\text{P}_2\text{O}_7$ y los complejos de $\text{HP}_2\text{O}_7^{-4}$, $\text{P}_3\text{O}_{10}^{-5}$, $\text{HP}_3\text{O}_{10}^{-4}$, $\text{H}_2\text{P}_3\text{O}_{10}^{-3}$, $\text{H}_3\text{P}_3\text{O}_{10}^{-2}$ y complejos de $\text{H}_2\text{P}_3\text{O}_{10}^{-4}$. Los polifosfatos sufren hidrólisis en soluciones acuosas y se convierten en ortofosfatos; sin embargo el proceso de hidrólisis es bastante lento. El fósforo enlazado a compuestos orgánicos carece de importancia en muchos de los residuos domésticos, pero puede ser un constituyente importante en residuos industriales y lodos de aguas residuales. Analíticamente, los ortofosfatos se pueden determinar por métodos gravimétricos, volumétricos y físicos – químicos. Los polifosfatos y el fósforo orgánico deben ser primero convertidos en ortofosfatos para poder ser analizados.

- **Alcalinidad**

La alcalinidad del agua se define como su capacidad para neutralizar ácidos. En aguas residuales, la alcalinidad se debe a la presencia de hidróxidos $[\text{OH}^-]$, carbonatos $[\text{CO}_3^{-2}]$ y bicarbonatos $[\text{HCO}_3^-]$ de elementos como calcio, magnesio, sodio, potasio, o de ion amonio. De todos ellos, el bicarbonato de calcio y el bicarbonato de magnesio son los más comunes. La alcalinidad en las aguas residuales ayuda a regular los cambios de pH causado por la acción de ácidos. Normalmente, el agua residual es alcalina, propiedad adquirida de las aguas de abastecimiento, aguas subterráneas y los materiales adicionados durante los uso domésticos. [4]

La alcalinidad se determina por titulación con un ácido normalizado, expresando los resultados como carbonato de calcio CaCO_3 . Para propósitos

prácticos, la alcalinidad se puede definir en términos de cantidades molares como:

$$[Alc] \text{ mol/l} = [HCO_3^-] + 2[CO_3^{2-}] + [OH^-] + [H^+] \quad (3.25)$$

Donde:

[Alc] = alcalinidad, mol/L

[HCO₃⁻] = concentración de bicarbonato de calcio

[CO₃⁻²] = concentración de carbonato de calcio,

[OH⁻] = concentración de hidróxido

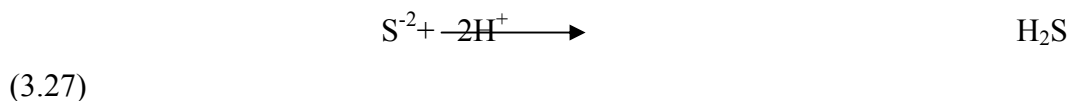
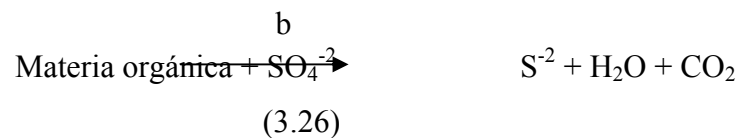
[H⁺] = concentración de hidrógeno

- **Cloruros**

La concentración de cloruros en aguas residuales es un parámetro relacionado con su reutilización. Los cloruros en aguas naturales provienen de los cloruros lixiviados de las rocas y los suelos con los que ellas hacen contacto. En áreas costeras, las concentraciones de cloruros pueden provenir de la intrusión de las aguas salinas y salobres. Otras fuentes potenciales de cloruros son las descargas de aguas residuales domésticas, industriales y agrícolas a las aguas superficiales. En las aguas residuales, los cloruros son añadidos como consecuencia del uso. Por ejemplo, las heces humanas aportan aproximadamente 6 g de cloruro por persona por día. En lugares donde la naturaleza de las aguas es elevada, los compuestos usados para su reducción constituyen una importante fuente de cloruros. Debido a que los métodos convencionales de tratamiento no eliminan cloruros en cantidades significativas, concentraciones superiores a las normales pueden tomarse como un indicio de que la fuente de agua está siendo usada para el vertido de aguas residuales. Los cloruros se expresan en mg/L

- **Azufre**

El ion sulfato se encuentra en forma natural tanto en las aguas de abastecimiento como en las aguas residuales. El azufre es un elemento indispensable para la síntesis de proteínas, y por eso se libera cuando ocurre la degradación de las mismas. Los sulfuros se reducen biológicamente a sulfuros bajo condiciones anaerobias y pueden formar sulfuro de hidrogeno (H_2S) al combinarse con el hidrogeno. A continuación se muestran las reacciones generales que se rigen estos procesos:



Los sulfuros de hidrógenos liberado a la atmósfera en red de alcantarillado que no circulan a presión tiende a acumularse en la corona de la tuberías. El H_2S acumulado puede oxidarse biológicamente y convertirse en ácido sulfúrico, el cual es corrosivo para las tuberías del alcantarillado. Este efecto corrosivo se conoce como efecto de corona, el cual puede amenazar seriamente la integridad estructural de las tuberías.

Los sulfuros se reducen a sulfuros en los digestores de lodos y pueden alterar el desarrollo normal de los procesos biológicos si la concentración excede los 200 mg/L. afortunadamente, estas concentraciones no son comunes.

3.2.3. Constituyente Inorgánicos no Metálicos

- **Metales.**

Los metales de interés en el tratamiento, reutilización y vertimiento de afluente y lodos tratados se resumen en la Tabla 3.9. Todos los organismos vivos

requieren para su adecuado crecimiento elementos como hierro, cromo, cobre, cobalto en cantidades diferentes (cantidades macro y micro). Aunque las cantidades macro y micro de metales son esenciales para un normal desarrollo de la vida biológicas, estos elementos pueden llegar a ser tóxicos cuando se presentan en grandes cantidades.[4], estos están expresados en unidades de mg/L

Tabla 3.9 Metales de importancia en el manejo de aguas residuales.

Metal	Simb	Nutrientes necesarios para el crecimiento biológico		Concentracion umbral de efecto inhibitorio en organismos heterotrofos,ml/L	Usado para determinar RAS para aplicación de efluentes en suelos	Usado para determinar si el lodo es apropiado para la aplicación de suelos
		Macro	Micro			
Arsenio	As			0,05		X
Cadmio	Cd			1,0		X
Calcio	Ca	X			x	
Cromo	Cr		x	10,1		
Cobarto	Co		x			X
Cobre	Cu		x	1,0		
Hierro	Fe	X				
Plomo	Pb		x	0,1		X
Magnesio	Mg	X	x		x	
Manganeso	Mn		x		x	
Mercurio	Hg			0,1		X
Molibdeno	Mo		x			X
Niquel	Ni		x	1,0		X

Potacio	K	X				
Selenio	Se		x			
Sodio	Na	X			x	
Tungsteno	W		x			
Vanadio	V		x			
Cinc	Zn		x	1,0		X

Fuente: [4]

La determinación de metales se puede realizar por absorción atómica, plasma acoplado por inducción o colorimetricamente (con menor precisión).

Varias clases de metales son definidas en el Standard methods, 1.995:

1. Metales disueltos son aquellos metales presentes en muestras no acidificadas que pasan a través de un filtro de membrana de 0,45 μm .
2. Metales suspendidos son aquellos metales presentes en muestras sin acidificar, que son retenidas en un filtro de membrana de 0,45 μm .
3. Metales totales que corresponden a la suma de los metales disueltos y los metales suspendidos o la concentración de metales determinados en una muestra sin filtrar después de la digestión.
4. Metales extractables en acido son aquellos que permanecen en solución después de que una muestra sin filtrar se trata con un acido mineral diluido en caliente.

- **Gases**

La determinación de gases disueltos tales como amoniaco, dióxido de carbono, sulfuro de hidrógeno, metano y oxígeno, se realiza para ayudar en la operación de sistemas de tratamiento de aguas residuales. Las mediciones de oxígeno disuelto y amoniaco se realizan para controlar y monitorear los proceso de tratamiento biológico aerobios. La presencia de sulfuro de hidrógeno se determina no sólo por ser un gas toxico y de mal olor, sino porque su formación

puede causar corrosión en alcantarillas de concreto. Las mediciones de metano, dióxido de carbono y amoníaco se realizan junto con la operación de digestores anaerobios.

Ley de Henry. La concentración de saturación o de equilibrio de un gas disuelto en un líquido es función del tipo de gas y de la presión parcial del gas adyacente al líquido. La relación entre la presión parcial del gas en la atmósfera sobre el líquido y la concentración del gas en el líquido esta dada por la ley de Henry.[4]

$$P_g = H * x_g$$

(3.28)

Donde:

P_g = presión parcial del gas, atm.

H = constante de la ley de Henry, atm/fracción molar

x_g = fracción molar del gas disuelto en equilibrio.

$$x_g = \frac{\text{mo l g a s } (n_g)}{\text{mo l g a s } (n_n) + \text{molagua } (n_w)} \quad (3.29)$$

Donde; n_g = número de moles de gas disueltos en un litro de agua

n_n = número de moles de gas concentrados en un litro de agua

n_w = número de moles del agua

La constante de la ley de Henry esta en función del tipo de gas, la temperatura y la naturaleza del líquido. Valores de H se pueden observar en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Valores de H

$H, 10^{-4}, \text{atm/fracción molar}$								
T, °C	Aire	CO ₂	CH ₄	H ₂	H ₂ S	HC ₂ H ₄	N ₂	O ₂
0	4,32	0,0728	3,52	5,79	2,68	2,24	5,29	2,55

1 0	5, 49	0,1 04	4, 42	6, 36	3, 67	2, 97	6, 68	3, 27
2 0	6, 64	0,1 42	5, 36	6, 83	4, 83	3, 76	8, 04	4, 01
3 0	7, 71	0,1 82	6, 2	7, 29	6, 09	4, 49	9, 24	4, 75
4 0	8, 7	0,2 33	6, 96	7, 51	7, 45	5, 2	1 0,4	5, 35
5 0	9, 46	0,2 83	7, 61	7, 65	8, 84	5, 77	1 1,3	5, 88
6 0	1 0,1	0,3 41	8, 21	7, 65	1 0,3	6, 26	1 2	6, 29

Fuente: [4]

3.2.4. Caracterización de la Materia Orgánica Agregada en Aguas Residuales.

Los análisis de compuestos orgánicos agregados se hacen para caracterizar aguas residuales tratadas y no tratadas, para estimar el desempeño de los procesos de tratamiento y estudiar su comportamiento en fuentes receptoras. En la actualidad, los métodos de laboratorios comúnmente usados para medir cantidad de materia orgánica en aguas residuales incluyen:

1. La demanda bioquímica de oxígeno a los cinco días (DBO_5)
2. La demanda química de oxígeno (DQO).
3. El carbono orgánico total (COT).
- 4.

- **Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)**

La DBO es el método usado con mayor frecuencia en el campo de tratamiento de las aguas residuales. Si existe suficiente oxígeno disponible, la descomposición biológica aerobia de un desecho orgánico continuara hasta que el

desecho se haya consumido. Tres actividades más o menos diferentes pueden ocurrir. Primero, una parte del desecho se oxida a productos finales y con ellos los microorganismos obtienen energía para el mantenimiento de las células y la síntesis de nuevo tejido celular. Simultáneamente, otra fracción del desecho se convierte en tejido celular nuevo empleando la energía liberada durante la oxidación. Por último, cuando se consume la materia orgánica, las nuevas células empiezan a consumir su propio tejido celular con el fin de obtener energía para el mantenimiento celular; este tercer proceso es llamado respiración endógena; los tres procesos se definen por las siguientes reacciones químicas:

Oxidación

$\text{COHNS} + \text{O}_2 + \text{bacterias} \rightarrow \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} + \text{NH}_2 + \text{otros productos finales} + \text{energía}$

(3.30)

Síntesis

$\text{COHNS} + \text{O}_2 + \text{bacterias} \xrightarrow{\text{energía}} \text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$

(3.31)

Respiración endógena

$\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2 \xrightarrow{-5\text{O}_2} \text{CO}_2 + \text{NH}_3 + 2 \text{H}_2\text{O}$

(3.32)

Si se considera sólo la oxidación del carbono orgánico presente en el desecho, el oxígeno requerido para completar las tres reacciones anteriores es llamado DBO, y generalmente se denota como Demanda Bioquímica última de oxígeno (DBOU).

En la prueba estándar de DBO, una pequeña muestra de agua residual se coloca en una botella de DBO (300 ml). La botella se completa a volumen usando agua saturada con oxígeno y con los nutrientes requeridos para crecimiento biológico. Antes de tapar la botella se mide la concentración de oxígeno. Después

de incubar la botella por cinco días a 20 °C, la concentración de oxígeno disuelto se mide de nuevo. La DBO de la muestra es la diferencia entre los valores de concentración de oxígeno disuelto, expresado en miligramos por litro, dividido por la fracción decimal del volumen de muestra usada. El valor calculado de DBO se conoce con el nombre de demanda bioquímica de oxígeno a cinco días y 20°C.

El período de incubación estándar es de cinco días a 20°C, pero se pueden usar tiempos mayores y otras temperaturas. Períodos de tiempos mayores son usados para acomodarse a los turnos de trabajo de las plantas, en especial en plantas pequeñas donde el personal no trabaja los fines de semana. El oxígeno disuelto se mide después de la incubación y la DBO se calcula usando las siguientes ecuaciones:

Cuando el agua de dilución no contiene inóculo:

$$DBO \cdot ml/L = \frac{(D1 - D2)}{P}$$

(3.33)

Cuando el agua de dilución inóculo:

$$DBO \cdot ml/L = \frac{((D1 - D2) - (B1 - B2))}{f/P}$$

(3.34)

Donde:

D1= Oxígeno disuelto de la muestra diluida inmediatamente después de ser preparada, mg/L

D2 = Oxígeno disuelto de la muestra diluida después de cinco días de incubación a 20°C, mg/L.

B1 = Oxígeno disuelto del blanco (agua de dilución con inóculo) antes de la incubación, mg/L.

B2 = Oxígeno disuelto del blanco después de la incubación, mg/L.

f= fracción en volumen de agua de dilución con inóculo.

P = fracción de volumen de agua residual contenida en la muestra.

○ **Modelo de Reacción para la DBO.**

La velocidad a la cual se ejerce la DBO se expresa mediante un modelo matemático que supone que la cantidad de materia remanente está gobernada por una reacción de primer orden, así:

$$DBOr = DBOU (e^{-k_1 t}) \quad (3.35)$$

Donde:

DBOr = cantidad de materia orgánica (desecho) remanente al cabo de un tiempo t expresada en equivalentes de oxígeno, mg/L

DBOU = DBO carbonacea última o total, mg/L.

K_1 = constante cinética para una reacción de primer orden, d^{-1} .

t = tiempo, d.

Entonces la cantidad de DBO ejercida para un tiempo t está dada por:

$$DBOr = DBOU - DBOr = DBOU - DBOU (e^{-k_1 t}) = DBOU (e^{-k_1 t}) \quad (3.36)$$

La ecuación (3.33) es la expresión más empleada para definir la DBO en aguas residuales.

○ **Limitaciones de la Prueba de DBO.**

Esta prueba tiene varias deficiencias serias. Una de ellas es que la prueba no tiene validez estequiométrica. Es decir, el período arbitrario de cinco días no corresponde al momento en que se haya consumido todo el residuo. Otras limitaciones del ensayo incluyen la necesidad de aclimatar bacterias que sirvan como inóculo, potencial aumento en la demanda por efectos de nitrificación, y

limitaciones generales sobre la precisión del ensayo. La prueba de la DBO goza de baja reproducibilidad, y valores menores a 2 mg/L o con más de dos cifras significativas son sospechosos.

Desde el punto de vista analítico, la BDO es un parámetro pobre porque, al igual que la prueba de SST, es un parámetro que agrupa un conjunto de constituyentes de las aguas residuales pero no da información individual a cerca de ellos. En vista de que la DBO es un parámetro no específico, el desarrollo de modelos sofisticados para describir las transformaciones que tienen lugar no es apropiado. A pesar de sus limitaciones, el uso de la DBO como parámetro de regulación es aceptable porque la prueba representa el consumo potencial de oxígeno que las aguas residuales pueden demandar en las fuentes receptoras y el grado de tratamiento al que ha sido sometida determinada agua residual.

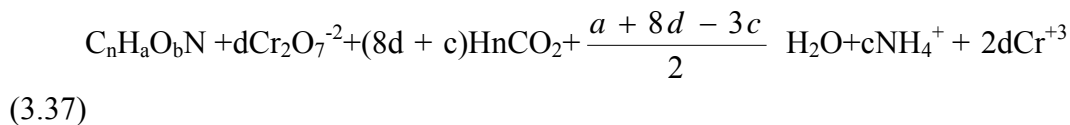
3.2.5. Demanda Bioquímica Carbonácea de Oxígeno. (DBOC)

Si un porcentaje de la demanda bioquímica carbonácea de oxígeno debe ser reducido para dar cumplimiento a las normas de vertimiento, serios problemas pueden ocurrir en la búsqueda de esta meta si el proceso de nitrificación se desarrolla en forma prematura. La pasteurización y la coloración/declaración son dos métodos usados para inactivación de organismos nitrificantes. Cuando la reacción de nitrificación se elimina el resultado de la DBO se conoce como demanda bioquímica carbonácea de oxígeno (DBOC). Cuando la DBOC se realiza en aguas residuales con cantidades significativas de materia orgánica, puede producirse un gran error en la medición de la DBO (mayor al 20 %) como el caso de aguas residuales no tratadas. [4]

3.2.6. Demanda Química de Oxígeno

La prueba de la DQO es usada para medir el material orgánico presente en las aguas residuales, susceptible de ser oxidado químicamente con una solución de bicromato en medio ácido, como se ilustra en la siguiente ecuación en donde el

nitrógeno está en su estado reducido (número de oxidación =-3)



Donde:

$$d = \frac{2n}{3} + \frac{a}{6} + \frac{b}{3} - \frac{c}{2} \quad (3.38)$$

Aunque se podría esperar que el valor de la DBO carbonácea última fuera similar al de la DQO, éste sería un caso fortuito. Algunas razones para explicar tal diferencia se explican a continuación:

1. Muchas sustancias orgánicas las cuales son difíciles de oxidar biológicamente tales como la lignina.
2. Las sustancias inorgánicas que se oxidan con bicromato aumentan evidentemente el contenido orgánico de la muestra.
3. Algunas sustancias pueden ser tóxicas para los microorganismos usados en la prueba de la DBO.
4. Valores altos de DQO se pueden obtener por la presencia de sustancias inorgánicas con las cuales el bicromato puede reaccionar.

3.2.7. Carbono Orgánico Total (COT)

La prueba del COT es usada para medir el carbono orgánico total presente en una muestra acuosa. Los métodos para la prueba del COT utilizan oxígeno y calor, radiación ultravioleta, oxidantes químicos o alguna combinación de estos para convertir el carbono orgánico en dióxido de carbono, el cual se mide con un analizador infrarrojo o por otros medios. El COT de determinada agua residual puede usarse como medida de contaminación y en algunos casos ha sido posible relacionar este parámetro con la DBO y la DQO. La ventaja que el COT tiene a su favor radica en que el ensayo sólo tarda 5 a 10 minutos. Si se puede tener una

relación válida entre los resultados del COT y la DBO en aguas residuales, entonces se recomienda el uso del COT para control de los procesos.

- **Relaciones entre DBO, DQO y COT**

Los valores de la relación DBO_5/DQO en aguas residuales municipales no tratadas oscilan 0,3 y 0,8 como se observa en la tabla 3.11. Si la relación DBO_5/DQO para aguas residuales no tratadas es mayor que 0,5, los residuos se consideran fácilmente tratables mediante procesos biológicos. Si la relación DBO_5/DQO es menor de 0,3, el residuo puede contener constituyentes tóxicos o se pueden requerir microorganismos aclimatados para su estabilización. La relación DBO_5/COT para aguas residuales no tratadas varía de 1,2 a 2,0. Al usar estas relaciones, se debe recordar que las cambiarán significativamente de acuerdo con el tratamiento que se haya realizado a los residuos, tabla 3.11.

Tabla 3.11. Comparación de relaciones de varios parámetros utilizados para caracterizar aguas residuales.

Tipo de agua residual	DBO_5/DQO	DBO_5/COT
No tratada	0,3 – 0,8	1,2 – 2,0
Después de sedimentación primaria	0,4 – 0,6	0,8 – 1,2
Efluente	0,1 – 0,3	0,2 – 0,5

Fuente: [4]

3.2.8. Características Biológicas

Las características biológicas de las aguas residuales son de fundamental importancia en el control de enfermedades causadas por organismos patógenos de origen humano, y por el papel activo y fundamental de las bacterias y otros microorganismos dentro de la descomposición y estabilización de la materia orgánica, bien sea en el medio natural o en plantas de tratamiento de aguas residuales.

- **Organismos Patógenos**

Los organismos patógenos presentes en las aguas residuales pueden provenir de desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una enfermedad determinada. Las principales clases de organismos patógenos que pueden encontrarse en aguas residuales son: bacterias, parásitos (protozoos y helminto) y virus. Los organismos patógenos bacteriales excretados por el hombre causan por lo general enfermedades del tracto gastrointestinal, como fiebre tifoidea y paratifoidea, disentería, diarrea y cólera. En vista de que estos organismos son altamente infecciosos, se les acusa de ser responsables de un gran número de muertes en las zonas con escasa cobertura sanitaria, en especial en el trópico.[4]

- **Bacterias**

Muchas clases de bacterias inofensivas colonizan el trato intestinal del hombre y son frecuentemente expulsadas a través de las heces. Los individuos infectados con algún tipo de enfermedad excretan en sus heces bacterias patógenas, contaminando así a las aguas residuales domesticas con una gran variedad de organismos tanto patógenos como inofensivos. Uno de los principales grupos de bacterias patógenas presentes en aguas residuales es el género *salmonella*, el cual contiene una gran variedad de especies que pueden causar

enfermedades en humanos y animales. El grupo *shigella*, uno de los grupos bacteriales menos comunes es el responsable de una enfermedad intestinal conocida como *disenteria bacilar* o *shigellosis*. Se ha detectado foco de esta enfermedad, en zonas donde las aguas subterráneas usadas para consumo han sido contaminadas con aguas residuales.

Entre otras bacterias aisladas de aguas residuales crudas se encuentran: *vibrio*, *mycobacterium*, *leptospira* y especies de *yersinia*. El *vidrio cholerae* es el agente causante de la enfermedad del cólera, los organismos huéspedes del cólera son los humanos y la vía más frecuente de transmisión es a través del agua. La *mycobacterium tuberculosis* se ha encontrado en las aguas residuales municipales. La gastroenteritis producida por causa desconocidas en muchos caso se le atribuye a agentes bacteriales. Una potencia para la propagación de esta enfermedad es la presencia de bacterias gramnegativas en el agua, aunque esta es catalogada como no patógena. En este grupo se incluyen bacterias entero patógenas como la *escherichia coli* y algunas especies de *pseudamonos*, capaces de afectar a niños recién nacidos. Las bacterias *campylobacter jejuni* se ha identificado también como la causante de diarrea bacterial en humanos. Aunque se ha establecido con certeza que estos organismos causan enfermedades en animales también han sido involucrados como agentes etiológicos en la transmisión de enfermedades humanas de origen hídrico.

o **Protozoos.**

Entre los organismos causantes de enfermedades producidas por los distintas bacterias, los protozoarios *Cryptosridium parvum*, *Coyclospora* y *Giardia lamblia* son de gran interés debido a su impacto sobre individuos con deficiencias en su sistema inmunológico, como es el caso de niños pequeños, personas de edad avanzadas, personas con cáncer o aquellas personas victimas de síndrome de inmunodeficiencia adquirida (sida). Es importante anotar que existen fuentes de origen diferentes al hombre que pueden aportar a las aguas

contaminadas organismos como el *Cryptosporidium parvum* y *Giardia lamblia*. Los protozoos pueden ocasionar síntomas como diarrea severa, dolor estomacal, náuseas y vómito que pueden extenderse por largos períodos de tiempo. Tales organismos son de interés por su presencia en aguas residuales y porque los sistemas convencionales de desinfección, emplean cloro y radiación UV, no proveen su efectiva inactivación o destrucción.

o **Helmintos**

Los más importantes parásitos helmintos que pueden encontrarse en aguas residuales son las lombrices intestinales, como la lombriz estomacal *Ascaris lumbricoides*, la tenia solitaria *Taenia saginata* y *Taenia solium*, los gusanos intestinales *Trichuris trichuria*, la lombriz intestinal *Ancylostoma duodenale* y el *Necator americanus*, y la lombriz filiforme *Strongyloides stercoralis*. La etapa infecciosa de algunos helmintos es el estado adulto o de larva y en otra etapa infecciosa es el huevo. Los huevos y larvas, cuyo tamaño oscila entre 10 µm y 100 µm, resisten condiciones ambientales desfavorables y pueden sobrevivir a los tratamientos convencionales de desinfección de aguas residuales, aunque algunos huevos pueden ser removidos mediante procesos convencionales de tratamiento como sedimentación, filtración y lagunas de estabilización.

o **Virus**

Hay más de 100 clases diferentes de virus entéricos capaces de transmitir algún tipo de infección o enfermedad son excretados por el hombre. Los virus entéricos se reproducen en el tracto intestinal de personas infectadas y son posteriormente expulsados en las heces. Entre los virus que causan enfermedades diarreicas, se demostró que los rotavirus norwalk son los principales patógenos de origen hídrico. Los reovirus, causantes de enfermedades respiratorias, gastroenteritis e infecciones en los ojos, se han logrado aislar a partir de muestras

de aguas residuales. No existe evidencias de alguna transmisión por vía hídrica de virus de inmunodeficiencia humana (VIH) causante del síndrome de inmunodeficiencia adquirida (SIDA)

3.2.9. Tratamiento y Caracterización del Desecho.

- **Remoción de Sólidos Suspendidos Totales.**

Los sólidos en el afluente se remueven en las lagunas por sedimentación, la mayoría de los sólidos que se encuentran en el afluente son las propias algas que se desarrollan en ellas. Los sólidos suspendidos en el afluente pueden alcanzar un valor de 140mg/l en lagunas aerobias y de 60 mg/L en lagunas con aeración en casos de que los afluentes de unas lagunas se someten a un tratamiento adicional de suelo, o se realizan labores de riego, la concentración de alga carece de importancia, en muchos casos puede que no se alcance el cumplimiento de la norma para los efluentes, la democión de algas se hace muy difícil es por eso que en muchos casos requiere de la implementación de proceso adicionales para conseguir la remoción de estos sólidos suspendidos.

A continuación algunos procesos que se pueden implementar para mejorar la calidad del efluente, de una laguna que presenta problema por la concentración elevada de SST son:

Filtros de arena intermitentes.

1. Micro tamices.
2. Filtro de grava
3. Flotación con aire disuelto
4. Plantas acuáticas flotantes.
5. Humedad artificial.

- **Remoción de Nitrógeno**

En los sistemas con lagunas la remoción de nitrógeno se obtiene de la

combinación de mecanismos que incluye valorización de amoníaco, captura de algas nitrificación/desnitrificación, acumulación de lodos y absorción sobre los sólidos de fondo en la tabla 3.12 podemos apreciar el comportamiento de la remoción de nitrógeno para diferentes sistemas de lagunas

Tabla 3.12 Remoción de nitrógeno en lagunas facultativas

Ubicación	Tiempo de retención, d	Temperatura promedio del agua, °C	pH prom.	Alcalinidad promedio mg/L	Nitrógeno afluente, mg/L	Remoción promedio, %
Corrine, UTA 3 primeras lagunas	42	10	,4	555	14,0	46
Eudora Kansas 3 lagunas	23 1	14,7	,4	284	50,8	82
Kilmichael, Mississippi 3 lagunas	21 4	18,4	,2	116	35,9	80
Peterborough New Hampshire 3 lagunas	10 7	11	,1	85	17,8	43

Fuente: [4]

- **Remoción de Fósforo**

En los sistemas con lagunas la remoción de fósforo es mínima sólo adicionando reactivos químicos se promueve su precipitación. La adición de reactivos como alumbre o cloruro férrico se ha empleado con gran éxito para remover el fósforo hasta valores por debajo de 1 mg/L. la aplicación este tipo de sustancia químicas se realizan en forma continua o intermitente. En las lagunas con descarga controladas se sugiere la aplicación de reactivos químicos en forma intermitente. La aplicación continua requiere de una cámara de mezcla que se

ubica con frecuencia entre las última dos lagunas o entre la última laguna y el clarificador final

○ **Remoción de organismos patógenos**

En los sistemas con lagunas la remoción de organismos patógenos se presenta como consecuencia de la muerte natural de estos organismos, por sedimentación y por absorción, los helmintos y los quistes y huevos de parásitos se sedimentan en el fondo de la laguna. Los sistemas con tres lagunas facultativas y un tiempo de retención cercano a los 20 días, al igual que los sistemas con lagunas aireadas que cuentan con una laguna de sedimentación antes de la descarga, proveen remociones mas que adecuadas con respecto a los hermanitos y protozoos.

3.2.10. Tipos de Sistemas de Tratamiento de Aguas Servidas

Existen muchos sistemas de tratamientos de aguas servidas, algunos de los cuales se describirán brevemente, a continuación el a figura 3.6 se observa un esquema de los mismos.

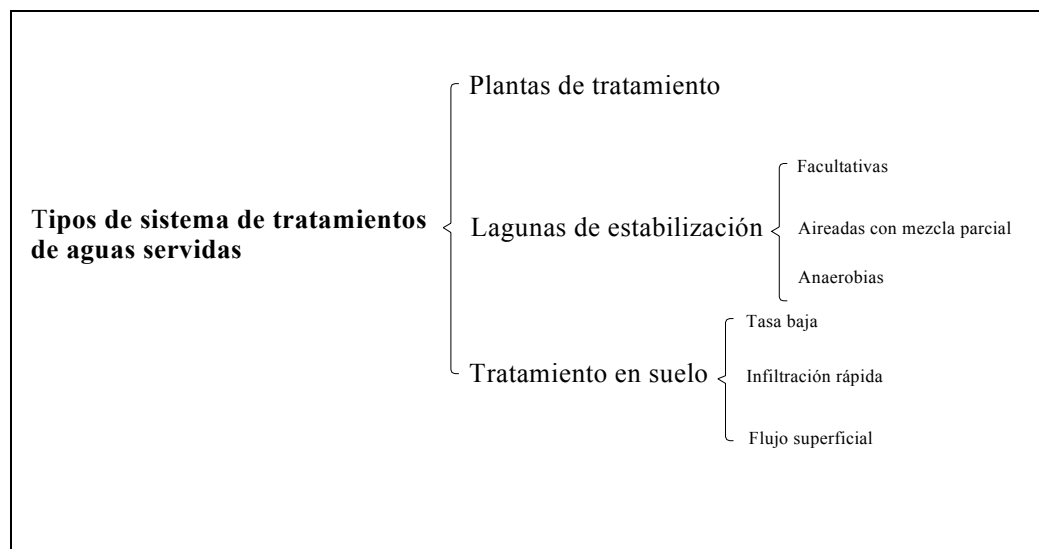


Fig. 3.6 Tipos de sistemas de tratamientos de aguas servidas

- **Plantas de Tratamiento de Aguas Servidas**

Las plantas de Tratamiento son instalaciones habilitadas para el tratamiento de agua para agua potable o aguas servidas, o para la transferencia, tratamiento y/o disposición de residuos sólidos de origen domiciliario y/o residuos líquidos de origen industrial.

Para el diseño de plantas de tratamientos se comienza con un análisis de las alternativas para la disposición final de los efluentes tratados y el impacto que esta disposición tendrá sobre el ambiente y la salud pública, haciendo hincapié en soluciones sostenibles. Este análisis permitirá la definición de la calidad que se requerirá de dichos efluentes tratados, y la definición de los procesos de tratamiento necesarios.[5]

Además de los datos que todo proyecto de ingeniería convencional requiere para el diseño de una planta de tratamiento, una metodología multidisciplinaria orientada a la solución del problema a nivel local también tomará en cuenta:[6]

- Principios de manejo de cuencas.
- Clima y características ecológicas locales.
- Disponibilidad y precio de la energía.
- Economías urbana y rural.
- Bienestar social y salud públicas.

