

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÀTEGUI  
ESCUELA DE INGENIERÌA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÌA CIVIL.**



**“EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE REDES DE CLOACAS DE  
CLARINES MUNICIPIO MANUEL EZEQUIEL BRUZUAL,  
ESTADO ANZOÀTEGUI.”**

**Realizado por:**

**Br. Grecia Venezuela España Vásquez.**

**Trabajo de grado presentado ante la Universidad de Oriente como  
Requisito Parcial para Optar por el Título de:  
INGENIERO CIVIL.**

**BARCELONA, Abril, 2009**

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÀTEGUI  
ESCUELA DE INGENIERÌA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÌA CIVIL.**



**“EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE REDES DE CLOACAS DE  
CLARINES MUNICIPIO MANUEL EZEQUIEL BRUZUAL,  
ESTADO ANZOÀTEGUI.”**

**Realizado por:**

---

**Br. Grecia Venezuela España Vásquez.**

**C.I: 15.202.820.**

**Trabajo de grado presentado ante la Universidad de Oriente como  
Requisito Parcial para Optar por el Título de:  
INGENIERO CIVIL.**

**BARCELONA,**

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÀTEGUI  
ESCUELA DE INGENIERÌA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÌA CIVIL.**



**“EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE REDES DE CLOACAS  
DE CLARINES MUNICIPIO MANUEL EZEQUIEL BRUZUAL,  
ESTADO ANZOÀTEGUI.”**

**Asesor Académico:**

---

**Prof. Belkis Sebastiani.**

**Asesor Industrial:**

---

**Ing. Dilcia Canache.**

**BARCELONA,**

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE**  
**NÚCLEO DE ANZOÀTEGUI**  
**ESCUELA DE INGENIERÌA Y CIENCIAS APLICADAS**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERÌA CIVIL.**



**“EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE REDES DE CLOACAS  
DE CLARINES MUNICIPIO MANUEL EZEQUIEL BRUZUAL,  
ESTADO ANZOÀTEGUI.”**

**JURADO:**

El Jurado hace constar que asigno a esta tesis la calificación de:

---

Prof. Belkis Sebastiani.

Asesor Académico.

---

Prof. Hilda Morales.

---

Prof. María Ramírez.

BARCELONA, Abril, 2009

## RESOLUCIÓN

Reglamento del trabajo de grado.

**Artículo 44º:** “Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad y solo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participara al Consejo Universitario”.

## DEDICATORIAS

### DEDICATORIAS

- ❖ A mi Dios todo poderoso por darme la fuerza para seguir adelante a pesar de todos los obstáculos
- ❖ A esa gran mujer tan especial y querida para mí por guiarme desde mi infancia hacia un buen camino, brindándome todo su amor y apoyo A TI MADRINA, te quiero muchísimo.
- ❖ A mi PADRINO quien desde niña me dio su amor y todo el cariño que mi padre nunca me dio te quiero.
- ❖ A Maita por todos sus buenos consejos y su apoyo, a ti también Paito por estar siempre pendiente de mi.
- ❖ A mi tía Ofelia y a Ricardo por brindarme su apoyo económico y emocional.
- ❖ A mi madre por sus consejos y buenos deseos para mí.
- ❖ A ti magueta que estas en el cielo viéndome lograr mis sueños.
- ❖ A Miguel Herrera por ayudarme a terminar de cumplir mi meta y brindarme su ayuda tanto económica como emocional.
- ❖ A ti mi bebe que aunque tu llegada me tranco por un momento culminar con esta meta en estos últimos 2 años has sido lo mejor que me ha pasado y me has dado la fuerza espiritual para culminar y seguir mas allá. TE AMO.

## DEDICATORIAS

- ❖ A mis hermanos Samar, Hamude y Ernesto por estar siempre en contacto conmigo y brindarme su apoyo. Los Quiero.
- ❖ A Carlos y a Santiago por siempre verme como a su hermana mayor y querer seguir mi ejemplo. Los Quiero.
- ❖ A todos mis familiares por estar siempre pendiente de mi y sobretodo por creer en mi.
- ❖ A todos mis compañeros de trabajo por ayudarme a cumplir mi meta.
- ❖ A todos mis compañeros y amigos de la Universidad por ser en estos últimos años mi punto de referencia a seguir.

## AGRADECIMIENTOS

### AGRADECIMIENTOS

- ❖ A la Universidad de Oriente por darme la oportunidad de entrar en su casa.
- ❖ A la profesora Belkis por darme fuerza de seguir adelante con esta tesis y brindarme su apoyo.
- ❖ A la Alcaldía del Municipio Bruzual por darme la oportunidad de crecer como profesional.
- ❖ A todos mis compañeros de trabajo que de alguna manera fueron parte del desarrollo de este trabajo
- ❖ Al Ing. Felipe Odhenal, por estar siempre allí y brindarme sus conocimientos cada vez que lo necesitaba.
- ❖ A todos ustedes GRACIAS por creer en mí.



### RESUMEN

Actualmente en la Población de Clarines existe una Laguna de Oxidación la cual fue diseñada en el año 1983, para una población de 9.000 hab. Y fue en el año 2000 cuando se puso en funcionamiento, ya que para este entonces era que se había concluido el colector principal que llegaría hasta la Planta, pero sólo una pequeña parte de la Población cuenta con el sistema de colectores, por lo cual el Ministerio del Ambiente por medio del Ing. Manuel García Pacheco realizaron un proyecto donde se incluyera todos los demás sectores de Clarines que habían sido excluidos debido a que la topografía del terreno es irregular, donde decidieron colocar estaciones de bombes en todos aquellos lugares donde se les hacia difícil bajar por gravedad lo que los llevó a colocar en el proyecto 8 estaciones de rebombeo, donde la Alcaldía del Municipio Bruzual en su afán de mejorar la calidad de vida de los ciudadanos del Municipio decidió que se realizara una evaluación a el proyecto de las 8 estaciones de rebombeo, el cual no era factible debido al alto costo que tendría tanto a corto plazo como largo plazo y el desastre que se ocasionaría si llegase a dañarse una de esas futuras Estaciones de bombeo; es entonces donde se realizaron nuevos cálculos para el año 2032 y se determinó que la Laguna existente no cuenta con la capacidad para recolectar todas las aguas servidas de la población y que tampoco seria factible llegar por gravedad hasta ella, lo que se concluyó en que los colectores serian de tuberías de PVC (8",10", 12", 16" y 20") los cuales descargarían en dos nuevo sistemas de tratamiento y que se necesitaran 2 estaciones de bombeo las cuales trabajaran con 2 bombas cada una alternadamente; con tuberías de impulsión de 10" y 6" para impulsar caudales de 55,40 l/s y 15,08 l/s respectivamente.

**INDICE**

RESOLUCIÒN .....	IV
DEDICATORIAS.....	V
AGRADECIMIENTOS.....	VII
RESUMEN .....	VIII
INDICE.....	IX
INDICE DE TABLAS.....	XIV
INDICE DE FIGURAS .....	XV
1. INTRODUCCIÒN.....	1
Descripciòn del Sitio en Estudio.....	1
1.2. Reseña de la Empresa .....	2
1.3. Planteamiento del Problema .....	2
1.4. Objetivos.....	4
1.4.1.    Objetivo General.....	4
1.4.2.    Objetivos Específicos.....	4
2. MARCO TEÒRICO .....	5
2.1. Antecedentes.....	5
2.2. Aguas Servidas.....	6
2.3. La Topografía.....	7
2.4. Estaciòn Total.....	7
2.5. Aspectos a Considerar.....	9
2.6. Componentes de un Sistema de Aguas Residuales.....	10
2.6.1.    Obras de Captaciòn y Conducciòn:.....	10
2.6.2.    Obras de Tratamiento:.....	10
2.6.3.    Obras de Descarga: .....	10
2.7. Tanquilla de Empotramiento.....	11
2.8. Ramal de Empotramiento.....	11

## INDICE

2.9. Bocas de Visita. ....	13
2.10. Tramo. ....	15
2.11. Red de Colectores. ....	16
2.11.1. Localización de los Colectores. ....	16
2.12. Periodo de Diseño. ....	19
2.13. Estimación de la Población Futura. ....	21
2.13.1. Método Aritmético o de Crecimiento Lineal. ....	21
2.13.2. Método del Crecimiento Geométrico. ....	22
2.13.3. Método de Crecimiento Logarítmico. ....	23
2.14. Trazados de Colectores. ....	24
2.15. ÁREA TRIBUTARIA de Cada Colector. ....	24
2.16. Determinación del Gasto de Proyecto. ....	25
2.16.1. Gasto de Aguas Servidas Domiciliarias. ....	26
2.16.2. Gastos de Aguas Residuales Industriales. ....	27
2.16.3. Gasto de aguas servidas por contribución comercial e institucional. 27	
2.16.4. Gasto de aguas de infiltración. ....	28
2.17. Gasto Unitario de Cálculo de las Aguas Servidas. ....	29
2.18. Aguas de Lluvia Empotradas Clandestinamente. ....	30
2.19. Tipo de régimen hidráulico de los colectores cloacales. ....	30
2.20. Formulas usadas. ....	32
2.21. Velocidad de Flujo y Velocidad de Arrastre. ....	32
2.21.1. Velocidad de Arrastre. ....	36
2.22. Empotramientos. ....	44
2.23. Deformación de las Tuberías por Carga Externas ....	44
2.23.1. Cargas Muertas. ....	45
2.23.2. Cargas Vivas. ....	46
2.23.3. Carga Total: ....	50
2.24. Clase de Tubería: ....	52

## INDICE

2.25. Tratamiento de Aguas Residuales.....	52
2.25.1. Tratamiento Físico Químico. ....	54
2.25.2. Tratamiento Biológico. ....	54
2.25.3. Tratamiento Químico. ....	55
2.25.4. El Tratamiento de los Fangos.....	55
2.25.4.1. La Digestión Anaeróbica. ....	56
2.25.4.2. La Digestión Aeróbica. ....	56
2.25.5. El Tratamiento en el Ambiente de Recepción.....	58
2.25.6. Potenciales Impactos Ambientales.....	59
2.25.7. Problemas Socioculturales. ....	61
2.25.8. Tecnología Apropiada. ....	62
2.25.9. Lagunas de Oxidación.....	63
2.25.9.1. Lagunas de Oxidación según Unda Opazo.....	65
2.26. Estaciones de Bombeo. ....	65
2.26.1. Razones del Bombeo o Elevación.....	66
2.26.1.1. Elementos de estación de elevación ....	66
2.26.2. Dispositivos y accesorios. ....	67
Líneas de Bombeo de las Aguas Servidas. ....	68
2.26.3. Tipos de Impulsiones y Características.....	69
2.27. Bombas C – Serie 3000.....	70
2.27.1. Características Constructivas de las Bombas C- Serie 3000.....	71
3. DISEÑO DEL SISTEMA DE RED DE CLOACAS DE LA POBLACIÓN DE CLARINES.....	74
3.1. Revisión bibliografica.....	74
Levantamiento topográfico. ....	74
3.3. Análisis y funcionamiento de la laguna de oxidación existente de la población de Clarines. ....	76
3.3.1. Celdas Anaeróbicas.....	77
3.3.2. Celdas facultativas. ....	78
3.3.3. Celda de maduración.....	78

3.4. Ubicación de las estaciones de bombeo del proyecto de red de cloacas existentes de la población de Clarines.....	78
3.5. Áreas Tributarias.....	79
3.6. Período de Diseño.....	79
3.7. Aspectos Demográficos.....	80
3.7.1. Selección del método para la proyección de la población Futura.	80
3.7.1.1. Método del crecimiento Lineal o Aritmético.....	82
3.7.1.2. Método de Crecimiento Geométrico.....	82
3.7.1.3. Método del Crecimiento Logarítmico.....	83
3.7.2. Determinación de la Población a Servir.....	86
3.7.2.1. Cálculo de la Población Actual y Futura.....	86
3.7.2.2. Valor Límite de Saturación de la Población.....	87
3.8. Cálculos del Diseño Hidráulico del Sistema de Cloacas.....	88
3.8.1. Gasto de aguas servidas domiciliarias:.....	88
3.8.2. Gasto de aguas servidas comerciales:.....	89
3.8.3. Gasto de Infiltración:.....	90
3.8.4. Gasto Total de las Aguas Servidas.....	91
3.9. Determinación del Gasto de Diseño.....	91
3.9.1. Gasto de Diseño.....	92
3.10. Cálculo de Pendiente Longitudinal de cada Tramo de Colector.....	92
3.11. Diámetro de las Tuberías.....	93
3.12. Velocidad del colector a Sección Plena ( $V_c$ ).....	93
3.13. Cálculo del caudal a Sección Plena ( $Q_c$ ).....	94
3.14. Cálculo de las Relaciones Hidráulicas por tramo.....	94
3.15. Cálculo de la diferencia de elevación entre las rasantes ( $h_r$ ).....	95
Cálculo de las Cargas Externas sobre el tramo de colector.....	96
4. DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.....	100
4.1. Determinación de la Capacidad de las Bombas.....	100
4.2. Diseño del pozo húmedo.....	101

## INDICE

4.2.1. Tiempo máximo de retención.....	102
4.3. Selección del Diámetro de la Tubería de Impulsión.....	103
4.4 Pérdidas de Cargas.....	104
4.5. Selección del equipo de bombeo.....	106
4.5.1. Potencia:.....	108
4.6. Verificación del Espesor de la Tubería por Efecto del Golpe de Ariete. 108	
CONCLUSIONES.....	111
RECOMENDACIONES .....	113
BIBLIOGRAFÍA.....	114
ANEXOS B .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
ANEXO C.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
ANEXOS D .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
ANEXOS E.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
ANEXOS F.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
ANEXOS G .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO: ....	117

## INDICE DE TABLAS

2.1. Consumo para el diseño de Abastecimiento de agua.....	28
2.2. Cuadro IV-1.....	34
2.3. Parámetros usados.....	41
2.4. Tabla XIV-7.....	41
2.5. Ángulo de contacto entre el tubo y el lecho de apoyo.....	47
2.6. Grado de Compactación de la Zanja.....	48
2.7. Tipo de Suelo.....	49
3.1. Coordenadas UTM del Dato de Inicio para el levantamiento.....	75
3.2. Censos suministrados por el INE.....	82
3.3. Proyecciones de Población por los Métodos (Geométrico, Lineal y Logarítmico).....	84
3.4. Densidad Bruta y Neta de Clarines. Edo. Anzoátegui.....	86
3.5. Densidad Bruta y Neta de Clarines. Edo. Anzoátegui.....	87
3.6. Limite de Saturación de la Población de Clarines.....	88
4.1. Valores de Q Vs Ht. Para la E/B1.....	106
4.2. Resultados Golpe de Ariete de la E/B1 y E/B2.....	108
4.3. Resultados del Diseño de la E/B1.....	110

### INDICE DE FIGURAS

2.1. Esquema en planta de la ubicación de las obras de captación e un sistema de aguas residuales.....	12
2.2. Tanquilla y ramal de empotramiento.....	13
2.3. Componentes de una de visita.....	14
2.4. Esquema de una red de colectores.....	16
2.5. Delimitación de áreas contribuyentes adyacentes a cada tramo.....	25
2.6. Régimen hidráulico en un tramo de colector.....	31
2.7. Arrastre de sedimentos en plano inclinado.....	36
2.8. Diseño de redes de alcantarillas.....	43
2.9 Deflexiones en tuberías flexibles.....	46
V-1. Coeficientes de Cargas Muertas.....	50
V-2. Coeficientes de Cargas Vivas.....	51
3.1. Altura del Instrumento.....	75
3.2. Toma de un punto.....	75
3.3. Estación de Rebombeo de.....	77
3.4. Laguna de Oxidación La Laguna de Oxidación Clarines.....	77
3.5. Comparativa de los Métodos de Proyección.....	85
4.1. Esquema del sistema de Bombeo.....	104
4.2 Curva del Sistema E/B1.....	105
4.3 Comparativa de los Equipos de Bombeo para E/B1.....	106



# CAPITULO I INTRODUCCIÓN

## 1. INTRODUCCIÓN.

La introducción está basada en la descripción del sitio en estudio, la reseña histórica de la empresa, el planteamiento del problema y los objetivos del proyecto.