Este tipo de metodología marca la diferencia entre la transferencia de un país a otro de un sistema pre-hecho en origen, y el diseño de un sistema desarrollado y adaptado específicamente a las condiciones locales

- **Diseño de Proceso de Plantas de Tratamiento de Aguas Servidas.**

Diseño de proceso basado en tecnologías alternativas avanzadas de bajo costo:

- Una nueva generación de lagunas de estabilización de diseño avanzado.

- Reservorios de aguas servidas operando en continuo o batch secuencial.
- Lagunas aeradas de baja energía.
- Lagunas anaeróbicas abiertas o cerradas.
- Filtros biológicos de baja tasa.
- Humedales artificiales ("constructed wetlands").
- Filtros de rocas.
- Reactores anaeróbicos tipo Upfloww Eneerobic Slodge Blanket (UASB) modificados.
- Irrigación con efluentes como parte del proceso de tratamiento
- Tratamiento de aguas servidas para la remoción de:
 - Materia orgánica (por ejemplo., DBO, DQO, SS)
 - Patógenos (parásitos, bacterias, virus)
 - Compuestos tóxicos, refractarios y otros compuestos problemáticos (detergentes duros, biocidas, solventes, micro- contaminantes orgánicos, metales pesados, disruptores endócrinos, etc.)
 - Nutrientes.
- Desarrollo de procesos para estaciones depuradoras de aguas residuales trabajando bajo condiciones extremas: alta altitud, climas extra-áridos, planicies de inundación, áreas con alto riesgo de epidemias, etc.
- Sistemas no centralizados.

3.2.11. Tratamiento Preliminar de las Aguas Residuales

El tratamiento preliminar ocurre a través de una secuencia de unidades de tratamientos encargadas de modificar la distribución del tamaño de las partículas en el agua residual. Las principales operaciones y procesos empleados en esta fase inicial se identifican en la Tabla 3.13, de igual modo que los tamaños de las partículas afectadas.

Tabla 3.13. Operaciones y procesos usados en el tratamiento preliminar de aguas residuales y efluentes de tanques sépticos, junto con el tamaño de partículas afectado.

Operaciones y procesos usados en el tratamiento preliminar de aguas residuales y efluentes de tanques sépticos, junto con el tamaño de partículas afectado.		
Operación/proceso	Aplicación/ocurrencia	Tamaño de partículas afectadas
Dilaceración	Usada para cortar o triturar partículas grandes que no son removidas por el tamizado grueso, y así obtener partículas de menor tamaño y mas uniformes	6 mm
Filtración (como pretratamiento de proceso con membrana y desinfección)	Remoción de partículas que afectan el desempeño de los proceso de aguas abajo	0,015 – 0,5 mm
Flotación	Remoción de partículas con gravedad específica menor a la del agua	0,005 – 5 mm
Homogeneización de caudales	Empleada para mantener constante el caudal y las características del agua residual	
Remoción por gravedad	Remoción por sedimentables y material flotante	>0,040 mm
Remoción por sedimentación acelerada	Remoción de arenas	0,15 – 1,0 mm
Tanque Imhoff	Usada para la Remoción de material suspendido de las aguas residuales por sedimentación y flotación	<0,040 mm

Filtración de membrana (como pretratamiento para ósmosis inversa)	Usada para la remoción de material coloidal y subcoloidal	0,06 - 100 μm
Mezcla	Empleado para la mezcla de aditivos químicos y homogeneizar materiales de desecho	

Continuación tabla 3.13.

Remoción de grasas y aceites	Remoción de grasas y aceites provenientes de vertimientos particulares	
Filtración del afluente primario	Usado para la remoción de material suspendido después de la sedimentación primaria	0,005 - 4 mm
Tamizado grueso	Utilizado para la remoción de palos, troncos y demás escombros presentes en aguas residuales crudas	>15 mm
Tamizado fino	Remoción de partículas pequeñas	2,5 – 5,0 mm
Micro tamizado	Remoción de partículas pequeñas	0,15 – 1,5 mm
Tanque séptico	Utilizado en la remoción de material suspendido presente en aguas residuales residenciales por sedimentación y flotación	>0,040 mm

Fuente: [4]

- **Tratamiento Preliminar en Sistemas Locales de Tratamiento**

El problema operacional más serio que se presenta en sistemas individuales

locales y en sistemas con tanque séptico se relaciona con el arrastre de sólidos, grasas y aceites, debido a deficiencias en el diseño o falta de un apropiado mantenimiento. Las consecuencias del arrastre de sólidos suspendidos se ven agravadas especialmente en los sistemas de disposición de efluentes de tanque séptico, como grandes campos de infiltración, máxime si no cuenta con un tipo de tratamiento adicional. Ya que se reconoce el pobre mantenimiento que se realiza sobre los tanques sépticos. El uso de cámaras de filtración para efluentes de tanque sépticos, ha reducido en forma significativa el vertimiento de sólidos suspendidos totales (SST), grasas y aceites.[4]

- **Tratamiento Preliminar en Sistemas Centralizados de Tratamiento**

El tratamiento preliminar de los sistemas centralizados consta de tamizado grueso, dilaceración remoción de arenas, remoción de grasas y aceites, homogeneización de caudales y remoción de SST. La presencia de residuos de gran tamaño en el agua residual ocasiona problemas mecánicos en bombas y demás equipos en la planta de tratamiento. La gran cantidad de material flotante, entre los que incluye elementos profilácticos, tiende a acumularse en los sedimentadores, formando una desagradable capa de nata. La presencia de gravas y arenas representa también un problema debido a que se acumulan en los tanques de tratamiento.

- **Tamizado Grueso**

El tamizado grueso por lo general la primera operación unitaria encontrada en una planta de tratamiento de aguas residuales. En el tamizado grueso se emplean equipos para interceptar y retener sólidos gruesos presentes en el agua residual cruda; estos equipos constan, en esencia, de barras o varillas paralelas, o alambres de tamaño uniforme. El tamiz compuesto de barras o varillas paralelas se llama rejilla.

- **Rejillas**

Estas por lo general tiene una separación entre barras superiores a $\frac{1}{2}$ pulg (12,5 mm). En el proceso de tratamiento del agua residual, las rejillas se utilizan para proteger bombas, válvulas, tuberías y otros elementos, contra posibles daños y obturaciones ocasionados por objetos de gran tamaño como trapos y palos. De acuerdo con el método de limpieza, las rejillas y tamices se clasifican como de limpieza manual o de limpieza mecánica. En la figura 3.7. Se observa una rejilla de limpieza mecánica.

Las rejillas de limpiezas mecánicas emplean cadenas sin fin cables o mecanismos con ruedas dentadas reciprocentes, que mueven un rastrillo empleado para remover los residuos acumulados por la rejillas



Figura 3.7. Tamiz de Rejilla

Fuente: [7]

- **Tamices de Rejilla Fina y Plato Perforado:**

El uso de tamices con secciones gruesas es bastante ventajoso en sistemas de tratamiento donde los lodos generados se estabilizan por compostaje, ya que la

remoción de partículas sólidas pequeñas del agua residual cruda, trae como resultado la producción de un compost de alta calidad. La abertura en los tamices con secciones finas y secciones gruesas puede variar de 0,125 a 0,5 pulg. (3,2 a 12,5 mm). Los tamices se han diseñado para operar en línea dentro del canal transportador del agua residual o como unidad externa. Los tamices de plato perforado y de tambor rotatorio varían de 0,125 a 0,375 pulg. (3,2 a 9,5 mm). En la figura 3.8.a y figura 3.8.b. se observa tamices de sección gruesa a secciones finas.



Figura 3.8.a Tamiz de sección gruesa a fina

Fuente: [7]

Los residuos sólidos generados en el tamizado grueso, los cuales son recolectados sobre rejillas con separaciones de $\frac{1}{2}$ pulg. (12,5 mm.) o más, están compuestos básicamente de residuos sólidos como rocas, ramas, pedazos de madera, hojas de árboles, papel, raíces de árboles, plásticos y trapos; también se pueden retener algo de materia orgánica. La acumulación de grasas y aceites en estos sistemas se puede convertir en un serio problema, sobre todo en zonas de clima frío.

La cantidad y características de los residuos recolectados por el tamizado, para su posterior disposición, varía dependiendo del tipo de rejilla usada, tamaño de la separación entre barrotes, clase del sistema de recolección de agua residual y ubicación geográfica.[4]

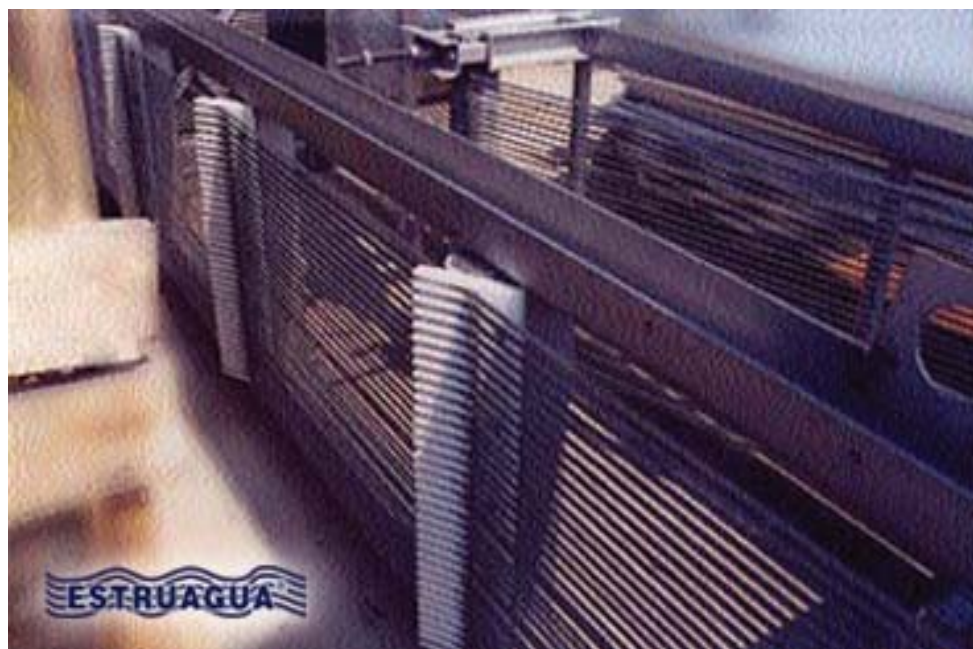


Figura 3.8.b Tamiz de sección gruesa a fina

Fuente: [7]

○ **Tamizado Fino**

A comienzo de la década de 1.920, los tamices finos fueron una característica común de las plantas de tratamiento de agua residual. El uso de tamices finos se fue abandonando debido a la dificultad que presentaba limpiar las grasas y aceites acumulados sobre el tamiz. A partir de la década de 1.980, cuando se disponía de mejores materiales para la construcción de tamices y mejores diseños de equipos para el tamizado, se presentó un resurgimiento en el uso de tamices de toda clase aplicados al campo del tratamiento de aguas residuales. Actualmente, las aplicaciones de los tamices finos van desde la remoción de sólidos gruesos y finos, en aguas residuales crudas, hasta la remoción

de sólidos suspendidos en efluentes de procesos biológicos de tratamiento.

Los tamices finos poseen orificios que van desde 0,010 a 0,125 pulg (0,25 a 0,38 mm), mientras que los orificios en tamices muy finos van desde 0,006 a 0,015 pulg (0,15 a 0,38 mm). Con el desarrollo de mejores materiales y equipos, se ha presentado un aumento en la utilización de tamices finos para remover arenas. Aunque existe una gran variedad de tamices finos los tres más usados son: tamiz de malla inclinada con forma de cuña, tamiz de tambor rotatorio y tamiz de disco rotatorio

- **Tamiz de Malla Inclinado con Forma de Cuña:**

Uno de los tamices más usados en el tratamiento preliminar de aguas residuales es el tamiz de malla inclinada con forma de cuña con auto limpieza. Tales tamices tienen orificios que van desde 0,01 a 0,125 pulg (0,25 a 3,2 mm)

- **Tamiz de Tambor Rotatorio.**

El tamaño del orificio de un tamiz fino de tambor rotatorio puede variar de 0,01 a 0,125 pulg (0,215 a 3,2 mm). Los tamices finos de tambor rotatorio son similares a los tamices de secciones fina y gruesa, excepto por el tamaño de orificio del tamiz. Figura 3.8.c se observa un tamiz de tambor rotativo.



Figura 3.8.c Tamiz de tambor rotatorio

Fuente: [7]

- **Lagunas de Estabilización**

Las lagunas de estabilización se pueden definir como una estructura diseñada para detener las aguas residuales en un período apreciable de tiempo, en un embalse de poca profundidad, donde se realizan y controlan los procesos naturales de degradación de la materia orgánica biodegradable, los cuales constituyen el tratamiento o la estabilización de los desechos.[8]

El diseño de una laguna de estabilización depende del objetivo del tratamiento. En una laguna se pueden tratar aguas residuales crudas, efluentes primarios de plantas de tratamiento, efluentes secundarios de plantas de tratamiento biológicos, exceso de lodos activados, desechos que contengan sólidos sedimentables, etc.[9]

- **Tipos de Lagunas Estabilización.**

Las lagunas de estabilización se han convertido en un sistema popular de tratamiento de aguas servidas. Existen numerosas instalaciones en América del norte, África, Europa, Asia y América del Sur y se han realizado numerosos estudios sobre la eficiencia en la remoción de materia orgánica, sólidos, virus y con el propósito de desarrollar criterios para dimensionar lagunas. Las lagunas también pueden ofrecer diferencias en el tipo de afluente, los métodos de oxigenación y la actividad biológica. Existen las siguientes denominaciones para distinguir los diferentes tipos de lagunas:

◆ **Lagunas Aeróbicas**

Son lagunas que operan en presencia del aire, son de poca profundidad, de 1,20 a 0,80 metros, lo que propicia la proliferación de algas que suministran una buena parte del oxígeno necesario. Se logran eficiencias de DBO de 65% a 75%. Su desventaja principal es la cantidad de terreno que requieren. En las lagunas aeróbicas las sustancias degradables suspendidas y disueltas son estabilizadas por la flora aeróbica microbiana

◆ **Lagunas Anaeróbicas**

Son lagunas que generalmente se usan como una primera depuración o pre-tratamiento, se puede considerar como un digestor ya que se le aplican cantidades de materia orgánica o carga orgánica por unidad de volumen, de tal manera que prevalezcan las condiciones anaeróbicas, es decir la ausencia de oxígeno, la eficiencia esperada con este tipo de lagunas varía con el tiempo de retención hidráulica; con tiempos de 1 a 10 días se obtiene una eficiencia de remoción de DBO de 20 al 60%. Una desventaja de este tipo de lagunas es la producción de malos olores que impide su localización en lugares cercanos (500 m) de zonas habitadas. Generalmente son estanques de 3,00 a 5,00 metros de profundidad.

Las lagunas anaeróbicas se diseñan en base a carga volumétrica [10] dado por la ecuación:

$$\lambda_v = Li * \frac{Q}{V_a}$$

(3.39)

Donde:

Li = DBO del afluente, mg/L =(g/m³)

Q = Caudal, m³/d

V_a = Volumen laguna Anaeróbica

El valor permisible de λ_v incrementa con la temperatura, pero existen pocos datos que permitan el desarrollo de una ecuación de diseño adecuada. Sin embargo algunas recomendaciones realizadas por Mara y Pearson en 1986 [11] las cuales están dadas en la tabla 4.8. Puede ser usada para el diseño en regiones tropicales. Estas recomendaciones están basadas en otras investigaciones previas en las cuales se ha recomendado valores de λ_v entre 100 – 400 g/m³, el primer valor es con el propósito de mantener condiciones anaeróbicas y el ultimo para evitar la emanaciones de olores. Sin embargo en la tabla antes mencionada el valor máximo de diseño se ha establecido en 300 g/m³, con el propósito de prever un margen de seguridad adecuado con respecto a la generación de olores.

Una vez seleccionada la carga volumétrica, el volumen de la laguna anaeróbica se puede calcular utilizando la ecuación 3.38

El tiempo medio hidráulico de retención en la laguna se determina por la ecuación siguiente:

$$Q_a = \frac{V_A}{Q} \quad (3.40)$$

Donde:

Q_a = tiempo medio de retención, d

V_a = Volumen de la laguna anaeróbicas, m³

Q = Caudal de diseño. m³/d

En experiencias previas, en la zona norte de Brasil, se ha reportado una remoción del 75 % de la DBO, en laguna anaeróbicas óptimamente cargadas con un tiempo de retención de 0,8 días a temperatura entre 25 - 27 °C.

Tabla 3.14 Valores permisibles de carga volumétrica y porcentaje de remoción de DBO en lagunas anaeróbicas para varias temperaturas.

Temperatura	λ_v carga volumétrica	Remoción de DBO (%)
<10	100	40
10 -20	20T - 100	2T + 20
>20	300	60 <u>a/</u>

a/ Valor de la DBO a remover

T = temperatura, °C

Fuente: [10]

◆ **Lagunas Facultativas**

Es una combinación de las dos anteriores. Se diseñan con una profundidad variando normalmente entre 1,50 a 2,00 metros y una cantidad de materia orgánica o carga orgánica por unidad de volumen que permita el crecimiento de organismos aeróbicos y facultativos (estos últimos pueden reproducirse tanto en presencia como en ausencia de oxígeno). Es el tipo de lagunas más usado por su flexibilidad; requieren menos terreno que las aerobias y no producen los posibles olores de las anaerobias. Como en todos los procesos biológicos, el factor que afecta su eficiencia es la temperatura. Las eficiencias esperadas en estas lagunas van desde el 60% hasta el 85% en remoción de DBO. La eficiencia en la remoción de bacterias, especialmente del grupo conforme, puede alcanzar valores del 99,99%, debido a los tiempos de retención hidráulicos tan prolongados. La mayoría de las lagunas de estabilización operan como facultativas.

◆ **Lagunas con Dispositivos Mecánicos de Aeración y/o Recirculación del Efluente**

Son aquellas en las cuales se instalan equipos de aeración y sistemas de recirculación del efluente de otras lagunas.

◆ **Lagunas de Maduración**

Son aquellas que tratan efluentes de otros sistemas biológicos de tratamientos y tienen la finalidad de reducir la concentración de gérmenes patógenos a niveles aceptables.[9]

Los términos aerobia, anaerobia y facultativa se han tomado de la clasificación microbiológica de los microorganismos participantes. La clasificación de microorganismos se basa en diversos conceptos, uno de ellos el mecanismo respiratorio; las bacterias que respiran oxígeno se llaman aerobias; las que respiran mediante mecanismos de óxido reducción sin participación de oxígeno gaseoso son las anaerobias mientras que aquellas que se adaptan a uno u otro mecanismo respiratorio son las bacterias facultativas.

Las lagunas aerobias estáticas se basan en el aporte de oxígeno a partir del crecimiento de fotosintetizadores y permiten obtener efluentes de baja DBO soluble pero de alto contenido de algas, las que debieran ser cosechadas a fin de controlar los cuerpos receptores. La profundidad debe ser tal que no se alcancen a producir regiones sin oxígeno, sobre todo teniendo presente que la turbiedad impide el paso de la luz solar; se suelen encontrar profundidades de 30 a 45 centímetros y tiempos de retención hidráulicos teóricos (es decir, volumen de la laguna dividido por caudal medio tratado) de 10 a 40 días de modo que el terreno requerido para esta tecnología puede ser intolerablemente grande. La tasa de carga de este tipo de lagunas cae en el rango de 85 a 170 Kg. de DBO₅ por hectárea y por día. [12].

Las lagunas anaerobias se utilizan para tratar caudales con alta carga de orgánicos, usualmente de origen industrial. Esta tecnología no se aplica a

tratamiento de aguas servidas de alcantarillado porque los olores producidos resultarían ambientalmente más inaceptables que la propia descarga cruda. Sin embargo, las lagunas de tratamiento malamente diseñadas para ser facultativas (bajo tiempo de residencia; descuido en el patrón de flujo; exceso de profundidad; etc.) se convierten en anaerobias por la sedimentación de la carga entrante. En todo caso, las lagunas anaerobias suelen recibir cargas de 160 a 800 Kg. de DBO_5 por cada 1.000 m³ por día, y operan a un tiempo de residencia hidráulico teórico de 20 a 50 días. La profundidad puede ser entre 2,5 y 7 metros.

A pesar de las malas experiencias, las lagunas facultativas han sido la alternativa más común para tratar aguas servidas de alcantarillado urbano y, si el diseño es correcto, operan adecuadamente para el abatimiento de orgánicos, con una DBO_5 de salida de 30 a 40 mg/L e, incluso en algunos casos, el decaimiento de coliformes fecales por debajo del valor de la norma de EEUU de 200 UFC/100 mL. La carga aceptable para estas lagunas cae entre 20 y 60 Kg. DBO_5 por hectárea y por día; el tiempo de residencia hidráulico teórico cae en el rango de 25 a 180 días (para abatir coliformes fecales se diseña para, al menos, 180 días) y la profundidad de operación debe estar entre 1,2 a 2,5 metros (de otro modo se transforma en laguna anaerobia; por otra parte, se debe garantizar que el fluido.

El diseño de una laguna (cualquiera de las modalidades) consiste en definir adecuadamente su volumen, su forma, su profundidad y la forma en que se entregan los requerimientos de aireación y mezclado.

- **Criterios para Dimensionar Lagunas.**

En el dimensionamiento de lagunas de estabilización, el ingeniero debe tener en cuenta dos aspectos importantes:

El acopio de información básica.

La selección de criterios adecuados a la situación particular, para dimensionar las lagunas.

○ **La información básica incluye:**

- Población presente y futura.
- Aspectos socio-económicos de la comunidad.
- Consumo de aguas y producción de aguas residuales.
- Características de las aguas residuales: DBO, contenido de sólidos, pH, temperaturas, nitrógeno, fósforo, etc.
- Clima y meteorología del lugar: temperaturas ambientales, precipitaciones, dirección del viento, evaporación, etc
- Características del sitio: topografía, permeabilidad del suelo, etc.

Los criterios para dimensionar las lagunas incluyen: carga orgánica aplicada, funcionamiento y eficiencia esperada de la laguna, conocimiento satisfactorio de los procesos de estabilización biológica que suceden en las lagunas, sus limitaciones y relaciones con las condiciones ambientales y las características de las aguas residuales.[7]

El acopio de información básica es una tarea sistemática, mientras que la selección de criterios para dimensionar las lagunas incluye decisiones y riegos difíciles de evaluar. La mayoría de los criterios o modelos para el dimensionamiento fueron desarrollados en zonas templadas para las características de las aguas residuales y ambientales de esa zona de la tierra; en numerosas ocasiones han sido copiados en el trópico con resultados desfavorables. Estos errores obligan a desarrollar criterios aplicables al trópico.

● **Formas de las Lagunas**

Se dice, con base a resultados experimentales, que en las lagunas de estabilización no hay una mezcla completa, sino que hay un flujo disperso, que el grado de dispersión depende de la geometría de la laguna, siendo un paralelepípedo rectangular la figura geométrica más simple de utilizar en la

construcción.

El tipo de investigación que se requiere realizar lleva a determinar las características de los suelos donde se construirán las lagunas, su conductividad hidráulica y permeabilidad, sus características mecánicas y capacidad para construir los diques. Estas investigaciones indica si hay que recurrir a prestamos de materiales de otras áreas para llevar a cabo las obras, o si es necesario prever impermeabilización del fondo de las lagunas y los diques.

- **Impermeabilización del Fondo.**

Si la tierra es muy permeable teóricamente puede suceder que la laguna nunca complete su llenado debido a las infiltraciones a través del fondo, en este caso, el nivel de agua se mantiene en un punto donde la infiltración a través del fondo, es suficiente para lograr la entrada del fluido en la tierra poroso subyacente durante la puesta en marcha secundarias o de maduración por la naturaleza de los sólidos suspendidos presentes en las aguas residuales tratadas.

En muchos casos puede evitarse sorpresas desagradables por medio de un análisis granulométrico del suelo y prueba de infiltración, pero a pesar de ello los resultados obtenidos son frecuentemente engañosos y las fallas puedan ser detectadas algunas veces sólo después de que los trabajos se han completados. [6].

- **Modelos para Lagunas Facultativas.**

- **La DBO por Unidad de Área**

La capacidad de la laguna para estabilizar la materia orgánica en condiciones aerobias es controlada por la radiación solar utilizada por las algas en la producción de oxígeno necesario para la oxidación de la materia orgánica que llega a las lagunas. La profundidad de estas lagunas llega a 1,80m máximo y la profundidad del oxígeno se limita a la zona fótica o iluminada. La experiencia adquirida en los experimentos realizados en las lagunas experimentales de Palmira

permite recomendar cargas orgánicas de 25 hasta 45 g DBO m²/día en lagunas primarias sin que se presente condiciones indeseables por malos olores, estas cargas orgánicas dan origen a condiciones propias de lagunas facultativas. La ocurrencia de cambios meteorológicos con aumento de temperatura llevo a las lagunas facultativas a convertirse en anaerobias sin producción de malos olores.[9]

o **Modelo de Oswald y Gotaas.**

En la estabilización de la materia orgánica intervienen algunos factores ambientales, específicamente la intensidad y duración de la radiación solar, la velocidad y dirección del viento y la temperatura del aire. Estos parámetros intervienen en la formulación de criterios de dimensionamiento. Este modelo se puede utilizar en el dimensionamiento de lagunas de alta producción de biomasa o lagunas aerobias.

Illuminación y radiación solar: Oswald y Gotaas [13] presentaron un método en el que se relaciona el área superficial de la laguna a la eficiencia con que se utiliza la energía solar en la fotosíntesis. Ellos suponen que el oxígeno requerido por las bacterias es el que resulta en la síntesis de nuevas células de algas. Hay mezcla completa en el líquido de las lagunas.

Temperatura: la temperatura afecta la velocidad de las reacciones bioquímicas y químicas en la descomposición de la materia orgánica y la producción de oxígeno por fotosíntesis. Las temperaturas extremas en la producción de oxígeno son 4^a y 35^a y la temperaturas óptimas es de 20° (20,32). Por cada 10^a C de aumento en la temperatura se dobla la velocidad de las reacciones químicas. [9]

Velocidad y dirección del viento. El viento promueve la renovación de la interfase, la absorción de oxígeno por difusión y la mezcla del contenido de las lagunas además, la dirección predominante del viento determina la mejor

orientación de las lagunas de estabilización. Éstas se localizan de manera que el viento se aleje de centros poblados, viviendas o industrias cercanas a las lagunas y se orientan de manera que estimule la mezcla y no se produzcan cortocircuitos.

o **Modelos de Marais**

El modelo de Marais permite estimar DBO del efluente de la laguna una vez se conoce el período de retención. Este se puede fijar arbitrariamente o calcular utilizando el modelo de Hermann y Gloyna, conociendo la constante de degradación (k) en la laguna. No se debe confundir, como sucede frecuentemente, esta constante K con la que se obtiene para la prueba de la DBO en el laboratorio y que se utiliza para obtener la DBO última.[14]

La mayor dificultad para el dimensionamiento de lagunas con el método de Marais está la evaluación correcta de la constante K . Para el caso de una sola laguna diferentes autores han reportado distintos valores para un mismo líquido. A tiempos de retención menores corresponden valores más altos de K . La temperatura, pH, oxígeno bacterias aerobias facultativas y anaerobias; algas radiación solar pueden afectar la velocidad de reacción K en la laguna. [9]

El pH en lagunas de estabilización sufre cambios diarios debido a la utilización de dióxido de carbono para síntesis celular durante el día y la producción de dióxido de carbono durante la noche. Las variaciones del pH son más marcadas en la capa superficial, primeros 0,30 m, donde el pH alcanza valores hasta de 9,5 que pueden inhibir la actividad microbiana y los procesos de estabilización y precipitar fosfatos.

El oxígeno disuelto también está sujeto a variaciones durante el día, aumenta con la fotosíntesis y disminuye con la respiración. Las concentraciones máximas de oxígeno disuelto se presentan durante el día en la capa superficial donde sobrepasa, en ocasiones a los 45 mg/L y disminuyen durante la noche a valores próximos a cero. Estas variaciones en la concentración de oxígeno disuelto afectan los procesos aerobios y por consiguiente modifican la velocidad de estabilización. Las bacterias facultativas deben modificar sus sistemas

metabólicos.[6]

- **Modelo de Thirmurthy**

Es un método que Thirmurthy [15] propone en base a que no hay mezcla completa en la laguna, en cambio el flujo es disperso y se aproxima a las condiciones de un reactor de flujo arbitrario. Este modelo requiere de la toma de medidas en lagunas en operación para su utilización. Es considerado como un modelo operativo y la escasez de valores experimentales no permite hacer una discusión más amplia sobre la aplicabilidad del modelo. No se considera aplicable en el diseño de lagunas y tiene utilidad en la evaluación de la operación de estas. Sin embargo, en ocasiones ha sido utilizado para el dimensionamiento de lagunas de estabilización.

- **Modelo dinámico de Fritz**

Fritz, Meredith y Middleton han desarrollado un modelo que incluye virtualmente todas las variables que intervienen en el proceso de estabilización en lagunas facultativas [16]. El modelo considera a las lagunas como reactores de mezcla completa y flujo continuo y hace balances de masas para diferentes parámetros. Incluyendo la interacción entre los diferentes estratos. Es el modelo más completo que se haya propuesto, no se dispone de información en varios parámetros, especialmente para las condiciones del trópico; su aplicación en el medio latinoamericano estará sujeta a la disponibilidad de información de estudios de operación de lagunas, hay poca información y el grado de sofisticación que nos sea posible alcanzar.

El uso del modelo de Fritz permitirá conocer mejor la dinámica de los procesos que intervienen en la estabilización de materia orgánica, la destrucción de bacterias patógenas, el crecimiento de algas, la producción y utilización de oxígeno; el balance de nitrógeno, fósforo, carbono, sólidos y la alcalinidad.

3.2.14. Tratamiento de Aguas Residuales por Aplicación al Suelo.

La aplicación de aguas residuales al suelo implica el uso de las plantas, de la superficie y de la matriz del suelo para su tratamiento. El reuso de efluentes tratados se ha incrementado en la agricultura ya que tiene como metas promover la agricultura sostenible, preservar las escasas fuentes de agua y mantener la calidad ambiental. Las aguas residuales desempeñan una importante función como sustituto del agua de abastecimiento empleada para el riego en la agricultura, contribuyendo a la conservación del agua y ofreciendo beneficios económicos. El objetivo primario de la práctica debe ser el garantizar el aprovechamiento racional de las aguas residuales y, al mismo tiempo, proteger la salud.[4]

Los sistemas de aplicación al suelo para eliminar materia orgánica son efectivos ya que es filtrada por la hierba, el martillo, la capa superficial del suelo y es reducida por oxidación biológica, Algunos de los compuestos presentes en el agua residual doméstica y que se pueden considerar como contaminantes (especialmente compuestos de nitrógeno, fósforo y potasio), sirven como nutrientes cuando el agua se aplica al suelo. Estos son esenciales para el crecimiento de las plantas, pero algunos son tóxicos en concentraciones mayores, tanto para plantas como para los microorganismos: los mecanismos de eliminación de las bacterias comunes incluyen la retención, muerte, sedimentación, atropamiento y la absorción. Las plantas utilizan en este tipo de sistemas para captar el nitrógeno y el fósforo del agua residual aplicada, mantener e incrementar las tasas de entrada de agua y la permeabilidad del suelo.[17]

Los aspectos de salud pública que están relacionados con el uso del agua residual involucran la supervivencia de bacterias patógenas y virus en las pequeñas gotas de aerosol pulverizadas sobre y en el interior del suelo. La Organización Mundial de la Salud establece que para el riego sobre cualquier tipo de cultivo de agua no debe tener más de 100 coliformes fecales/100ml. Existen la necesidad de contar con zonas de amortiguamiento o desinfección para minimizar riesgos a la salud pública y deben evaluarse, según el caso, los siguientes factores:

acceso público al lugar, el tamaño de la zona regada, la posibilidad de disponer de zonas de amortiguamiento para plantar árboles o arbustos y las condiciones climáticas.

Existen tres procesos de tratamiento de aguas residuales en suelo que son:

1. Tratamiento de tasa baja.
2. Tratamiento de infiltración rápida.
3. Tratamiento por flujo superficial.

• **Tratamiento de Tasa Baja o Infiltración Lenta**

El proceso de tasa baja es la tecnología de tratamiento en suelo más antigua y de mayor difusión. Este proceso consiste básicamente en la aplicación de un caudal controlado de agua residual sobre una superficie de terreno con cubierta vegetal cultivada habitualmente, los sistemas de infiltración lenta se operan en ciclos de aplicación semanales, durante la temporada de crecimiento del cultivo las carga hidráulicas de aguas residual aplicadas anualmente sobre la superficie activa de tratamiento varían entre 0,5 y 0,6 m³/m². Tras su infiltración, el agua residual percola vertical y lateralmente a través del suelo, que puede recuperar sus condiciones aerobias gracias a los procedimientos cíclicos de aplicación. La cubierta vegetal juega un importante papel en le proceso de tratamiento. Su selección y cuidado dependen principalmente del grado de tratamiento perseguido y de las características de los suelos. La infiltración lenta tiene el mayor potencial de tratamiento de todos los sistemas de depuración en el terreno, debido a la aplicación de cargas relativamente bajas sobre suelo vegetado y a la existencia de un ecosistema muy activo en el suelo, a escasa distancia de la superficie.[4]

El tratamiento de tasa baja o infiltración lenta evolucionó a partir de la agricultura con aguas residuales, desarrollado en Europa durante la década de 1.840, hacia la irrigación de aguas residuales utilizada en Estados Unidos durante 1.880. La efectividad del tratamiento en suelo fue establecida durante 1.860 en Inglaterra. En una encuesta desarrollada en 143 plantas de tratamiento, el sistema de tasa baja era el proceso de tratamiento utilizado con mayor frecuencia. El

tratamiento de tasa baja fue redescubierto en la universidad estatal de Pensilvania, Estados Unidos, durante la década de 1.960, y fue tema de varias investigaciones desde 1.970 a 1.980. La mayoría de referencias que aún permanecen vigentes datan de la década de 1.970.

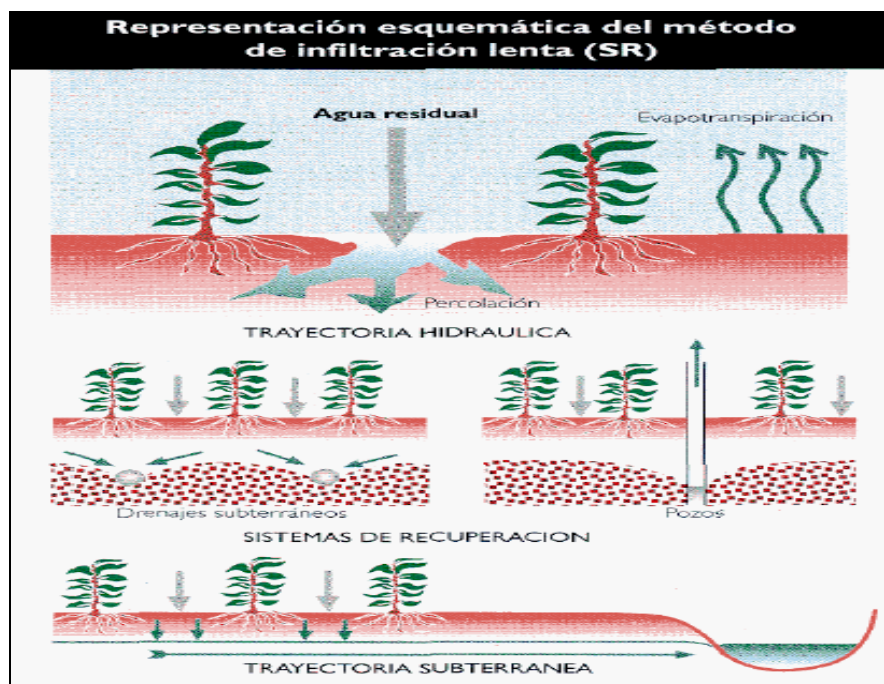


Figura 3.10 Representación del método infiltración lenta

Fuente: [17]

- **Tratamiento por Infiltración Rápida**

La infiltración rápida es un proceso de tratamiento semejante a la infiltración intermitente en filtros de arena. Se define como la aplicación controlada de agua residual sobre balsas superficiales construidas en suelo de permeabilidad media a alta. Generalmente la aplicación se realiza de forma cíclica, para permitir la regeneración aerobia de la zona de infiltración y mantener la máxima capacidad de tratamiento. El agua residual requiere, al menos, tratamiento primario previo a la aplicación, siendo las cargas hidráulicas anuales normales de 6 a 100 m³/m². La evolución del efluente en el suelo y subsuelo es

similar a la de los sistemas de infiltración lenta. No obstante, por tratarse caudales muy superiores, el suelo y formaciones infrayacentes han de tener mejores características hidráulicas

La mayoría de los 320 sistemas de infiltración rápida que funcionan en los Estados Unidos utilizan la precolación por drenaje natural hacia fuentes superficiales cercanas. En pocos casos se emplean drenajes subterráneos para transportar los precolados hacia aguas superficiales.

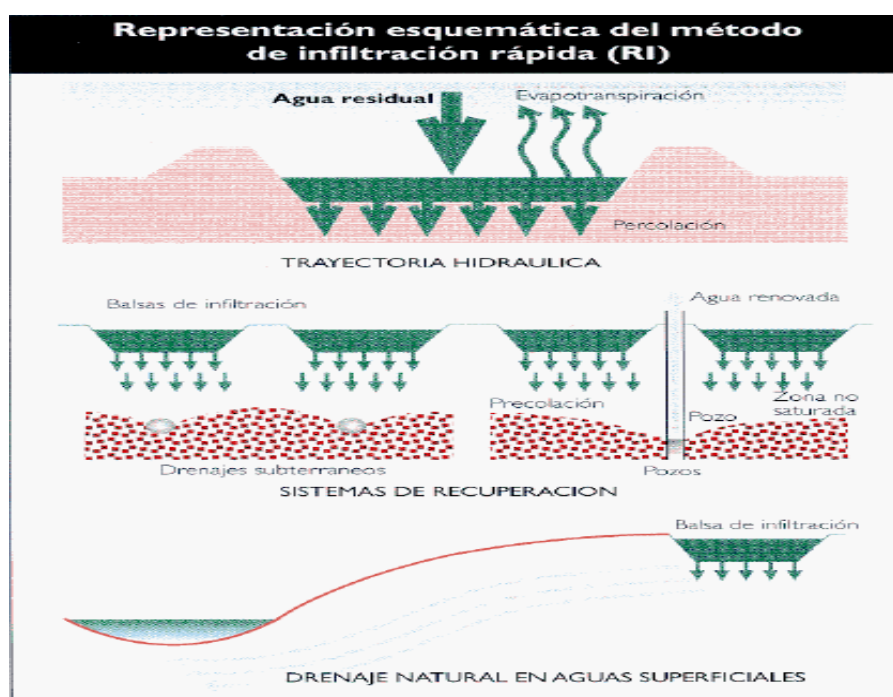


Figura 3.11. Representación del método infiltración rápida

Fuente: [17]

Los pozos de extracción empleados en grades sistemas de infiltración rápida como en los Estado Unidos, Phoenix y Arizona, pueden utilizarse también en sistemas pequeños. La clave para efectuar el tratamiento de aguas residuales mediante sistema de infiltración rápida es la aplicación intermitente del agua residual sobre la superficie del lecho. La inundación continua no sólo reduce en gran medida la velocidad de precolación con el tiempo, sino que no permite el tratamiento aerobio que normalmente ocurre en el suelo.[17]

- **Tratamiento con Flujo Superficial**

El tratamiento mediante flujo superficial, es adecuado para zonas con suelos relativamente impermeables. Consiste en forzar la escorrentía del agua residual sobre un suelo previamente acondicionado (en pendiente y vegetación) para ser posteriormente recogida mediante diques artificiales. Las aplicaciones de agua residual suelen realizarse en ciclos de horas, durante 5 a 7 días a la semana, tras un escaso pretratamiento consistente en la separación de las fracciones sólidas de mayor tamaño. El grado de tratamiento alcanzable es equivalente a uno secundario, generalmente de nitrógeno y un peor rendimiento en fósforo.[17]

Los sistemas de tratamiento en suelo con flujo superficial se desarrollaron para sacar ventajas de los terrenos con bajas permeabilidad, tal como los arcillosos. Este proceso fue iniciado en los Estados Unidos en Napoleón, Ohio, en 1.954 y desarrollado posteriormente por la Campbell Soup Company en Paris, Texas. El tratamiento en los sistemas de flujo superficial ocurre a mediod que el agua residual fluye sobre terrenos con pendientes suaves (2 y 10 %) cubiertas con vegetación por lo general se utilizan pendientes que varían entre 2 y 4 %, y que tienen entre 120 y 150 pies de longitud (36 a 45 m). el efluente tratado se recoge en la parte inferior de la pendiente. en la fig. 3.12 se observar una representación de este método

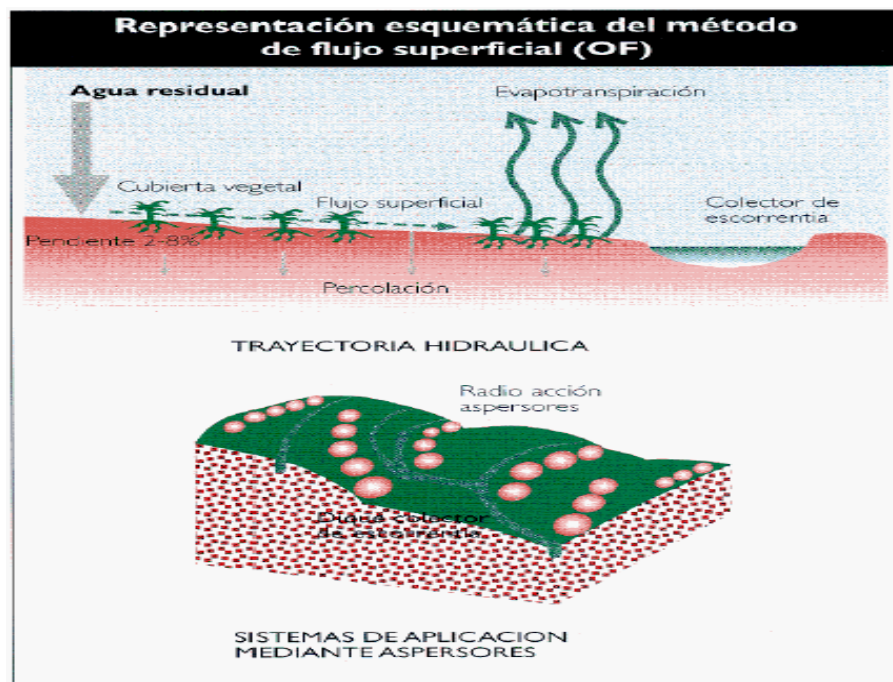


Figura 3.12. Representación del método infiltración superficial

Fuente: [17]

Al inicio de la década de 1.970 se realizaron investigaciones sobre los sistemas de flujos superficiales en Ada, Oklahoma, por parte de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA); los estudios estaban orientados a establecer la aplicabilidad de estos sistemas en el tratamiento de aguas residuales municipales cribadas y efluentes primarios. Como resultados de estas y otras investigaciones se diseñaron más de 50 sistemas de flujo superficial para el tratamiento de aguas residuales municipales.

La escorrentía superficial es esencialmente un proceso de tratamiento biológico en el cual se aplica el agua sobre las zonas de un terreno dispuesto en pendiente desde donde fluye a través de la superficie vegetal hasta unas zanjas de recolección.

Las consideraciones fundamentales en el diseño y operación de los sistemas de aplicación al suelo son el conocimiento de las características del agua residual, de los mecanismos de tratamiento, vegetación y los requisitos concernientes a la salud pública, todos ellos fundamentales para el planeamiento y

funcionamiento satisfactorios.

- **Características de Diseño.**

En la tabla 3.15 Se comparan las principales características de diseño de los sistemas de tratamiento en el terreno. Los rangos diferenciadores recogidos son la técnica de aplicación, necesidad de pre-tratamiento, carga hidráulica anual, evolución del residuo y requerimiento de cultivo.

- **Condiciones de Ubicación.**

La selección de la ubicación para depuración mediante aplicación en el terreno no se limita a la búsqueda de terrenos con suficientes extensiones, disponibles en zonas bien situadas respecto a la red de saneamiento. Otros factores como el suelo, el subsuelo, el agua subterránea y las condiciones climáticas afectan de un modo determinante a la viabilidad estos sistemas, en la tabla 3.16 se presenta algunas características de terreno donde se ubica el sistema

Tabla 3.15. Principales características de diseño de los sistemas de tratamiento en el terreno.

principales características de diseño de los sistemas de tratamiento en el terreno			
Característica	Infiltración Lenta	Infiltración rápida	Flujo Superficial
Técnica de aplicación	Aspersión o en superficie	En superficie	Aspersión o en superficie
Carga Hidráulica anual (m ³ /m ²)	0,5 - 6	6 - 125	3 – 20
Pretratamiento mínimo	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria	Separación de sólidos

Evolución del agua residual	Evapotraspiración precolación	Precolación	Escorrentía, evapotraspiración y precolación débil
Empleo de vegetación	Necesario	Opcional	Necesario

Fuente [17]

Tabla 3.16. Características para ubicar sistemas de tratamiento en el terreno.

Principales características de diseño de los sistemas de tratamiento en el terreno			
Característica	Infiltración Lenta	Infiltración rápida	Flujo Superficial
pendiente del terreno	Hasta 15% en superficies cultivadas, <30% en arbolado.	NO es crítica; pendientes excesivas exigen mucha obra de nivelación.	Máximo 15% Normalmente comprendidas entre 2 -8 %
Permeabilidad del suelo	Moderadamente baja a moderadamente alta	Alta	Baja (suelo) con barreras impermeables
Profundidad del agua subterránea	mínimo 1 – 1,5 m	Mínimo 5 m	Superior a 1 m (solo importante es suelos con permeabilidad significativa)
Profundidad del substrato rocoso	mínimo 1,5 m	Superior a 5 m	Superior a 1 m
Restricciones climáticas	Necesario almacenamiento y operación estacional en periodos lluviosos y/o fríos	Ninguna (posible adaptación del método operativo en tiempo frío)	Frecuente necesidad de almacenamiento en periodos de tiempo frío
Necesidad global de terreno	$0,02Q_m < A < 0,03Q_m$	$A = 0,006Q_m$	$0,01Q_m < A < 0,018Q_m$

Fuente [17]

Los datos necesarios sobre la posible ubicación han de cubrir generalmente los siguientes aspectos: topografía, tipo y permeabilidad del suelo, temperaturas, precipitaciones, evaporación y evapotranspiración, usos y zonificación del suelo, prácticas agrícolas, profundidad y calidad agua subterránea y exigencias regulatorias para el vertido en las aguas superficiales y subterráneas.

○ **Ubicación de sistema infiltración lenta**

La necesidad de utilización de cubierta vegetal en estos sistemas introduce un condicionante estacional a la aplicación anual de agua residual, restringiéndola a las épocas de crecimiento en la zona. Si además se realizan cultivos estacionales aprovechables, el tiempo de aplicación puede verse aún más reducido por los períodos de plantación y cosecha. En aquellos casos en que el período operacional del sistema sea inferior a los 12 meses al año, será necesario prever un sistema de almacenamiento temporal. Generalmente se diseña con el fin de proporcionar un pretratamiento.

A partir del caudal medio diario de diseño puede, obtenerse, mediante la figura 3.13 una estimación preliminar de las necesidades de terreno. Para situaciones climáticas intermedias puede interpolarse entre rectas. El caudal medio diario de agua residual a tratar puede determinarse de forma sencilla a partir de la expresión:

$$Q_D = \frac{365 Q_a}{N}$$

(3.41)

Q_D = Caudal medio diario de tratamiento.

Q_a = Caudal medio diario de aguas residuales generadas.

N = número de días operativos del sistema al año.

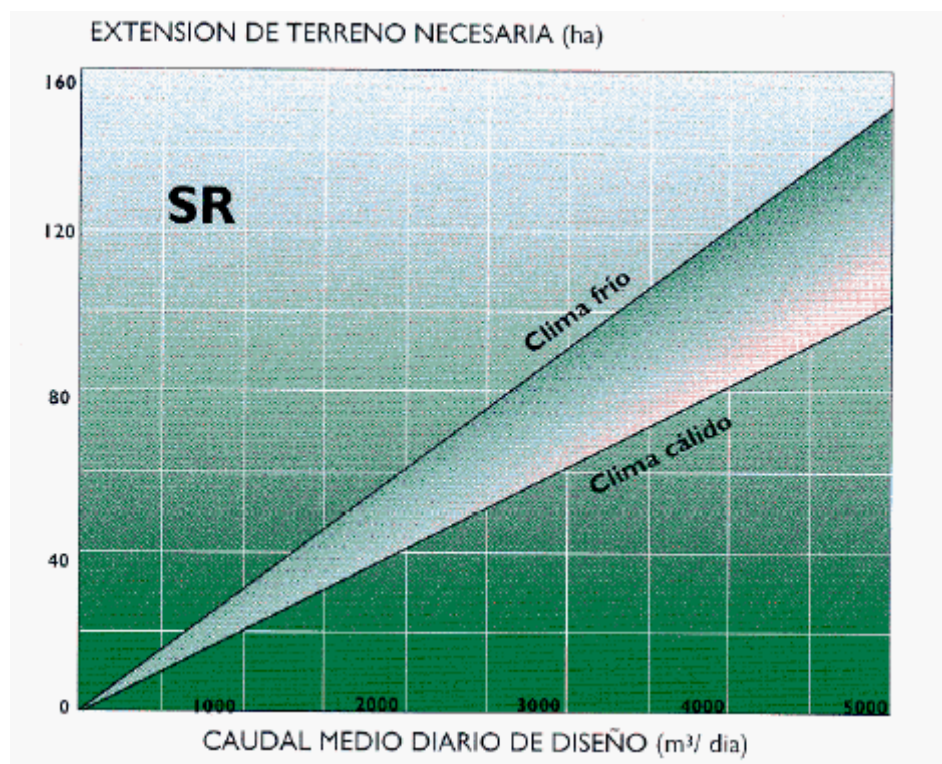


Figura 3.13. Estimación preliminar de necesidades de terreno. Infiltración lenta

Fuente [17]

○ **Ubicación de sistema infiltración rápida:**

Este sistema de tratamiento no se basa en la acción de la cubierta vegetal, por lo que no está sometido a limitaciones de uso estacional. Sin embargo, al ser sus cargas hidráulicas de mayor magnitud, deben extremarse las precauciones en los aspectos relativos a la conservación de la calidad de las aguas subterráneas.

Una estimación preliminar de las necesidades de terreno para un sistema de infiltración rápida puede realizarse a partir de la figura 3.14 bajo el mismo criterio tomado en el sistema de infiltración lenta.

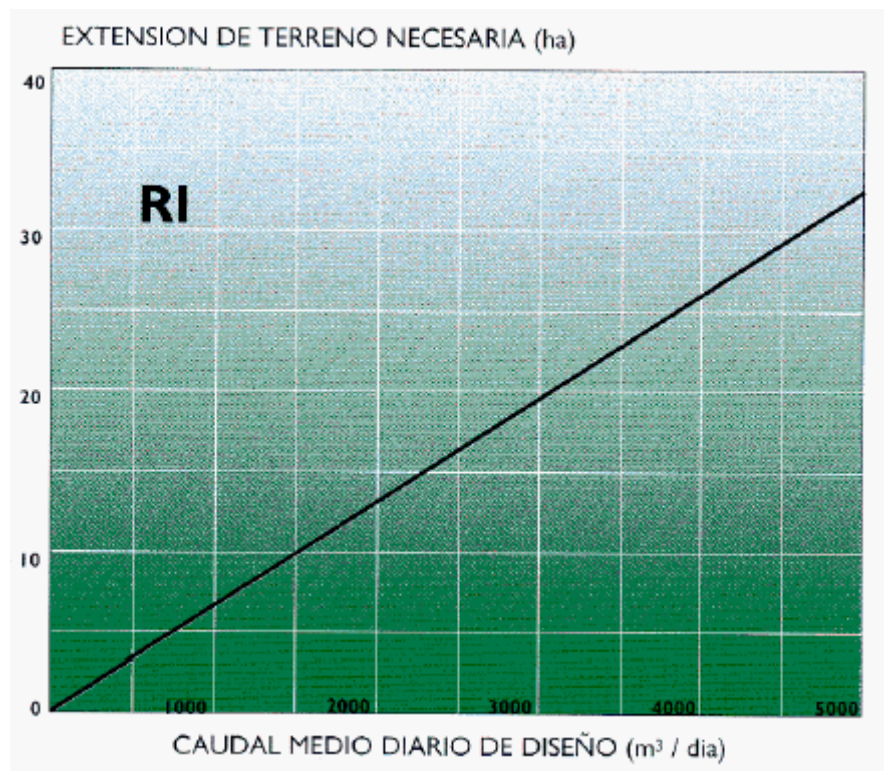


Figura 3.14. Estimación preliminar de necesidades de terreno. Infiltración rápida

Fuente [17]

○ Ubicación del sistema flujo superficial

La naturaleza del proceso, con flujo sobre suelos relativamente impermeables y con tratamiento por acción de la cubierta vegetal, condiciona notablemente las características de la ubicación. Generalmente serán necesarios ciclos operativos estacionales.[17]

Al igual que los sistemas anteriores, la expresión aproximada de terreno necesaria para un tratamiento mediante flujo superficial puede deducirse, a partir del caudal medio diario de aplicación, mediante la figura 3.15

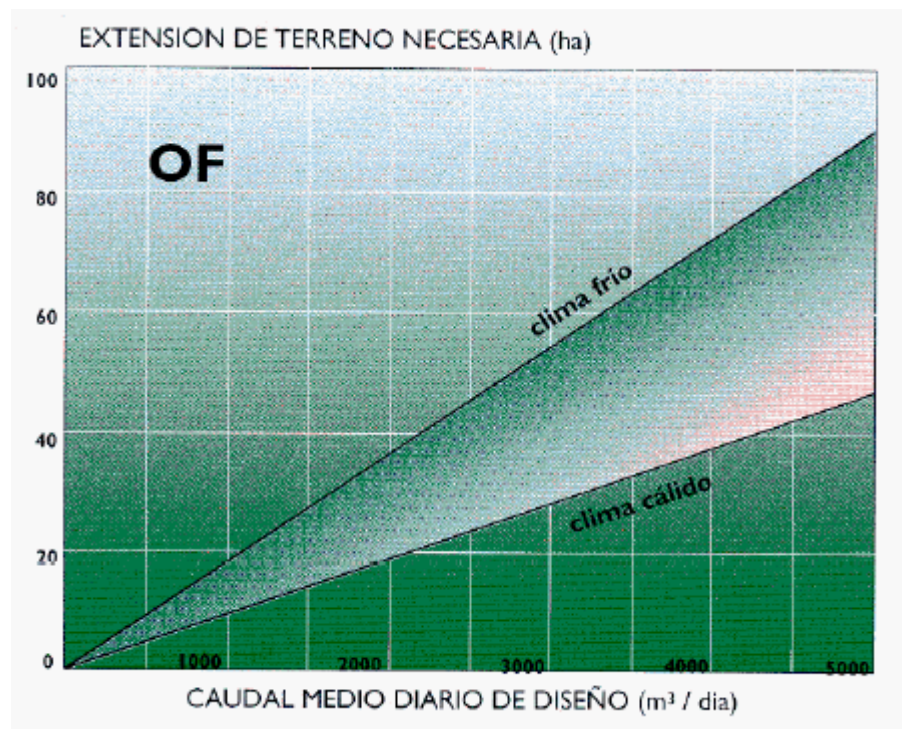


Figura 3.15. Estimación preliminar de necesidades de terreno. Infiltración superficial

Fuente [17]

CAPITULO IV

METODOLOGÍA

La etapa de trabajo de campo es una de las fases fundamentales dentro del trabajo realizado. La misma se lleva a cabo a través de distintos estudios y análisis químico de las aguas residuales así como el estudio de la población.

Se realizó un estudio poblacional mediante un censo para obtener el número total de habitantes en el futuro. Éste se realizó tomando una muestra de 50 viviendas distribuidas en toda el área a estudiar. Mediante un análisis estadístico se tomó el promedio de habitantes de las viviendas y se multiplicó por el número total de viviendas por parcelas, con este procedimiento se obtuvo el número total de habitantes.

Se realizó un levantamiento topográfico del área donde se construirá el sistema de tratamiento de las aguas servidas. Se tomaron con un teodolito en el sitio de estudio los diferentes puntos para luego realizar el levantamiento con la ayuda de las diferentes herramientas como computadora, calculadora, etc.

Se recolectaron tres (3) muestras de aguas servidas en laguna de oxidación existente, en horas de la mañana, las otras al medio día y en la tarde sucesivamente en días distintos. Se colocaron en envases debidamente identificados, para luego ser llevadas al laboratorio y proceder a realizarle análisis físicos a dichas muestras.

El tipo de muestreo fue de juicio, en el cual se toma la muestra de acuerdo al criterio personal del investigador. Sin embargo, está expuesto a muchos errores de tipo subjetivo. Aunque resulta un método de muestreo más económico y mucho más fácil de tomar.

La muestra ha de ser de un tamaño suficiente, porque si se tomara una muestra demasiado grande esto acarrearía una pérdida de tiempo, trabajo, dinero, innecesariamente; puesto que los resultados no mejorarán con que se tome una muestra excesiva. Al otro extremo, si se toma una muestra muy pequeña, las conclusiones del estudio no ofrecerán confiabilidad ni validez.

Por esto se realizó un muestreo de juicio, en virtud de la homogeneidad de las muestras tomadas, por otra parte las técnicas de muestreo de suelos reúnen la rigurosidad técnica exigida por los ensayos realizados en cuanto a cantidad y calidad de la muestra.

Se tomó esa cantidad de muestras por considerar (a criterio del investigador) que son suficientes para la investigación, un número mayor sólo incurriría en mayores gastos y pérdida de tiempo sin aportar valores significativos a la investigación.

Las técnicas de recolección de datos fueron la observación directa y el análisis documental, los instrumentos utilizados para recoger y almacenar información se presentan en las tablas 4.1 y 4.2:

La metodología de trabajo incluye una serie de actividades previas, la recolección de datos, con su posterior análisis los cuales permitirán elaborar un informe final con los resultados, propuestas, conclusiones y recomendaciones.

4.1 Etapa preliminar. Recopilación bibliográfica

En esta etapa del proyecto se procedió a la revisión de material bibliográfico referente a documentación técnica. Esta actividad consistió en la recopilación, selección y búsqueda de la información bibliográfica existente para el área de estudio. En tal sentido, se procedió a la revisión de los trabajos, estudios e informes técnicos de hidrología, hidráulica, topografía, suelos, climatológicas realizados en el área de estudio.

Se utilizó la exploración de fuente documental para fundamentar el proyecto con información relevante sobre el tema en estudio. Estas herramientas permitieron recopilar información técnica relativa al tema, tanto para el marco teórico como para el desarrollo de la investigación.

Tabla 4.1 Equipos utilizadas

Equipos utilizados	Cantidad
Teodolito Marca Leica Modelo TC-305	1
Mira topográfica	1
Cámara fotográfica, marca Sony, modelo Digital Mavica	1
Microprocesador pH Meter pH 3000.	1
Fotómetro marca Merck SQ 300.	1
Termoreaktor TR 300.marca Merck.	1

Tabla 4.2 Materiales utilizados

Materiales utilizados	Cantidad
Envases plásticas de 100 ml.	3
Marcador	1
Tirro	1
Libreta	1
Beackers de 200 ml.	1
Cubeta de reacción con tapa roscada de 10 cm de alto por 1,6 cm de diámetro base.	1
Soporte para cubetas de reacción.	1
Pipetas volumétricas de 5 y 10 ml.	1

4.2 Trabajo de Campo

Una de las etapas del trabajo de campo es la toma de muestras del sitio para su posterior análisis, sin embargo, dentro del mismo se realiza una actividad muy

importante para llevar a cabo el desarrollo del proyecto; como es la realización del censo para obtener el número de habitantes, y a través de éste obtener el caudal de diseño de recolección de aguas servidas, y finalmente por medio del urbanismo y las condiciones topográficas se realiza el diseño del sistema de recolección. Para la concepción del sistema de tratamiento se tomaran los datos estadísticos de las lagunas de oxidación presente en la zona.

Mediante un recorrido por las poblaciones se verificó el urbanismo de las mismas. Se realizó el recorrido por el morichal donde se plantea la descarga de las aguas servidas una vez tratadas.

El muestreo que se realizó para tomar las muestras compuestas de aguas servidas a la entrada del sistema de lagunas de estabilización presente en la zona, se hizo de la siguiente manera:

A las 7:00 a.m. se tomó una muestra de 100 ml, luego dicha muestra se resguardó en una cava; luego a las 9:30 se tomó otra muestra y así sucesivamente cada dos horas. A las 3:30 p.m. se tomó la última muestra para luego mezclarlas con todas las tomadas a lo largo del día, para ser llevadas al laboratorio de la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos. Una vez en el laboratorio se procedió al análisis de las mismas.

Para obtener el levantamiento topográfico se procedió a tomar en el lugar donde se construirá el sistema de tratamiento una serie de punto, tabla 4.1, luego dichos puntos fueron procesados en la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos; éste levantamiento fue realizado utilizando una serie de herramientas de la Empresa.

Tabla 4.3 Puntos visados para el levantamiento topográfico

Nro	Norte	Este	Cota
1	740.141,02	727.159,25	75,00
2	740.304,87	727.033,25	73,00
3	740.036,02	727.193,25	75,00
4	740.058,28	727.310,77	75,00
5	740.074,35	727.323,28	75,00

6	740.617,00	726.954,14	67,00
7	740.550,79	726.909,56	68,00
8	740.566,99	726.785,96	68,00
9	740.563,62	726.783,59	68,00
10	740.626,46	726.729,36	67,00
11	740.527,34	726.669,60	70,00

Continuación tabla 4.3

12	740.445,53	726.663,58	70,00
13	740.371,47	726.668,05	71,00
14	740.289,17	726.774,72	72,00
15	740.296,11	726.873,08	72,00
16	740.399,27	726.877,84	71,00
17	740.483,65	726.742,96	70,00
18	740.806,24	726.415,75	70,00
19	740.696,41	726.328,25	68,00
20	740.617,19	726.316,03	68,00
21	740.541,42	726.362,92	69,00
22	740.437,72	726.461,64	69,00
23	740.379,62	726.509,12	70,00
24	740.470,50	726.536,37	69,00
25	740.539,53	726.581,16	68,00
26	740.590,08	726.616,79	68,00
27	740.641,73	726.656,75	67,00
28	740.675,76	726.714,56	67,00
29	740.561,53	726.744,44	68,00
30	740.539,65	726.685,39	69,00
31	740.539,16	726.634,31	69,00
32	740.471,41	726.649,17	70,00
33	740.405,38	726.708,92	71,00
34	740.441,65	726.802,97	70,00
35	740.514,58	726.814,00	69,00

36	740.492,72	726.764,19	70,00
37	740.469,61	726.760,36	71,00
38	740.466,90	726.729,67	70,00
39	740.502,58	726.726,62	70,00
40	739.845,02	727.088,25	76,00
41	739.948,46	727.424,55	75,00

Fuente: CVG Bauxilum

En esta etapa se procedió a realizar un censo en las poblaciones, para lo cual se tomó al azar un número de viviendas distribuidas en las dos poblaciones, de esta forma se hace más uniforme el resultado, tabla 4.4.

Tabla 4.4. Muestra para obtener el número total de habitantes presente.