### DESCRIPCIÓN DEL SITIO EN ESTUDIO

El Municipio Manuel Ezequiel Bruzual es uno de los 21 municipios que forman parte del Estado Anzoátegui, Venezuela. Está ubicado al noroeste de dicho Estado, tiene una superficie de 1.566 km<sup>2</sup> y una población de 32.532 habitantes (INE 2007). El Municipio Bruzual está dividido en tres parroquias, Clarines, Guanape y Sabana de Uchire. Su capital es la ciudad de Clarines.

La principal actividad económica de la región radica en la explotación agropecuaria. Este municipio posee una extraordinaria capacidad para la fomentación de la ganadería de doble propósito y es históricamente conocido por los derivados de la leche; además de lo fértil de sus tierras, que producen anualmente maíz, sorgo, frijol, yuca, auyama y algunas frutas.

Clarines es rico en minas de la mejor arena para la construcción, que se explota en todo el Estado Anzoátegui, por otro lado la existencia de canteras en las cercanías del pueblo, indican, su potencial como producto de piedra picada para la construcción y cal agrícola.

Posee un río navegable con acceso al mar que representa la principal Cuenca Hidrográfica con que cuenta el Municipio. Por este Río, exportaban hasta no hace mucho: cueros, dividivi, buches de pescados, cachos y pesuñas de ganado, carameras de venado, plumas de garza, casabe, aguardiente y papelón.

### **1.2. RESEÑA DE LA EMPRESA**

De acuerdo con lo establecido por la comisión de reforma del Estado que designó el Congreso Nacional. Los Distritos de los Estados pasarían a ser Municipios y los Municipios Parroquias. Los Municipios serán regidos por Alcaldes elegidos por votación popular y las Parroquias por juntas Parroquiales, por lo que el Distrito Bruzual que estaba conformado por Clarines su Capital y tres Municipios para aquel entonces: Valle de Guanape, Guanape y Sabana de Uchire. Valle de Guanape adquiere su independencia y Bruzual queda con tres Parroquias, Clarines, Guanape y Sabana de Uchire.

Para el año 1990 entra en vigencia las Alcaldías, lo cual para esta fecha han transcurrido 5 periodos de Alcaldes.

- 1990-92. Alirio Guacaran.
- 1992-95. Alirio Guacaran
- 1996-2000. Juan Alirio Guacaran.
- 2000-2004. José G. García.
- 2004-2008. Leobardo Canache.

### **1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

El Municipio Manuel Ezequiel Bruzual, se encuentra ubicado en la zona occidental del estado Anzoátegui y tiene una extensión de 1.566 Km<sup>2</sup>, lo cual representa aproximadamente 4% del territorio del estado, cuenta con una población estimada de 32.109 habitantes (según censo 2001). Este Municipio limita al Este con el municipio Carvajal, al Oeste con el municipio Píritu al Norte con los municipios

Peñalver, San Juan de Capistrano y el estado Miranda, y al Sur con el municipio Juan Manuel Cajigal.

Es un municipio que basa su desarrollo económico en la producción agropecuaria, además cuenta con un gran potencial para el turismo histórico, de aventura y posibilidades aun sin desarrollar. Asimismo se debe resaltar el valioso recurso humano en el área cultural (artesanos, pintores, etc.) con que cuenta dicho municipio.

Desde el punto de vista de su origen, las aguas servidas pueden definirse como una combinación de los desechos líquidos procedentes de viviendas, instituciones y establecimientos comerciales e industriales, junto con las aguas subterráneas, superficiales y de lluvias que pueden agregarse a las anteriores.

Las aguas servidas contienen numerosos organismos patógenos o causantes de enfermedades, por estas razones en una sociedad desarrollada, no es solo deseable, sino necesario el sistema de redes de cloacas, seguido de su tratamiento y disposición final.

Actualmente la población de Clarines, no cuenta con un sistema de aguas servidas completo, debido a que solo una parte de la población posee el sistema, la Alcaldía del Municipio Manuel Ezequiel Bruzual solicitó que se le realizará una evaluación al proyecto existente de las redes de aguas servidas en aquellos sectores de la parroquia de clarines que no cuentan con el sistema, el cual no se ha construido porque posee 8 estaciones de rebombeo y no es aplicable, ya que depende de un servicio de mantenimiento y esto generarían muchos costos, por lo que la alternativa que se busca es la de hacer la descarga por gravedad de acuerdo a la pendiente del terreno.

Esta evaluación se va a efectuar tomando en cuenta planos y estudios existentes, realizando el levantamiento topográfico de la zona para determinar la cota del terreno, analizando el funcionamiento y diseño de la laguna de oxidación existente, ejecutando el cálculo del diseño hidráulico del sistema, para luego elaborar presupuesto, cómputos métricos, análisis y planos definitivos; utilizando los programas de Excel, Autocad e IP3 control de obras.

Con la evaluación del proyecto existente se busca mejorar el diseño del sistema, para una futura construcción y así poder mejorar la calidad de vida de los habitantes de este sector.

### **1.4. OBJETIVOS**

#### **1.4.1. Objetivo General.**

Evaluar el proyecto del sistema de red de cloacas de Clarines, Municipio Manuel Ezequiel Bruzual, Estado Anzoátegui.

#### **1.4.2. Objetivos Específicos.**

1. Realizar el levantamiento Topográfico de la zona que no cuenta con el servicio de red de cloacas de la población de Clarines.
2. Analizar el diseño y funcionamiento de la laguna de oxidación existente de la población de Clarines.
3. Estudiar la ubicación de las estaciones de bombeo del proyecto de red de cloacas existente de la población de Clarines.
4. Efectuar el Cálculo del diseño hidráulico del sistema de cloacas.
5. Elaborar presupuesto, análisis de precios, cómputos métricos y planos definitivos.

## CAPITULO II MARCO TERICO

### 2. MARCO TEÒRICO

El marco teórico contempla todo el material bibliográfico que guarda relación con el tema de estudio, incluyendo formulas, tablas, anexos y conceptos.

#### 2.1. ANTECEDENTES.

En la búsqueda de información se encontraron 2 tesis de grado que tienen relación con el tema a tratar:

En el año 2001 Andrés C. Harding y Andrés E. López, con el nombre de Mejoramiento de la red cloacal del Núcleo de Anzoátegui de la Universidad de Oriente; con la finalidad de reconocer y evaluar el sistema de recolección de aguas servidas y dar soluciones efectivas al problema de interferencia de algunos colectores con el canal de drenaje de la Universidad de Oriente núcleo de Anzoátegui. [9]

En el año 2005 Juan A. Salazar y Roxi M. Yáñez, con el nombre de Evaluación y mejoras del sistema de recolección e impulsión de aguas servidas del sector Barrio Colombia de Barcelona, estado Anzoátegui.

El plan Maestro del INOS (ahora HIDROCARIBE) contemplo la construcción de varios tramos de colectores que se conectan al colector principal el cual finaliza en la estación de bombeo Barrio Colombia, cuya tubería de impulsión descarga en la boca de visita (B.V-D) del colector principal de la Aduana, además del plan original se realizó una ampliación del sistema añadiendo dos nuevos tramos a la red. [10]

En el año 2000 el Ing. Mecánico Manuel García Pacheco realizó el proyecto del sistema de red de Cloacas de la población de Clarines del Municipio Manuel Ezequiel

Bruzual, para la Unidad Ejecutora de Saneamiento Ambiental, el cuál fue presentado a la Alcaldía del Municipio Bruzual, para que se buscarán los recursos y se empezara a construir; pero la Alcaldía del Municipio rechazó este proyecto porque dependía de 8 estaciones de rebombeo lo cual era muy costoso tanto para la construcción como para su mantenimiento.

### **2.2. AGUAS SERVIDAS.**

Las aguas servidas, llamadas también aguas servidas o aguas residuales, son el resultado de la combinación de las aguas del abastecimiento público y los desechos que se descargan en ellas.

Estas aguas por lo tanto, contienen sólidos llamados sólidos totales (ST), los cuales generalmente se encuentran en una cantidad que oscila entre los 600 y 800 mg/l. de esta cantidad, el 50% se encuentra en suspensión o flotación, esto influye en el peso específico de las aguas servidas, el cual es igual a  $1,04 \text{ g/cm}^3$ . Esta condición altera muy poco el comportamiento hidráulico del sistema, pero puede influir en el material de conducción y en el diseño de ciertas estructuras. Los ST pueden ser de tipo orgánico o inorgánico y son estos los que originan ciertas características fisicoquímicas de las aguas servidas.

Idealmente un sistema de recolección de aguas servidas debería cumplir su función de manera efectiva y sin crear molestias. Desafortunadamente, en muchas localidades éste no es el caso. Existen problemas que pueden alterar el comportamiento de los colectores, los cuales incluyen: excesiva infiltración de agua subterránea y aguas de lluvia, excesiva corrosión en tuberías y accesorios y la generación de olores. Los dos últimos son ocasionados por la presencia de sulfuro de hidrogeno ( $\text{H}_2\text{S}$ ).

El sulfuro de hidrogeno es un gas que se origina en el aire contenido en las tuberías de cloacas y en las especies disueltas en el agua residual. Su formación se produce por la acumulación de materia orgánica en el fondo de las tuberías. Su cantidad depende de: la concentración del líquido cloacal, temperatura, diámetro de la tubería y tiempo de retención. Este gas es el responsable de los malos olores en muchos sistemas de aguas residuales. El sulfuro de hidrogeno puede ser oxidado por la acción de bacterias en superficies servidas, expuestas a formar ácido sulfúrico, el cual origina problemas significantes de corrosión. El gas es tóxico para los humanos y en algunos casos ha ocasionado la muerte de los trabajadores que realizan el mantenimiento del sistema.

### **2.3. LA TOPOGRAFÍA.**

Es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar la posición de un punto sobre la superficie de la Tierra.

### **2.4. ESTACIÓN TOTAL.**

Se denomina estación total a un instrumento electro-óptico utilizado en topografía, cuyo funcionamiento se apoya en la tecnología electrónica. Consiste en la incorporación de un distanció metro y un microprocesador a un teodolito electrónico.

Algunas de las características que incorpora, y con las cuales no cuentan los teodolitos, son una pantalla alfanumérica de cristal líquido (LCD), iluminación independiente de la luz solar, calculadora, distanció metro, (seguidor de trayectoria) y la posibilidad de guardar información en formato electrónico, lo cual permite utilizarla posteriormente en ordenadores personales.

Vienen provistas de diversos programas sencillos que permiten, entre otras capacidades, el cálculo de coordenadas en campo, replanteo de puntos de manera sencilla y eficaz y cálculo de acimutes y distancias.

Vista como un teodolito, una estación total se compone de las mismas partes y funciones. El estacionamiento y verticalización son idénticos, aunque para la estación total se cuenta con niveles electrónicos que facilitan la tarea. Los tres ejes y sus errores asociados también están presentes: el de verticalidad, que con la doble compensación ve reducida su influencia sobre las lecturas horizontales, y los de colimación e inclinación, con el mismo comportamiento que en un teodolito clásico, salvo que el primero puede ser corregido por software, mientras que en el segundo la corrección debe realizarse por métodos mecánicos.

El instrumento realiza la medición de ángulos a partir de marcas realizadas en discos transparentes. Las lecturas de distancia se realizan mediante una onda electromagnética portadora con distintas frecuencias que rebota en un prisma ubicado en el punto y regresa, tomando el instrumento el desfase entre las ondas. Algunas estaciones totales presentan la capacidad de medir "a sólido", lo que significa que no es necesario un prisma reflectante.

Este instrumento permite la obtención de coordenadas de puntos respecto a un sistema local o arbitrario, como también a sistemas definidos y materializados. Para la obtención de estas coordenadas el instrumento realiza una serie de lecturas y cálculos sobre ellas y demás datos suministrados por el operador. Las lecturas que se obtienen con este instrumento son las de ángulos verticales, horizontales y distancias.

Otra particularidad de este instrumento es la posibilidad de incorporarle datos como coordenadas de puntos, códigos, correcciones de presión y temperatura, etc.



La precisión de las medidas es del orden de la diezmilésima de gonio en ángulos y de milímetros en distancias, pudiendo realizar medidas en puntos situados entre 2 y 5 kilómetros según el aparato.

Genéricamente se los denomina estaciones totales porque tienen la capacidad de medir ángulos, distancias y niveles, lo cual requería previamente de diversos instrumentos. Estos teodolitos electro-ópticos hace tiempo que son una realidad técnica accesible desde el punto de vista económico. Su precisión, facilidad de uso y la posibilidad de almacenar la información para descargarla después en programas de CAD ha hecho que desplacen a los teodolitos, que actualmente están en desuso. [6]

### **2.5. ASPECTOS A CONSIDERAR.**

Cuando el proyectista ha culminado todo el proceso de recopilación de toda la información preliminar, el paso siguiente es hacer una revisión de las consideraciones del diseño para la selección de datos y criterios a utilizar. El diseño de tuberías incluye la preparación de un sistema preliminar para luego realizar un diseño individual de las tuberías. Una vez finalizado el diseño, el paso siguiente es la preparación de planos, cómputos métricos y especificaciones para la construcción. Se requiere una gran cantidad de conocimientos y experiencia para poder llevar a cabo tales trabajos.

Antes de comenzar el trazado de la red, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Topografía
- Sitio de descarga.
- Extensiones futuras.

- Comportamiento hidráulico.
- Estimación de costos.

## **2.6. COMPONENTES DE UN SISTEMA DE AGUAS RESIDUALES.**

### **2.6.1. Obras de Captación y Conducción:**

- Tanquilla de empotramiento.
- Ramal de empotramiento.
- Bocas de visita.
- Colectores.

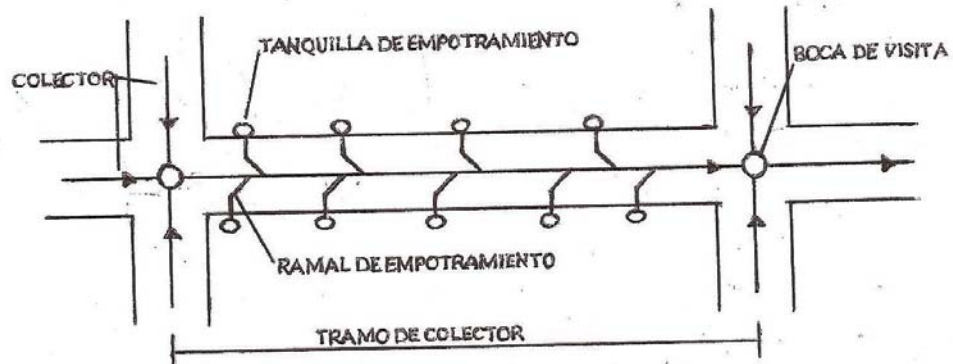
### **2.6.2. Obras de Tratamiento:**

- Plantas de tratamiento.
- Lagunas de estabilización.

### **2.6.3. Obras de Descarga:**

- Estaciones de bombeo.
- Aliviaderos.
- Descargas submarinas y subfluviales.

Un esquema de los componentes de las obras de captación de un sistema de recolección de aguas residuales se muestra en la (figura 2.1).



**Figura. 2.1. Esquema en planta de la ubicación de las obras de captación e un sistema de aguas residuales. Fuente: [1]**

## **2.7. TANQUILLA DE EMPOTRAMIENTO.**

Su función es la de conectar la descarga proveniente de la parcela con la tubería que va al colector, también sirve para realizar alguna inspección. Debe ir ubicada debajo de la acera preferiblemente en el punto mas bajo de la parcela. Se construye generalmente de un tubo de concreto cuyo diámetro es de 250 mm (10").

## **2.8. RAMAL DE EMPOTRAMIENTO.**

Es la tubería que partiendo de la Tanquilla va al colector. Debe tener un diámetro mínimo de 150 mm (6") y una pendiente mínima de 1%. Su selección depende del diámetro y profundidad del colector donde se conecta. La (figura 2.2) muestra un detalle de una Tanquilla y su correspondiente ramal de empotramiento. [1]

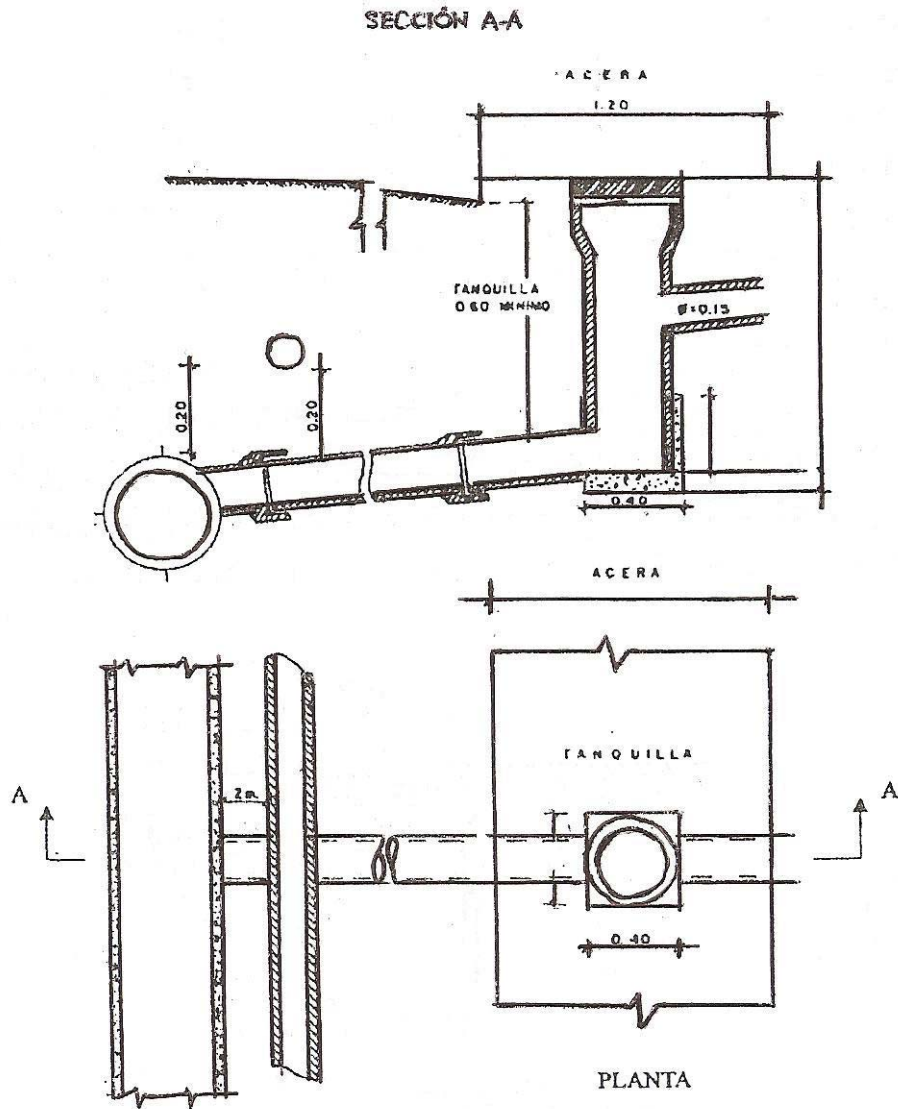


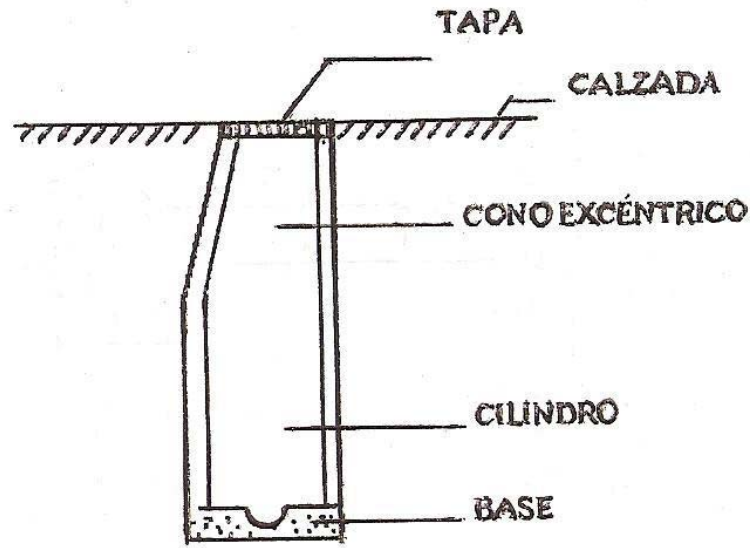
Figura 2.2. Tanquilla y ramal de empotramiento. Fuente: [1]

### **2.9. BOCAS 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.

Su

Selección depende del diámetro y profundidad de los colectores que se conecten a ella. La (figura 2.3) muestra los componentes de una boca de visita.



**Figura 2.3. Componentes de una de visita. Fuente: [1]**

Las normas INOS establecen que ellas deben ser colocadas de acuerdo a los siguientes lineamientos:

1. En toda intersección de colectores.
2. En el comienzo de todo colector.
3. En los tramos rectos de los colectores a una distancia entre si no superior a los 150 m.
4. En todo cambio de dirección, pendiente longitudinal, diámetro y material de los colectores.
5. En los colectores alineados en curva, al comienzo y al final de la misma; y en la propia curva, a una distancia no mayor de 30 m entre ellas, cuando así corresponda.

Las bocas de visitas deben ser construidas siguiendo los dibujos típicos del INOS normas 1975 que copian a continuación, y serán seleccionadas de acuerdo con las características que ellas posean.

- a) Boca de visita tipo I-a, para profundidades mayores a 1,15 metros con respecto al lomo del colector menor enterrado, y hasta profundidades de 5 metros con respecto a la rasante del colector mas profundo.
- b) Boca de visita tipo I-b, para profundidades mayores de 5 metros respecto a la rasante del colector mas profunda.
- c) Boca de visita tipo I-c, que se utiliza en los casos en que la diferencia de cotas entre la rasante del colector de llegada y la del de salida, sea de 0,75 metros como mínimo, para diámetro de 20 centímetros y otros valores
- d) Boca de visita tipo II, para el caso en que el lomo de la tubería menos enterrada este e una profundidad igual o menor a 1,15 metros, para colectores hasta de 45 cm de diámetro.
- e) Boca de visita tipo III, para casos como los contemplados en (d), pero para colectores de 53 a 107 cm de diámetros.
- f) Boca de visita tipo IV-a, para colectores de diámetro igual o mayor a 1,2 metros y para profundidades hasta de 5 metros.
- g) Boca de visita tipo IV-b, para colectores con diámetros iguales o mayores a 1,2 metros y profundidades mayores de 5 metros. [1-2-5]

### **2.10. TRAMO.**

Es la longitud de colector comprendida de centro a centro entre dos bocas de visitas, esta formando por un conjunto de tuberías conectadas entre si a través de sus juntas. [1]

**2.11. RED DE COLECTORES.**

Está formada por el conjunto de tramos y en ella se pueden distinguir colectores secundarios, primarios y emisarios. (Ver figura 2.4)

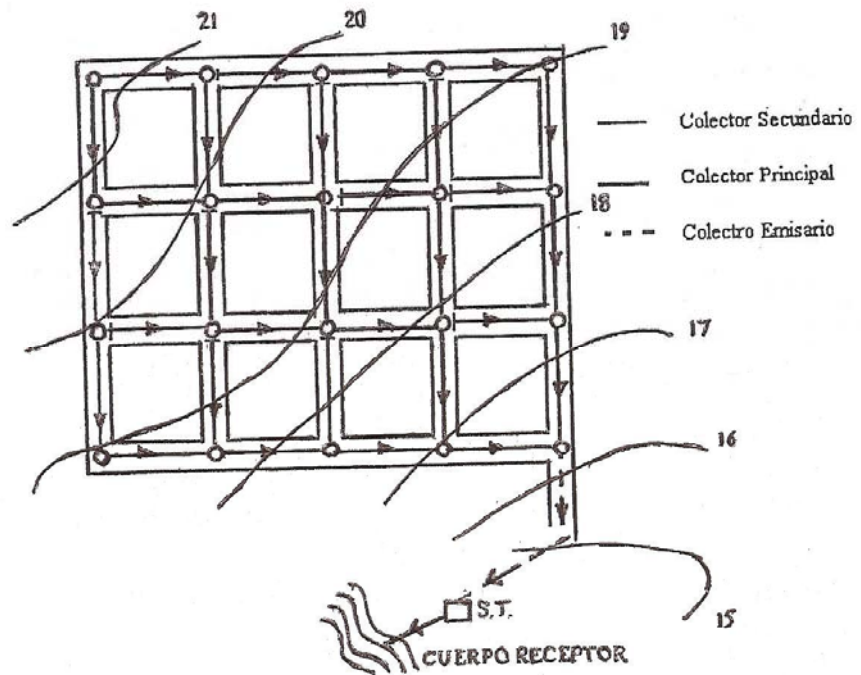


Figura 2.4. Esquema de una red de colectores. Fuente: [1]

**2.11.1. Localización de los Colectores.**



- Las tuberías del alcantarillado de aguas de lluvias deben extenderse por el eje de las calzadas y las del alcantarillado sanitario por el centro de la media calzada.
- La tubería del acueducto deberá estar siempre por encima de la del alcantarillado y a una distancia vertical mínima de 0.20 m entre la batea de la tubería del acueducto y la clave de la del alcantarillado.
- La profundidad mínima entre la rasante y la llave de la tubería del alcantarillado es de 1.00 m. en ocasiones, y solo para colectores iniciales, se puede adoptar un valor de 0.80 m siempre que las conexiones domiciliarias lo permitan y el tráfico sea liviano.

A continuación se resumen la fuente de información disponible sobre características de los tipos de colectores más usuales en el país.

1. Tubería de concreto. Esta clase de conducto es el más empleado desde diámetros de 30 cm hasta de 260 cms. Las normas INOS<sup>14</sup> controlan todas las características de ellos.
2. Conductos circulares y ovalados. Existen conductos construidos en sitio, de secciones circulares u ovoides. Su uso actualmente en el país es muy limitado, particularmente en el caso del ovoide, aunque el circular se emplea algunas veces en alcantarillas o cuando existe la necesidad de construir un colector en túnel.
3. Tuberías de acero. Solamente se emplean cuando hay necesidad de mantener altas velocidades en tramos cortos, en descargas sumergidas, o cuando se requiere bobeo.
4. Conductos de metal corrugado. Mayormente utilizados en alcantarillas; son por lo general de acero, aunque también se fabrican de aluminio. Tienen

diversas formas y sistemas de ensamblaje y se adaptan a una gran variedad de tamaños.