Ubicación		Nro de casa	Nro de Hab. menores de edad	Nro de Hab. mayores de edad	Hab. Totales
Calle					
Calle Arauca	S/N	4	3	7	
Calle Arauca	S/N	3	6	9	
Calle Cuchivero	S/N	3	4	7	
Calle Cuchivero	S/N	1	2	3	
Calle venturi	S/N	3	2	5	
Calle venturi	S/N	0	5	5	
Calle venturi	S/N	4	4	8	
Calle Apure	S/N	0	2	2	
Calle Apure	S/N	4	4	8	
Calle Apure	S/N	2	4	6	
Calle Parguaza	S/N	1	3	4	

Calle Parguaza	S/N	5	4	9
Calle Parguaza	S/N	4	4	8
Calle Barraguan	S/N	0	3	3
Calle Barraguan	S/N	4	2	6
Calle Barraguan	S/N	5	3	8
Av. Orinoco	S/N	2	2	4
Av. Orinoco	S/N	0	4	4
Av. Orinoco	S/N	3	3	6
Calle Maniapure	S/N	4	3	7
Calle Maniapure	S/N	2	4	6
Calle Guaniamo	S/N	0	3	3
Calle Guaniamo	S/N	3	2	5
Calle Suapure	S/N	2	5	7

Continuación tabla 4.4

Calle Suapure	S/N	4	3	7
Calle Guarico	S/N	3	5	8
Calle Guarico	S/N	1	2	3
Calle Cariñas	S/N	3	2	5
Calle Yaruros	S/N	2	5	7
Calle Yaruros	S/N	3	3	6
Calle Piaroas	S/N	3	5	8
Calle Piaroas	S/N	0	2	2
Calle Mapoyos	S/N	3	1	4

Calle Mapoyos	S/N	1	2	3
Calle Panares	S/N	2	2	4
Calle Panares	S/N	4	3	7
Calle Curripacos	S/N	2	1	3
Calle Curripacos	S/N	0	3	3
Calle Yecuanas	S/N	6	4	10
Calle Yecuanas	S/N	1	1	2
Calle Piapocos	S/N	3	2	5
Calle Piapocos	S/N	2	5	7
Calle Banivas	S/N	1	3	4
Calle Banivas	S/N	3	4	7
Calle Juagibos	S/N	5	6	11
C. San Jose Calle 1	S/N	4	5	9
C. San Jose Calle 2	S/N	4	4	8
C. San Jose Calle 3	S/N	3	4	7
C. San Jose Calle 4	S/N	2	5	7
C. San Jose Calle 5	S/N	3	4	7
	Promedios	2,54	3,34	5,88

4.3. Trabajo de Laboratorio

Para realizar la caracterización de las aguas servidas se utilizó el laboratorio de la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos, se tomaron medidas de parámetros como la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Nitrógeno Total (Nt), PH, Demanda Química de Oxígeno (DQO)

4.3.1 Procedimientos Experimentales en los Análisis de Laboratorios.

❖ Determinación de DBO

Se realizó por medio del método de incubación manométrico.

Principio del método:

El método manométrico es, de los existentes, el que mejor simula las condiciones reales bajo las cuales ocurre un proceso de biodegradación, ya que en él la manipulación de la muestra es mínima y el Oxígeno consumido por los microorganismos proviene del intercambio gaseoso entre la muestra líquida y el aire en contacto con ella. En este método la muestra se ubica dentro de una botella y por medio de agitación, el Oxígeno presente en la cámara de aire se disuelve en el líquido. Los microorganismos consumen el Oxígeno durante el proceso de degradación de la materia orgánica, produciendo dióxido de carbono (CO_2) y agua. El CO_2 es absorbido por lentejas de Hidróxido de Sodio ó Litio que se colocan en la parte superior de la botella dentro de un vaso de caucho, que a su vez permite el cierre hermético de la misma. Dicha eliminación de CO_2 produce un vacío dentro de la botella que es medido directamente por el sensor electrónico de presión ubicado dentro del sistema OXITOP.

PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

1. Se colocó el volumen de muestra seleccionado en una botella.
2. Se colocó la barra agitadora magnética dentro de la botella. Agréguele un grano diminuto de NaOH al vaso de caucho.

3. Se colocó el vaso cuidadosamente en la boca de la botella (si se cae alguna lenteja dentro de la muestra se debe descartarla y lavar la botella).
4. Se tapó la botella con el OXITOP verificando el correcto cierre de las mismas y se colocó sobre el sistema de agitación.
5. Se conectó el instrumento y se accionaron simultáneamente las teclas "S" y "M" para activar el registro, que se iniciará automáticamente a las tres horas.
6. El sensor registró los valores obtenidos cada 24 horas en forma automática. Se colocó la incubadora a una $T=20\text{ }^{\circ}\text{C}$.
7. Se tomaron lecturas de los resultados cada día hasta transcurridos los 5 días

❖ **Determinación de Nitrógeno Total**

Se realizó por medio del Método de Koroleff's.

Principio del método:

Compuestos de nitrógeno orgánico e inorgánico son transformados a nitrato mediante un agente oxidante dentro de un termoreactor. Dentro de ácido sulfúrico concentrado, estos Nitratos reaccionan con un derivado de ácido Benzoico (Nitrospectral) formando un nitro Compuesto de color rojo que se determina fotométricamente.

PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

A.1.- Descomposición de la muestra:

1. Se procedió a añadir 5 ml de la muestra en cubeta de reacción vacía.
2. Luego se añadió 1 microcucharada azul de N-1K.
3. Se agitó hasta disolver.
4. Después se le añadió 6 gotas de N-2K.
5. Luego se mezcló en una cubeta firmemente cerrada.
6. Se procedió a calentar la cubeta de reacción en el termoreactor durante 1 hora a 100°C .
7. Luego se sacó la cubeta del bloque calefactor.

8. Después se dejó enfriar en el soporte de cubetas redondas
9. Transcurrido de 10 minutos se agitó la cubeta nuevamente.
10. Luego se dejó en el soporte para que se enfríe aproximadamente en un rango de temperatura de (20-40)°C.

A.2.- Medición:

1. Se procedió ajustar la posición 5 del filtro elegir el método n° 14537 Nitrógeno total en el Fotómetro SQ300 Añadir 1 microcucharada azul de N-3K en una cubeta de reacción
2. Luego se cerró firmemente con el tapón de rosca y se agito hasta disolver.
3. después se añadió 1,5 ml de la muestra preparada en la cubeta de reacción.
4. Se cerró firmemente con el tapón de rosca y se mezclo
5. Colocó la cubeta en el lugar correspondiente dentro del Fotómetro.
6. Transcurrido 10 minutos se precedió a leer el valor de nitrógeno total que señala la pantalla del equipo SQ300.

❖ **Determinación del PH**

Se realizó por medio del método potenciométrico

Principio del método:

El pH expresa el grado de acidez o alcalinidad efectiva, en contraste a la acidez o alcalinidad total determinada por titulación u otro método. El equipo básico del medidor consiste de una fuente de voltaje, amplificador, medidor de lectura en una escala ò digital. Para el trabajo de rutina se utiliza el electrodo de vidrio como un indicador y el electrodo de calomel como referencia. Para el manejo del aparato siga las instrucciones del fabricante. Tome en cuenta que sin importar la marca del equipo, debe verificarse su funcionamiento con soluciones buffer de pH: 4, 7 y 10.

PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

1. Se procedió a Remojar el electrodo por 10 minutos en una solución neutra (buffer pH= 7.00).
2. Luego se Calibró el equipo pH 3000, según indicaciones del manual de instrucciones WTW.
3. Después se Enjuagó el electrodo con agua destilada, o la solución problema a medir, sumerja juntos los electrodos de pH y temperatura a 25 mm en la solución a analizar.
4. Transcurrido 5 minutos, se procedió a tomar nota de la lectura del pH y temperatura.
5. Finalmente se Lavó el electrodo con agua destilada y dejó en solución neutra de color verde según el manual de laboratorio INOS.

4.4. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.

En cuanto al análisis de la población y de las aguas servidas los datos obtenidos serán clasificados y tabulados, para obtener algunos componentes de las aguas servidas y de esa forma comparar con datos estadísticos de años anteriores, de igual forma los datos obtenidos en el campo serán registrados para posteriormente ser introducidos en las ecuaciones y fórmulas de diseño de la red de recolección y sistema de tratamiento de las aguas servidas.

Los valores obtenido de los análisis realizados a las aguas servidas

Tabla 4.5. Valores obtenidos DBO de los análisis realizados

Días de incubación	Junio-2006	Agosto-2006
1	130	130
2	160	180
3	190	220
4	210	250

5	230	280
---	-----	-----

Fuente: CVG Bauxilum Los Pijiguaos

Tabla 4.6. Valores de pH, y Nitrogeno total obtenido

Parámetros	Junio	Agosto
pH	6,40	6,69
Nt (mg/L)	2,67	2.40

Fuente: CVG Bauxilum Los Pijiguaos

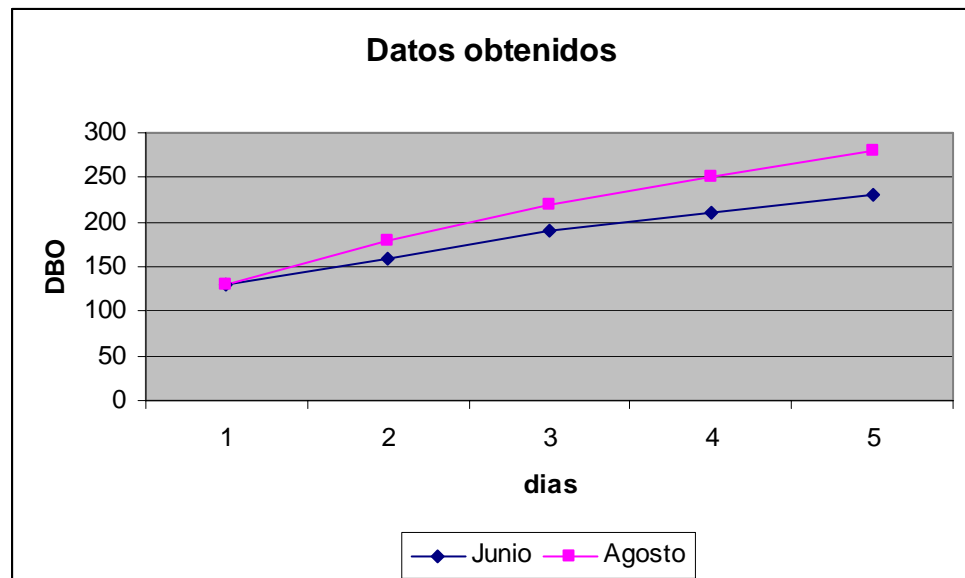


Fig. 4.1. Grafica DBO de los análisis realizados

Mediante técnicas lógicas de deducción, análisis y síntesis, serán interpretados los datos recogidos.

4.5. Trabajo de Oficina

Primeramente se organiza todo el material que será utilizado e incluido dentro del marco teórico y las fases de diseño del proyecto. Se tabulan los datos

obtenidos de la etapa de campo, de las observaciones realizadas y la recolección de muestras para su análisis.

Una vez obtenida la población futura y con el levantamiento topográfico de las poblaciones, así como los distintos resultados de los análisis realizados a las aguas servidas, se procedió al diseño de la red de recolección y el sistema de tratamiento, de la siguiente manera.

4.5.1. Diseño del Sistema de Recolección de Aguas Servidas.

Para el diseño de la red de colectores se debe tomar en consideración todos los aspectos importantes antes señalados, basándose en la aplicación de las normas vigentes.

- **Periodo de Diseño**

Se tomará un período de diseño de 25 años. Ya que lo en ese periodo se espera que todas las parcelas de las poblaciones este completamente habitadas de acuerdo a urbanismo presentado por la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos,

- **Población Futura.**

Después de definido el período de diseño, se efectúa el cálculo de la población futura, tomando en consideración datos obtenidos de la Empresa CVG Bauxilum, y con un censo realizado en la población. Se debe tener en cuenta las densidades de población y el uso de acuerdo al ordenamiento urbano vigente.

Se utilizará el urbanismo suministrado por la Empresa y el censo de la población realizado en este trabajo de investigación, debido a la escasez de información de la zona, se tomara todas las parcelas como habitadas.

Una vez realizado el muestreo de 50 viviendas multifamiliares distribuidas en toda la población, se tomó el promedio de habitantes que nos arroja el análisis estadístico, para luego multiplicarlo por el número de viviendas.

Cabe destacar que no se cuenta con el número exacto de viviendas, sino con el número de parcelas de las poblaciones en estudio, este dato se obtuvo de los planos digitalizados de la zona, que posee la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos. Allí se encontró un total 330 parcelas destinadas para la construcción de viviendas. Es importante señalar que en el área de cada parcela, por ser una zona rural, se tomó dos viviendas por parcelas

$$Pf_{2031} = 330 \text{ pclas} * 2 \text{ vdas} / \text{pclas} * 6 \text{ hab} / \text{vdas} = 3960 \text{ hab}$$

- **Estimación del Caudal de Diseño para la Red de Cloacas.**

Para realizar esta estimación tomarán en consideración los siguientes aportes de aguas servidas: A) Servidas domiciliarias. B) Industriales. C) Comerciales. E) Por infiltración.

- **Gasto de Aguas Domiciliarias.**

Debido a no contar con un control de medición para el caudal que llega a cada casa se tomará una dotación de consumo mínimo de agua para fines de diseño tabla 4.7, de las normas para el diseño de abastecimiento de agua (INOS, 1965)

Tabla 4.7. Consumos Mínimos Permisibles Normas I.N.O.S

Población	Servicio Con medidor	Servicio sin medidor
Hasta 20.000	200 Lts/per/día	400 Lts/per/día
20.000 a	250 Lts/per/día	500 Lts/per/día

50.000		
Mayor de 50.000	300 Lts/per/día	600 Lts/per/día

Por ser una zona donde no se cuenta con servicio de medidores, y debido la cantidad de habitantes antes señalada, de acuerdo a la tabla 4.7 el valor de la dotación será 400 L/per/día., cabe destacar que por ser ésta una zona rural este valor no aplica por lo que se tomará 250 L/per/día como lo recomiendan [18], que se utilice este valor para pequeñas poblaciones. Es importante señalar que una buena selección de este valor es de gran importancia para realizar un buen diseño.

Dotación = 250 L/per/día

Para una población equivale de 3960 hab. el Valor de K= 3,33

$$Q_{med \text{ A.P.}} = 250 \text{ L / per / dia} * 3960 \text{ per} = 1584000 \text{ L/dia} = 11,46 \text{ L/s}$$

$$Q_{máx \text{ A.S.}} = 11,46 \text{ lts/seg} * 0,8 * 3.33 = 30,59 \text{ l/s}$$

○ **Gasto de las Aguas Servidas Industriales.**

En las poblaciones no se encuentran industrias por lo tanto no se tomará en cuenta este gasto.

○ **Gasto de las Aguas Servidas por Contribución Comerciales.**

En las siguientes tablas se presentan los comercios más importantes que se encuentra en las poblaciones con sus respectivas dotaciones.

Tabla 4.8.a Gasto de las aguas servidas por contribución comercial

Gasto de las aguas servidas por contribución comercial		
Tipo de comercios	Area (m ²)	Dotación (lts/día /m ²)
Bares, Cervecerías	5700	60
Abastos, Súper Mercados y Locales Comerciales	4140	20
Restaurantes	2720	50
Gasto A. S. (l/s)	6.49	

Tabla 4.8.b. Gasto de las aguas servidas por contribución comercial.

N° de Pensiones	N° de Dormitorios	Dotación (lts/día/dormitorio)
5.00	35	350
Gasto A. S. (l/s)	0,14	

$$Q_{m\acute{a}x}_{A.S.} = (6.49 + 0.14) \frac{L}{s} * 3,33 * 0.8 = 17.71 \frac{L}{s}$$

○ **Gasto de las Aguas Servidas por Contribución Institucional.**

En las siguientes tablas se presentan las instituciones existentes en las poblaciones con sus respectivas dotaciones.

Tabla 4.9.a Gasto de las aguas servidas por contribución institucional.

Gasto de las aguas servidas por contribución institucional		
Tipo de institución	N° de consultorios	Dotación (lts/día/Consultorio)

Dispensarios	6	500
Gasto A.S. (L/s)	0,03	

Tabla 4.9.b. Gasto de las aguas servidas por contribución institucional.

Tipo de institución	Nº de alumnos	Dotacion (Its/alumno /dia)
Escuelas dos turnos	640	80
Personal no residente	30	50
Gasto A.S. (L/s)	0,61	

Tabla 4.9.c. Gasto de las aguas servidas por contribución institucional.

Tipo de institución	Área (m ²)	Dotación (Its/dia/m ²)
Área recreacinal	880	0,25
Oficina pública (Autoridad civil)	2.230	6
Gasto A.S. (L/s)	0,16	

$$Q_{\text{máx}}_{\text{A.S.}} = (0.03 + 0.61 + 0.16) \frac{L}{s} * 3,33 * 0.8 = 2,13 \frac{L}{s}$$

○ **Gasto de las Aguas Servidas por Infiltración.**

Para el cálculo de las aguas que se infiltran a los colectores se tomará un coeficiente señalado en las normas de 20.000 L/día/km. La longitud total de los colectores se tomará midiendo en los planos digitales facilitados por la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos, se tomará una longitud de empotramiento de 6 mts, colocando un empotramiento doble por cada parcela.

Tabla 4.10. Longitud del colector.

Longitud total del colector. (km)	15,35
Longitud de empotramiento de 6 mts por el n° de empotramiento. (km)	1,98
Longitud total. (km)	17,33

$$Q_{\text{máx}}_{A.S.} = \frac{17,35 \text{ km} * 20000 \text{ L / dia / km}}{86400 \text{ s}} = 4,01 \text{ L/s}$$

Entonces el caudal máximo de diseño es igual a la suma de todos los anteriores, multiplicado por el coeficiente C que en este caso tomaremos 2 por ser el más desfavorable.

$$Q_{\text{máx}}_{A.S.} = (30,59 + 17,71 + 2,13 + 4,01) \text{ L/s} * 2 = 108,91 \text{ L/s}$$

o **Calculo del Gasto Unitario.**

Para el cálculo del gasto de diseño se tomará el área total calculada en el plano digital, para obtener el coeficiente de gasto por cada Ha de terreno.

$$Q_{\text{unt}} = \frac{108,91 \text{ lts/seg}}{116,8 \text{ Ha}} = 0,93 \text{ l / s / Ha}$$

Ver las hojas de resultados de cálculos hidráulicos que se encuentran en el capítulo 5 de resultados.

En los planos anexos se observa la red de distribución, perfiles, así como los distintos detalles de construcción del sistema de recolección.

4.5.1. Diseño del sistema de tratamiento

Para el diseño del sistema de tratamiento se procedió a realizar un análisis comparativo entre distintos tipos de tratamiento.

- **Análisis de Alternativas. Estudio Comparativo de las Alternativas de Tratamiento de las Aguas Servidas.**
 - **Sistema de Lagunas de Estabilización.**

Este tipo de tratamiento se ha hecho muy popular en pequeñas comunidades, debido a su bajo costo de construcción y operación, ofreciendo una gran ventaja en aspecto económico sobre los otros tipos de tratamiento reconocidos. Las lagunas de estabilización se clasifican en aeróbicas; facultativas y anaeróbicas, de acuerdo a la naturaleza de la actividad biológica y ambiental dentro de las mismas. Esta clasificación ya ha sido en la sección 3.2.12. del capítulo 3.

A continuación algunas ventajas y desventajas de la utilización de lagunas de estabilización.

Ventajas.

- Los costos de capital resultan bajos.
- Fácil mantenimiento y operación.
- No requiere de personal especializado en su operación.
- Absorben las variaciones en la concentración y el flujo, permiten el tratamiento de desechos concentrados.
- En un sistema de varias lagunas, se puede obtener remociones de D.B.O. mayores del 85 % y una reducción patógena mayor que en otros sistemas, por el periodo de retención a que está sometido el líquido a tratar.

Desventajas.

- Requiere grandes extensiones de terrenos para su construcción.
- En el efluente se da una concentración elevada de algas que pueden

ocasionar problemas al medio ambiente.

- Las lagunas pueden causar impactos negativos sobre las aguas subterráneas si no se impermeabilizan adecuadamente.
- Un diseño inapropiado o una incorrecta operación pueden generar malos olores.

○ **Sistema de tratamiento por aplicación al suelo.**

La aplicación de aguas residuales al suelo implica el uso de las plantas, de la superficie y de la matriz del suelo para su tratamiento. Los sistemas de aplicación al suelo para eliminar materia orgánica son efectivos ya que es filtrada por la hierba, el martillo, la capa superficial del suelo, es reducida por oxidación biológica, por parte algunos de los compuestos presentes en el agua residual doméstica, que se pueden considerar como contaminantes. Existen tres tipos de tratamiento por aplicación en suelo, los cuales están descrito en la sección 3.2.14 del capítulo 3.

Estos tipos de sistemas presentan algunas ventajas y desventajas para su implementación

Ventajas.

- Una de sus principales ventajas es de tipo económico, siempre y cuando se lleven a cabo adecuadamente los criterios apropiados de diseño, y sobre todo el tipo de efluente a tratar.
- El reuso del agua renovada puede ser de gran utilidad en lugares donde existe escasez de agua.
- Reducen los costos utilizando monitoreo de aguas residuales, políticas de irrigación y fertilización adecuadas en agricultura.
- Se disminuyen en la demanda de fertilizantes químicos.

Desventajas

- Cuando estos sistemas no son aplicados en forma apropiada se generan riesgos para la salud pública.

- Una mala aplicación de los sistemas, contaminan los cultivos, o se eutrofia los ríos, lagos y estanques.
 - Otro de los aspectos de alto riesgo está asociado al vertido de aguas residuales de industrias tales como la química, de curtiduría y de minería sobre todo en países subdesarrollados.
-
- **Escogencia del Sistema de Tratamiento.**

Una vez analizadas las alternativas, tomando en cuenta todas las variables influyentes en la problemática planteada para la escogencia del sistema de tratamiento más apropiado para este proyecto, se tomará, de acuerdo a las características ambientales del área del proyecto, la ubicación de las poblaciones y la información básica existente presentada anteriormente, nos conduce a la escogencia del tipo de tratamiento en base a lagunas de estabilización, cabe destacar que las otras alternativas se fueron analizadas dándole el mismo peso inicialmente.

Una de las limitaciones, según algunos autores, de este tipo de sistema de tratamiento es la ubicación, es decir, que necesita de grandes extensiones de terreno, pero para este proyecto en particular esta limitación no representan una desventaja, ya que las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito poseen terreno suficiente para la construcción de las lagunas de estabilización.

Asimismo otra de las ventajas que se debe tener en cuenta es que para el mantenimiento y operación de este sistema de tratamiento no se necesita personal calificado, lo que favorece económicamente, debido a que estas poblaciones están muy distantes de las ciudades y traer un personal calificado a esta zona representaría un gasto adicional. También se cuenta con la experiencia que tiene el personal que labora en la superintendencia de protección de los recursos naturales de la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos, ya que existe un sistema de lagunas en dicha Empresa

Es importante señalar que en el país se cuenta con una serie de experiencias sobre lagunas de estabilización, especialmente las evaluaciones sobre

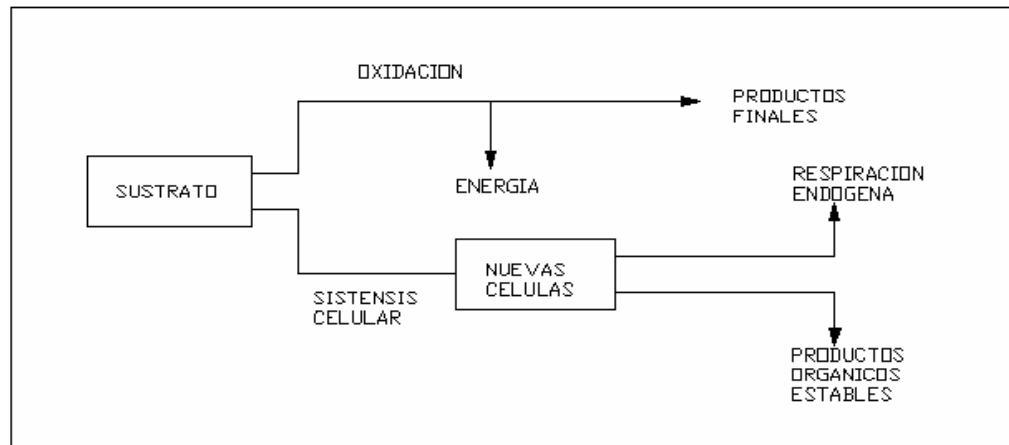
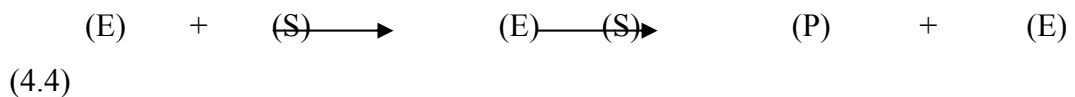


Figura 4.2. Reacciones Bioquímica

Fuente [19]

Las reacciones anteriores son tan sencillas como se presentan. El desdoblamiento de la materia orgánica se efectúa por medio de enzimas extracelulares o intracelulares, postulándose la siguiente reacción:



Enzimas	Sustrato	Complejo	Productos
Enzima		Sustrato-Enzimas	

Las enzimas actúan como catalizadores, formando un complejo con el sustrato, dando lugar a los productos finales de la reacción, regenerándose las enzimas.

o Fuente de oxígeno en las lagunas de estabilización

El oxígeno necesario para la oxidación proviene de las siguientes fuentes:

1. Oxígeno disuelto en el afluente: esta cantidad, por lo general, es

despreciable o cero para los desechos domésticos.

2. **Compuestos Químicos:** entre ellos están los nitratos, fosfatos y sulfatos. Esta fuente es sólo aprovechable cuando prevalecen condiciones anaeróbicas.
3. **Reareación:** la cantidad de oxígeno suplica por recreación atmosférica, puede ser significativa, está sujeta a la solubilidad del oxígeno en el agua, que depende de la temperatura, la presión parcial y de la acción mezcladora de los vientos, siendo mayor cuando sea la diferencia de oxígeno disuelto. Así pues en una laguna aeróbica donde generalmente existe súper saturación de oxígeno durante el día, este factor es insignificante aún con una alta rata de mezcla. Durante la noche el déficit puede ser grande y la recreación puede llegar a ser significativa.
4. **Fotosíntesis:** la unión simbiótica de las bacterias y algas es quizás el factor más importante para la producción de oxígeno en las lagunas de estabilización. Las aguas residuales frescas que se alimentan una laguna sirven como nutrientes a gran cantidad de bacterias. Las cuales desdoblan los compuestos orgánicos complejos en otros más simples. Como consecuencia de este proceso se produce CO_2 y otros compuestos simples de carbono, los cuales sirven como fuente de carbono a las algas, quienes a su vez, a través de la fotosíntesis fijan el carbono y depreden oxígeno. Es precisamente este oxígeno el que permite respirar las bacterias. La intensidad de la luz es el factor limitante del proceso fotosintético.

o **Mecanismos Biológicos y Características Ecológicas de las Lagunas de Estabilización**

El tratamiento de un líquido residual en una laguna aeróbica es el resultado de la actividad conjunta, fundamentalmente, entre bacterias y algas establecidas en un medio común.

Oswald propone un esquema resumido de las actividades en las lagunas y que está caracterizado por dos reacciones fundamentales:

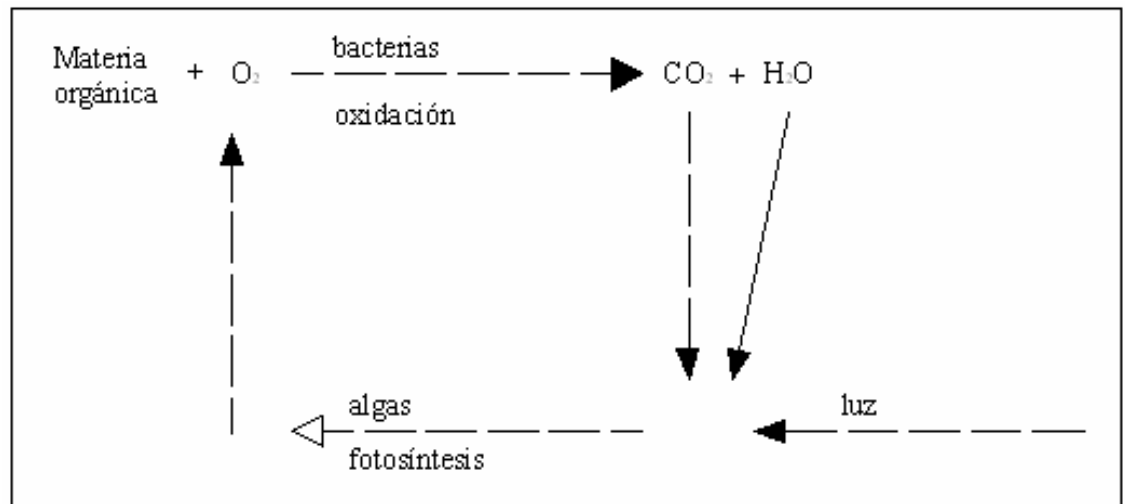


Figura 4.3. Reacciones fundamentales propuesta por Oswald

Fuente [19]

La primera reacción es la oxidación aeróbica de la materia orgánica efectuada por bacterias y en el que juega papel importante la satisfacción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno para dicha reacción. Si se mantiene la concentración bacteriana en un nivel óptimo, la cantidad de materia orgánica oxidada será función del oxígeno suplido. Esta situación lleva a predecir que si deseamos estabilizar la materia orgánica en poco tiempo, será necesario introducir oxígeno al proceso a una alta rata.[19]

Observando la segunda reacción del sistema se ve que el oxígeno se suple por la acción fotosintética llevada a cabo en el sistema. Los factores limitantes en esta segunda reacción lo constituyen CO₂ y la luz, es decir la cantidad de materia celular y el oxígeno producido son función de los niveles lumínicos y la cantidad de CO₂ suministrado.

No se descarta la posibilidad de intercambio con la atmósfera, ya que experimentalmente se ha comprobado que el oxígeno suplido por las algas puede ser insuficiente para el proceso bacteriano.

Cuando se logra la estabilización se produce un máximo crecimiento bacteriano y de algas; el nitrógeno orgánico es transformado a compuesto estables

oxidados; se satisface la D.B.O.; el pH es alcalino; los niveles de fósforo soluble disminuyen y aparecen altas concentraciones de oxígeno disuelto.

En la Figura 4.4. Se observa una representación esquematizada de una laguna de estabilización.

Los microorganismos presentes en las lagunas, por lo general son: bacterias, algas, rotíferos y protozoarios, así como ciertas especies de crustáceos.

El equilibrio entre las diferentes especies depende de varios factores como son: la naturaleza de la descarga y el diseño en sí de la laguna. La reducción de organismos fecales en el sistema se deben a:

- Las algas u otras bacterias que ejercen una acción del tipo inhibitorio sobre ellas.
- Competencia por el mismo sustrato contra una alta población compuesta por diferentes microorganismos.
- La acción de los protozoarios como factor limitante de la especie.

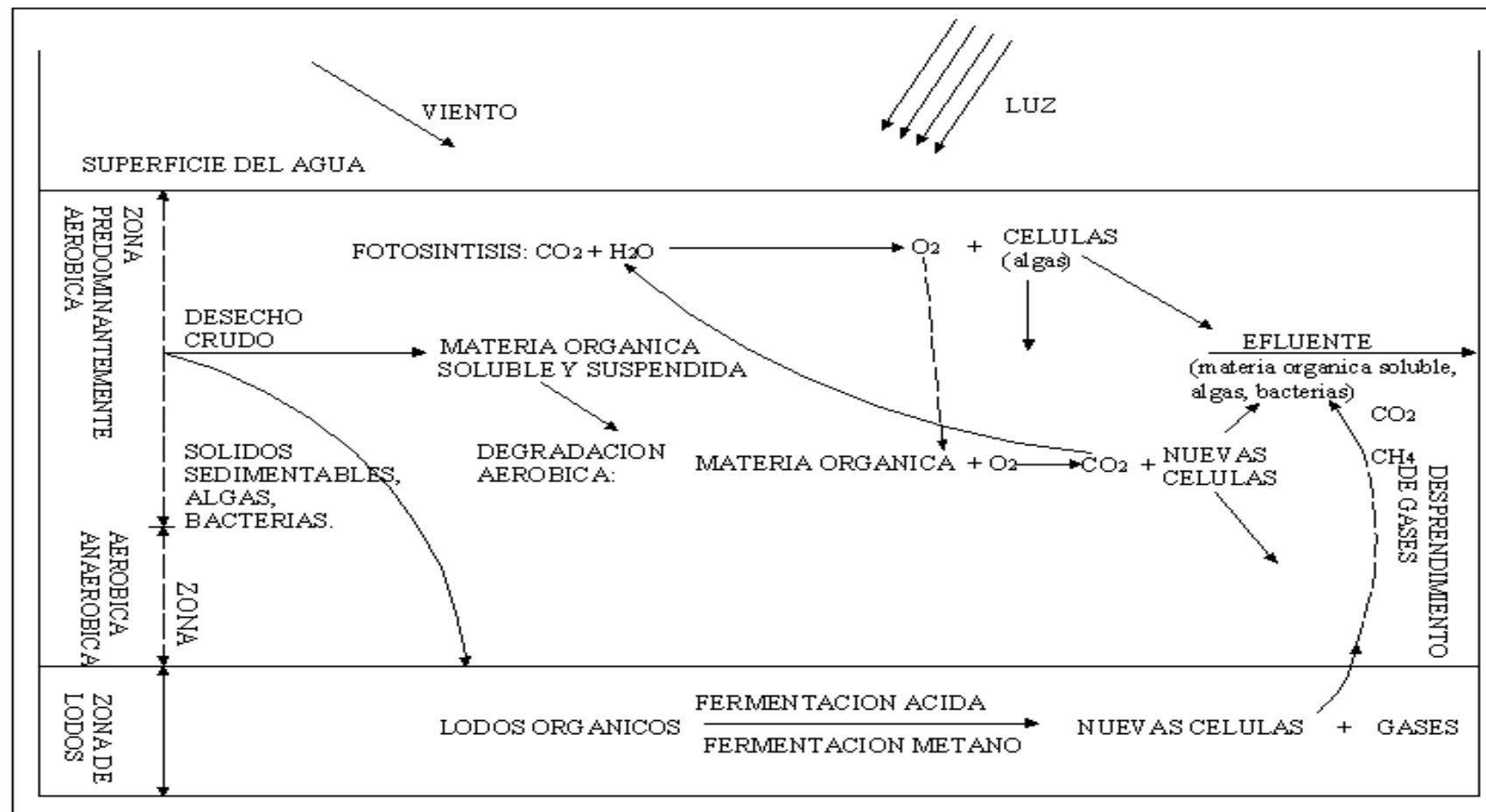


Figura 4.4. Características Ecológicas de una Laguna de Estabilización

Fuente: [17]

- **Factores de Diseño**

Los factores que afectan el funcionamiento adecuado de una laguna se dividen en dos grupos:

1. Factores controlables:

Ubicación, forma, área, profundidad, periodo de retención, número y disposición de unidades, detalles de construcción de los diques, uniformidad del fondo, tipo de entrada y salida, recirculación y tipo de tratamiento previo.

2. Factores no controlables.

Temperatura, insolación, vientos, intensidad de radiación solar, precipitación, evaporación entre otros.

- **Remoción de D.B.O. en las lagunas de estabilización.**

Para este cálculo racional en las lagunas de estabilización se pueden efectuar por varios modelos [9], entre ellos tenemos el de Marais y Shaw el cual está expresado de la siguiente forma:

$$\frac{L}{L_0} = \frac{I}{K * T.R + 1}$$

(4.5)

Donde:

L = Poluentes en el efluente, mg/L

L₀ = Poluentes en el afluente, mg/L

K = constante de reacción de primer orden, L/d

T.R. Tiempo de retención, d

Este método está basado en la hipótesis de que la masa de agua en una laguna está sometida a una mezcla continua y total. Pero en la realidad esta hipótesis no se da, sin embargo, la simplicidad es de gran valor y la constante “K”

se puede ajustar por la temperatura con la siguiente expresión:

$$K_t = K_{35} * e^{(35-t)}$$

(4.6)

Donde:

K_t = Constante aplicable a una temperatura t , L/d.

T = temperatura, °C

K_{35} = constante a la temperatura de 35°C, 1,2/d

$e = 2,7183$

Si la constante se determina en una laguna real, de proporciones geométricas y condiciones reales de mezcla, dicho valor se puede utilizar cuando las características concuerden con las del experimento. Esta es una de las grandes limitaciones de este modelo. Si las proporciones geométricas de la laguna se cambian (relación ancho- largo- profundidad, la dirección de los vientos predominante), la constante sufre variaciones muy significativa.

o **Control de Organismos Fecales:**

El índice de coliformes, o número más probable por cada 100 ml (NMP/100ml) de los organismos coliformes, se utiliza para medir la calidad del agua, debido a que en la mayoría de los casos los vertidos cloacales contaminan las aguas superficiales, que luego de una o otra forma entran en contacto con las aguas para el consumo humano. Es importante desarrollar parámetros de diseño que actúen de forma eficiente para obtener mejores resultados en materia de reducción de índice de coliforme, cuando el efluente no ha sido tratado con cloro como es caso de las lagunas.

El proceso de muerte natural de los organismos fecales se describe por las mismas formulaciones señaladas en relación con el control de D.B.O, excepto que el valor de la constante es diferente.

o **Control de insectos**

Es necesario eliminar los criaderos en las lagunas, especialmente de mosquitos y zancudos ya que estos pueden causar algunas enfermedades a poblaciones cercanas, esto se obtiene mediante un mantenimiento cuidadoso de las orillas de las lagunas Gloyna [20] recomienda:

- Un diseño que permita un control completo del nivel de agua.
- La vegetación existente en el fondo, antes de llenar la excavación con aguas residuales.
- Nivelación del fondo de la laguna.
- Diseño de la laguna de manera que la fuga de agua sea mínima o ninguna, seleccionando un sitio donde el suelo sea impermeable, si esto no es posible es necesario impermeabilizar el suelo artificialmente con sustancias químicas, arcillas, bentonitas o membranas de productos sintéticos.
- haciendo frecuente la limpieza en los taludes interiores de los diques para retirar la vegetación emergente.
- Se recomienda evitar la proliferación de roedores u otros animales alrededor de las lagunas.

○ **Cercas**

Se recomienda aislar los sistemas de lagunas del acceso libre de personas y animales domésticos, esto se obtiene mediante cercas de alambre o mallas alrededor de las lagunas, es conveniente colocar vallas o avisos y prohibir la casa de animales silvestres que pueden tener acceso al las lagunas.

○ **Operación y mantenimiento**

Es importante en un sistema de tratamiento con lagunas de estabilización el buen mantenimiento que se le realice a las mismas, con el controlar de forma efectiva la cría de insectos, la limpieza de los diques y tener un control de los

olores.

Para control de la operación se recomienda instalar dispositivos para medir flujo que llega y sale en las lagunas, para tener una información precisa, que permita establecer la carga hidráulica y orgánica. También es necesario hacer periódicamente determinaciones de una serie de parámetros en el laboratorio para verificar que esta este operando de manera eficaz en la remoción de nutrientes.

Esto parámetros pueden ser:

- Determinación del pH.
- Sólidos totales, suspendidos y volátiles.
- Fosfatos
- Sulfatos
- Demanda química de oxígeno
- Demanda bioquímica de oxígeno.

- **Parámetros de diseño**

La información básica para el diseño del sistema de tratamiento consiste en la siguiente:

- Población presente y futura
- Consumo de aguas de la poblaciones
- Características de las aguas residuales: DBO; Sólidos suspendidos totales; Nitrogeno, pH y temperatura
- Clima y meteorología del lugar
- Características del sitio

De los parámetros básicos descriptos no se cuenta con la población presente, la población futura se cálculo en sección 4.5.1. no se tiene a ciencia cierta cual es el consumo de agua de la población por lo que se tomó una dotación 250 L/per/día, para tener un valor representativo del mismo.

En las poblaciones en estudio no se cuenta con una red de recolección de aguas servidas por lo que estas también se diseñan en este proyecto, sin embargo se realizarán caracterizaciones a las aguas servidas que entran en el sistema de

lagunas de estabilización ubicado en el campamento CVG Bauxilum Los Pijiguaos.

La información meteorológica es muy escasa, sólo se cuenta con una parte que fue suministrada por la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos.

Tomando en consideración la falta de información calcularemos el sistema en base a la remoción de la DBO. A continuación se presentan los distintos cálculos

○ **Cálculo del sistema de Lagunas de Estabilización.**

- a. $Q_{\text{medio}} = Q_{\text{diseño}} = 9,17 \text{ L/s}$
- b. $\text{DBO}_{20^\circ} = 250 \text{ mg/L}$
- c. Temperatura = 24°C
- d. Población futura = 3.960 hab.
- e. Dotación asumida = 250 L/per/día

Nota: “El valor de la Demanda Bioquímica de Oxígeno ($\text{DBO}_{5,20^\circ}$) es un promedio tomado de la Tabla 4.5, de una serie de pruebas realizadas a las aguas servidas que entran a las lagunas de estabilización que se encuentran en el Campamento Bauxilum, dichas pruebas fueron realizadas en el laboratorio de la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos. Cabe destacar que en la tabla 4.11 se encuentran una serie de valores de la DBO realizada a muestras simples en los años 2004 y 2005, por ser este tipo de muestreo poco representativo se tomará el valor de la tabla 4.5.

Tabla 4.11. Datos de la $\text{DBO}_{5,20}$

D	E	Fe	M	A	M	J	J	A
ía de incuba ción	nero 2 005	brero 200 5	arzo 20 05	bril 2 005	ayo 2 004	unio 2 004	ulio 2 004	gosto 20 04
1	1	130	13	1	1	9	1	10

	40		0	20	30	0	00	0
2	2 00	160	17 0	1 90	1 40	1 40	1 50	11 0
3	2 60	180	22 0	2 40	1 80	1 70	1 80	13 0
4	2 90	190	26 0	3 00	2 20	1 90	1 90	18 0
5	2 40	200	22 0	3 60	2 40	2 00	2 10	19 0

Fuente: CVG Bauxilum Los Pijiguaos

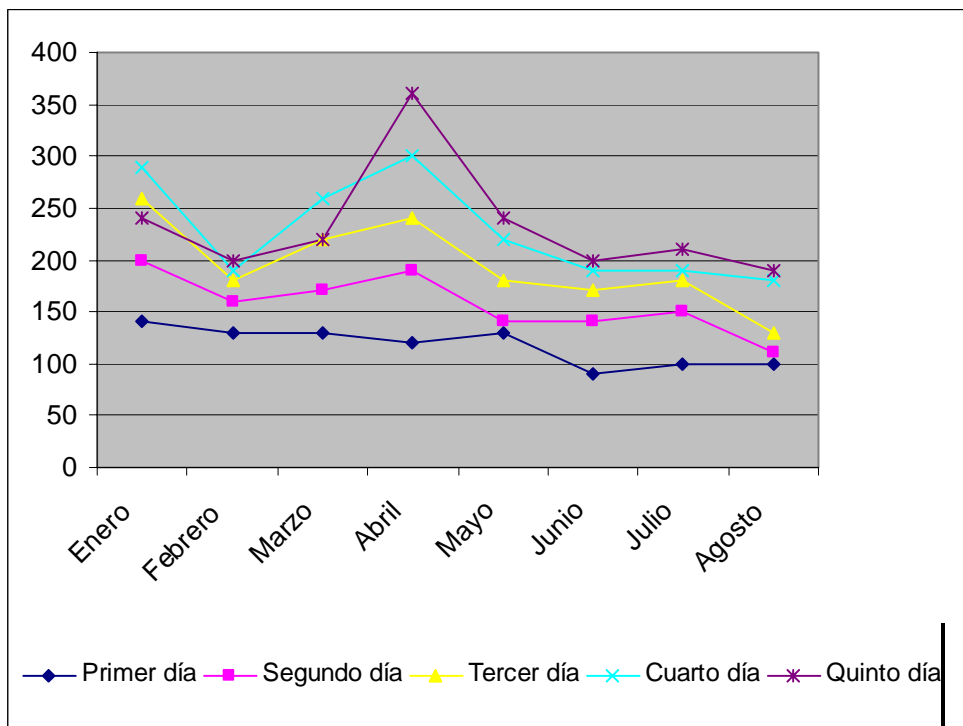


Fig. 4.5. Grafica de la DBO_{5,20°}

Fuente: CVG Bauxilum Los Pijiguaos

Carga orgánica es:

$$CO_{a1} = Q * DBO_{20} = \left[KgDBO \frac{s}{dia} \right]$$

(4.7)

$$CO_{a1} = \frac{250 \text{ mg/l} * 9,17 \text{ L/s} * 86400 \text{ s/dia}}{1 \times 10^6} = 198,07 \text{ KgDBO} \frac{s}{ha} * \text{día}$$

La carga orgánica obtenida es aproximadamente 200 kg DBO/ha*día, por lo que la primera laguna se diseñará como facultativa, ya que en ésta ocurren tres procesos muy importantes para la auto depuración de las aguas servidas como lo son: fermentación anaeróbica, oxidación aeróbica y reducción fotosintética.

o **Calculo de la laguna Facultativa**

Aplicando el método estadístico de Mc Carty & Pescad para cálculo de lagunas facultativas.[9], se tiene que la relación entre la superficie aplicada y removida para 80% de remoción de la DBO es:

$$\frac{(Csa - Cse)}{Csa} = 0.8$$

(4.8)

$$Csa - Cse = Csr$$

(4.9)

Donde:

Csa =carga superficial aplicada, Kg DBO₅

Csr = Carga superficial removida, Kg DBO₅

Cse = Carga superficial a remover, Kg DBO₅

Aplicando la ecuación 4.9 obtenemos

$$C_{sa} = \frac{10,35}{0,175} = 59,14 \text{ KgDBO} / \text{ha}$$

Esta carga superficial resultante es muy pequeña por lo que se utiliza la carga que recomienda las normas INOS, Tabla 4.12 del cual se tomará el valor de 400 Kg DBO/Ha/día

$$C_{sr} = 10,35 + 0,725 * (400) = 300,35$$

Tabla 4.12. Clasificación de la carga superficial según las normas INOS.

Clasificación de las lagunas de estabilización		
Tipo	Carga superficial (Kg DBO₅/ha* día)	Profundidad (m)
como lagunas primarias		
Aeróbias	Menor 100	menor 1,5
Facultativas	200-1.000	1 - 3
Anaerobia	mayor 1500	mayor 2,5
como lagunas secundarias		
Aeróbias	Menor 200	menor 2
Facultativas	300-1.200	1,5 - 3
Anaerobia	mayor	mayor 2,5

	1.800	
como lagunas de pulimento		
Aeróbicas	Menor 300	menor 2
Facultativas	400-800	1,5 - 2,5

Fuente [19]

Área de la laguna facultativa

$$A_s = \frac{\text{Carga superficial}}{\text{Carga}} \text{ cada } l \quad (4.10)$$

$$A_s = \frac{198,07 \text{ kgDBO} \text{ / } 5 \text{ día}}{400 \text{ kgDBO} \text{ / } 5 \text{ ha} * \text{ día}} = 0,50 \text{ ha}$$

Se adopta para la laguna una profundidad de 1,8 mts.

- o Dimensiones de la superficie tomando una relación ancho largo 1:3

$$A_s = L * B \quad (4.11)$$

Donde

A_s = Área superficial, m^2

L = Largo, m

B = Ancho, m

Entonces tenemos que:

$$L = 3 * B$$

(4.12)

Sustituyendo en la ecuación anterior tenemos:

$$B = \sqrt{\frac{A}{3}} = \sqrt{\frac{5000 \text{ m}^2}{3}} = 40,82 \text{ m}$$

$$L = 3 * B = 3 * 40,82 = 122,47 \text{ m}$$

o **Calculo del área en fondo de la laguna**

Se tomará una pendiente en los taludes de 1:3

Se adopta una profundidad de 1,8 m

$$\frac{1}{3} = \frac{1,8}{x}$$

(4.13)

$$x = 1,8 * 3 = 5,4 \text{ m}$$

$$B_f = 40,82 + 5,4 * 2 = 51,64 \text{ m}$$

$$L_f = 122,47 + 5,4 * 2 = 133,27 \text{ m}$$

$$A_f = 51,64 * 133,27 = 6882,33 \text{ m}^2$$

$$A_p = \frac{A_s + A_f}{2} = \frac{5000 + 6882,33}{2} = 5941,17 \text{ m}^2$$

○ **Volumen de la laguna**

$$V = A * P = 0,42 \text{ ha} * 10000 \frac{\text{m}^2}{\text{ha}} * 1,8 \text{ m} = 7517,10 \text{ m}^3$$

○ **Período de retención**

$$PR = \frac{7517,10 \text{ m}^3}{792 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}} = 9,49 \text{ dias} \cong 10 \text{ dias}$$

BDO soluble en el efluente de la laguna secundaria

$$Cse = Csa - Csr = 400 - 300,35 = 99,65 \frac{\text{kgDBO}}{\text{ha}} * \text{dia}$$

○ **Remoción de DBO**

$$Se = \frac{Cse * A}{Q} = \frac{99,65 \frac{\text{kgDBO}}{\text{ha}} * \text{dia} * 0,42 \text{ ha} * 1000 \frac{\text{gr}}{\text{kg}}}{792 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}} = 50,19 \frac{\text{grDBO}}{\text{m}^3}$$

Este valor cumple con lo exigido por la norma [21] para el efluente 60 g/m³.

Si se toman como dimensiones reales

$$B_2 = 42,5 \text{ mts}$$

$$L_2 = 127,5 \text{ mts.}$$

El área real será 5418,75 m² (0,55 ha) entonces se ajusten los valores

calculados para ésta área.

○ **Cálculo del Volumen aplicando la ecuación siguiente [4]**

$$V = [L * W + (L - 2sd)(W - 2sd) + 4(L - sd)(W - sd)]d/6$$

(4.14)

Donde:

V = Volumen de la laguna

L = Largo de laguna en superficie

W = ancho de la laguna

s = pendiente

d = profundidad

$$V = [1275 * 425 + (1275 - 2 * 0,333 * 1,8)(425 - 2 * 0,333 * 1,8) + 4(1275 - 0,333 * 1,8)(425 - 0,333 * 1,8)]1,8/6$$

$$V = 9571,20m^3$$

○ **Periodo de retención**

$$PR = \frac{9571,20m^3}{792m^3/dia} = 12,08dias \approx 12dias$$

○ **Remoción de DBO**

$$Se = \frac{Cse * A}{Q} = \frac{94,65 \text{ KgDBO} / \text{ha} * \text{dia} * 0,55 \text{ ha} * 1000 \text{ gr} / \text{kg}}{792 \text{ m}^3 / \text{dia}} = 65,73 \text{ gDBO} / \text{m}^3$$

Debido a que no cumple con la remoción de DBO exigidos por la norma [22], se diseñara una nueva laguna tipo maduración (ver calculo en el anexo A)

- **Diseño Hidráulico**

Estos son todos los movimientos que realizan las aguas a través de las instalaciones (medidores, tuberías etc....) en el cual se determinan las principales características, basado en los principios y leyes de la mecánica de los fluidos, así como las informaciones básicas y las topográficas.

- **Pre-tratamiento y Medición de Caudales.**

- **Remoción de sólidos gruesos: Rejillas**

Para la separación de sólidos gruesos se utilizan rejillas ubicadas transversalmente al flujo. Al pasar el agua, el material grueso queda retenido en el enrejado. El material debe ser retirado manualmente con un rastro y enterrado diariamente. La cantidad de material retenido varía dependiendo de la abertura entre las barras de las rejillas. Estudios en Brasil y Perú han encontrado cantidades de sólidos gruesos retenidos entre 0,008 y 0,038 m³/1.000m³ en rejillas con aberturas entre 20 a 50 mm. Utilizando estos rangos, y asumiendo un caudal por persona de 120 L/cápita-día, una población de 10.000 habitantes podría tener una producción de material retenido entre 0,01 y 0,05 m³/d (10—50 L/d). Sin embargo, el diseñador debe verificar la cantidad retenida a través de mediciones del campo de lagunas en operación que cuentan con rejillas.[22]

Para el cálculo de la Rejilla (ver anexo B)

○ **Remoción de Sólidos Arenosos: Desarenadores**

Las aguas residuales contienen, por lo general, concentraciones significativas de sólidos inorgánicos como arena, ceniza, y grava que tienen una gravedad específica entre 1,5 a 2,65; por convención se llaman estos "sólidos arenosos". Los sólidos arenosos provienen del alcantarillado y la cantidad producida es muy variable y depende de factores como la tasa de infiltración al alcantarillado, la condición del colector, la topografía, el tipo de suelo, y el porcentaje de las calles pavimentadas. También, la cantidad varía significativamente entre la época seca y la época lluviosa [22]

Para el cálculo de la desarenador (ver anexo B)

○ **Medidor de caudales**

El medidor de caudal a colocar será tipo vertedero Parshall por la serie de ventajas que presenta el mismo como lo son:

- Bajo costo de construcción
- De fácil manejo.
- Pequeñas pérdidas de carga.
- No hay disposición de sólidos en el medidor.

El medidor de caudal se construirá de concreto vaciado en sitio, con friso liso de cemento, para lograr que el coeficiente de rugosidad sea lo más mínimo posible.

La curva de calibración se calcula por la ecuación [22]

$$Q = 0,535 * Ha^{1,53}$$

(4.15)

Donde:

Q = Caudal, m^3/seg

H_a = Altura de agua, m

La altura será leída en sitio colocando una regla en el pozo de medición.

Cálculo del medidor Parshall (ver anexo B)

- **Detalle de Construcción en la Entrada a la Primera Laguna.**

Existe bastante controversia en cuanto si la tubería de entrada a una laguna debe ir sumergida o sobre el nivel del agua. Los argumentos a favor de las tuberías sumergidas son su bajo costo y sencillos métodos de construcción. Los argumentos en su contra son: el asentamiento de lodo en caudales bajos con la consecuente obstrucción de la tubería y la aparición de material asentado alrededor de la desembocadura. Los argumentos a favor de las tuberías elevadas son la ausencia de obstrucciones con caudales bajos porque se aseguran velocidades mínimas mediante secciones del flujo parcial, mientras que los canales sumergidos están siempre llenos.

Las tuberías de entrada, tanto sumergidas como elevadas, deberán distar de los bordes. En lagunas cuadradas la tubería de entrada generalmente termina en el centro. En lagunas rectangulares termina en un punto de la línea central más larga, equidistante de tres de los lados. Esto evita que las aguas crudas lleguen hasta los bordes.

- **Tubería de interconexión Laguna facultativa – Laguna maduración**

Esta se conecta utilizando una tubería que atraviese los diques, la tubería interconectada estará 5 cm. por debajo del nivel de agua, en la boca de la tubería se colocará una tanquilla (ver plano N° 13) En muchos casos este tipo de tubería es suficiente para establecer una interconexión adecuada. En esta circunstancia el nivel del agua en ambas lagunas mostrará una diferencia igual a la pérdida de carga causada por la tubería de interconexión.

Si la tubería interconectada está un tanto por debajo del nivel del agua en ambos extremos, digamos a 0,30 m o más, no es necesaria ninguna protección especial para evitar que el material flotante penetre en la segunda laguna.

A lo largo del dique se colocará una placa de concreto de 2 m. de ancho con la finalidad de evitar la erosión del dique que pudiera producir la descarga.

○ **Salida del sistema**

La estructura de salida de una laguna determina el nivel del agua dentro de ella y podrá colocarse en cualquier punto del borde, ordinalmente al pie del dique y opuesto a la tubería de entrada.

El dispositivo de salida consta de una tanquilla, con dispositivos para variar el nivel del agua con fines operativos. Actualmente se recomienda la instalación de una pantalla alrededor del dispositivo de salida. Ver plano anexo N° 13.

○ **Perfil Hidráulico.**

En el plano se muestra de manera esquemática el perfil hidráulico del sistema de tratamiento, el cual se refiere básicamente al sector de las lagunas.

○ **Movimiento de Tierra**

Para este fin se considera conveniente trazar 3 perfiles transversales, con una separación entre uno y otro de 40 m.

○ **Balance del Movimiento de Tierra**

Para la construcción de terraplenes y fondo de las lagunas de estabilización se podrán usar materiales provenientes de excavaciones de arcillas gravosas o arenosas en el sitio de la obra.

Estos materiales serán seleccionados, de manera que, siempre contengan un porcentaje de gravas y arenas comprendido entre un 40 y 60%, además deben ser materiales bien gradados. Para esto la curva granulométrica deberá quedar comprendida entre las dos curvas, sin presentar espacios vacíos. No se usan materiales que contengan materia orgánica. Ni arcilla dispersiva.

- **Construcción**

Para la construcción de los terraplenes deberán realizarse ensayos próctor para determinar las humedades óptimas para usar.

En ensayos de campo se determinara el número de paso de maquinas del tipo pata de cabra u otro tipo de maquinaria, de acuerdo al espesor de las capas, necesario para obtener las densidades que resulten de los ensayos de próctor.

Todos los terraplenes y fondo de lagunas se construirán con los equipos de construcción apropiados para este tipo de obra, necesarios para facilitar una mejor compactación y homogeneidad de los materiales, para así lograr las condiciones finales deseadas.

Los taludes exteriores, una vez concluida su construcción se recubrirán en su cara exterior con una capa de suelo vegetal no menor de 10 cm. y se protegerán con grama.

Toda la superficie interna de las lagunas como el fondo y los taludes se recubrirán con la membrana goetextil para evitar la infiltración a las aguas subterráneas, así como también evitar que el nivel freático ya que en los meses de mayor incidencia de lluvias es muy elevado.

La Berna será recubierta de una capa de garzón no menor de 10 cm. Con la finalidad de minimizar el crecimiento de vegetación en los bordes de las lagunas, la pendiente interna y externa de los taludes 3:1.

- **Diseño de Obras Auxiliares.**

Son las instalaciones necesarias para las actividades de control, operación y mantenimiento del sistema, así como para la protección de los operarios.

Entre estas tenemos:

- Cercas
- Vía de acceso a las laguna
- Local para depósito de herramientas y equipos de mantenimiento.

- **Cercas**

La cerca tiene con función evitar el libre acceso de las personas a las lagunas y demás instalaciones del sistema, así como por seguridad de los equipos que ahí se encuentran.

- **Vías de acceso a las lagunas**

En realidad esta vía podrá ser engrazonada o asfaltada, con un ancho no menor de 4 m. de tal forma que permita el tránsito de camiones tipo volteo, así como de pala mecánicas o payloader, para mantenimiento futuro. Esta también debe garantizar el acceso a las instalaciones del personal operario en épocas de lluvia.

- **Local para depósito de herramientas y equipos de mantenimiento.**

Esta garantizará el resguardo de los equipos utilizados para el mantenimiento del sistema y así evitar dejarlos en lugares donde se puedan dañar

CAPITULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Análisis de los resultados

La red de recolección de aguas servidas se diseñó mediante la aplicación del método de las áreas unitarias, comenzando el cálculo de los colectores desde el más lejano. En la mayoría de los tramos se mantiene la pendiente del terreno para de esta forma hacer menor el movimiento de tierra.

El cálculo hidráulico de los distintos colectores se realizó aplicando leyes de mecánica de los fluidos. Una vez obtenido el caudal real que transporta el colector de acuerdo al área que va a servir a la misma, el diámetro se obtiene mediante la aplicación de la ecuación de Manning. Debido a que el diámetro obtenido no es un valor comercial se asumió el diámetro comercial más próximo al obtenido, con el valor del diámetro asumido se calcula el caudal a sección llena para relacionarlo con el caudal real del colector, aplicando el ábaco de la relación de elementos hidráulicos a sección circular.

La velocidad a sección plena en todos los colectores es igual o mayor a 0,60 m/s cumpliendo con la norma [2], de la misma forma se mantiene la profundidad mínima de dicha norma, las bocas de visitas se colocarán en el centro de la calle manteniendo la separación mínima entre ellas

A continuación se presentan las hojas con los distintos cálculos hidráulicos

UNIVERSIDAD DE ORIENTE

CALCULADO: Manuel Rondón

NUCLEO ANZOATEGUI

REVISADO: Prof. LuisGonzález

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

HOJA N° 1

ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR

FECHA: Marzo 2007

SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo		Área tributaria			Gas		Longitud (m)	pend %	diámetro Ø (cm)	Sección plena		veloc. Max (m/s)	cota en b.v (m)	Cotas proyectos				Observ.	
Av. enida o calle	Boca de visita		Ha			Max				in	(l/s)			(m/s)	Arriba		Abajo		
	Arriba	Bajo	Arriba	Propia	Total										Asante	Terreno	Asante		Terreno
	V A26	V A25		,393	,393	,37		6,52	2,24	,200	3,80	,03	,71		9,40	8,075	7,90	8,25	
	V A25	V A24	,393	,6506	,0436	,97		7,40	,00	,200	5,13	,80	,40	,00	7,90	9,25	7,51	8,95	
	V A24	V A23	,0436	,751	,7946	,67		8,50	,00	,200	9,46	,62	,38	,01	7,50	8,95	7,23	8,75	
	V A23	V A22	,7946	,7053	,4999	,33		2,15	,50	,200	1,02	,67	,43	,01	7,23	8,75	6,90	8,25	
	V A22	V A21	,4999	,803	,3029	,08		22,50	,80	,200	8,80	,60	,44	,01	6,89	8,25	6,55	8,25	
	V A21	V A20	,3029	,706	,0089	,74		12,50	,80	,200	8,80	,60	,47	,01	6,54	8,25	6,23	8,06	

UNIVERSIDAD DE ORIENTE

CALCULADO: Manuel Rondón

NUCLEO ANZOATEGUI

REVISADO: Prof. Luis

González

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

HOJA N° 2

ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR

FECHA: Marzo 2007

SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

	V A20	V A19	,0089	,82	,8289	,50		05,00	,80	,200	8,80	,60	,48	,01	6,22	8,06	5,92	8,06
	V A19	V A18	,8289	,9722	,8011	,41		17,70	,80	,200	8,80	,60	,52	,01	5,91	8,06	5,58	7,70
cal le cuchivero	V A18-5	V A18-4		,13	,13	,05		45,60	,00	,200	9,46	,62	,32	,00	6,71	8,06	6,27	7,62

Tramo	Boca de visita		Área tributaria Ha			Gas to l/s		Long (m)	pend %	diám Ø (cm)	Sección n plena		eloc. Max (m/s)	aída en b.v (m)	Cotas proyectos				O bsev.
	Arriba	bajo	Arriba	propia	total	max	in				(l/s)	(m/s)			Arriba		Abajo		
															Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	
cal le cuchivero	V A18-5	V A18-4	,13	,0987	,2287	,08		27,20	,80	,200	1,90	,70	43	02	6,25	7,62	5,77	7,13	

A A

57

O bsev.