5. Cajones. Después de las tuberías circulares y particularmente para las secciones mayores, los cajones de concretos armado de tipo rectangular son de común empleo. Existen de una o más celdas.
6. Canales rectangulares. Generalmente son de concreto armado y se adaptan a una gran variedad de tamaños. No hay ninguna referencia en el país que los tipifique estructuralmente, por lo que hay la necesidad de calcular cada caso en particular.
7. Canales trapeziales de concreto. Son todavía de mayor versatilidad que los rectangulares de concreto y ampliamente empleados. No hay secciones tipificadas y cada caso debe ser visto individualmente, aunque por lo general las pendientes de los lados son a  $45^0$  o menos de la vertical.
8. Canales de tierra. Existen varios tipos de revestimiento, desde el excavado en roca, que puede ser casi rectangular, hasta los recubiertos con algún tipo de vegetación, o los de tierra compactada o protegidos con enrocado, de forma trapezoidal, parabólica o triangular. La selección del recubrimiento apropiado depende de varios factores, de los cuales la velocidad máxima admisible es la más importante.
9. Cauces naturales. Los cauces naturales son también colectores y pueden, cuando se canalizan, convertirse en cualquiera de los tres casos anteriores. Sin embargo, cuando permanecen en su estado natural, requieren a veces de obras de estabilidad de taludes o protecciones.

Además de las dimensiones y detalles estructurales, es procedente indicar cuando haya lugar para cada tipo de colector lo siguiente:

1. Subdrenajes. Los cuales son necesarios para aliviar la subpresión generada si existiese por la mesa de agua. En el caso de canales de concreto pueden emplearse barbacanas en las paredes, para evitar la acumulación de aguas.
2. Junta de dilatación y de construcción. Para todos los conductos vaciados en sitios deben también señalarse la ubicación y tipos de las juntas de construcción y de dilatación.
3. Tipo de zanjas. la decisión sobre la necesidad de entibado o no, depende de los resultados de los estudios de suelos. Para otros tipos de ductos, tales como cajones, debe dejarse por lo menos un sobre ancho de 40 cm a cada lado, para la adecuada preparación y remoción del encofrado. [1-2-4]

#### **2.12. PERIODO DE DISEÑO.**

Entendido por periodo de diseño, el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 por 100, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la resistencia física de las instalaciones, en 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 en limitaciones de desarrollo para nuevas áreas o nuevas zonificaciones, o bien en un gran incremento de costos por amortización de colectores.

En el caso de los colectores principales, un periodo 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 periodos de diseño de 25 años o mas.

Los emisarios de descarga, al igual que los colectores principales, deben considerarse con periodos de diseño suficientemente largos para evitar inconvenientes y costos mayores.

Las plantas de tratamiento de aguas servidas pueden desarrollarse por etapas, por lo cual periodos de diseños que fluctúan entre 10 y 25 años, deben considerarse en función de las tasas de interés predominantes para el capital a invertir.

En un trabajo de A. S. Paintal, P. E., Ph. D., mediante el cual hace revisión de los periodos óptimos de diseño para sistemas de aguas servidas, desarrolla dos modelos matemáticos que incluyen tasas de interés, inflación relativa e incremento de los costos de construcción, y establece algunas premisas que se resumen así:

1. La población del área de desarrollar, crece linealmente.
2. La construcción de los colectores principales es planificado en dos etapas, un colector ahora, y el otro, tres años después.
3. El colector tiene una vida infinita, y el periodo planificado también es infinito.
4. El costo de construcción de los colectores, obedece a la expresión:

$$C = a(P)^b$$

(Ec. 2.1)

En el cual:

C= Costo de construcción.

P= Población a servir.

a = Constante.

b = Factor escalar de economía.

5. Los costos de construcción se estima que se mantienen constantes, es decir; que no se incluye la inflación para el período de diseño.

### **2.13. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.**

La proyección de población es el resultado del proceso de determinación de un conjunto de estimaciones demográficas, elaboradas a partir de ciertos modelos que buscan establecer las tendencias más exactas de las variables determinantes de la dinámica poblacional y con ello derivar los volúmenes de población y sus principales características.

Cuando se trabaja con la población total de un territorio contenida en los censos demográficos de al menos dos momentos diferentes, es de utilidad adicional calcular las proyecciones de población con la finalidad de configurar el comportamiento futuro de la población y así tener un punto de vista respecto a la demanda futura de agua en un territorio. Una proyección de población es un cálculo que refiere el crecimiento aproximado previsto en el número de habitantes de un lugar para un año futuro dado. Existen diferentes métodos para el cálculo de la proyección futura de la población a partir de modelos de crecimiento y lo recomendable es emplearlos según el modelo al que se ajusta el comportamiento de la población respecto del tiempo.

Existen diferentes métodos utilizados en el cálculo de la población futura: Método aritmético, geométrico y logarítmico.

#### **2.13.1. Método Aritmético o de Crecimiento Lineal.**

Consiste en agregar a la población actual del último censo un número de habitantes para un período en el futuro. Al graficar da una línea recta. Éste método se aplica para pequeñas comunidades, en especial rurales, y para grandes ciudades donde su crecimiento poblacional es estable [14]. Se calcula por la siguiente fórmula:

$$Pf = Puc + Ka(Tf - Tuc) \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde: Pf = Población futura proyectada (m).

Tf = Año de proyección (años).

Tuc = Año del ultimo censo (años).

Puc = Población del ultimo censo (hab).

Ka = Coeficiente aritmético (hab/años).

Siendo,

$$Ka = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde: Pci = Población del censo anterior (hab).

Tci = Año del censo anterior (años).

### 2.13.2. Método del Crecimiento Geométrico.

Este método es aplicado para poblaciones en desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija. La representación gráfica es una curva de interés compuesto. Consiste en representar el crecimiento registrado de la población en papel semi logarítmico, ajustando la curva a una recta donde el valor de r se determina a partir de su pendiente.

$$Pf = Puc(1 + r)^{(Tf - Tuc)} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:

r = Tasa de crecimiento anual.

Siendo,

$$r = \left[ \left( \frac{Pf}{Puc} \right)^{\frac{1}{Tf - Tuc}} - 1 \right] \quad \text{(Ec. 2.5)}$$

### 2.13.3. Método de Crecimiento Logarítmico.

Éste método es aplicable a poblaciones donde al alcanzar su estabilización, comienzan a crecer con un porcentaje decreciente. La aplicación de éste método requiere de por lo menos el conocimiento de tres censos, ya que al evaluar la constante promedio se requiere de dos valores iniciales.

$$\ln(Pcp) - \ln(Pca) = Kg * (T2 - T1) \quad \text{(Ec. 2.6)}$$

Donde:

Pcp = Población del censo posterior (hab).

Tcp = Año del censo posterior (años).

Pca = Población del censo anterior (hab).

Tca = Año del censo anterior (años).

Kg = Constante logarítmica.

Siendo,

$$Kg = \frac{\ln * Pcp - \ln * Pca}{Tcp - Tca} \quad \text{(Ec. 2.7)}$$

#### **2.14. TRAZADOS 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 toda el área a ser servida. Durante este recorrido podemos visualizar varias tentativas de trazado, seleccionando y realizando los varios esbozos posibles, para tomar el que resulte mas conveniente.

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

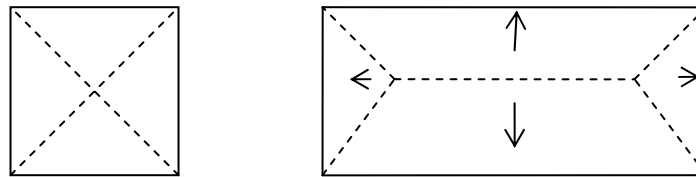
Generalmente, en la elaboración del trazado de colectores, un factor determinante para el diseño es la diferencia de elevación entre el punto de descarga y el punto del extremo superior. Es aconsejable para el diseño tener bien definida esta condición antes de proceder a proyectar colectores secundarios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

#### **2.15. ÁREA TRIBUTARIA DE CADA COLECTOR.**

La forma mas práctica de determinar los gastos o caudales para el diseño de cada tramo y cada colector es haciendo una partición 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.



Para hacer esta delimitación de áreas se tomara en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que este trazado configura. Así, si supones una manzana de 100 m por lado, que tiene colectores en los cuatro lados que la configuran, bastara con trazar las diagonales y tener repartido así el caudal correspondiente a cada tramo. Un rectángulo puede dividirse trazando una paralela al lado mayor por el punto medio del lado menor y trazar luego las bisectrices de los ángulos para repartir las áreas en los cuatro lados que configura la manzana. (Ver figura 2.5).



**Figura 2.5. Delimitación de áreas contribuyentes adyacentes a cada tramo.**

**Fuente: [3]**

Como unidad de medida se utiliza la Ha, exigiéndose normalmente una precisión de 0,01 Ha Para obtener el área tributaria se puede medir por planímetro, determinarla mediante calculo analítico, o utilizando el programa de Autocad. [3]

### **2.16. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE PROYECTO.**

En un sistema de recolección de aguas servidas, los gastos generados son, en su mayoría provenientes de las aguas de desechos del sistema de acueducto. Las Normas, en su Artículo 3°, numerales 7 al 12, establecen los siguientes aportes:

- Aguas servidas domiciliarias.
- Industriales.

- Institucionales.
- Infiltración.

### 2.16.1. Gasto de Aguas Servidas Domiciliarias.

El valor máximo (promedio diario anual de las aguas servidas domiciliarias, se obtendrá aplicando la formula siguiente:

$$Q_{MaxA.D} = Q_{med_{A.P}} * K * R$$

**(Ec. 2.8)**

Donde:

A.S.= aguas servidas

A.P.= aguas potables

Qmed= gasto medio de acueducto que abastece a la localidad en l/s.

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 del coeficiente K puede obtenerse por la formula de Harmon:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad \text{(Ec. 2.9)}$$

Donde:

P= población expresada en miles de habitantes.

### **2.16.2. Gastos de Aguas Residuales Industriales.**

El gasto de aguas residuales industriales depende del tipo de industria a considerar, por que resulta un poco difícil su determinación si no se tiene una información detallada al respecto.

En caso de no ser posible obtener la información indicada en las normas, se podrá aplicar coeficiente máximo de agua residual industrial, comprendido entre los siguientes valores: 0,50 l/s-Ha bruta y 3,00 l/s-Ha bruta o una densidad equivalente de 100 hab/Ha bruta y 300 hab/Ha bruta con la dotación adoptada por habitantes. Para obtener el gasto máximo, se debe multiplicar el gasto medio de aguas servidas industriales por el factor K correspondiente, después de transformar este gasto en población equivalente. Esta población equivalente se suma a la contribución del tramo donde se incorpora la zona industrial.

### **2.16.3. Gasto de aguas servidas por contribución comercial e institucional.**

Los gastos de aguas servidas de origen comercial e institucional, tienen generalmente las mismas características de las aguas servidas de uso domestico. Sin embargo las de tipo comercial serán estimadas en base al estudio de aportes comerciales desarrollados en otras localidades y en las dotaciones asignadas por el Ministerio de sanidad y Asistencia Social (MSAS). Las de tipo institucional serán estimadas en base a las dotaciones asignadas por el MSAS. Para ambos casos se aplicará el coeficiente de gasto de reingreso ya indicado. Cuando no se tiene información detallada de las características de la zona destinada a uso comercial e institucional, se puede tomar como referencia los datos que aparecen en la (tabla 2.1), los cuales fueron tomados en base a un estudio realizado por la Dirección General de proyectos del INOS, en el año 1985.

**Tabla 2.1. Consumo para el diseño de Abastecimiento de agua.**

<b>Usos Específicos</b>	<b>Coef. De diseño (l/s-ha)</b>
Industrial	0,60 a 1,00
Comercio local	0,15
Asistencial	0,70
Educativa	0,73
Deportivo interior	0,18
Deportivo Exterior	0,02
Administrativo	0,40
Balnearios	0,25
Playas	0,18
Parques	0,03
Jardines	0,23
Cementerios	0,10
Zonas ferroviarias	0,10
Cuarteles	1,50
Puertos	0,58

**Fuente: [1]**

#### **2.16.4. Gasto de aguas de infiltración.**

El término infiltración se refiere a las aguas que entran al sistema, proveniente del subsuelo, a través de las conexiones, juntas y grietas de las tuberías y bocas de visita.

El gasto mínimo a considerar será de 20.000 l/d-Km, el cual incluye la longitud total de los colectores del sistema y la longitud total de cada uno de los empotramientos.

El gasto de infiltración varía de acuerdo a una serie de factores, que se deben tomar en cuenta para la determinación de este gasto, ellos son:

1. Características físicas de la zona.
2. Tipo de suelo.
3. Altura de la mesa freática.
4. Tipo y condiciones de las juntas y colectores.

La presencia de un nivel freático alto, incrementa el gasto de infiltración del sistema, lo mismo ocurre cuando el suelo es permeable o cuando las juntas de las tuberías son de mortero. Los valores que a continuación se presentan, recomendados por Fair, Geyer y Okun proporcionan una idea del valor que debe seleccionarse de acuerdo a la información disponible:

1. 465 a 4650 m<sup>3</sup> por día por Km<sup>2</sup>.
2. 11700 a 234000 litros por día por Km, incluyendo conexiones domiciliarias.
3. 467 a 4.670 por Km por cm de diámetro mas 378.5 litros por día por boca de visita.

Los valores bajos 1, 2 y 3 se fijan para cloacas tendidas encima del nivel freático, los valores altos se fijan para cloacas tendidas bajo el nivel freático y para tuberías de arcilla o concreto con juntas de mortero.

### **2.17. GASTO UNITARIO DE CÁLCULO DE LAS AGUAS SERVIDAS.**

Para obtener el gasto unitario de calculo de las aguas servidas se deben sumar los diferentes aportes indicados anteriormente, y el resultado de la suma deberá multiplicarse por el coeficiente C, el cual varía entre 1 y 2 Norma [17]. El valor de C dependerá de varios factores, tales como:

- Calidad de la construcción.
- Área de desarrollo.
- Tipo de junta.
- Nivel freático.[1]

#### **2.18. AGUAS DE LLUVIA EMPOTRADAS CLANDESTINAMENTE.**

Si bien en un sistema separado de aguas servidas y aguas de lluvia, es de suponer que no se permitirá el empotramiento de aguas provenientes de los techos y patios interiores al sistema de aguas servidas, la experiencia nos demuestra que esto no se logra en un 100 por 100 y que por el contrario existe un cierto porcentaje de viviendas que por ignorancia, negligencia o pequeñas ventajas económicas en la construcción de las instalaciones internas, empotran sus aguas de lluvia conjuntamente con las aguas servidas, incrementando por lo tanto los caudales de escurrimiento en los colectores.

#### **2.19. TIPO DE RÉGIMEN HIDRÁULICO DE LOS COLECTORES CLOACALES.**

Las aguas servidas, constituidas principalmente por aguas y pequeños porcentajes de sólidos, tienen un comportamiento bajo el punto de vista hidráulico similar al de 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.

Asimismo, para efectos de diseño el régimen se considerara 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.

Si consideramos un tramo de colector como el de la (figura 2.6), que recibe un caudal  $Q$  (lt/s) del tramo superior, observaremos que el flujo no es uniforme en todo el tramo; al inicio, entre el punto (1) y el punto (2) la pendiente es mayor que la que se requiere para mantener la velocidad inicial en el comienzo de la boca de visita y el régimen se hace acelerado. A partir de (2) y hasta un punto cualquiera (3) la energía potencial del agua iguala a las pérdidas de carga debidas a la fricción y el régimen se considera uniforme; pero a partir de (3) y hasta la boca de visita en el extremo final, ocasiona una profundidad critica causando una desaceleración que produce un remanso.

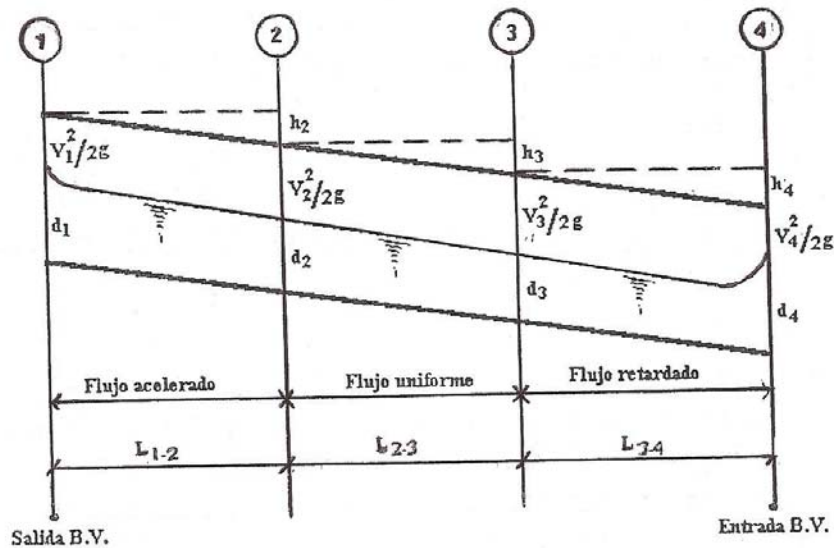


Figura 2.6. Régimen hidráulico en un tramo de colector. Fuente: [3]

### **2.20. FORMULAS USADAS.**

La ecuación de continuidad 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.

$$Q = v \times A \qquad \text{(Ec. 2.10)}$$

En el diseño conocemos el caudal o gasto  $Q$  (lt/s) y nos quedarían indeterminadas la velocidad y el área del conducto requerido. De este modo tendremos que fijar criterios para determinar cual de estas conviene definir, para buscar la tercera. Uno de los aspectos de mayor importancia en el diseño de 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.

### **2.21. VELOCIDAD DE FLUJO Y VELOCIDAD DE ARRASTRE.**

Roberto Manning, en 1890, propuso una expresión para el cálculo de la velocidad de flujo en colectores trabajando como canales abiertos, partiendo de la expresión de Chezy y basado en sus propias experiencias estableció una modificación de la constante  $C$  como función del radio hidráulico y del coeficiente de rugosidad.

$$V = C \sqrt{rs} \qquad \text{(Ec. 2.11)}$$

$$C = f(n_1 r) = \frac{r^{2/6}}{n} \qquad \text{(Ec. 2.12)}$$



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

$$V = \frac{1}{n} * r^{2/3} * S^{1/2} \quad \text{(Ec. 2.13)}$$

Donde:

n= Coeficiente de rugosidad.

v= Velocidad de escurrimiento.

r= Radio hidráulico.

S= Pendiente hidráulica.

La velocidad determinada se refiere a la velocidad media para un caudal Q que fluye bajo condición de canal. Esta velocidad media es aproximadamente el 85 por 100 de la máxima y ocurre a 0,20 y 0,80 de la profundidad. Esto es, en el caso de un conductor circular.

Esta velocidad reviste especial importancia, toda vez que debe producir el arrastre o acarreo de los sólidos, es decir, no debe producirse la sedimentación de sólidos a lo largo de los colectores.

Es 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. De acuerdo a estudios realizados por Du Buat, se estableció similitud con las velocidades requeridas para arrastre de material granular como arena, grava, piedra, etc. (ver tabla 2.2). [3]

Además, resulta conveniente diseñar los colectores de aguas servidas con considerable capacidad de reserva, a fin de absorber las múltiples imprecisiones que la fijación de un gasto de diseño implica.

En este sentido «una buena práctica sería el considerar la capacidad del colector como cuatro veces el gasto diario medio anual y el caudal mínimo de flujo del orden de 0,5 el gasto diario medio anual.»

**Tabla 2.2. Cuadro IV-1.**

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

**Fuente: [3]**

Las Normas INOS establecen la velocidad mínima en 0,60 m/s, para colectores de aguas servidas trabajando a sección plena, así:

«Art. 3.23. Velocidad mínima:

“La velocidad mínima a sección plena, en colectores de alcantarillado de aguas servidas, será de 0,60 m/s. La velocidad mínima a sección plena, en colectores de alcantarillado de aguas pluviales y único, será de 0,75 m/s»”.

Sin embargo, al no establecer condición para la del gasto real de flujo, pudieran presentarse situaciones de colectores que satisfaciendo una condición teórica a sección llena, no provoquen velocidades de arrastre para el gasto real de

funcionamiento o viceversa. Por ello el autor estima conveniente determinar la velocidad de flujo para el caudal de diseño y el valor del tirante de agua para el mismo caudal.

En el manual n.º 9 de la Water Pollution Control Federation, establece al respecto «muchos proyectistas preveen un factor de seguridad en el diseño de cloacas sanitarias tales que en colectores pequeños, hasta 12” o 15” en diámetro el caudal no fluya a mas de la mitad lleno para el gasto máximo de diseño. Colectores de mayor diámetro pueden ser diseñados de modo que el gasto máximo de diseño fluya entre el medio lleno y 7/10 de el diámetro para colectores de 30 pulgadas y mas.

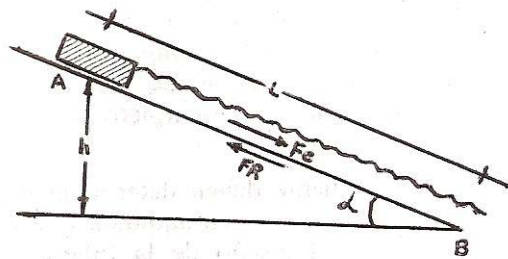
El grado de conservación con el cual se estableció el caudal máximo puede afectar la sección de la profundidad de flujo. Es deseable evitar la condición de colectores cloacales fluyendo a sección llena por razones de ventilación».

Esta apreciación concuerda con la nuestra, en el sentido de dejar suficiente capacidad de reserva, dada la imprecisión que se tiene en la determinación de los gastos de diseño, y más aun, ante la realidad de gastos pluviales incorporados clandestinamente a colectores cloacales.

Admitida esta condición para el diseño, será conveniente determinar la velocidad correspondiente y verificar si es igual o superior que la de arrastre, con lo cual tendremos un colector atendiendo a criterios mas que a una normativa que, aunque satisfecha, no cumple el objetivo para la cual fue concedida mas adelante veremos el calculo correspondiente a velocidades, para distintos tirantes de agua en un colector.

**2.21.1. Velocidad de Arrastre.**

El desplazamiento de una masa de agua en un canal puede semejarse al de un sólido deslizándose sobre un plano inclinado, y el arrastre que el agua hace de los sedimentos en aguas servidas es análogo a la fricción que se ejerce sobre este plano (ver figura 2.7).



**Figura 2.7. Arrastre de sedimentos en plano inclinado. Fuente: [3]**

A la fuerza  $F_i$  de desplazamiento se opondrá la resistencia  $F_R$  en las cuales intervienen diversos factores, fácilmente identificables unos y poco controlados otros interesa, por tanto, con cierto grado de aproximación, determinar el valor de la fuerza cortante necesaria para arrastrar el material sólido, así como la velocidad requerida para vencer la fricción interior.

Asumiendo flujo permanente y uniforme, la superficie de contacto de un cierto volumen de agua desplazándose sobre un canal estará dada por el perímetro mojado correspondiente. Se supone que el agua no tiene fricción interior.

Pero al considerar el área transversal o sección, resulta evidente que cuanto mayor sea el caudal, mayor será el área mojada y menor la resistencia.

Esto puede verse claramente, si consideramos un conducto circular de diámetro el cual conduce agua a sección llena y otro conducto de un diámetro dos veces el anterior.

En el primer caso, el área será:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Y el perímetro  $p = \pi d$ , y en el segundo caso el área será  $\pi d^2$  y el perímetro  $2\pi d$ . Es decir, que si bien el perímetro mojado se ha duplicado, al aumentarse en 4 veces el área mojada, se ha aumentado también 4 veces el número de moléculas no afectadas directamente por la superficie de contacto. Por tanto, en un conducto dado, a velocidad constante, la fuerza  $F_R$  es proporcional al radio hidráulico.

Al considerar un desplazamiento desde A hasta B (figura. 2.7) en una longitud  $L$  y con una diferencia de elevación  $h$ , esta fuerza tendrá dependencia de esa relación

$\frac{h}{L}$  o pendiente ( $\text{sen } \alpha \approx \text{tg } \alpha$ ).

Esta fuerza será, además, dependiente del peso específico del agua a la temperatura dada

$$F_R = \gamma r s \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

$F_R$  = Intensidad de la fuerza de arrastre.

$r$  = Radio hidráulico.

$s$  = Pendiente del fondo

$\gamma$  =Peso específico del agua.

De acuerdo a la ecuación de Chezy:

$$V = C \sqrt{rs} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

$$rs = \frac{v^2}{c^2} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Y sustituyendo:

$$F_R = \gamma \frac{v^2}{c} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Luego se observa que la intensidad de la fuerza varía de acuerdo al cuadrado de la velocidad.

Si consideramos un sedimento de ancho unitario, largo unitario y espesor  $e$ , y siendo  $f'$  la relación de porosidad; se tiene que la fuerza cortante ejercida por el agua sobre la superficie del sedimento será:

$$F_R = (\gamma_s - \gamma) \times e \times (1 - f') \text{ sen } \alpha \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Siendo:

$\gamma_s$  = Peso específico sedimento.

$\gamma$  = Peso específico agua.

$e$  = Espesor.

$f'$  = Relación de porosidad.

$\alpha$  = Angulo con la horizontal.

$S_0$ = Gravedad específica.

Haciendo  $K = (1 - f) \text{ sen } \alpha$ , se tiene:

$$F_R = K e (\gamma_s - \gamma) \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Despejando la pendiente de la ecuación  $F_R = \gamma r s$ , tenemos:

$$S = \frac{F_R}{\gamma r} = \frac{K e (\gamma_s - \gamma)}{\gamma r} = \frac{K e}{r} \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Y sustituyendo en la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} \left[ \frac{K e}{r} \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.23})$$

$$V = \frac{1}{n} r^{1/6} [K e (S_0 - 1)]^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

El valor  $K$  debe determinarse experimentalmente, y su valor se ha estimado dentro de un rango de 0,04 a 0,08<sup>18</sup> para arenas limpias y arena con adherencias, respectivamente. [3]

Las cloacas se diseñan como canales de régimen permanente y uniforme, a menos que se requieran, en algunas circunstancias cálculos hidráulicos especiales.

Las normas de las autoridades sanitarias del país recomiendan que la velocidad media se calcule con la formula de Chezy:

$$V = C \sqrt{RI} \quad \text{(Ec. 2.25)}$$

En donde:

V = la velocidad media.

R = radio hidráulico en metros.

I = pendiente del fondo en tanto por uno.

C = coeficiente de rugosidad, que varia con el material del colector.

El coeficiente C puede ser calculado con los valores de Bazin.

$$C = \frac{87}{1 + \gamma : \sqrt{R}} \quad \text{(Ec. 2.26)}$$

Con los de Kutter y Ganguillet, simplificada:

$$C = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \quad \text{(Ec. 2.27)}$$

O con los de Manning:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad \text{(Ec. 2.28)}$$

Usando para los parámetros  $\gamma$ , m y n los siguientes valores: (Ver Tabla 2.3.)



Las velocidades máximas están controladas por la mayor o menor resistencia a la erosión de las paredes de los tubos. Las normas de cloacas del INOS 1975 recomiendan para tuberías de concreto las siguientes velocidades máximas, de acuerdo con la clase de concreto a utilizar. Ver (tabla 2.4).

**Tabla 2.3. Parámetros usados**

#	DESCRIPCION	$\gamma$	M	N
1	Tubos de concreto prefabricado de diámetro hasta 61 cm	0,30	0,43	0,015
2	Tubos de concreto de mayores diámetros y colectores monolíticos	0,20	0,30	0,013
3	Tubos de asbesto - cemento, hasta 61cm de diámetro	0,13	0,19	0,011

**Fuente: [3]**

Para arcilla vitrificada: 6 m/s; para asbesto-cemento y CVP 4,5 m/s.

Para velocidades mayores de 5 m/s, se recomienda que la menor dimensión transversal del conducto sea de 90 cm.



**Tabla 2.4. Tabla XIV-7.**

Para resistencia del concreto a la compresión a los 28 días, en Kg/cm <sup>2</sup>	Velocidad admisible m/s
210	5,00
280	6,00
350	7,50
420	9,50

**Fuente: [5]**

Quando por razones especiales sea necesario interrumpir el régimen uniforme de los flujos, se deberán tomar las suficientes precauciones para evitar problemas de obstrucciones en los conductos. En lo posible, deben evitarse las disminuciones bruscas de pendientes y las reducciones de las secciones que puedan producir saltos hidráulicos, remansos, etc.