	18-4	18-3																
	B V A 18-3	B V A 18-2		,2287	,9612	,1899	,97	5,30	,80	,200	8,80	,60	,44	,01	5,76	7,13	5,49	6,94
Ca lle yecuanas	B V A 18-2	B V A 18-1		,1899	,3701	,56	,32	9,00	,80	,200	8,80	,60	,45	,01	5,49	6,94	5,30	7,36
	B V A 18-1	B VA-18		,56	,56	,32		4,50	,80	,200	8,80	,60	,45	,00	5,30	7,36	5,17	7,70
Ca lle cariñas	B V A A25	B V A 17-6		,3822	,3822	,29		50,00	,80	,200	8,80	,60	,35	,00	7,90	9,25	7,48	0,13
Ca lle ventuari	B V A 17-6	B V A 17-5		,3822	,9603	,3425	,18	08,00	,50	,200	1,02	,67	,44	,01	7,46	0,13	7,08	9,55
Ca lle Yaruros	B V A A23	B V A 17-5		,5779	,5779	,54		05,00	,80	,200	8,80	,60	,27	,00	7,40	8,75	7,10	9,55
Ca lle ventuari	B V	B V		9204	7618	6822	43	00,00	80	200	8,80	60	45	02	7,06	9,55	6,78	9,07

A A

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

CALCULADO: Manuel Rondón
 REVISADO: Prof. Luís
González
 HOJA N° 3

	17-5	17-4																	
	B	B																	
	V	V																	
	A	A	,6822	,8952	,5774	,27	13,50	,80	,200	8,80	,60	,48	,01	6,77	9,07	6,45	9,07		
	17-4	17-3																	
	B	B																	
	V	V																	
	A	A	,5774	,9439	,5213	,15	12,20	,80	,200	8,80	,60	,50	,01	6,44	9,07	6,13	9,00		
	17-3	17-2																	

ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR

FECHA: Marzo 2007

SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo		Área tributaria			Gas		Long (m)	pend %	diám Ø (cm)	Sección plena		veloc. Max (m/s)	cota en b.v (m)	Cotas proyectos				Observ.			
Av enida o calle	Boca de visita		Arriba	Propia	Total	Max				In	Arriba			Abajo	Veloc. Max (m/s)	Cota en b.v (m)	Arriba		Abajo		
	Arriba	Bajo															Arriba		Abajo	Arriba	Abajo
Calle Ventuari	V A17-2	V A17-1	5,5213	5,0018	5,5231	5,08		13,50	0,80	200	8,80	0,60	0,53	0,01	6,12	9,00	5,80	8,75			
	V A17-1	V A17	5,5231	5,9678	5,4909	5,98		09,50	0,00	200	7,52	0,88	0,73	0,01	5,79	8,75	5,13	8,32			
Calle Yecuana	V A18	V A17	5,3611		5,3611	5,73		5,70	0,80	200	8,80	0,60	0,62	0,06	5,11	7,70	4,92	8,32			
Calle Ventuari	V A17	V A16	6,852	5,2428	8,095	6,87		10,00	0,10	250	9,52	0,60	0,62	0,00	4,92	8,32	4,69	7,63			
	V A16	V A15	8,0948	5,1942	9,289	7,99		09,00	0,10	250	9,52	0,60	0,63	0,01	4,68	7,63	4,45	6,75			
	V A15	V A14	9,289	5,1142	0,403	9,02		11,51	0,10	250	9,52	0,60	0,64	0,00	4,45	6,75	4,21	5,66			
	V A18-1	V A14-3		5,8746	5,8746	5,75		16,00	0,80	200	8,80	0,60	0,37	0,00	6,01	7,36	5,68	7,05			

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR
 SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

CALCULADO: Manuel Rondón
 REVISADO: Prof. Luis
González
 HOJA N° 4
 FECHA: Marzo 2007

	V	B	V	B	,8746	,643	,5176	,28	10,00	,00	,200	7,52	,88	,58	,02	5,66	7,05	5,00	6,38	
	14-3	A	14-2	A																
	V	B	V	B	,5176	,7655	,2831	,93	14,50	,20	,200	2,18	,02	,74	,02	4,98	6,38	4,04	5,40	
	14-2	A	14-1	A																

59

Tramo		Área tributaria Ha			Gas to l/s		Long (m)	pend %	diám Ø (cm)	Sección n plena		eloc. Max (m/s)	aída en b.v (m)	Cotas proyectos				O bsev.
										Arriba	Abajo			Arriba		Abajo		
Av enida o calle	Boca de visita	Arriba	propia	total	max	in	(l/s)	(m/s)	asante			erreno	asante	erreno				
		Arriba	bajo	Arriba	propia	total	max	in					Arriba	Abajo	Arriba	Abajo		

Ca lle Guajibos	V A 14-1	B V A14	,2831	,4705	,7536	,36	5,20	,50	,200	0,77	,98	,73	,02	4,02	5,40	3,45	5,66
Ca lle Guajibos	V A14	B V A 11-1	,706	,706	,66	11,20	,80	,200	8,80	,60	,30	,00	4,31	5,66	3,99	5,84	
Ca lle ventuari	V A14	B V A-13	6,16	,5713	7.728	5,85	50,00	,10	,250	9,52	,60	,67	,00	3,45	5,66	3,14	5,18
Ca lle inexistente	V A13	B V A-2	7,7281	7,728	5,85	0,00	,10	,250	9,52	,60	,67	,00	3,14	5,18	3,03	5,08	
Ca lle cariñas	V A 17-6	B V A 11-10	,3102	,3102	,29	5,30	,80	,200	8,80	,60	,24	,00	9,40	0,75	9,13	0,85	
Ca lle Apure	V A 11-10	B V A 11-9	,3102	,4117	,7219	,67	0,70	,00	,200	9,46	,62	,28	,01	9,12	0,85	8,91	0,31
Ca lle Yaruros	V A 11-9-1'	B V A 11-9	,1801	,1801	,17	0,00	,00	,200	1,78	,01	,35	,00	9,35	0,70	8,95	0,31	
Ca lle Apure	V	B V	902	9553	8573	73	01.60	00	200	2.47	72	43	02	8.89	0.31	8.49	9.92

A A

	11-9	11-8																
	B	B																
	V	V																
	A	A	,8573	,0151	,8724	,68		11,60	,80	,200	8,80	,60	,41	,01	8,48	9,92	8,17	9,90
	11-8	11-7																

09

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR
 SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo		Área tributaria				Gasto		Long (m)	Pend %	Diám (cm)	Sección plena	
Avenida o calle	Boca de visita		Ha			l/s					C (l/s)	(m/s)
	Arriba	Abajo	arriba	Propia	Total	Max	Min					
Calle Apure	BV A11-7	BV A11-6	2,8724	1,2547	4,1271	3,85		113,00	2,80	0,200	18,80	0
	BV A11-6	BV A11-5	4,1271	0,9469	5,074	4,73		113,60	2,80	0,200	18,80	0
	BV A11-5	BV A11-6	5,074	1,0336	6,1076	5,69		109,50	2,80	0,200	18,80	0
	BV A11-4	BV A11-3	6,1076	1,2134	7,321	6,83		109,50	8,00	0,200	31,78	1

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI

CALCULADO: Manuel Rondón
 REVISADO: Prof. Luís

	BV A11-3	BV A11-2	7,321	1,2083	8,5293	7,95		108,70	9,00	0,200	33,71	1
	BV A11-2	BV A11-1	8,5293	1,2421	9,7714	9,11		112,00	8,00	0,200	31,78	1
	BV A11-1	BV A11	10,4774	0,726	11,203	10,45		135,60	6,00	0,200	27,52	0
Calle inexistente	BV A12	BV A11	27,7281	0	27,728	25,85		84,50	2,10	0,250	29,52	0
Calle Yaruros	BV A11-9	BV A9-9	0	0,2276	0,2276	0,21		90,60	2,80	0,200	18,80	0
Calle Parguaza	BV A9-9	BV A9-8	0,2276	0,313	0,5406	0,50		99,80	2,80	0,200	18,80	0

lle Panares	V A 9-6	V A 9-6		,6268	,6268	,58		11,00	,00	,200	2,47	,72	,32	,00	8,33	9,68	7,88	9,85	
lle Ca lle Parguaza	V A 9-6	V A 9-5	,3648	,9108	,2756	,99		11,60	,80	,200	8,80	,60	,47	,01	7,73	9,85	7,41	9,18	
	V A9-5	B V A9-4	,2756	,9983	,2739	,92		09,50	,50	,200	1,02	,67	,55	,01	7,40	9,18	7,01	8,45	
lle Ca lle Yecuanas	V A 11-4	B V A9-4		,3627	,3627	,34		11,00	,80	,200	8,80	,60	,24	,00	7,23	8,58	6,92	8,45	
lle Ca lle Parguaza	V A 9-4	B V A9-3	,6366	,1724	,809	,35		09,90	,00	,200	1,78	,01	,79	,01	6,92	8,45	6,04	7,45	

SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo		Área tributaria			Gasto		Long (m)	Pend %	Diám Ø (cm)	Sección plena		
Avenida o calle	Boca de visita		Ha			l/s				C (l/s)	V (m/s)	
	Arriba	Abajo	arriba	Propia	Total	Max	Min					
Calle Parguaza	BV A9-3	BV A9-2	6,809	1,1842	7,9932	7,45		110,20	8,00	0,200	31,78	1,0
	BV A9-2	BV A9-1	7,9932	1,0156	9,0088	8,40		111,00	6,00	0,200	27,52	0,9
Calle Guajibos	BV A11-1	BV A9-1	0	0,7336	0,7336	0,68		107,00	2,80	0,200	18,80	0,9
Calle de Servicio	BV A8-13	BV A8-12	0	0,8079	0,8079	0,75		150,00	2,80	0,200	18,80	0,9
	BV A8-12	BV A8-11	0,8079	0,136	0,9439	0,88		76,30	2,80	0,200	18,80	0,9
Calle Barraguan	BV A8-11	BV A8-10	0,9439	0,2308	1,1747	1,10		44,30	2,80	0,200	18,80	0,9
Calle Yaruros	BV A9-9	BV A8-10	0	0,6373	0,6373	0,59		108,00	2,80	0,200	18,80	0,9
Calle Barraguan	BV A8-10	BV A8-9	1,812	0,295	2,107	1,96		99,30	2,80	0,200	18,80	0,9
Calle piaroas	BV A9-8	BV A8-9	0	0,7956	0,7956	0,74		108,00	2,80	0,200	18,80	0,9
Calle Barraguan	BV A8-9	BV A8-8	2,9026	0,6011	3,5037	3,27		113,51	11,00	0,200	37,27	1,0

UNIVERSIDAD DE ORIENTE

NUCLEO ANZOATEGUI

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR

SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

CALCULADO: Manuel RondónREVISADO: Prof. LuisGonzález

HOJA N° 8

FECHA: Marzo 2007

Tramo		Área tributaria Ha			Gas to l/s		Long (m)	pend %	diám Ø (cm)	Sección n plena		veloc. Max (m/s)	cota aída en b.v (m)	Cotas proyectos				O bsev.	
Av enida o calle	Boca de visita		Arriba	Propia	Total	Max				Min	(l/s)			(m/s)	Arriba		Abajo		
	Arriba	Bajo					Asante	Terreno	Asante			Terreno							
Calle Mapoyos	B V	B V																	
	A 9-7	A 8-8		,4347	,4347	,41		08,01	1,00	,200	7,27	,19	,42	,00	7,90	0,35	7,81	9,25	
	B V	B V																	
	A 8-8	A 8-7	,9384	,9711	,9095	,58		12,20	,80	,200	8,80	,60	,49	,01	7,69	9,25	7,37	9,20	
	B V	B V																	
	A 8-7	A 8-6	,9095	,0566	,9661	,56		13,50	,50	,200	1,02	,67	,56	,01	7,36	9,20	6,96	8,45	

	V 8-6	B A	V 8-5	B A	,9661	,1278	,0939	,61		09,50	,50	,200	8,65	,91	,90	,05	6,91	8,45	6,20	7,87
	V 8-5	B A	V 8-4	B A	,0939	,2399	,3338	,77		10,00	,50	,200	6,35	,84	,73	,00	6,20	7,87	5,59	7,06
	V 8-4	B A	V 8-3	B A	,3338	,163	,4968	,85		07,00	,00	,200	1,78	,01	,87	,01	5,58	7,06	4,72	6,70
Ca Ile Banivas	V 9-2	B A	V 8-3	B A		,7397	,7397	,69		10,00	,80	,200	8,80	,60	,30	,00	5,20	6,55	4,89	6,70
	V 8-3	B A	V 8-2	B A	0,2365		0,237	,54		5,00	,80	,200	8,80	,60	,63	,00	4,72	6,70	4,65	6,68
Ca Ile S/N	V 8-2	B A	V 8-1	B A	0,2365	,603	0,84	0,11		8,50	,80	,200	8,80	,60	,61	,00	4,65	6,68	4,43	6,50

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR
 SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo		Área tributaria			Gasto		Long (m)	Pend %	Diám Ø (cm)	Sección plena		
Avenida o calle	Boca de visita		Ha			l/s				C (l/s)	(m/s)	
	Arriba	Abajo	arriba	Propia	Total	Max	Min					
Calle S/N	BV A8-1	BV A8	10,8395	0,3827	11,222	10,46		62,60	2,80	0,200	18,80	
Calle inexistente	BV A11	BV A10	38,9315	0	38,932	36,30		86,00	1,60	0,315	47,73	
	BV A10	BV A9	38,9315	0,8868	39,818	37,13		99,00	1,60	0,315	47,73	
vereda	BV A9-1	BV A9	9,7424	0	9,7424	9,08		53,30	17,00	0,200	46,33	
Calle 1	BV A9	BV A8	49,5607	0,9595	50,52	47,10		108,60	1,50	0,400	87,38	
Avenida Orinoco	BV A7-9	BV A7-8	0	0,2349	0,2349	0,22		115,51	13,00	0,200	40,51	
	BV A7-8	BV A7-7	0,2349	0,3369	0,5718	0,53		113,60	6,50	0,200	28,65	
	BV A7-7	BV A7-6	0,5718	0,5029	1,0747	1,00		115,50	6,50	0,200	28,65	
	BV A7-6	BV A7-5	1,0747	0,6089	1,6836	1,57		111,40	5,00	0,200	25,13	

UNIVERSIDAD DE ORIENTE

NUCLEO ANZOATEGUI

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR

SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

CALCULADO: Manuel Rondón

REVISADO: Prof. Luis

González

HOJA N° 10

FECHA: Marzo 2007

	BV A7-5	BV A7-4	1,6836	0,613	2,2966	2,14		110,00	5,00	0,200	25,13	
--	------------	------------	--------	-------	--------	------	--	--------	------	-------	-------	--

65

Tramo		Área tributaria Ha			Gas to l/s		Long (m)	pend %	diám Ø (cm)	Sección n plena		veloc. Max (m/s)	cota en b.v (m)	Cotas proyectos				O bsev.
Av enida o calle	Boca de visita		Arriba	Propia	Total	Max				Min	(l/s)			(m/s)	Arriba		Abajo	
	Arriba	Bajo					Arriba	Arriba	Arriba			Arriba	Arriba		Arriba			
Av enida Orinoco	V A 7-4	B A 7-3	2,2966	0,6343	2,9309	0,73	08,00	0,80	20,00	8,80	0,60	0,43	0,01	5,36	6,80	5,06	6,55	
	V A	B A	2,9309	0,9309	3,8618	0,73	5,00	0,80	20,00	8,80	0,60	0,43	0,00	5,06	6,55	5,02	6,50	

A A

	7-3	7-2																
	B V A 7-2-7	B V A 7-2-6		,2003	,2003	,12		05,00	,50	,200	2,76	,04	,47	,00	0,28	1,63	9,38	0,75
	B V A 7-2-6	B V A 7-2-5	,2003	,7184	,9187	,79		16,01	2,60	,200	9,89	,27	,63	,01	9,37	0,75	7,91	9,25
	B V A 7-2-5	B V A 7-2-4	,9187	,6194	,5381	,37		13,60	,00	,200	9,73	,95	,57	,01	7,90	9,25	7,10	8,50
	B V A 7-2-4	B V A 7-1-3	,5381	,6792	,2173	,00		15,50	,00	,200	2,47	,72	,49	,01	7,09	8,50	6,63	8,00
	B V A 7-1-3	B V A 7-1-2	,2173	,7459	,9632	,70		12,30	,50	,200	8,65	,91	,62	,01	6,62	8,00	5,89	7,25
	B V A 7-1-2	B V A 7-1-1	,9632	,3941	,3573	,06		11,00	,00	,200	5,13	,80	,58	,00	5,89	7,25	5,34	6,70
	B V A	B V A	,3573	,7632	,1205	,77		07,00	,80	,200	8,80	,60	,50	,01	5,33	6,70	5,03	6,50

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR
 SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

CALCULADO: Manuel Rondón
 REVISADO: Prof. Luis
González
 HOJA N° 11
 FECHA: Marzo 2007

	7-1-1	7-2															
--	-------	-----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

99

Tramo		Área tributaria Ha				Gas to l/s		Long (m)	pend %	diám Ø (cm)	Sección n plena		veloc. Max (m/s)	cota en b.v (m)	Cotas proyectos				O bsev.
											Arriba	Abajo			Arriba		Abajo		
Av enida o calle	Boca de visita	Arriba	Propia	Total	Max	Min			(l/s)	(m/s)					Arriba	Arriba	Abajo	Abajo	
		A	A											R	R	R	R		
Av enida Orinoco	B V A 7-2	B V A 7-1			,0514	,7348	,7862	,19	5,90	,80	,200	8,80	,60	,57	,03	4,99	6,50	4,78	6,45
Pr ol. Av.orinoco	B V A	B V A			,7862	,5389	,3251	,69	0,00	8,00	,200	7,67	,52	,14	,02	4,76	6,45	3,68	6,40

	7-1	7																
Ca lle 1	B V A8	B V A7	1,7424	,2596	2,002	7,81		2,30	,50	,400	7,38	,70	,74	,00	3,01	6,25	2,90	6,40
Ca lle 1(C. San jose	B V A7	B V A6	1,0675	,7491	1,817	6,96		7,50	,50	,400	7,38	,70	,76	,00	2,90	6,40	2,75	6,31
Ca lle 5(C. San jose	B V A 6-2	B V A6-1		,7542	,7542	,64		1,80	1,50	,200	8,11	,21	,61	,00	4,65	6,00	3,94	5,30
	B V A 6-1	B V A6	,7542	,1571	,9113	,65		42,90	,80	,200	8,80	,60	,46	,02	3,92	5,30	3,52	6,30
Pr ol. Av.orinoco	B V A6	B V A5	5,7279		5,728	0,61		20,00	,50	,400	7,38	,70	,77	,03	2,72	6,31	2,54	5,87
	B V A5	B V A4	5,7279		5,728	0,61		20,00	,50	,400	7,38	,70	,77	,00	2,54	5,87	2,36	5,00

UNIVERSIDAD DE ORIENTE

NUCLEO ANZOATEGUI

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR

SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

CALCULADO: Manuel RondónREVISADO: Prof. LuisGonzález

HOJA N° 12

FECHA: Marzo 2007

Tramo		Área tributaria				Gas		Long (m)	pend %	diám Ø (cm)	Sección plena		veloc. Max (m/s)	cota en b.v (m)	Cotas proyectos				Observ.
Av denominada o calle	Boca de visita		Ha			to l/s					Arriba	Abajo			Rasante	Terreno	Rasante	Terreno	
	A Arriba	A Bajo	A Arriba	A Propia	A Total	A Max	A Min												
Calle Piaoras	V 7-2-6	B V 13-1		,6092	,6092	,57		12,53	8,00	,200	9,46	,89	,66	,00	7,940	8,075	7,625	7,800	
Calle Maniapure	V 13-1	B V 2-9-1"	,6092	,0221	,6313	,52		15,00	,50	,200	1,02	,67	,39	,01	7,624	7,800	7,583	7,760	
	V 2-9-1"	B V 2-9-1'	,6313	,7565	,3878	,23		5,00	,80	,200	8,80	,60	,39	,01	7,582	7,760	7,555	7,735	

Ca lle Panares	B V A 7-2-4	B V A 2-9-1'		,4443	,4443	,41		7,01	6,00	,200	4,95	,43	,50	,00	7,15	8,50	5,75	7,35
	B V A 2-9-1'	B V A 2-9	,8321	,8321	,64		7,51	0,00	,200	0,25	,60	,86	,00	5,55	7,35	4,40	6,40	
Ca lle Piaoras	B V B 13-1	B V B13		,5557	,5557	,52		3,01	0,00	,200	0,25	,60	,56	,00	6,65	8,00	4,99	6,50
Ca lle Guaniamos	B V B 13	B V A 2-10	,5557	,5564	,1121	,04		6,00	,80	,200	8,80	,60	,32	,01	4,98	6,50	4,71	6,40
	B V A 2-10	B V A 2-9	,1121	,5149	,627	,52		9,00	,80	,200	8,80	,60	,36	,01	4,70	6,45	4,43	6,40
	B V A 2-9	B V A 2-8	,4591	,282	,7411	,42		7,80	,80	,200	8,80	,60	,49	,03	4,40	6,40	4,24	6,80

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR
 SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo		Área tributaria			Gasto		Long (m)	Pend %	Diám (cm)	Sección plena		
Avenida o calle	Boca de visita		Ha			l/s				C (l/s)	(m/s)	
	Arriba	Abajo	arriba	Propia	Total	Max	Min					
Calle Guaniamos	BV A2-8	BV A2-7	4,7411	0,7476	5,4887	5,12		83,00	2,80	0,200	18,80	
	BV A2-7	BV A2-6	5,4887	1,1232	6,6119	6,16		104,00	2,80	0,200	18,80	
Calle Yecuanas	BV A7-2-2	BV A2-6	0	0,736	0,736	0,69		110,81	13,00	0,200	40,51	
Calle Guaniamos	BV A2-6	BV A2-5	7,3479	0,7665	8,1144	7,57		139,50	2,80	0,200	18,80	
	BV A2-5	BV A2-4	8,1144	0,8313	8,9457	8,34		102,00	2,80	0,200	18,80	
Calle Banivas	BV A7-2	BV A2-4	0	0,4454	0,4454	0,42		124,00	11,00	0,200	37,27	
Calle Guaniamos	BV A2-4	BV A2-3	9,3911	0,6895	10,081	9,40		136,20	2,80	0,200	18,80	
Calle 1(C. San jose)	BV A7	BV A2-3	0	0,8217	0,8217	0,77		144,00	11,50	0,200	38,11	
Calle 4(C. San jose)	BV A2-3	BV A2-2	10,9023	0,4418	11,344	10,58		90,00	2,80	0,200	18,80	

	BV A6	BV A2-2- 1	0	0,9964	0,9964	0,93		75,30	10,00	0,200	35,53	
--	-------	------------------	---	--------	--------	------	--	-------	-------	-------	-------	--

69

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR
 SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo		Área tributaria				Gasto		Long (m)	Pend %	Diám (cm)	Sección plena	
Avenida o calle	Boca de visita		Ha			l/s					C (l/s)	(m/s)
	Arriba	Abajo	arriba	Propia	Total	Max	Min					
Calle 5(C. San jose)	BV A2-2-1	BV A2-2	0,9964	0,8253	1,8217	1,70		85,00	12,00	0,200	38,92	
Calle 4(C. San jose)	BV A2-2	BV A2-1	13,1658	2,2251	15,391	14,35		110,01	2,80	0,200	18,80	
	BV A2-1	BV A2	15,3909	0	15,391	14,35		83,71	2,80	0,200	18,80	
Calle Piaroas	BV B13	BV B12	0	1,1126	1,1126	1,04		114,31	13,00	0,200	40,51	
Calle Suapure	BV B12	BV B11	1,1126	0,7798	1,8924	1,76		94,00	2,80	0,200	18,80	
	BV	BV	1,8924	0,6685	2,5609	2,39		79,50	2,80	0,200	18,80	

	B11	B10										
Calle Panares	BV A2-9	BV B10	0	0,9315	0,9315	0,87		100,51	18,00	0,200	47,67	
Calle Suapure	BV B10	BV B9	3,4924	1,1067	4,5991	4,29		131,50	2,80	0,200	18,80	
	BV B9	BV B8	4,5991	1,086	5,6851	5,30		104,50	2,80	0,200	18,80	
Calle Yecuanas	BV A2-6	BV B8	0	0,4049	0,4049	0,38		88,00	17,50	0,200	47,01	

70

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR
 SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo		Área tributaria			Gasto		Long (m)	Pend %	Diám (cm)	Sección plena		
Avenida o calle	Boca de visita		Ha			l/s				Ø	C (l/s)	(m/s)
	Arriba	Abajo	arriba	Propia	Total	Max	Min					
Calle Piaroas	BV B12	BV B7-3	0	0,3314	0,3314	0,31		94,01	12,00	0,200	38,92	
Calle Guarico	BV B7-3	BV B7-2	0,3314	1,7226	2,054	1,92		140,00	4,50	0,200	23,84	

	BV B7-2	BV B7-1	2,054	1,8444	3,8984	3,63		145,00	2,80	0,200	18,80	
	BV B7-1	BV B7	3,8984	0,9715	4,8699	4,54		110,00	5,00	0,200	25,13	
Calle Yecuanas	BV B7-1'	BV B7	0	0,9023	0,9023	0,84		57,00	2,80	0,200	18,80	
	BV B8	BV B-7	6,09	0,4419	6,5319	6,09		115,02	13,00	0,200	40,51	
Calle Guarico	BV B7	BV B6	12,3041	0,9673	13,271	12,37		100,82	2,80	0,200	18,80	
	BV B6	BV B5	13,2714	1,1461	14,418	13,44		103,00	2,80	0,200	18,80	
Calle Fe y Alegria	BV A2-5	BV B5-1- 1	0	0,5035	0,5035	0,47		89,70	6,50	0,200	28,65	
	BV B5-1-1	BV B5-1	0,5035	0,8441	1,3476	1,26		79,50	2,80	0,200	18,80	

71

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
 NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR
 SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo	Área tributaria	Gasto	Long	Pend	Diám	Sección plena
-------	-----------------	-------	------	------	------	---------------

Avenida o calle	Boca de visita		Ha			l/s		(m)	‰	Ø (cm)	C (l/s)	(m/s)
	Arriba	Abajo	arriba	Propia	Total	Max	Min					
Calle Banivas	BV A2-4	BV B5-1	0	0,5546	0,5546	0,52		85,00	8,50	0,200	32,76	
	BV B5-1	BV B5	1,9022	0,5954	2,4976	2,33		92,01	29,00	0,200	60,51	
Calle Guarico	BV B4	BV B4	16,9151	0,723	17,638	16,45		68,00	2,10	0,250	29,52	
	BV B4	BV B5	17,6381	0,5037	18,142	16,92		69,00	2,10	0,250	29,52	
Calle 1(C. San jose)	BV A2-3	BV B3-1	0	0,5904	0,5904	0,55		85,00	20,00	0,200	50,25	
	BV B3-1	BV B3	0,5904	0,8893	1,4797	1,38		84,02	25,00	0,200	56,18	
	BV B3-1'	BV B3	0	1,1037	1,1037	1,03		146,62	2,80	0,200	18,80	
Pro. Calle Guarico	BV B3	BV B2	20,7252	0,9326	21,658	20,19		103,60	2,10	0,250	29,52	
Calle 2(C. San jose)	BV B2-1	BV B2	0	1,2877	1,2877	1,20		132,01	15,00	0,200	43,52	
Pro. Calle Guarico	BV B2	BV B1	22,9455	0,5542	23,5	21,91		78,40	2,10	0,250	29,52	

NUCLEO ANZOATEGUI
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLADO DE MORICHALITO Y SAN JOSE DE MORICHALITO ESTADO BOLIVAR
 SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

Tramo		Área tributaria			Gasto		Long (m)	Pend %	Diám Ø (cm)	Sección ple		
Avenida o calle	Boca de visita		Ha			l/s				C (l/s)	(m)	
	Arriba	Abajo	arriba	Propia	Total	Max	Min					
Calle 3(C. San jose)	BV B11	BV B1	0	1,5634	1,5634	1,46		128,81	14,00	0,200	42,04	
Pro. Calle Guarico	BV B1	BV -1	25,0631	0,3594	25,423	23,70		60,00	1,60	0,315	47,73	
Calle inexistente	BV A4	BV A3	75,7279	0	75,728	70,61		111,75	4,00	0,400	142,70	
	BV A3	BV A2	75,7279	0	75,728	70,61		105,51	8,00	0,400	201,80	
	BV A2	BV A1	91,1188	0	91,119	84,96		136,70	1,50	0,500	158,44	
Tramos a la laguna de estabilización	BV A1	BV D3	116,541	0	116,54	108,66		150,00	1,50	0,500	158,44	
	BV D3	BV D2	116,541	0	116,54	108,66		150,01	1,50	0,500	158,44	
	BV D2	BV D1	116,541	0	116,54	108,66		150,01	4,80	0,500	283,42	

Para el sistema de tratamiento se calculó una laguna tipo facultativa y una de maduración, la profundidad en la laguna facultativa fue de 1,8 m. esta profundidad es la más recomendada por los distintos autores para este tipo de laguna. Para la laguna de maduración se asumió una profundidad de 0,8 m con la intención de que funcione mejor de acuerdo a las recomendaciones para este tipo de laguna.

A continuación se presentan los valores obtenidos y los valores adoptados en el sistema de tratamiento.

Tabla 5.1. Resumen de resultados obtenidos y asumidos

	Laguna Facultativa		Laguna Maduracion	
	Valor obtenido	Valor asumido	Valor obtenido	Valor asumido
Carga orgánica (Kg DBO/día)	198,07			
Carga superficial (kg DBO/ha*día)	59,4	400		
Área (ha)	0,50	0,55	0,5	0,55
Profundidad (m)	1,8	1,8	0,8	0,8
Volumen (m3)	9000	9571,20	3.961,44	4.335
Periodo de retención (días)	10	12	5	6
DBO afluente (mg/lts)	250	250		
DBO efluente (mg/lts)	62,91	65,73		

Ancho(m)	40,82	42,5	40,62	42,5
Largo(m)	122,46	127,5	121,88	127,5
	Valor obtenido	Valor real		
Eficiencia de todo el sistema (%)		99,41		

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones:

1. La implementación de este proyecto es de gran importancia para estas comunidades, ya que el sistema que se está utilizando en la actualidad representa un riesgo en la salud de sus habitantes.
2. El diseño del sistema de recolección de aguas servidas se calcula utilizando el método de las áreas tributarias de acuerdo a los planos suministrados por CVG Bauxilum Los Pijiguaos, el mismo se calculó para un período de diseño de 25 años, de acuerdo al urbanismo presentado por la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos para estas comunidades.
3. El sistema de recolección de aguas servidas está diseñado de manera que todo el sistema trabaje por gravedad, el mismo lo constituyen dos colectores secundario que aportan 23,70 L/s y 84,96 L/s respectivamente, estos a su vez se unen en uno principal que transporta todo el caudal que se genera al sistema de tratamiento.
4. En el sistema de recolección de aguas servidas, se colocarán tuberías de PVC de diámetros 200 mm, 315 mm, 400 mm y 500 mm, y espesor de 4 mm, 4,9mm, 6,2mm, 7,9mm y 9,8 mm respectivamente, por ser mucho más fácil de transportar y de maniobrar y de esta forma hacer más económico la implantación de este proyecto.
5. El sistema de tratamiento se basa en lagunas de estabilización, porque son las que más se adaptan a las condiciones climáticas de la zona, también este tipo de sistema es más económico debido a su mantenimiento y

operación, ya que no se necesita personal altamente capacitado para operar las mismas.

6.El sistema de tratamiento por lagunas de estabilización, nos permite un sistema confiable a lo largo de 20 a 30 años de acuerdo al crecimiento poblacional de las comunidades.

7.La colocación de una laguna facultativa en paralelo con una de maduración, es suficiente para obtener efluentes aceptables, como indican las normas para ser vertidos en los cuerpos receptores, para transportar el efluente se realiza un canal abierto en el terreno natural (hasta un morichal cercano).

8.Cabe señalar que no fue posible realizar el estudio de suelo en el área donde se construirá el sistema de tratamiento, ya que la Empresa CVG Bauxilum Los Pijiguaos no cuenta con los recursos necesarios para esto, como un laboratorio de suelos. Otro factor que limitó este estudio es la distancia que esta la zona en cuestión de las ciudades donde puede haber este tipo de laboratorio

9.En la realización de este proyecto, se hace notar el compromiso de la Empresa CVG – Bauxilum Los Pijiguaos con las comunidades Morichalito y San José de Morichalito (aledañas a ella), cumpliendo así con la responsabilidad social que la caracteriza.

6.2. Recomendaciones

1.En la ejecución de este proyecto se deben tener en consideración todas las especificaciones técnicas del mismo, de acuerdo a normas vigentes

2. La Empresa CVG- Bauxilum Los Pijiguaos conjuntamente con los entes del Estado, se deben abocar a ejecutar este proyecto, para de esta forma mejorar la calidad de vida de los habitantes de estas poblaciones.
3. En la ejecución del proyecto el Ingeniero Inspector debe verificar la calidad de los materiales utilizados en la construcción del mismo.
4. En el sistema de tratamiento se debe llevar un registro detallado de afluente y efluente para verificar que se cumplan las normas vigentes para efluente para ello los parámetros son: demanda bioquímica de oxígeno ($DBO_{5,20}$), demanda química de oxígeno (DQO), Sólidos Suspendidos, pH, Temperatura, Nitrógeno total.
5. Debido a que en la zona viven etnias indígenas, se debe mantener aislado el sistema de tratamiento mediante una cerca, para evitar que se le de un uso indebido a las lagunas de estabilización.
6. Los sólidos gruesos retenidos en las rejillas así como los finos, serán recolectados, colocados en bolsas para ser transportados al vertedero de basura más cercano de la zona.
7. Se debe tener especial cuidado en el momento de la construcción en cuanto a relleno y compactación de las zanjas hechas, se debe dar cumplimiento a las especificaciones de construcción del proyecto.
8. Se recomienda realizar un estudio de suelo en el área donde se construirá el sistema de tratamiento
9. Los cómputos métricos son estimaciones, se deben actualizar al momento de ejecutar el proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

- [1].Arocha. Simon., **Cloacas y drenajes teoría & diseño**. Ediciones Vega, Caracas – Venezuela. (1983)
- [2].Ghanem. Ana., **Fundamentos para el cálculo de alcantarillado**. Puerto la cruz – Venezuela. (1996)
- [3].M.A.R.N.R., **Normas Generales para el Proyecto de alcantarillados**. Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela N° 5318 Extraordinaria (1999)
- [4].Crites, R y G. Tchobanoglous, **Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones**. Editorial Mc Graw – Hill. Interamericana S.A. Santafé de Bogota – Colombia. (2001)
- [5].<http://www.conama.cl/coain.html>
- [6].<http://www.juanico.co.il/>
- [7].<http://www.estruagua.com/>
- [8].<http://www.criecv.org/>
- [9].Cubillos. A., **Lagunas de estabilización**. Editorial CIDIAT, Mérida – Venezuela. (1994)
- [10]. Mara D. y Pearson H. **Waste stabilisation ponds – a design manual for eastern Africa**. Lagoon technology International Leeds, England(1992)
- [11]. Mara D. y Pearson H. **Artificial freshwater environments Waste stalisation ponds, In**. Biotechnology. Vol 8 edic w schoenbrn

- [12]. <http://tamarugo.cec.uchile.cl/~leherrer/BT53A/lagunas/lagunas.htm>
- [13]. Oswald W. y Gotaas. H. **Photosynthesis in sewage treatment**. Transc. ASCE., VOL 122, (1957).
- [14]. Marais G. **New factors in the design, operation and performance of waste stabilization ponds**. Bulletin WHO (1966).
- [15]. Thirumurthy D. **Design Criteria for waste stabilisation Ponds**. J.M.P C.P. (1974).
- [16]. Fritz J., Meredith D. y Middleton A. **Modeling and desing of waste water stabilisation pond**. State University of New York at Búfalo, Bufalo (1978).
- [17]. http://aguas.igme.es/igme/publica/libro33/pdf/lib33/cap_3.pdf
- [18]. Mijares, R.G. **Abastecimiento de aguas y alcantarillados**. Tercera edicion. Ediciones Vega, Caracas.(1983)
- [19]. Hernandez V. Freddy J. **Sistema de tratamiento y recolección de aguas servidas de los campos residenciales de Lagoven El Quince y Miraflores Quiriquire Distrito Bolívar Estado Monagas**. Puerto la cruz (1986)
- [20]. Gloyna E. **Basis for waste stabilisation pond design**. In advances in water Quatity improvement Universidad od Texa, Austin, (1968)
- [21]. M.A.R.N.R., **Normas para la clasificación y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluente líquidos**. Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela N° 5021 Extraordinaria (1995)

- [22]. Rolim M. Sergio. **Sistema de lagunas de estabilización.** Editorial Mc Graw – Hill. Interamericana S.A. Santafé de Bogota – Colombia. (2000)
- [23]. Stewart M. Oakley. **Lagunas de estabilización en honduras manual de diseño, construcción, operación y mantenimiento, monitoreo y sostenibilidad.** California – EEUU (2005)

ANEXOS

Anexo A. Cálculo de la Laguna de Maduración

Para garantizar que se cumpla como la normas, se diseñaremos una nueva laguna tipo maduración canalizada con mamparas para una relación largo/ancho 15/1.

Dimensionamiento de laguna de maduración

$$V_M = PR_M * Q_{med}$$

En donde

V_M = Volumen

PR_M = Periodo de Retención asumido.

Q_{med} = Caudal medio o diseño.

$$Q_{med} = 9.17 \text{ L/s}$$

Asimismo un periodo de retención de 5 días

Asumimos una profundidad de 0,8 m, que es lo mas recomendado para este tipo de lagunas.

$$V_M = 5 \text{ días} * 9,17 \text{ L/s} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ lts}} * \frac{86400 \text{ seg}}{1 \text{ día}} = 3.961,44 \text{ m}^3$$

$$A = \frac{V_M}{P} = \frac{3.961,44 \text{ m}^3}{0,8 \text{ m}} = 4.951,80 \text{ m}^2$$

$$A = L * B = 3 * B^2$$

$$B = \sqrt{\frac{A}{3}} = \sqrt{\frac{4.951,80 \text{ m}^2}{3}} = 40,62 \text{ m}$$

$$L = 3 * B = 40,63 \text{ m} * 3 = 121,88 \text{ m}$$

Tomando el valor de ancho y largo igual a:

$$L = 127,5 \text{ m}$$

$$B = 42,5 \text{ m}$$

Obtenemos

$$A = 127,5m * 42,5m = 5418,75m^2$$

Entonces el volumen real

$$A = 5418,75m * 0.8m = 4335 m^3$$

El periodo de retención

$$PR_M = \frac{4335m^3}{792m^3/día} = 5,47 \approx 6día$$

Eficiencia en las lagunas en términos de índice conforme (NMP)

$$N = \frac{No}{(K * PR_1 + 1) * (K * PR_2 + 1) * \dots * (K * PR_n + 1)}$$

Donde:

No = Numero de bacterias coliformes originales presentes.

N = Numero de bacterias coliformes remanentes luego de transcurrido el tiempo de retención.

PR = Periodo de retención en días

K = Rata de descomposición constante (K = para fines de diseño).

$$N = \frac{1x10^7}{(12*1+1)*(6*2+1)} = 59.171,60 \text{ coliTotal} / 100ml$$

$$Ef = \frac{1x10^7 - 69930 \cdot 07}{1x10^5} = 99,41 \%$$

Cumple con los valores exigido en el articulo 10 del capitulo 3 de la Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela N° 5021. “Normas para la clasificación y control de la calidad de los cuerpos de aguay vertidos o efluentes líquidos”

Anexo B Cálculo de medidor Parshall y la rejilla

Diseño de Medidor Parshall.

$$Q_{\max} = 11,46 \text{ lts/seg}$$

De donde;

$$Q_{\text{med}} = Q_{\max} * 0,8$$

Entonces

$$Q_{\text{med}} = 11,46 \text{ L/s} * 0,8 = 9,17 \text{ L/s}$$

Para un caudal máximo igual a 11,46 L/s. El medidor aplicable es el de $W = 22,9$ cm. Conforme a las tablas de limites de aplicación de Azevedo Netto (1998)

W		Capacidad (l/s)	
(Pulg)	(Cm)	Minima	Máxima
9	22,9	2,55	251,9

Los valores de K y n será igual a 0,535 y 1,53 de acuerdo a las tablas de Azevedo Netto (1998)

Se obtienen tres profundidades para los distintos caudales aplicando la siguiente ecuación.

$$H = \left[\frac{Q}{K} \right]^{1/n}$$

$$H_{\max} = \left[\frac{0,01146}{0,535} \right]^{1/1,53} = 0,081 \text{ m}$$

$$H_{\text{med}} = \left[\frac{0,00917}{0,535} \right]^{1/1,53} = 0,07 \text{ m}$$

El resalto Z viene dado por:

$$Z = \frac{Q_{\max} * H_{med} - Q_{med} * H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}} = \frac{0,01146 * 0,07 - 0,00917 * 0,081}{0,01146 - 0,00917} = 0,026m$$

Dimensiones estándar de medidores Parshall en cm.

w										
(pulg)	(cm)									
9	2,9	8	6,4	5,7	7,5	1	5,7	1,0	.8	1,4

Diseño del Desarenador

Dimensionamiento del desarenador

El desarenador tendrá dos canales iguales y paralelos.

La altura máxima de la lámina de agua viene dada por:

$$H = H_{\max} - Z = 0,081 - 0,026 = 0,055m$$

El ancho del desarenador se estima por la ecuación siguiente, suponiendo $V = 0,30$ m/seg

$$b = \frac{Q_{\max}}{H * V} = \frac{0,01146 \frac{m^3}{seg}}{0,055m * 0,30 \frac{m}{seg}} = 0.69 = 0,70m$$

Longitud del desarenador se estima por la ecuación:

$$L = 25 * H = 25 * 0,055 m = 1,375$$

Con la finalidad de hacer mas fácil el mantenimiento del desarenador tomaremos una longitud del mismo de 1,8 m.

Área del desarenador

$$A = l * b = 1,8m * 0,70m = 1,26m^2$$

Tasa de escurrimiento superficial por caudal medio,

$$\frac{Q_{med}}{A} = \frac{9,17 * 86.4}{1,26} = 628,80(OK)$$

$$600 \frac{m^3}{m^2} * día < 628,80 \frac{m^3}{m^2} * día < 1600 \frac{m^3}{m^2} * día$$

Cantidad de material retenido suponiendo los datos de Marais (1971)

$$q = \frac{Q_{med} * 75}{1000} = \frac{9,17 * 86,4 * 75}{1000} = 59,42 \text{ lts/día} \quad 0,0594 \frac{m^3}{día}$$

Suponiendo una limpieza cada 15 días, la profundidad útil del depósito inferior de arena será:

$$p = \frac{q * t}{A} = \frac{0,0594 * 15}{1,26} = 0,71 = 0,70m$$

Diseño de Rejillas

En la Tabla A.1 se presenta la eficiencia de las rejillas con sus dimensiones mas usadas.

Tabla A.1. Eficiencia de las rejillas en función del espesor de las barras

Espesor de las barras (t)	Eficiencia: Valores de «E»			
	a = ¾” (20 mm)	a = 1” (25 mm)	a = 1 ¼ ” (30 mm)	a = 1 ½ ” (40 mm)
¼” (6 mm)	0,750	0,800	0,834	0,857
5/16” (8 mm)	0,706	0,768	0,803	0,826
3/8” (10 mm)	0,677	0,728	0,770	0,800
7/16” (11 mm)	0,632	0,696	0,741	0,774
½” (13 mm)	0,600	0,667	0,715	0,755

mm)				
-----	--	--	--	--

Fuente: referencia N° 13

Dimensionamiento de las rejillas

Asumimos las barras de sección rectangular de 3/8" x 1. 1/2"

Abertura, a = 3/4" (1,905cm)

De acuerdo a esto valores asumidos la E = 0,677. Tabla A.1.

Suponiendo que para el caudal máximo la velocidad es 0,60 m/s. entonces el área útil necesaria para el escurrimiento.

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{V} = \frac{0,01146m^3/seg}{0.6m/seg} = 0,0191m^2$$

Área total, incluidas las barras

$$S = \frac{A_u}{E} = \frac{0,0191m^2}{0,677} = 0,028m^2$$

La longitud del canal se obtiene al suponer movimiento uniforme en un tiempo t = 3 s,

$$L = \frac{Q_{\max}}{S} * t = \frac{0,00917m^3/seg}{0,028m^2} * 3seg = 098m$$

Tomaremos 1,35 m.

Ancho del canal

$$L = \frac{S}{H} = \frac{0,028m^2}{0,055m} = 0.51m \text{ Tomaremos coma ancho del canal } 1m.$$

Perdidas de energía a través de la rejilla. La rejilla con agua limpia, la velocidad adoptada es $V=0,60$ m/s, y la velocidad a través de la rejilla, $v = 0,60*0,677 = 0,4062$ m/s.

$$h_f = \frac{1}{0.5} * \frac{(V^2 - v^2)}{2 * g} = \frac{(0,60)^2 - (0,4062)^2}{0,5 * 2 * 9,81} = 0,02m$$

Considerando la rejilla un 50% sucia

$$V' = 2 * 0,60 = 1,2 \text{ m/s}$$

$$h_f = \frac{1}{0.5} * \frac{(V'^2 - v^2)}{2 * g} = \frac{(1,20)^2 - (0,4062)^2}{0,5 * 2 * 9,81} = 0,13$$

Anexo C Calculo de medidor Parshall y la rejilla

Diseño de Medidor Parshall.

$$Q_{\max} = 11,46 \text{ lts/seg}$$

De donde;

$$Q_{\text{med}} = Q_{\max} * 0,8$$

Entonces

$$Q_{\text{med}} = 11,46 \text{ L/s} * 0,8 = 9,17 \text{ L/s}$$

Para un caudal máximo igual a 11,46 L/s. El medidor aplicable es el de W = 22,9 cm. Conforme a las tablas de limites de aplicación de Azevedo Netto (1998)

W		Capacidad (l/s)	
(Pulg)	(Cm)	Minima	Máxima
9	22,9	2,55	251,9

Los valores de K y n será igual a 0,535 y 1,53 de acuerdo a las tablas de Azevedo Netto (1998)

Se obtienen tres profundidades para los distintos caudales aplicando la siguiente ecuación.

$$H = \left[\frac{Q}{K} \right]^{1/n}$$

$$H_{\max} = \frac{0,01146}{0,535}^{1/1,53} = 0,081 \text{ m}$$

$$H_{\text{med}} = \frac{0,00917}{0,535}^{1/1,53} = 0,07 \text{ m}$$

El resalto Z viene dado por:

$$Z = \frac{Q_{\max} * H_{\text{med}} - Q_{\text{med}} * H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}} = \frac{0,01146 * 0,07 - 0,00917 * 0,081}{0,01146 - 0,00917} = 0,026\text{m}$$

Dimensiones estándar de medidores Parshall en cm.

w										
(pulg)	(cm)									
9"	2,9	8	6,4	5,7	7,5	1	5,7	1,0	.8	1,4

Diseño del Desarenador

Dimensionamiento del desarenador

El desarenador tendrá dos canales iguales y paralelos.

La altura máxima de la lámina de agua viene dada por:

$$H = H_{\max} - Z = 0,081 - 0,026 = 0,055\text{m}$$

El ancho del desarenador se estima por la ecuación siguiente, suponiendo $V = 0,30 \text{ m/seg}$

$$b = \frac{Q_{\max}}{H * V} = \frac{0,01146 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,055\text{m} * 0,30 \text{ m/seg}} = 0.69 = 0,70\text{m}$$

Longitud del desarenador se estima por la ecuación:

$$L = 25 * H = 25 * 0,055 \text{ m} = 1,375$$

Con la finalidad de hacer mas fácil el mantenimiento del desarenador tomaremos una longitud del mismo de 1,8 m.

Área del desarenador

$$A = l * b = 1,8\text{m} * 0,70\text{m} = 1,26\text{m}^2$$

Tasa de escurrimiento superficial por caudal medio,

$$\frac{Q_{\text{med}}}{A} = \frac{9,17 * 86.4}{1,26} = 628,80(\text{OK})$$

$$600 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * \text{día} < 628,80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * \text{día} < 1600 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * \text{día}$$

Cantidad de material retenido suponiendo los datos de Marais (1971)

$$q = \frac{Q_{\text{med}} * 75}{1000} = \frac{9,17 * 86,4 * 75}{1000} = 59,42 \text{ lts/día} \quad 0,0594 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Suponiendo una limpieza cada 15 días, la profundidad útil del depósito inferior de arena será:

$$p = \frac{q * t}{A} = \frac{0,0594 * 15}{1,26} = 0,71 = 0,70\text{m}$$

Diseño de Rejillas

En la Tabla A.1 se presenta la eficiencia de las rejillas con sus dimensiones mas usadas.

Tabla A.1. Eficiencia de las rejillas en función del espesor de las barras

Espesor de las barras (t)	Eficiencia: Valores de «E»			
	a = ¾” (20 mm)	a = 1” (25 mm)	a = 1 ¼” ” (30 mm)	a = 1 ½” ” (40 mm)
¼” (6 mm)	0,750	0,800	0,834	0,857
5/16” (8 mm)	0,706	0,768	0,803	0,826
3/8” (10 mm)	0,677	0,728	0,770	0,800
7/16” (11 mm)	0,632	0,696	0,741	0,774
½” (13 mm)	0,600	0,667	0,715	0,755

mm)				
-----	--	--	--	--

Fuente: referencia N° 13

Dimensionamiento de las rejillas

Asumimos las barras de sección rectangular de 3/8" x 1. 1/2"

Abertura, a = 3/4" (1,905cm)

De acuerdo a esto valores asumidos la E = 0,677. Tabla A.1.

Suponiendo que para el caudal máximo la velocidad es 0,60 m/s. entonces el área útil necesaria para el escurrimiento.

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{V} = \frac{0,01146 \text{m}^3/\text{seg}}{0,6 \text{m}/\text{seg}} = 0,0191 \text{m}^2$$

Área total, incluidas las barras

$$S = \frac{A_u}{E} = \frac{0,0191 \text{m}^2}{0,677} = 0,028 \text{m}^2$$

La longitud del canal se obtiene al suponer movimiento uniforme en un tiempo t = 3 s,

$$L = \frac{Q_{\max}}{S} * t = \frac{0,00917 \text{m}^3/\text{seg}}{0,028 \text{m}^2} * 3 \text{seg} = 0,98 \text{m}$$

Tomaremos 1,35 m.

Ancho del canal

$$L = \frac{S}{H} = \frac{0,028 \text{m}^2}{0,055 \text{m}} = 0,51 \text{m} \text{ Tomaremos como ancho del canal } 1 \text{m.}$$

Perdidas de energía a través de la rejilla. La rejilla con agua limpia, la velocidad adoptada es $V=0,60$ m/s, y la velocidad a través de la rejilla, $v = 0,60*0,677 = 0,4062$ m/s.

$$h_f = \frac{1}{0.5} * \frac{(V^2 - v^2)}{2 * g} = \frac{(0,60)^2 - (0,4062)^2}{0,5 * 2 * 9,81} = 0,02\text{m}$$

Considerando la rejilla un 50% sucia

$$V' = 2*0,60=1,2 \text{ m/s}$$

$$h_f = \frac{1}{0.5} * \frac{(V'^2 - v^2)}{2 * g} = \frac{(1,20)^2 - (0,4062)^2}{0,5 * 2 * 9,81} = 0,13$$

Valores de la lámina de agua

$$\frac{Q_{m\acute{a}x}}{Q} = \frac{145,6}{158,5} = 0,92 = 0,75 * 0,5 = 0,375$$

$$\frac{Q_{med}}{Q} = \frac{91}{158,5} = 0,56 = 0,54 * 0,5 = 0,27$$

$$\frac{Q_{m\acute{a}x}}{Q} = \frac{54,6}{158,5} = 0,34 = 0,40 * 0,5 = 0,20$$

Anexo D Cálculo de movimiento de tierra

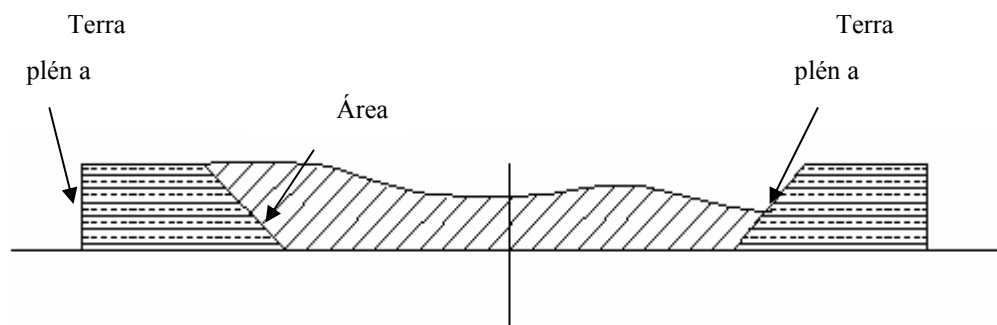
Cálculo de áreas y volúmenes

- Áreas:

Se calcularon todas las áreas en las distintas secciones transversales por el método de Gauss:

$$2A = \frac{dist1}{cot1} + \frac{dist2}{cot2} + \frac{dist3}{cot3} + \frac{dist4}{cot4} + \dots + \frac{dist10}{cot10} + \frac{dist11}{cot11}$$

$$A = \frac{[(dist1 * cot2) + (dist2 * cot3) + (dist3 * cot4) + \dots + (dist10 * cot11)]}{2}$$



Corte Tipo

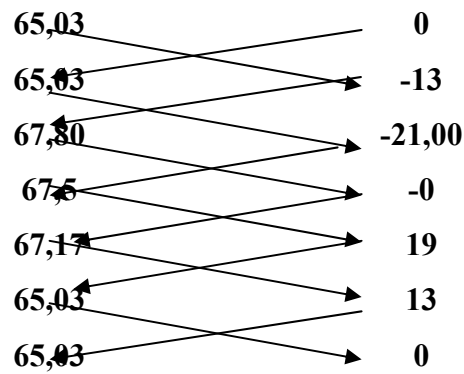
Volumen corte Laguna Facultativa

CORTE SECCION A-A

65,03	→	0
65,03	→	-13
67,60	→	-20,65
67,6	→	-13
67,13	→	0
66,97	→	13
67,05	→	18,5
65,03	→	13
65,03	→	0

$$2A_c = \frac{(65,03 * (-13)) + (65,03 * (-20,65)) + (67,6 * (-13)) + (67,13 * 13) + (66,97 * 13) + (67,05 * 13)}{(67,13 * 13) + (66,97 * 13) + (67,05 * 13)} = \frac{((67,60 * (13)) + (67,5 * (20,65)) + (67,13 * (13)) + (67,05 * 13) + (65,03 * 18,5) + (65,03 * 13))}{(67,13 * 13) + (66,97 * 13) + (67,05 * 13)} = 70,75$$

CORTE SECCION B-B



$$A_c = \frac{(65,03 * (-13)) + (65,03 * (-21)) + (67,5 * 19) + (67,80 * (-13)) + (67,50 * (-21)) + (65,03 * 19) + (67,17 * 13)}{(65,03 * 13)} = 81,32m^2$$

$$Vl_1 = D * \frac{A_1 + A_2}{2} = 40 * \frac{70,75 + 81,32}{2} = 3041,30m^3$$

MEMORIA DESCRIPTIVA

OBRA: Sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas, para las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, ubicado en el Municipio Cedeño Estado Bolívar

1. - UBICACIÓN

El desarrollo de esta se realiza en las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito ubicadas en el Municipio Cedeño del Estado Bolívar, a 54 Km de río Orinoco, y enmaradas entre los ríos Suapure y Parguaza.

2. - ANTECEDENTES

Las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, comenzaron a desarrollarse desde el año 1987, constituidas por personas atraídas por la posibilidad de iniciar una nueva vida con un trabajo mas seguro que le ofrecía la zona, en vista a esto la empresa CVG Bauxilum, diseña y ejecuta un proyecto de parcelamiento en especial para los habitantes que laboran en dicha empresa.

En la actualidad estas comunidades carecen de los servicios básicos para una buena calidad de vida de sus habitantes, entre los que se encuentran actualmente, campesinos, personas incorporadas a la actividad economica eventuales, indígenas de gran diversidad étnica (piaroas, guajiros, mapoyos, curipacos) empleados y obreros de la empresa CVG Bauxilum así como contratistas de servicios de la misma.

Los habitantes, disponen de las aguas servidas en pozo sépticos construidos de forma artesanal y sin el mantenimiento adecuado según lo establecido en las normas sanitarias vigentes estos no son recomendados ya que esto pueden contaminar a los acuíferos, por efectos de precolación y generación de lixiviados y producir enfermedades en la población. Esto debido a que no se cuenta con una red de saneamiento.

El sistema tratamiento de las aguas servidas, se escogerá de los distintos sistemas existentes tomando en que mas se adapte a la zona, existen muchos métodos que se han desarrollado en distintas poblaciones las cuales se adaptan a las necesidades de las mismas. De acuerdo a esto se estudiar el sistema de tratamiento por lagunas de estabilización, Las primeras investigaciones sobre las lagunas de estabilización datan de la década de 1960. Desde entonces y durante la década de 1970 se publicaron numerosos trabajos, partiendo de estos y a la experiencia con la que se cuenta ya que en el campamento Bauxilum Los Pijiguaos existe un sistema de tratamiento por lagunas de reestabilización.

3. – OBJETIVOS

Diseñar el sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas, para las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, ubicado en el Municipio Cedeño Estado Bolívar

4. - ALCANCE Y DESCRIPCION

El trabajo que se refiere esta memoria y especificaciones comprende la descripción del proyecto y el suministro de herramientas, equipos materiales, equipos y toda la mano de obra necesaria para la ejecución del sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas (red de cloacas y lagunas de estabilización) de las comunidades de Morichalito y San José de Morichalito.

4.1 Descripción del Proyecto:

El proyecto comprende:

1. Red de cloacas comunidades de Morichalito y San José de Morichalito.
2. Lagunas de estabilización

4.1.1 La recolección y disposición final de las aguas servidas de las parcelas que comprenden el Urbanismo ya desarrollado en las comunidades arriba citadas se ha diseñado mediante un sistema de tuberías con flujo por gravedad, constituido por dos colectores principales, que atraviesan calles principales de la comunidad de Morichalito, los cuales a través de de sus efluentes sirven a la totalidad del área. Estos colectores se unen al llegar a la comunidad indígena de San José de Morichalito, donde mediante colectores secundarios recogen las aguas servidas de dicha comunidad hasta llegar al sitio de descarga, el efluente de descarga del sistema de recolección será tratado por un sistema de lagunas de estabilización.

4.1.2 El sistema de lagunas de estabilización estará constituido por dos lagunas facultativa en serie, y una de modulación, este constara de un tratamiento preliminar que esta constituido por una rejilla de retención de las partículas mas grandes y un desarenador así como una canaleta Parhall, para medir el caudal de entrada a las lagunas.

4.1.3 En los planos de perfil correspondiente y en el cuadro de las características hidráulicas a cada tramo de colector se le indica sus características tales como: Diámetro, Pendiente, Gasto calculado, Gasto a sección plena y velocidad a sección plena. En cuanto a las profundidades se trato de utilizar la mínima para hacer más económico el proyecto, pero debido a las características hidráulicas de los tramos fue necesario utilizar profundidades mayores.

4.1.4 Los colectores serán de tubería de P.V.C., para alcantarillado junta mecánica, de diámetros comprendidos entre 200 mm y 400 mm. La tubería de descarga hacia la laguna de estabilización será de 500 mm.

4.1.5 Las bocas de visitas serán del tipo Ia, Ib, II, sus componentes deberán ser prefabricados o vaciados en sitio. Las caídas en las bocas de visita sus componentes deben ser de la misma forma es decir vaciados en sitio prefabricados.

4.1.6 La conexión de la tubería con la boca de vista se realizara en el extremo de la tubería que va a quedar embutida en el concreto y en una longitud mayor al ancho de la pared de la estructura, se aplica una capa uniforme de soldadura liquida sobre la cual se espolvorea inmediatamente arena lavada seca en buena cantidad. La soldadura liquida actúa como un solvente que ablanda una pequeña película exterior del material de la tubería sobre el que se adhiere firmemente la arena. Se forma así una superficie monolítica, muy rugosa, con la que se logra una excelente adherencia entre el P.V.C., y el concreto con el mortero. (Ver detalles en planos)

4.1.7 Los empotramientos de cada lote de parcelas serán de tipos indicados en los planos que acompañan esta memoria y estos se realizaran con los accesorios especiales denominados sillas.

4.1.5 La tubería de entrada a las lagunas de estabilización será elevada o sobre el nivel del agua (ver planos anexos)

4.2 Especificaciones Técnicas:

4.2.1 Forman parte de estas especificaciones las siguientes normas generales:

1. Dimensiones de las Tuberías y Accesorios: COVENIN 518, COVENIN 848, DIN 8062, DIN 8063.

2. Material de las Tuberías y Accesorios: ASTM, D 1784.
3. Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela extraordinaria N° 5318, de fecha 6 de abril de 1999
4. Mediciones y codificaciones de partidas para estudios, proyectos y construcción, Parte III.A Edificaciones, Covenin 2000-92.
5. Mediciones y codificaciones de partidas para estudios, proyectos y construcción, Parte III. Obras hidráulicas, Covenin 2000-87.
6. Mediciones y codificaciones de partidas para estudios, proyectos y construcción, Parte I. Carreteras, Covenin 2000-87.
7. Ley Orgánica de Prevención, Condiciones y Medio Ambiente de trabajo.
8. Ley Penal del Ambiente y Normas Complementarias.
9. Reglamento de Condiciones y Medio Ambiente del Trabajo.
10. Normas Covenin de Prevención de Accidentes, Calidad Ambiental, Higiene Industrial, Prevención y Control de Incendios.
11. Ley de salvaguarda del Patrimonio Público.

4.2.2 Limpieza y deforestación del terreno

El contratista efectuara la limpieza del terreno, retirando de él todo material que el inspector considere indeseable y se compromete a mantener despejado el terreno para facilitar los trabajos. El contratista también hará la deforestación que

se especifican en los cómputos, así como también en donde sea necesario. Siempre con la debida aprobación del inspector de la obra.

4.2.3 Movimiento de tierra.

Los movimientos de tierra se harán de acuerdo a lo señalado en los planos de planta y perfiles modificados del terreno. Se considerará terminada la preparación del terreno cuando las demás obras puedan efectuarse sin mayores movimientos de tierra.

4.2.4 Excavaciones:

Comprende el suministro de equipos y mano de obra necesarios para rebajar el terreno hasta las rasantes y cotas exigidas en el *Proyecto*.

El *Contratista* obtendrá la aprobación del *Inspector* antes de dar comienzo a los trabajos de excavación y mantendrá las estacas y las reglas de referencia que sean necesarias para poder verificar su correcta ejecución.

El *Contratista* no podrá utilizar el material procedente de las excavaciones para la construcción de vías de acceso, rellenos y demás obras complementarias sin la aprobación del *Inspector*.

En las excavaciones a maquinas para zanjas, los últimos quince centímetros se excavarán a mano.

Los sistemas de alcantarillado deben ser construidos en dirección aguas arriba, partiendo desde el lugar de descarga o de la boca se visita más próxima a él.

La excavación de la zanja debe ser ejecutada siguiendo los alineamientos y pendientes establecidos en los planos del proyecto.

El ancho máximo de las zanjas para tuberías se harán de acuerdo con el diámetro del tubo y según la siguiente tabla:

Diámetro	Anchos de la zanja en cm.		
	Sin entibado		Con entibado
	min.	max.	
75	40.0	60.0	85.0
110	45.0	60.0	90.0
160	45.0	60.0	90.0
200	50.0	65.0	90.0
250	55.0	70.0	105.0
315	65.0	80.0	105.0
400	70.0	95.0	120.0

2.2.5 Relleno

Comprende los materiales y trabajos necesarios para elevar el nivel del terreno hasta las rasantes y cotas exigidas en el Proyecto.

Antes de rellenar, se limpiará el suelo de troncos, raíces y vegetación, basuras, tierra vegetal, escombros, etc., y los huecos que queden se rellenarán y compactarán hasta obtener una densidad igual a la exigida en cada caso. Los trabajos de relleno no se empezarán sin obtener la aprobación del Inspector. El Contratista mantendrá las estacas que sean necesarias para poder verificar la

correcta ejecución del trabajo. Solo se utilizarán los materiales procedentes de la excavación en obra o de préstamos, todos ellos aprobados por la Inspección y no contendrán basura, madera, tierra vegetal, raíces, piedras grandes u otros materiales perjudiciales.

Si cualquier relleno fuese ejecutado más allá de los límites indicados por los planos o por el Inspector, el Contratista excavará y botará a sus expensas el material excedente.

Se considera como rellenos hechos a mano, trabajo de compactación manual con equipos de percusión o vibratorio, los rellenos se ejecutaran en capas no mayores de 15 cm. de espesor, medidas antes de compacta y se compactar hasta una densidad del 90% (Método Standard T-99).