Para lograr un mejor régimen hidráulico deben enlazarse, en general, las tuberías por sus lomos, y si no fuese posible, el enlace de las superficies libres de agua en los conductos, o cualquier otra solución que evite remansos en los conductores. (Figura 2.8).

Para una mejor ejecución del diseño, sobre todo en lo referente a las rasantes y sus empalmes, cruces con obras existentes, etc., se acostumbra a dibujar los perfiles con los colectores, tramo por tramo, anotando en cada intercepción los ramales o redes afluentes con sus elevaciones de rasante. Estos perfiles simplifican las estimaciones de excavaciones o rellenos, facilitan la estimación de cantidades de obras, además de verificar las elevaciones relativas anotadas.

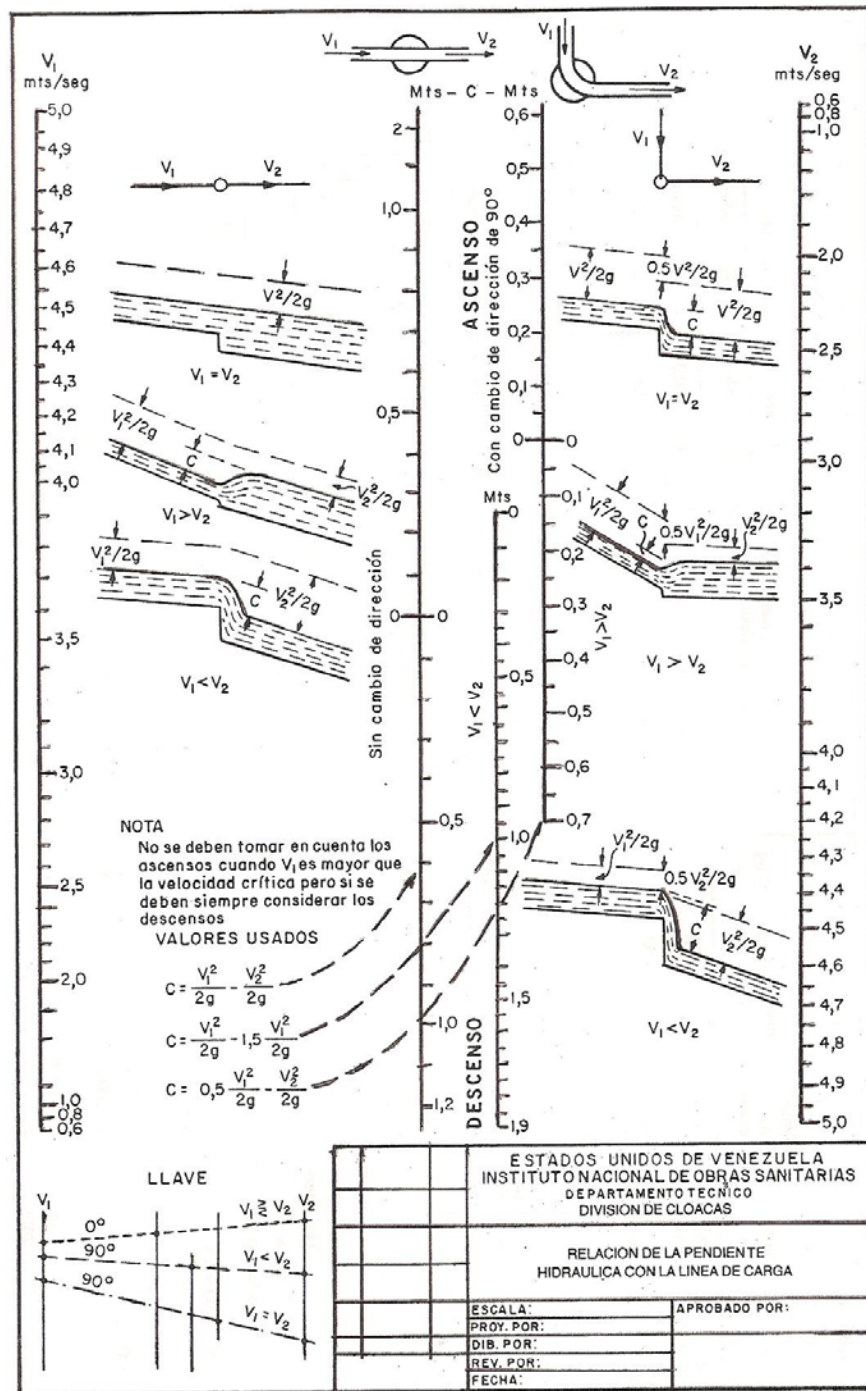


Figura 2.8. Diseño de redes de alcantarillas. Fuente: [5]

## **2.22. EMPOTRAMIENTOS.**

Las tuberías que enlazan los desagües de las edificaciones con las tuberías de servicio se denominan tuberías de empotramiento o simplemente empotramientos. Ellas deben estar, al igual que las de servicios, situadas por debajo de las tuberías de acueductos, inclusive de las tuberías de servicio interdomiciliario. Su pendiente debe ser preferentemente del 2%, si la profundidad de la cloaca es menor de 2 metros, y nunca menor del 1% cuando la profundidad sobrepasa los 2 metros. Su diámetro mínimo establecido es de 15 cm para casa unifamiliares y de 20 o mayores para edificios, de acuerdo, naturalmente, con el área de construcción y los servicios del inmueble.

Los empotramientos se instalan con codo y en forma de Y o de T, dependiendo de las condiciones mismas de la embestida. Los empotramientos que tienen sus arranques muy por encima de la tubería de servicio requieren bajantes y envolturas de concreto. [5]

## **2.23. DEFORMACIÓN DE LAS TUBERÍAS POR CARGA EXTERNAS**

La considerable profundidad a la cual se entierran las tuberías de alcantarillado constituyen el principal factor que influye en la magnitud de las deflexiones de la tubería y por lo tanto, en las especificaciones de su instalación. Adicionalmente, el comportamiento del tubo depende del tipo de material de relleno y de su grado de Compactación, así como de la rigidez de la tubería.

Tales deflexiones deben ser controladas y fijadas en un máximo, de acuerdo con las condiciones de la zanja y materiales de relleno.

Las tuberías de **PVC**, sometidas a cargas externas de compresión, pueden soportar considerables deformaciones por aplastamiento, sin afectar su capacidad de resistencia. Esta propiedad clasifica como flexibles a las tuberías de **PVC**. Por definición son tuberías flexibles aquellas que permiten una deformación superior al 3%, mientras que las tuberías rígidas son aquellas que no permiten más de 1 % sin presentar fractura.

Las tuberías de **PVC** superan con amplitud el límite mínimo de deformación de las tuberías flexibles (3%), hasta el extremo de lograr aplastamientos del 100% (contacto de paredes internas) sin que se produzca fractura. Claro que parte de estas deformaciones elástica (reversible) y parte es plástica (irreversible).

Las diferencias básicas entre tuberías rígidas y flexibles se pueden resumir así:

En un tubo rígido las cargas externas se concentran directamente arriba y abajo de este, produciendo un esfuerzo de aplastamiento que debe soportar la estructura de la tubería. En las tuberías flexibles, como las de **PVC**, no ocurre esto, sino que la carga es uniformemente distribuida alrededor de su circunferencia.

Parte de la carga transmitida por el relleno a la tubería flexible es transferida transversalmente al material que la recubre, dependiendo del modulo de elasticidad del material de la tubería, del tipo de apoyo que a esta se le de, de la clase de material y localidad de compactación del relleno de la zanja. Así, conforme va deformándose el tubo flexible, la carga es transferida al terreno en reacciones horizontales radiales.

Las cargas externas que actúan sobre un tubo enterrado se pueden clasificar en:

### **2.23.1. Cargas Muertas.**

Provenientes del peso del material de relleno sobre la tubería y sus alrededores la magnitud de estas cargas es proporcional a la densidad del relleno, al ancho de la zanja y a la profundidad a la cual se instala la tubería.

2.23.2. Cargas Vivas.

Provenientes del trafico y que son transmitidas a través del material de relleno sobre el tubo. [12]

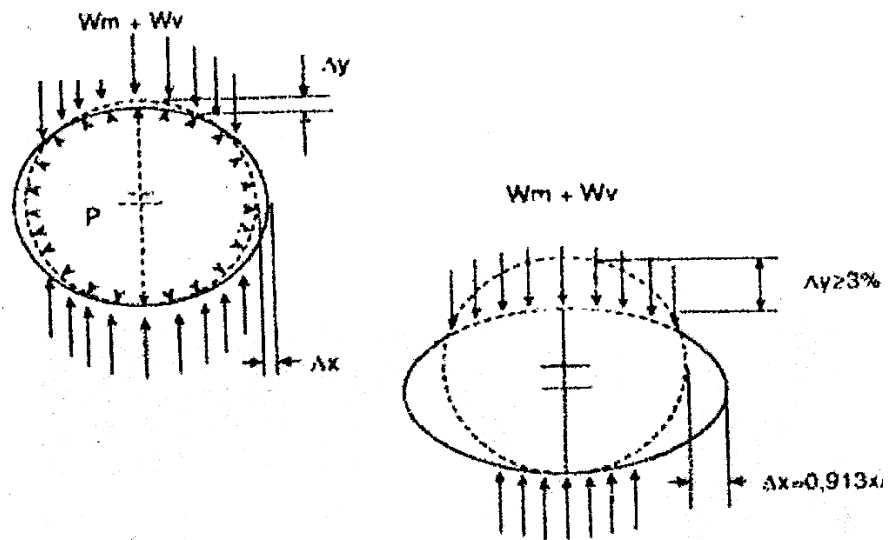


Figura 2.9 Deflexiones en tuberías flexibles. Fuente: [12]

El cálculo de las deflexiones en tuberías flexibles, fue desarrollado en la teoría de los Ing. MARSTON Y SPANGLER. Esta teoría es ampliamente utilizada hoy día y es recomendada por instituciones normativas como ASTM (American Society for Testing and Materials) y AWWA (American Water Works Association).

Ecuación de SPANGLER, ASTM D 2412

$$\Delta Y = \frac{Df * K(Wm + Wv)}{\frac{2 * E}{3(RD - 1)} + 0.06Es} \quad (\text{Ec.2.29})$$

Donde:

$E$  = Modulo de elasticidad del material de la tubería.

$EP_{vc} = 2,81 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$

$RD$  = Relación diámetro espesor (adimensional).

$E$  = Espesor de la tubería en cm.

$\Delta Y$  = Deflexión del diámetro en cm.

$D_f$  = Factor de deformación a largo plazo.

Spangler recomienda un valor de 1,5. Esto quiere decir que la deformación final a largo plazo producida por las cargas externas puede llegar a ser un 50% mayor que la deformación inicial.

$K$  = Constante del lecho de apoyo.

El valor de esta, es función del ángulo de contacto entre el tubo y el lecho de apoyo. Para cálculos generales, ASTM establece los siguientes valores:

**Tabla 2.5. Ángulo de contacto entre el tubo y el lecho de apoyo**

Angulo Contacto	0°	30°	45°	60°	90°	120°	180°
K	0.110	0.108	0.105	0.102	0.096	0.090	0.083

**Fuente: [12]**

$E_s$  = Modulo de reacción del suelo en  $\text{kg/cm}^2$

Este factor depende básicamente de las características del material de relleno y del grado de compactación de la zanja. En la siguiente tabla se indican valores normales.

**Tabla 2.6. Grado de Compactación de la Zanja.**

Grado de Compactación	Buena	Mediana	Mala	Ninguna
Es (Kg/cm <sup>2</sup> )	50	35	20	15

**Fuente: [12]**

WM = Carga muerta kg/cm. Para la determinación de las cargas muertas en tuberías flexibles, ASTM (D2412) recomienda el uso de la teoría y ecuación de MARSTON.

$$W_M = (C_g * W * DE * B) \tag{Ec.2.30}$$

Cg = Coeficiente de carga Marston.

Se obtiene en función de las dimensiones de la zanja (H/B) y de la densidad del material de relleno (w) (ver gráfico V-1).

W = Densidad del material de relleno en kg/cm<sup>3</sup>

DE = Diámetro externo en cm.

B = Ancho de la zanja en la parte superior del tubo en cm.

H = Altura de relleno medido desde el lomo de la tubería en cm.

Wv = Carga viva en kg/cm. AWWA recomienda el uso de la siguiente expresión.

$$W_v = \frac{C_s * P_c * F}{L} \tag{Ec.2.31}$$



**Tabla 2.7. Tipo de Suelo**

Tipo de Suelo	W (Kg/m <sup>3</sup> )
Granulado	1700
Grava y arena	1900
Húmedo y fangoso	2000
Arcilla, lodo espeso, Granzón.	2100
Arcilla saturada	2200

**Fuente: [12]**

Cs = Coeficiente de carga.

Se determina gráficamente en función de diámetro de la tubería y de la profundidad de la zanja H (ver gráfico V-2).

Pc = Carga concentrada. AWWA recomienda un valor de 4550 kg para tubería de PVC.

F = Factor de impacto. Depende del tipo de tráfico a que estará sometida la tubería.

F = 1.15 para H < 1.0 m.