En la construcción de terraplén para las lagunas de estabilización de debe utilizar material que contenga un porcentaje de gravas y de arenas comprendido entre 40 y 60 % además debe ser material bien gradado. El contratista no debe colocar material sin la previa aprobación del inspector de la obra.

4.2.6 Concreto:

4.2.6.1 Materiales:

- Cemento: Se utilizará Cemento Pórtland Normal, el cual cumplirá con las especificaciones Norven 76-9-61.

- Agregados: El agregado grueso (arrocillo) será el suministrado por BAUXILUM Los Pijiguaos y el *Contratista* deberá cargarlo y transportarlo desde el sitio de acopio a la altura del Km. 37 de la carretera vía El Jobal, hasta el sitio de la obra. Igualmente el agregado fino cuyo sitio de saque es el conocido como Morichal Verde situado a la altura del Km. 8 vía el Jobal. Y deberá considerarse una distancia aproximada hasta el sitio de la Obra.

- Agua: El agua para el concreto será limpia y clara, no debe contener aceite, ácido, álcalis, materiales orgánicos u otras sustancias perjudiciales.

El *Contratista* someterá previamente al *Inspector*, para su aprobación muestras de todos los materiales.

El Concreto debe llenar las especificaciones y satisfacer las resistencias exigidas, la carga de ruptura será la indicada en los planos y/o Cómputos Métricos

que acompañan esta Memoria y la dosificación por cada metro cúbico será la siguiente:

Concreto Fc. 80 kg/cm²

- Cemento: 3 sacos
- Agregado grueso (arrocillo): 1.32 m³
- Agua: 200 litros

Concreto Fc. 180 kg/cm²

- Cemento: 5.5 sacos
- Agregado grueso (arrocillo): 1.14 m³
- Agregado fino (arena): 0.17 m³
- Agua: 167 litros

Concreto Fc. 210 kg/cm²

- Cemento: 7.5 sacos
- Agregado grueso (arrocillo): 1.09 m³
- Agregado fino (arena): 0.16 m³
- Agua: 176 litros

4.2.6.2 Mezclado:

El volumen de materiales introducido en la mezcladora para cada tercio no excederá la capacidad prescrita por los fabricantes en más del 10%, a estos efectos se verterán los materiales de la forma siguiente: a) una parte de la dosis de agua, b) el cemento, la arena y al arrocillo simultáneamente, c) el resto del agua

necesaria para completar la dosificación requerida, a ser posible mediante el suministro de un chorro continuo, el producto final debe ser homogéneo, con el agregado distribuido uniformemente en la masa.

4.2.6.3 Transporte:

El concreto se transportará desde el sitio donde se prepare hasta los moldes o encofrados, de modo que no haya pérdidas de agua ni de material, evitando toda causa que produzca disgregación del concreto. Los equipos para transportar el concreto, tales como carretillas, carretones, tobos, canaletas, etc serán de la clase y capacidad apropiada para la obra en que se empleen. Si se hace necesario en empleo de canaletas la inclinación de estas será tal

que el concreto pueda deslizarse por ellas sin segregarse y manteniendo la mayor uniformidad posible.

4.2.6.4 Vaciado:

Antes de permitirse el vaciado se requerirá la previa aprobación, por el *Inspector*, de todos los encofrados, refuerzos, instalaciones que han de quedar embutidas, equipos de dosificación, de mezclado, de transporte, etc, y agregados. Los moldes o encofrados se limpiarán de toda suciedad o de cuerpos extraños (aserrín, virutas, óxidos, etc) o de restos de concreto endurecido de vaciados anteriores que puedan hallarse en lo encofrados. Cuando el concreto ha de ser vaciado sobre tierra se exigirá que la superficie de ésta no presente depósitos de agua o formaciones de barro o la presencia de desperdicios.

No se permitirá en ningún caso vaciar concreto después de transcurrido más de una hora de su preparación, ni después que haya empezado a fraguar. La operación de vaciado no sufrirá interrupción entre dos juntas consecutivas de construcción.

La compactación de los concretos en obra se realizará con la intensidad necesaria para producir masas densas, esta será más intensa en las esquinas y paramentos de los encofrados, con el fin de evitar oquedades (cangrejas). La consolidación de las masas de concreto se hará mediante vibradores, los cuales deben tener la potencia adecuada, ser de alta frecuencia, estar en buenas condiciones mecánicas, como criterio general los vibradores se aplicarán en los sitios de colocación de concreto fresco, su acción durará el tiempo necesario para producir en la superficie del concreto vibrado, una humectación brillante. Se aplicarán en puntos uniformemente separados y a una distancia entre sí, menor que la zona visiblemente vibrada. No se permitirá usar los vibradores para transportar concreto dentro de los encofrados, ni tolerar que, bajo la acción del vibrado, el concreto fluya a distancias que puedan provocar segregación.

A objeto de garantizar y controlar la calidad del concreto especificado en cada caso, se tomarán no menos de una muestra por día (mínimo tres (3) cilindros).

Para tomar la muestra, se aparta una cierta cantidad de material en un instante cualquiera del vaciado que permita la elaboración, según la Norma Covenin 338-79, de por lo menos tres cilindros de ensayo por cada edad. Las muestras se ensayarán a los siete y veintiocho días, para lo cual se utilizarán dos para el ensayo y la restante se guardará como testigo.

4.2.6.5 Curado:

Con el fin de evitar las grietas por retracción superficial causada por el sol y el viento, se rociará con agua la superficie del concreto vaciado, después de haber transcurrido un tiempo no mayor de 1.5 horas del vaciado alisado y de haberse comprobado el fraguado inicial.

4.2.7 Instalación de tuberías

4.2.7.1 Generalidades

4.2.7.2 Apoyo de la tubería

El tipo y calidad del apoyo que tenga una tubería que ha tendida en una zanja, es un factor que influye notablemente en la capacidad de soporte de los conductos flexibles enterrados. El fondo de la zanja debe conformarse para proveer un apoyo firme, estable y uniforme a lo largo de toda la longitud de la tubería. Se colocara el apoyo tipo B, claramente especificado en los planos que acompañan esta memoria.

Se deberán excavar pequeños nichos o hendiduras en el lecho de apoyo en aquellos puntos donde vaya a estar ubicada una junta, para así alojar a los extremos acampanados de las tuberías, permitiendo que los tramos estén uniformemente soportados y alineados (ver detalle en los planos).

4.2.7.3 Materiales

El contratista suplirá todos los materiales, tuberías conexiones piezas y accesorios especificados en los planos y/o cómputos métricos que acompañan esta memoria y los que sea necesarios para una buena ejecución de los trabajos, aunque no estén especificados. Los materiales serán de buena calidad, sin quiebres, rajaduras u otras imperfecciones y cumplirán con lo especificado en la norma arriba citada.

En general toda la tubería será de P.V.C., tuberías para alcantarillado junta mecánica de 200 mm, 250 mm, 315 mm y 400 mm de diámetro nominal, espesor de pared mínimo 4 mm, 4.9 mm, 6.2 mm y 7.9 mm respectivamente, con junta mecánica con reten de politeleno, incluida en los tubos. Las conexiones deberán

estar fabricadas del mismo material, o de materiales compatibles con los materiales de las tuberías, previa aprobación del inspector, y no tendrán bordes salientes ni reducciones que pueden retardar u obstruir el flujo informe en las tuberías.

4.2.7.4. Ejecución del trabajo.

El contratista ejecutara el sistema de red de aguas servidas y lagunas de estabilización de acuerdo a los planos, cómputos métricos, esta memoria

4.2.7.4.1 Colocación de tuberías

Las tuberías de estas instalaciones se colocaran de manera que no sufran deformaciones excesivas, en forma completa, es decir, que aun cuando algunos elementos requeridos no estén contenidos en los planos y/o cómputos, pero deban lógicamente ser incorporados, para proveer un sistema completo deben ser colocados de conformidad con el inspector.

Antes de cubrirla (la tubería) se le debe notificar al inspector, quien efectuara la revisión de dicha tubería, piezas de conexión ya instaladas a fin de verificar su ejecución conforme al proyecto y realizar las pruebas de infiltración correspondiente.

4.2.7.4.2. Inspección y ensayos

Toda la instalación sanitarias se inspeccionara y se ensayara para comprobar si la instalación esta de acuerdo con los requerimientos de los planos y/o cómputos métricos que acompaña esta memoria ninguna red de la instalación sanitaria ni parte de ella se cubrirá hasta que haya sido inspeccionada, ensayada y aprobada.

En la lagunas de estabilización de debe de inspeccionar y verificar que se cumpla con las cotas previamente verificadas por el personal de topografía del contratista con la aprobación del inspector.

El equipo, material y personal obrero necesarios, y ensayos serán suplidos por el contratista.

Elaborado como proyecto de grado por:

Br. Manuel Rondón

Pasante

Revisado por:

Ing. Silvestre Toledo

Tutor Industrial

Los Pijiguaos, Marzo-2007

OBRA: Sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas, para las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, ubicado en el Municipio Cedeño Estado Bolívar (Parte I sistema de recolección)

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
01	H.1.4.2 Nivelación y Relanteo	ml	15350		
02	H.2.1.13 Excavacion de zanjas, entera transporte y bote, hasta 200 mts, con equipos mecanicos.	m3	33.016,57		
03	H.2.1.19 Excavacion a mano hasta 2 mts de profundidad en tierra o material conglomerado transporte y bote, hasta 200 mts	m3	3342,43		
04	H.2.1.23 Entibado y apuntalamiento de paredes de excavaciones	m2	3533,86		
05	H.2.1.S/C Excavación de prestamo, preparación con equipo mecanico	m3	1.315,00		
06	H.2.3.7 Relleno compactado de cualquier material en zanja	m3	31.727,00		
07	H.2.3.S/C				

	Construccion de relleno compactado, con equipo educuado, para base y sub-base de pavimento	m3	2631,00	
08	H.11.5.S/C Transporte no urbano del material proveniente de las excavaciones en prestamo, para construcción de relleno, medido en secciones a distancias entre 5 y 10 km	m3	10.524,00	
09	H.2.3.S/C Relleno compactado con material granular para apoyo Tipo B	m3	3947,00	
10	H.11.6.S/C Transporte no urbano del material proveniente de las excavaciones para zanjas, medido en secciones a distancias entre 2 y 5 km	m3	3868,00	

Sub-Total				
Revisado por:		Elaborado por:		Pag N° 1
Aprobado por		Fecha:		De: 4
11	E.8.S/C Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 200 mm, espesor de pared 4,00 mm	m	13.117,75	
12	E.8.S/C Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 250 mm, espesor de pared 4,90 mm	m	889,10	
13	E.8.S/C Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 315 mm, espesor de pared 6,20	m	553,50	

	mm				
14	E.8.S/C Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 400 mm, espesor de pared 7,90 mm	m	365,90		
15	E.8.S/C Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 500 mm, espesor de pared 9,80 mm	m	804,00		
16	E.8.S/C Construccion de base de concreto Rcc 180 kg/cm2 para bocas de visita tipo 1a. Ø = 1,22m. Para alturas comprendidas entre 1,5m y 5m, incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms. excluye el refuerzo	m3	48,94		
17	E.8.S/C Construccion de base de concreto Rcc 180 kg/cm2 para bocas de visita tipo II. Ø = 1,22m. Para alturas de 1,75 m, a una distacias de separacion de 50 m, incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms. excluye el refuerzo	m3	0,52		
Sub-Total					
Revisado por:		Elaborado por:			Pag N° 2
Aprobado por		Fecha:			De: 4
18	E.8.S/C				

	<p>Construccion de base de concreto Rcc 180 kg/cm2 para bocas de visita tipo III. Ø = 1,52m. Para alturas comprendidas entre 1,15m y 5m, para diametro mayor o igual 400mm, incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms. Excluye el refuerzo</p>	m3	9,6
19	<p>E.804.300.122 Suministro, transporte y colocacion de cilindros Tipo A Ø = 1,22m.</p>	m	334
20	<p>E.804.300.122 Suministro, transporte y colocacion de cilindros Tipo B Ø = 1,52m.</p>	m	33
21	<p>E.804.300.122 Suministro, transporte y colocacion de cilindros Tipo C Ø = 0,61m.</p>	m	10
22	<p>E.8.S/C Suministro, transporte y colocación de empotramientos domiciliarios dobles. Incluye tanquilla, base, tapa prefabricada, silla yee accesorios y conexiones. Completamente terminados. Según detalle en plano anexo</p>	und	340
23	<p>E.8.S/C Suministro, transporte y colocacion de caída especiales en bocas de visita. Según detalle en plano</p>	pza	17
24	<p>E.8.S/C Arriñomamiento de tubería con concreto F'c 100 kg/cm</p>	m	53,71
25	<p>E.804.440.612 Suministro, transporte y colocación de cono de diámetros 0,61 m. y 1,22 m. y altura útil 1,00 m. para boca de visita prefabricada.</p>	pza	147

26	E.804.440.612				
Sub-Total					
Revisado por:		Elaborado por:			Pag N° 3
Aprobado por		Fecha:			De: 4
26	E.804.440.612 Suministro, transporte y colocación de cono de diámetros 0,61 m. y 1,52 m. y altura útil 1,00 m. para boca de visita prefabricada.	pza	12		
27	E.804.100.002 Suministro, transporte y colocación de marco y tapa de hierro fundido, tipo liviano, boca de visita. Nota N° 1 CVG Bauxilum Los Pijiguaos. Suministrará la arena, la cual debe ser cargada y transportada por el contratista desde el sitio de saque, denominado Morichal verde ubicado a la altura del Km 8 de la carretera via el Jobal, hasta el sitio de la obra cuya distancia aproximadamente es de 12 Km. Nota N° 2 CVG Bauxilum Los Pijiguaos. Suministrará el arrocillo, el cual debe ser cargada y transportada por el contratista desde el sitio de saque, denominado El Potrero ubicado a la altura del Km 36 de la carretera via el Jobal, hasta el sitio de la obra cuya distancia aproximadamente es de 40 Km.	jgo	159		

Sub-Total				
Revisado por:		Elaborado por:		Pag N° 4
Aprobado por		Fecha:		De: 4

OBRA: Sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas, para las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, ubicado en el Municipio Cedeño Estado Bolívar (Parte II sistema de tratamiento)

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
01	H.1.4.2 Deforestación liviana y limpieza (rastros, vegetación baja en general, con una altura predominante máxima de 8m).	ha	4,5		
02	H.2.1.13 Nivelación y Relanteo	ha	2,5		
03	H.S/C Excavación en sitio de colocación de lagunas de estabilización, utilizando maquinaria pesada, no incluye el transporte	m ³	9600		
04	H.S/C Transporte de maquinaria pesada para movimiento de tierra, asfaltos, etc. con peso de 10 a 30 ton. Por máquina. se pagará un solo viaje de ida y regreso por máquina. no se reconocerá cuando una máquina sea sustituida por otra.	tonxkm	2500		
05	H.2.3.S/C Construcción de relleno compactado con material proveniente de las excavaciones.	m ³	2995		
06	H.2.1.S/C Construcción de terraplenes,	m ³	3545		

<p>07</p> <p>H.2.1.S/C</p> <p>Excavación en préstamo en cualquier tipo de material, con empleo de tractor y equipo cargador, carga, transporte hasta 200 m. de distancia y descarga.</p>	<p>utilizando material transportado por camiones.</p>	<p>m3</p>	<p>4350</p>		
<p>08</p>	<p>H.2.1.S/C</p> <p>Transporte no urbano en camiones, del proveniente de las excavaciones en préstamo, medido en estado suelto a distancias comprendidas entre 10y 15 Km.</p>	<p>m3</p>	<p>7500</p>		
<p>09</p>	<p>H.11.5.S/C</p> <p>Transporte no urbano en camiones, a distancias mayores de 200 mts, de materiales relativos a movimiento de tierras, a distancias comprendidas entre 1 km y 2 kms, medido por secciones (en su posición original).</p>	<p>m3</p>	<p>15000</p>		
<p>Sub-Total</p>					
<p>Revisado por:</p>		<p>Elaborado por:</p>			<p>Pag N°</p>
<p>Aprobado por</p>		<p>Fecha:</p>			<p>1</p>
<p>10</p>		<p>m3</p>	<p>2,48</p>		
<p>11</p>	<p>H.S/C</p> <p>Concreto de Rcc 210 kg/cm2 a los 28 días, para la construcción tanquillas de drenaje. incluye el transporte de cemento y agregados hasta 50 Km. de distancia</p> <p>H..S/C</p> <p>Concreto de Rcc 210 kg/cm2 a los 28 días, para construcción de canal de sección rectangular (desearenador). Incluye transporte del cemento y agregados hasta</p>	<p>m3</p>	<p>13,24</p>		

50 km. excluye el refuerzo metalico.

12

H.S/C

Construcción de tanquilla de concreto de 210 kg/cm² a los 28 días. Incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms, el acero y el encofrado.(según detalle TE1y TE2)

pza

4

13

E.8.S/C

Construcción de tanquilla de concreto de 210 kg/cm² a los 28 días. Incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms, el acero y el encofrado.(según detalle T11)

pza

3

14

E.8.S/C

Suministro, preparación y colocación de acero de refuerzo $F_y = 4200$ kg/cm², utilizando cabilla de diámetro igual o inferior a 3/8". No incluye transporte.

kg

226,58

15

E.8.S/C

Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 315 mm, espesor de pared 6,20 mm

m

119,2

17

E.8.S/C

Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 500 mm, espesor de pared 9,80 mm

m

12,5

18

E.8.S/C

Suministro transporte y colocacion de compuertas (según detalle en planos)

pza

5

Sub-Total

Revisado por:		Elaborado por:		
Aprobado por		Fecha:		
19	E.8.S/C Suministro transporte y colocacion de rejilla (según detalle en planos)	pza	1	
20	E.8.S/C Encofrado de madera, tipo recto, acabado corriente, en canales abiertos.	m2	148,8	
21	E.8.S/C Construcción de cerca de malla ciclón calibre nro. 9, con tres hilos de alambres de puas y coronamiento especial inclinado.	ml	1187,2	
22	E.802.303.015 Concreto de f'c 150 kgf/cm2 a los 28 días, para la construcción de brocales. Incluye el transporte delos agragados hasta 50km.	m3	35,6	
22	E.802.303.015 Suministro, transporte, preparación y colocación de malla de acero de refuerzo tipo truckson, para la construcción de revestimiento de taludes.	kg	100,98	
22	E.802.303.015 Concreto de f'c 150 kgf/cm2 a los 28 días, para la construcción de losa de recubrimiento de talud. Incluye el transporte delos agragados hasta 50km. Excluye refuerzo metalico	m3	8,25	
Nota N° 1				

CVG Bauxilum Los Pijiguaos.
 Suministrará la arena, la cual debe ser cargada y transportada por el contratista desde el sitio de saque, denominado Morichal verde ubicado a la altura del Km 8 de la carretera via el Jobal, hasta el sitio de la obra cuya distancia aproximadamente es de 12 Km.

Nota N° 2

CVG Bauxilum Los Pijiguaos.
 Suministrará el arrocillo, el cual debe ser cargada y transportada por el contratista desde el sitio de saque, denominado El Potrero ubicado a la altura del Km 36 de la carretera via el Jobal, hasta el sitio de la obra cuya distancia aproximadamente es de 40 Km.

Sub-Total

Revisado por:

Aprobado por

Elaborado por:

Fecha:

Pag N°

3

De:

3



C.V.G. Bauxilum Los Pijiguaos
Gerencia Ingenieria y Servicios
Superintendencia Ingenieria de Planta
Los Pijiguaos Edo. Bolivar
COMPUTOS METRICOS



OBRA: Sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas, para las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, ubicado en el Municipio Cedeño Estado Bolívar (Parte I sistema de recolección)

Parti da	Descripción	Unida d	Cantida d	Precio Unitario	Precio Total
01	H.1.4.2 Nivelación y Relanteo	ml	15350	1403,79	21548176, 5
02	H.2.1.13 Excavacion de zanjas, entiera transporte y bote, hasta 200 mts, con equipos mecanicos.	m3	33.016, 57	6984,12	230591686 ,9
03	H.2.1.19 Excavacion a mano hasta 2 mts de profundidad en tierra o material conglomerado transporte y bote, hasta 200 mts	m3	3342,43	56638,2 3	189309319 ,1
04	H.2.1.23 Entibado y apuntalamiento de paredes de excavaciones	m2	3533,86	38015,9 7	134343115 ,7
05	H.2.1.S/C Excavación de prestamo, preparación con equipo mecanico	m3	1.315,0 0	12627,7 7	16605517, 55
06	H.2.3.7 Relleno compactado de cualquier material en zanja	m3	31.727, 00	17731,2 3	562558734 ,2
07	H.2.3.S/C				

08	<p>Construcción de relleno compactado, con equipo educuado, para base y sub-base de pavimento</p> <p>H.11.5.S/C</p> <p>Transporte no urbano del material proveniente de las excavaciones en prestamo, para construcción de relleno, medido en secciones a distancias entre 5 y 10 km</p>	m3	2631,00	8378,36	22043465,16
09	<p>H.2.3.S/C</p> <p>Relleno compactado con material granular para apoyo Tipo B</p>	m3	3947,00	28425,53	112195566,9
10	<p>H.11.6.S/C</p> <p>Transporte no urbano del material proveniente de las excavaciones para zanjas, medido en secciones a distancias entre 2 y 5 km</p>	m3	3868,00	2163,04	8366638,72
Sub-Total					131653204,6

Revisado por:	Elaborado por:	Pag N° 1
Aprobado por:	Fecha:	De: 4

11	<p>E.8.S/C</p> <p>Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 200 mm, espesor de pared 4,00 mm</p>	m	13.117,75	80441,35	105520951,9
12	<p>E.8.S/C</p> <p>Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 250 mm, espesor de pared 4,90 mm</p>	m	889,10	8541,37	7594132,067
13	<p>E.8.S/C</p>				

14	<p>Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 315 mm, espesor de pared 6,20 mm</p> <p>E.8.S/C</p>	m	553,50	188704,02	104447675,1
15	<p>Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 400 mm, espesor de pared 7,90 mm</p> <p>E.8.S/C</p>	m	365,90	10952,08	4007366,072
16	<p>Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 500 mm, espesor de pared 9,80 mm</p> <p>E.8.S/C</p>	m	804,00	10952,08	8805472,32
17	<p>Construccion de base de concreto Rcc 180 kg/cm2 para bocas de visita tipo 1a. Ø = 1,22m. Para alturas comprendidas entre 1,5m y 5m, incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms. excluye el refuerzo</p> <p>E.8.S/C</p>	m3	48,94	365832,46	17902926,01
	<p>Construccion de base de concreto Rcc 180 kg/cm2 para bocas de visita tipo II. Ø = 1,22m. Para alturas de 1,75 m, a una distacias de separacion de 50 m, incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms. excluye el refuerzo</p> <p>E.8.S/C</p>	m3	0,52	490661,48	253917,3159
Sub-Total					251475305,4
Revisado por:		Elaborado por:			Pag N° 2
Aprobado por		Fecha:			De: 4
18	E.8.S/C				

	<p>Construcción de base de concreto Rcc 180 kg/cm² para bocas de visita tipo III. Ø = 1,52m. Para alturas comprendidas entre 1,15m y 5m, para diámetro mayor o igual 400mm, incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms. Excluye el refuerzo</p>	m3	9,6	396983,26	3811039,296
19	<p>E.804.300.122</p> <p>Suministro, transporte y colocación de cilindros Tipo A Ø = 1,22m.</p>	m	334	389619,55	130132929,7
20	<p>E.804.300.122</p> <p>Suministro, transporte y colocación de cilindros Tipo B Ø = 1,52m.</p>	m	33	607832,05	20058457,65
21	<p>E.804.300.122</p> <p>Suministro, transporte y colocación de cilindros Tipo C Ø = 0,61m.</p>	m	10	118691,39	1186913,9
22	<p>E.8.S/C</p> <p>Suministro, transporte y colocación de empotramientos domiciliarios dobles. Incluye tanquilla, base, tapa prefabricada, silla yee accesorios y conexiones. Completamente terminados. Según detalle en plano anexo</p>	und	340	1516074,2	515465228
23	<p>E.8.S/C</p> <p>Suministro, transporte y colocación de caída especiales en bocas de visita. Según detalle en plano</p>	pza	17	510553,19	8679404,23
24	<p>E.8.S/C</p> <p>Arriñomamiento de tubería con concreto F'c 100 kg/cm</p>	m	53,71	242316,48	13013758,01
25	<p>E.804.440.612</p> <p>Suministro, transporte y colocación de cono de diámetros 0,61 m. y 1,22 m. y altura útil 1,00 m. para boca de visita prefabricada.</p>	pza	147	345619,1	50806007,7

26	E.804.440.612				
Sub-Total					325790679 3
Revisado por:		Elaborado por:			Pag N° 3
Aprobado por		Fecha:			De: 4
26	E.804.440.612 Suministro, transporte y colocación de cono de diámetros 0,61 m. y 1,52 m. y altura útil 1,00 m. para boca de visita prefabricada.	pza	12	384076, 36	4608916,3 2
27	E.804.100.002 Suministro, transporte y colocacion de marco y tapa de hierro fundido, tipo liviano, boca de visita. Nota N° 1 CVG Bauxilum Los Pijiguaos. Suministrará la arena, la cual debe ser cargada y tranportada por el contratista desde el sitio de saque, denominado Morichal verde ubicado a la altura del Km 8 de la carretera via el Jobal, hasta el sitio de la obra cuya distancia aproximadamente es de 12 Km. Nota N° 2 CVG Bauxilum Los Pijiguaos. Suministrará el arrocillo, el cual debe ser cargada y tranportada por el contratista desde el sitio de saque, denominado El Potrero ubicado a la altura del Km 36 de la carretera via el Jobal, hasta el sitio de la obra cuya distancia aproximadamente es de 40 Km.	jgo	159	290867, 53	0 46247937, 27

Sub-Total				326251570 9
Revisado por: Aprobado por	Elaborado por: Fecha:			Pag N° 4 De: 4



C.V.G. Bauxilum Los Pijiguaos
Gerencia Ingenieria y Servicios
Superintendencia Ingenieria de Planta
Los Pijiguaos Edo. Bolivar



PRESUPUESTO ESTIMADO

OBRA: Sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas, para las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, ubicado en el Municipio Cedeño Estado Bolívar (Parte II sistema de tratamiento)

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
01	H.1.4.2 Deforestación liviana y limpieza (rastros, vegetación baja en general, con una altura predominante máxima de 8m).	ha	4,5	987896,12	4445532,54
02	H.2.1.13 Nivelación y Relanteo	ha	2,5	4043986,73	10109966,83
03	H.S/C Excavación en sitio de colocación de lagunas de estabilización, utilizando maquinaria pesada, no incluye el transporte	m3	9600	15962,56	153240576
04	H.S/C Transporte de maquinaria pesada para movimiento de tierra, asfaltos, etc. con peso de 10 a 30 ton. Por máquina. se pagará un solo viaje de ida y regreso por máquina. no se reconocerá cuando una máquina sea sustituida por otra.	tonxkm	2500	731,08	1827700
05	H.2.3.S/C Construcción de relleno compactado con material proveniente de las excavaciones.	m3	2995	10221,81	30614320,95
06	H.2.1.S/C Construcción de terraplenes, utilizando material transportado	m3	3545	11415,51	40467982,95

	por camiones.				
07	H.2.1.S/C Excavación en préstamo en cualquier tipo de material, con empleo de tractor y equipo cargador, carga, transporte hasta 200 m. de distancia y descarga.	m3	4350	12627,77	54930799,5
08	H.2.1.S/C Transporte no urbano en camiones, del proveniente de las excavaciones en préstamo, medido en estado suelto a distancias comprendidas entre 10y 15 Km.	m3	7500	1081,51	8111325
09	H.11.5.S/C Transporte no urbano en camiones, a distancias mayores de 200 mts, de materiales relativos a movimiento de tierras, a distancias comprendidas entre 1 km y 2 kms, medido por secciones (en su posición original).	m3	15000	673,23	10098450
Sub-Total					313846653,8
Revisado por: Aprobado por		Elaborado por: Fecha:			Pag N° 1 De: 3
10	H.S/C Concreto de Rcc 210 kg/cm2 a los 28 días, para la construcción tanquillas de drenaje. incluye el transporte de cemento y agregados hasta 50 Km. de distancia	m3	2,48	301894,91	748699,3768
11	H..S/C				

	<p>Concreto de Rcc 210 kg/cm2 a los 28 dias, para construcción de canal de sección rectangular (desearenador). Incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 km. excluye el refuerzo metalico.</p>	m3	13,24	354992,76	4700104,142
12	<p>H.S/C</p> <p>Construcción de tanquilla de concreto de 210 kg/cm2 a los 28 dias. Incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms, el acero y el encofrado.(según detalle TE1y TE2)</p>	pza	4	1525326,56	6101306,24
13	<p>E.8.S/C</p> <p>Construcción de tanquilla de concreto de 210 kg/cm2 a los 28 dias. Incluye transporte del cemento y agregados hasta 50 kms, el acero y el encofrado.(según detalle TI1)</p>	pza	3	872681,44	2618044,32
14	<p>E.8.S/C</p> <p>Suministro, preparación y colocación de acero de refuerzo $F_y = 4200$ kg/cm2, utilizando cabilla de diámetro igual o inferior a 3/8". No incluye transporte.</p>	kg	226,58	5023,23	1138163,453
15	<p>E.8.S/C</p> <p>Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 315 mm, espesor de pared 6,20 mm</p>	m	119,2	188704,02	22493519,18
17	<p>E.8.S/C</p>				0

18	<p>Suministro transporte y colocacion de tuberia de PVC, Junta mecanica de diamentro 500 mm, espesor de pared 9,80 mm</p> <p>E.8.S/C</p> <p>Suministro transporte y colocacion de rejilla (según detalle en planos)</p>	m pza	12,5 1	10952,08 867473,5	136901 867473,5
Sub-Total					352650865
Revisado por: Aprobado por		Elaborado por: Fecha:			Pag N° 2 De: 3
20	<p>E.8.S/C</p> <p>Encofrado de madera, tipo recto, acabado corriente, en canales abiertos.</p>	m2	148,8	81077,54	12064337,95
21	<p>E.8.S/C</p> <p>Construcción de cerca de malla ciclón calibre nro. 9, con tres hilos de alambres de puas y coronamiento especial inclinado.</p>	ml	1187,2	185293,59	219980550
22	<p>E.802.303.015</p> <p>Concreto de f'c 150 kgf/cm2 a los 28 días, para la construcción de brocales. Incluye el trasporte delos agragados hasta 50km.</p>	m3	35,6	1001918,59	35668301,8
22	<p>E.802.303.015</p> <p>Suministro, transporte, preparación y colocación de malla de acero de refuerzo tipo truckson, para la construcción de revestimiento de taludes.</p>	kg	100,98	5897,5	595529,55
22	<p>E.802.303.015</p>				

<p>Concreto de f'c 150 kgf/cm2 a los 28 días, para la construcción de losa de recubrimiento de talud. Incluye el transporte de los agregados hasta 50km. Excluye refuerzo metálico</p> <p>Nota N° 1</p> <p>CVG Bauxilum Los Pijiguaos. Suministrará la arena, la cual debe ser cargada y transportada por el contratista desde el sitio de saque, denominado Morichal verde ubicado a la altura del Km 8 de la carretera vía el Jobal, hasta el sitio de la obra cuya distancia aproximadamente es de 12 Km.</p> <p>Nota N° 2</p> <p>CVG Bauxilum Los Pijiguaos. Suministrará el arcillo, el cual debe ser cargada y transportada por el contratista desde el sitio de saque, denominado El Potrero ubicado a la altura del Km 36 de la carretera vía el Jobal, hasta el sitio de la obra cuya distancia aproximadamente es de 40 Km.</p>	<p>m3</p>	<p>8,25</p>	<p>849301,61</p>	<p>7006738,283</p>
<p>Sub-Total</p>				<p>627966322,6</p>
<p>Revisado por: Aprobado por</p>	<p>Elaborado por: Fecha:</p>			<p>Pag N° 3 De: 3</p>