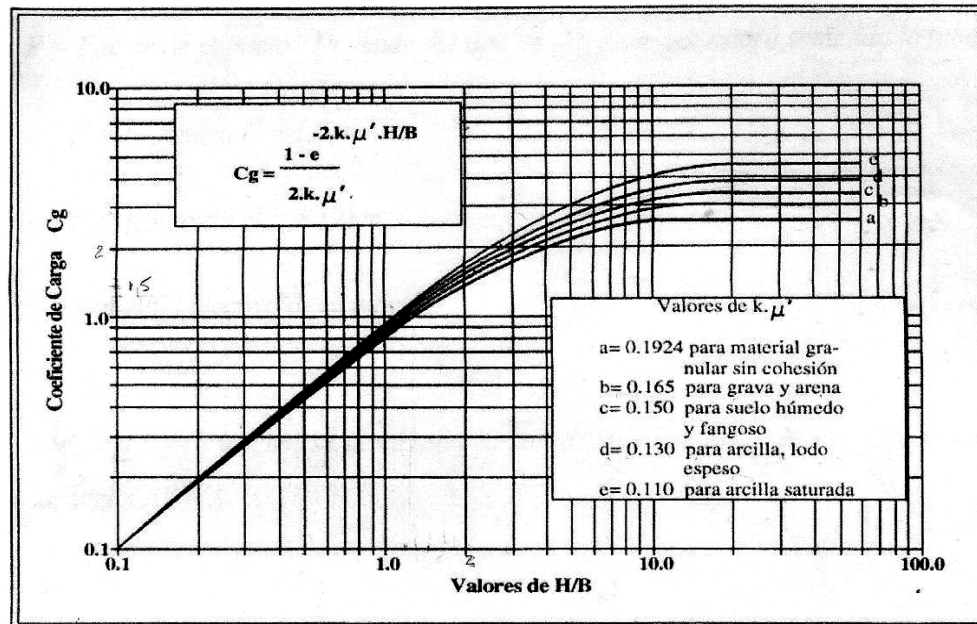
F = 1.00 para H > 1.0 m.

L = Longitud efectiva de la tubería.

Longitud sobre la cual se desarrolla la carga. Su valor es de 90 cm. para cualquier tubería, según AWWA.

Es de notar que mediante la aplicación de la ecuación de Spangler, se obtendrán valores máximos de deformaciones transversales de la tubería debido a cargas externas.

GRAFICO V-1  
**COEFICIENTES DE CARGA MUERTA**  
 PARA TUBERIAS ENTERRADAS EN ZANJAS



Fuente: [12]

### 2.23.3. Carga Total:

Para la determinación de la carga total que actúa en cada tramo de tubería, es necesario determinar cada una de las cargas indicadas según las ecuaciones 2.24 y 2.25, las cuales al sumarlas resultan:

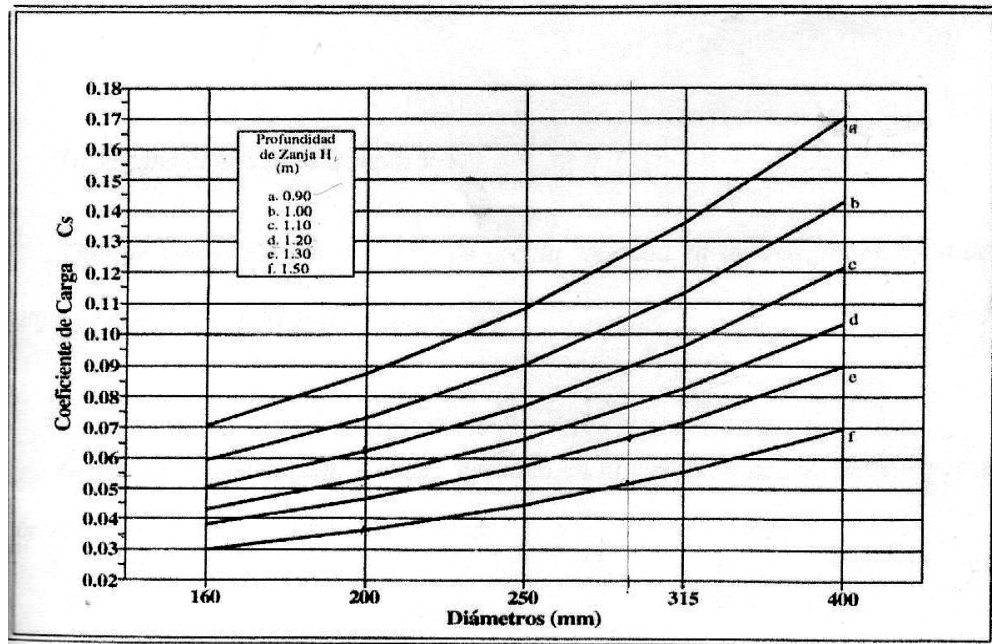
$$W_t = W_M + W_V$$

(Ec.2.32)

Donde:

$W_t$  = máxima carga del relleno

GRAFICO V-2  
**COEFICIENTES DE CARGA VIVA**  
 PARA TUBERIAS ENTERRADAS EN ZANJAS



Fuente: [12]

Luego se debe aplicar el criterio del factor de carga según el tipo de apoyo a utilizar y el factor de seguridad correspondiente según la ecuación:

$$W = \frac{\nu_e * W_t}{K}$$

(Ec.2.33)

Donde:

$\nu_e$  = Coeficiente de seguridad contra el aplastamiento del tubo.

$W$  = carga de rotura en el ensayo de los tres filos en kg/m

$W_t$  = máxima carga de relleno y carga viva en kg/m.

#### **2.24. CLASE DE TUBERÍA:**

Las tuberías de PVC dependiendo de la capacidad que tengan de resistir esfuerzos producidos por las cargas muertas y vehiculares. [13].

#### **2.25. TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.**

Incorpora procesos físicos químicos y biológicos, los cuales tratan y remueven contaminantes físicos, químicos y biológicos introducidos por el uso humano cotidiano del agua. El objetivo del tratamiento es producir agua ya limpia (o efluente tratado) o reutilizable en el ambiente, y un residuo sólido o fango también convenientes para los futuros propósitos o recursos.

Las aguas residuales son generadas por residencias, instituciones y locales comerciales e industriales. Esto puede ser tratado dentro del sitio en el cual es generado (por ejemplo: tanques sépticos u otros medios de depuración) o recogido y llevado mediante una red de tuberías y eventualmente bombas a una planta de tratamiento municipal. Los esfuerzos para coleccionar y tratar las aguas residuales domésticas de la descarga están típicamente sujetos a regulaciones y estándares locales, estatales y federales (regulaciones y controles). Recursos industriales de aguas residuales, a menudo requieren procesos de tratamiento especializado.

Típicamente, el tratamiento de aguas residuales es alcanzado por la separación física inicial de sólidos de la corriente de aguas domésticas o industriales, seguido por la conversión progresiva de materia biológica disuelta en una masa biológica sólida

usando bacterias adecuadas, generalmente presentes en estas aguas. Una vez que la masa biológica es separada o removida, el agua tratada puede experimentar una desinfección adicional mediante procesos físicos o químicos. Este efluente final puede ser descargado o reintroducidos de vuelta a un cuerpo de agua natural (corriente, río o bahía) u otro ambiente (terreno superficial o subsuelo) etc. Los sólidos biológicos segregados experimentan un tratamiento y neutralización adicional antes de la descarga o reutilización apropiada.

Las aguas residuales son residuos líquidos provenientes de tocadores, baños, regaderas o duchas, cocinas, etc.; que son desechados a las alcantarillas o cloacas. En muchas áreas, las aguas residuales también incluyen algunas aguas sucias provenientes de industrias y comercios. La división del agua casera drenada en aguas grises y aguas servidas es más común en el mundo desarrollado, el agua negra es la que procede de inodoros y orinales y el agua gris, procedente de piletas y bañeras, puede ser usada en riego de plantas y reciclada en el uso de inodoros, donde se transforma en agua negra. Muchas aguas residuales también incluyen aguas superficiales procedentes de las lluvias. Las aguas residuales municipales contienen descargas residenciales, comerciales e industriales, y pueden incluir el aporte de precipitaciones pluviales cuando se usa tuberías de uso mixto pluvial - residual.

Los sistemas de alcantarillado que transportan descargas de aguas sucias y aguas de precipitación conjuntamente son llamados sistemas de alcantarillas combinado. La práctica de construcción de sistemas de alcantarillas combinadas es actualmente menos común en los Estados Unidos y Canadá que en el pasado, y se acepta menos dentro de las regulaciones del Reino Unido y otros países europeos, así como en otros países como Argentina. Sin embargo, el agua sucia y agua de lluvia son colectadas y transportadas en sistemas de alcantarillas separadas, llamados alcantarillas sanitarias y alcantarillas de tormenta de los Estados Unidos, y “alcantarillas fétidas” y “alcantarillas de agua superficial” en Reino Unido, o cloacas y conductos pluviales en otros países europeos. El agua de lluvia puede arrastrar, a través de los techos y la

superficie de la tierra, varios contaminantes incluyendo partículas del suelo, metales pesados, compuestos orgánicos, basura animal, aceites y grasa. Algunas jurisdicciones requieren que el agua de lluvia reciba algunos niveles de tratamiento antes de ser descargada al ambiente. Ejemplos de procesos de tratamientos para el agua de lluvia incluyen tanques de sedimentación, humedales y separadores de vórtice (para remover sólidos gruesos).

El sitio donde el proceso es conducido se llama Planta de tratamiento de aguas residuales. El diagrama de flujo de una planta de tratamiento de aguas residuales es generalmente el mismo en todos los países.

#### **2.25.1. Tratamiento Físico Químico.**

- Remoción de sólidos

- Remoción de arena

- Precipitación con o sin ayuda de coagulantes o floculantes

- Separación y filtración de sólidos.

El agregado de cloruro férrico ayuda a precipitar en gran parte a la remoción de fósforo y ayuda a precipitar los biosólidos.

#### **2.25.2. Tratamiento Biológico.**

- Lechos oxidantes o sistemas aeróbicos

- Post – precipitación

- Liberación al medio de efluentes, con o sin desinfección según las normas de cada jurisdicción.

### **2.25.3. Tratamiento Químico.**

Este paso es usualmente combinado con procedimientos para remover sólidos como la filtración. La combinación de ambas técnicas es referida en los Estados Unidos como un tratamiento físico-químico.

Eliminación del hierro del agua potable. Los métodos para eliminar el exceso de hierro incluyen generalmente transformación del agua clorada en una disolución generalmente básica utilizando cal apagada; oxidación del hierro mediante el Ion hipoclorito y precipitación del hidróxido férrico de la solución básica. Mientras todo esto ocurre el Ion OCl esta destruyendo los microorganismos patógenos del agua.

Eliminación del oxígeno del agua de las centrales térmicas. Para transformar el agua en vapor en las centrales térmicas se utilizan calderas a altas temperaturas. Como el oxígeno es un agente oxidante, se necesita un agente reductor como la hidrazina para eliminarlo.

Eliminación de los fosfatos de las aguas residuales domesticas. El tratamiento de las aguas residuales domesticas incluye la eliminación de los fosfatos. Un método muy simple consiste en precipitar los fosfatos con cal apagada. Los fosfatos pueden estar presentes de muy diversas formas como el Ion Hidrógeno fosfato.

Eliminación de nitratos de las aguas residuales domesticas y procedentes de la industria. Se basa en dos procesos combinados de nitrificación y desnitrificación que conllevan una producción de fango en forma de biomasa fácilmente decantable.

### **2.25.4. El Tratamiento de los Fangos.**

Los sólidos primarios gruesos y los bio sólidos secundarios acumulados en un proceso del tratamiento de aguas residuales se deben tratar y disponer de una manera segura y eficaz. Este material a menudo se contamina inadvertidamente con los compuestos orgánicos e inorgánicos tóxicos (por ejemplo: metales pesados). El propósito de la digestión es reducir la cantidad de materia orgánica y el número de los microorganismos presentes en los sólidos que causan enfermedades. Las opciones más comunes del tratamiento incluyen la digestión anaerobia, la digestión aerobia, y el abonamiento.

#### **2.25.4.1. La Digestión Anaeróbica.**

Es un proceso bacteriano que se realiza en ausencia del oxígeno. El proceso puede ser la digestión termófila en la cual el fango se fermenta en tanques en una temperatura de 55°C o mesófila, en una temperatura alrededor de 36°C. Sin embargo permitiendo tiempo de una retención más corta, así en los pequeños tanques, la digestión termófila es más expansiva en términos de consumo de energía para calentar el fango.

La digestión anaerobia genera bio gas con una parte elevada de metano que se puede utilizar para el tanque y los motores o las micro turbinas del funcionamiento para otros procesos en sitio. En plantas de tratamiento grandes suficiente la energía se puede generar de esta manera de producir más electricidad que las máquinas requieren. La generación del metano es una ventaja dominante del proceso anaeróbico. Su desventaja dominante es la de largo plazo requerido para el proceso (hasta 30 días) y el alto costo de capital.

#### **2.25.4.2. La Digestión Aeróbica.**



Es un proceso bacteriano que ocurre en presencia del oxígeno. Bajo condiciones aeróbicas, las bacterias consumen rápidamente la materia orgánica y la convierten en el bióxido de carbono. Una vez que haya una carencia de la materia orgánica, las bacterias mueren y son utilizadas como alimento por otras bacterias. Esta etapa del proceso se conoce como respiración endógena. La reducción de los sólidos ocurre en esta fase. Porque ocurre la digestión aeróbica mucho más rápidamente, los costos de capital de digestión aerobia son más bajos. Sin embargo, los gastos de explotación son característicos por ser mucho mayores para la digestión aeróbica debido a los costes energéticos para la aireación necesitada para agregar el oxígeno al proceso.

Cuando se produce un fango líquido, un tratamiento adicional puede ser requerido para hacerlo conveniente para la disposición final. Típicamente, los fangos se espesan (desecados) para reducir los volúmenes transportados para la disposición.

Los procesos para reducir el contenido en agua incluyen lagunas en camas de sequía para producir una torta que pueda ser aplicada a la tierra o ser incinerada; el presionar, donde el fango se filtra mecánicamente, a través de las pantallas del paño para producir a menudo una torta firme; y centrifugación donde el fango es espesado centrífugo separando el sólido y el líquido. Los fangos se pueden disponer por la inyección líquida para aterrizar o por la disposición en un terraplén. Hay preocupaciones por la incineración del fango debido a los agentes contaminadores del aire en las emisiones, junto con el alto coste de combustible suplemental, haciendo esto medios menos atractivos y menos comúnmente construidos del tratamiento y de la disposición del fango.

No hay proceso que elimine totalmente los requisitos para la disposición de bio sólidos. En Australia del sur, después de la centrifugación, el fango entonces es secado totalmente por la luz del sol. Los bio sólidos ricos en nutrientes entonces se

proporcionan a los granjeros para utilizar como fertilizante natural. Este método ha reducido la cantidad de terraplén generada por el proceso cada año.

#### **2.25.5. El Tratamiento en el Ambiente de Recepción.**

La introducción de aguas residuales que trata la planta fluyen en los procesos de muchos ríos pequeños, en una planta de tratamiento de aguas residuales se diseñan los procesos naturales del tratamiento que ocurren en el ambiente, si ese ambiente es un cuerpo natural del agua o la tierra. Si no se ha sobrecargado, las bacterias en el ambiente consumirán los contaminantes orgánicos, aunque ésta reducirá los niveles del oxígeno en el agua y puede cambiar perceptiblemente la ecología total del agua de recepción. Las poblaciones bacterianas nativas alimentan en los contaminantes orgánicos, y los números de microorganismos que causan enfermedades son reducidos por condiciones ambientales naturales tales como depredación, exposición a la radiación ultravioleta, etc. Por lo tanto en caso de que el ambiente de recepción proporcione un de alto nivel de la dilución, un alto grado del tratamiento de aguas residuales no puede ser requerido. Sin embargo, la evidencia reciente ha demostrado que los niveles muy bajos de ciertos contaminantes en aguas residuales, incluyendo las hormonas (de la agricultura animal y del residuo de píldoras humanas del control de la natalidad) y los materiales sintéticos tales como plásticos, pueden tener un impacto adverso imprevisible en el medio natural y potencialmente en seres humanos si el agua se reutiliza para el agua potable. En los E.E.U.U., las descargas incontroladas de las aguas residuales al ambiente no se permiten bajo ley, y los requisitos terminantes de la calidad del agua han de ser conocidos. Una amenaza significativa en las décadas que vienen será las descargas incontroladas de aumento de las aguas residuales dentro de países en vías de desarrollo rápidamente.

#### **2.25.6. Potenciales Impactos Ambientales.**

Los contaminantes de las aguas servidas municipales, o aguas servidas domésticas, son los sólidos suspendidos y disueltos que consisten en: materias orgánicas e inorgánicas, nutrientes, aceites y grasas, sustancias tóxicas, y microorganismos patógenos. Los desechos humanos sin un tratamiento apropiado, eliminados en su punto de origen o recolectados y transportados, presentan un peligro de infección parasitaria (mediante el contacto directo con la materia fecal), hepatitis y varias enfermedades gastrointestinales, incluyendo el cólera y tifoidea (mediante la contaminación de la fuente de agua y la comida). Cabe mencionar que el agua de lluvia urbana puede contener los mismos contaminantes, a veces en concentraciones sorprendentemente altas.

Cuando las aguas servidas son recolectadas pero no tratadas correctamente antes de su eliminación o reutilización, existen los mismos peligros para la salud pública en las proximidades del punto de descarga. Si dicha descarga es en aguas receptoras, se presentarán peligrosos efectos adicionales (Ej. el hábitat para la vida acuática y marina es afectada por la acumulación de los sólidos; el oxígeno es disminuido por la descomposición de la materia orgánica; y los organismos acuáticos y marinos pueden ser perjudicados aun más por las sustancias tóxicas, que pueden extenderse hasta los organismos superiores por la bio-acumulación en las cadenas alimenticias). Si la descarga entra en aguas confinadas, como un lago o una bahía, su contenido de nutrientes puede ocasionar la eutrofización, con molesta vegetación que puede afectar a las pesquerías y áreas recreativas. Los desechos sólidos generados en el tratamiento de las aguas servidas (grava, cerniduras, y fangos primarios y secundarios) pueden contaminar el suelo y las aguas si no son manejados correctamente.

Los proyectos de aguas servidas son ejecutados a fin de evitar o aliviar los efectos de los contaminantes descritos anteriormente en cuanto al ambiente humano y natural. Cuando son ejecutados correctamente, su impacto total sobre el ambiente es positivo.

Los impactos directos incluyen la disminución de molestias y peligros para la salud pública en el área de servicio, mejoramientos en la calidad de las aguas receptoras, y aumentos en los usos beneficiosos de las aguas receptoras.

Adicionalmente, la instalación de un sistema de recolección y tratamiento de las aguas servidas posibilita un control más efectivo de las aguas servidas industriales mediante su tratamiento previo y conexión con el alcantarillado público, y ofrece el potencial para la reutilización beneficiosa del efluente tratado y de los fangos.

Los impactos indirectos del tratamiento de las aguas residuales incluyen la provisión de sitios de servicio para el desarrollo, mayor productividad y rentas de las pesquerías, mayores actividades y rentas turísticas y recreativas, mayor productividad agrícola y forestal o menores requerimientos para los fertilizantes químicos, en caso de ser reutilizado el efluente y los fangos, y menores demandas sobre otras fuentes de agua como resultado de la reutilización del efluente.

De éstos, varios potenciales impactos positivos se prestan para la medición, por lo que pueden ser incorporados cuantitativamente en el análisis de los costos y beneficios de varias alternativas al planificar proyectos para las aguas servidas. Los beneficios para la salud humana pueden ser medidos, por ejemplo, mediante el cálculo de los costos evitados, en forma de los gastos médicos y días de trabajo perdidos que resultarían de un saneamiento defectuoso. Los menores costos del tratamiento de agua potable e industrial y mayores rentas de la pesca, el turismo y la recreación, pueden servir como mediciones parciales de los beneficios obtenidos del

mejoramiento de la calidad de las aguas receptoras. En una región donde es grande la demanda de viviendas, los beneficios provenientes de proporcionar lotes con servicios pueden ser reflejados en parte por la diferencia en costos entre la instalación de la infraestructura por adelantado o la adecuación posterior de comunidades no planificadas.

A menos que sean correctamente planificados, ubicados, diseñados, construidos, operados y mantenidos, es probable que los proyectos de aguas servidas tengan un impacto total negativo y no produzcan todos los beneficios para los cuales se hizo la inversión, afectando además en forma negativa a otros aspectos del medio ambiente.

#### **2.25.7. Problemas Socioculturales.**

Las instalaciones de tratamiento requieren tierra; su ubicación puede resultar en la reubicación involuntaria. Es más, las obras de tratamiento y eliminación pueden crear molestias en las cercanías inmediatas, al menos ocasionalmente. A menudo, las tierras y los barrios elegidos, corresponden a los "grupos vulnerables" que son los menos capacitados para afrontar los costos de la reubicación y cuyo ambiente vital ya está alterado. Se debe tener cuidado de ubicar las instalaciones de tratamiento y eliminación donde los olores o ruidos no molestarán a los residentes u otros usuarios del área, manejar la reubicación con sensibilidad, e incluir en el plan de atenuación del proyecto, provisiones para mitigar o compensar los impactos adversos sobre el medio ambiente humano. Si no se incluye estas consideraciones en la planificación del proyecto, existe el riesgo sustancial de resolver un problema ambiental de la comunidad mediante su transferencia a otro.

#### **2.25.8. Tecnología Apropriada.**

El concepto de la tecnología apropiada en los sistemas de agua servida, abarca dimensiones técnicas, institucionales, sociales y económicas. Desde un punto de vista técnico e institucional, la selección de tecnologías no apropiadas, ha sido identificada como una de las principales causas de fallas en el sistema. El ambiente de las aguas servidas es hostil para el equipo electrónico, eléctrico y mecánico. Su mantenimiento es un proceso sin fin, y requiere de apoyo (repuestos, laboratorios, técnicos capacitados, asistencia técnica especializada, y presupuestos adecuados). Aun en los países desarrollados, son los sistemas más sencillos, elegidos y diseñados con vista al mantenimiento, los que brindan un servicio más confiable. En los países en desarrollo, donde es posible que falten algunos ingredientes para un programa exitoso de mantenimiento, ésta debe ser la primera consideración al elegir tecnologías para las plantas de tratamiento y estaciones de bombeo.

En comunidades pequeñas y ambientes rurales, las opciones técnicas suelen ser más sencillas, pero las consideraciones institucionales se combinan con las sociales y siguen siendo extremadamente importantes. Las instituciones locales deben ser capaces de manejar los programas o sistemas de saneamiento; la participación comunitaria puede ser un elemento clave en su éxito. Son importantes las acostumbradas preferencias sociales y prácticas; algunas pueden ser modificadas mediante programas educativos, pero otras pueden estar arraigadas en los valores culturales y no estar sujetas al cambio.

La economía forma parte de la decisión de dos maneras. No es sorprendente que las tecnologías más sencillas, seleccionadas por su facilidad de operación y mantenimiento, suelen ser las menos costosas para construir y operar. Sin embargo, aun cuando no lo sean, como puede ser el caso cuando gran cantidad de tierra debe

ser adquirida para los estanques de estabilización, un sistema menos costoso que fracasa, finalmente sería más costoso que otro más caro que opera de manera eficiente. [6]

#### **2.25.9. Lagunas de Oxidación.**

Las lagunas de oxidación son excavaciones de poca profundidad en el cual se desarrolla una población microbiana compuesta por bacterias, algas y protozoos (que convienen en forma simbiótica) y eliminan en forma natural, patógenos relacionados con excrementos humanos, sólidos en suspensión y materia orgánica, causantes de enfermedades tales como el cólera, el parasitismo, la hepatitis y otras enfermedades gastrointestinales. Es un método fácil y eficiente para tratar aguas residuales provenientes del alcantarillado sanitario.

El sistema esta compuesto inicialmente por un grupo de trampas que atrapan y separan los elementos sólidos no inherentes al diseño del sistema, en etapas siguientes el agua y sus residuos pasan a un sistema de lagunas (una o más) donde permanecen en contacto con el entorno, principalmente el aire, experimentando un proceso de oxidación y sedimentación, transformándose así la materia orgánica en otros tipos de nutrientes que pasan a formar parte de una comunidad diversa de plantas y ecosistema bacteriano acuático.

Luego de este proceso, el agua superficial de las lagunas queda libre entre un 70 y un 85% de demanda química o biológica de oxígeno, los cuales son estándares apropiados para la liberación de estas aguas superficiales hacia la naturaleza de forma que esta última pueda absorber los residuos sin peligro para el medio ambiente y sus especies.

Existen otras formas de lagunas para el tratamiento de aguas residuales, sún su forma de operación pueden ser clasificadas en:

Lagunas de oxidación aerobias (aireadas): Cuando existe oxígeno en todos los niveles de profundidad.

Lagunas de oxidación anaerobias (sin aireación): cuando la carga orgánica es tan grande que predomina la fermentación sin oxígeno.

Lagunas de oxidación facultativas: es el caso que opere como una mezcla de las dos anteriores, la parte superior aerobia y el fondo anaerobio.

Lagunas de acabado: Son aquellas que se utilizan para mejorar la calidad de los efluentes de las plantas de tratamiento.

Hay muchos mitos y temores infundados sobre las lagunas de oxidación, sin embargo tienen muchos años de funcionar exitosamente en Estados Unidos, Europa y Centro y Sur América. Las lagunas de oxidación son particularmente apropiadas debido a su bajo costo y el método sencillo para construirlas y mantenerlas.

Correctamente diseñadas y construidas, las lagunas para el tratamiento pueden remover efectivamente la mayoría de los contaminantes asociados con las aguas servidas municipales e industriales y las aguas de lluvias. Los pantanos para tratamiento son especialmente eficaces en la eliminación de problemas y contaminantes tales como la Demanda Biológica de Oxígeno (DBO), no obstante, existen otros contaminantes que pueden ser tratados mediante este sistema de lagunas de oxidación como los sólidos suspendidos, nitrógeno, fósforo, hidrocarburos y metales. Las lagunas de oxidación son también una tecnología efectiva y sura para el tratamiento y recirculación de agua si se mantienen y operan correctamente.



Se puede construir y operar una laguna de oxidación en una gran variedad de áreas geográficas, incluyendo las regiones áridas, tropicales y montañosas. Incluso se puede tratar las aguas servidas con altos niveles de residuos en condiciones climáticas extremas donde ocurre congelamiento. Estos proyectos pueden variar mucho con respecto a tamaño, forma y ubicación, siendo el principal componente limitante el contar con suficiente terreno disponible. [8]

#### **2.25.9.1.      Lagunas de Oxidación según Unda Opazo.**

Las lagunas de oxidación son estanques bajos excavados en el terreno que tienen el propósito de purificar las aguas servidas sedimentadas u otros residuos en condiciones climáticas que favorecen el desarrollo de algas, calor y luz solar. La fuerza directriz del proceso es la fotosíntesis, proceso que se debe a la simbiosis entre las bacterias saprofitas y las algas. La descomposición bacteriana de la materia orgánica desprende CO<sub>2</sub> y se desarrolla gran cantidad de algas con abundante desprendimiento de oxígeno, que es el elemento que finalmente oxida la materia orgánica. Estas lagunas de oxidación son relativamente bajas: 0.60 a 1.20 m. Para el tratamiento de las aguas servidas se han usado también lagunas de estabilización, mas profundas, las cuales incluso se emplean para aguas servidas sin sedimentar. [11]

#### **2.26. ESTACIONES DE BOMBEO.**

Bajo ciertas condiciones, se hace indispensable diseñar estaciones de bombeo para extraer las aguas servidas de un determinado sector, el cual no puede ser drenado por gravedad. Tratándose de aguas servidas, debe darse condiciones especiales a la ubicación, apariencia externa y características de las estaciones y equipos que minimicen los inconvenientes que las aguas servidas provocan al sistema.

El diseño de la estación de bombeo de aguas servidas comprenderá:

- a) Los accesorios o dispositivos necesarios para el acondicionamiento del líquido cloacal, previo a su bombeo.
- b) Los equipos requeridos (bomba y motores).
- c) El diseño del pozo recolector y los accesorios complementarios.
- d) La edificación y su apariencia externa. [3]

#### **2.26.1. Razones del Bombeo o Elevación.**

- Necesidades
- Condiciones topográficas
- Subida de las aguas residuales de un punto bajo al colector
- Transporte de aguas residuales
- En entrada de estación depuradora
- Entre tramos de alcantarillas, colectores o emisario
- En desagüe de estación depuradora hacia el cauce receptor
- Inconvenientes
- Gasto de energía
- Riesgo de inundación si no se dispone de cota suficiente para prever un aliviadero de seguridad

##### **2.26.1.1. Elementos de estación de elevación**

- Cámara de toma reguladora de la aspiración
- Conductos de aspiración
- Edificio destinado a proteger las bombas

- Bombas
- Impulsión. [7]

### **2.26.2. Dispositivos y accesorios.**

Las aguas servidas o servidas ordinariamente contienen materiales en suspensión como papeles, vidrios, hojas, grasas, latas y en ocasiones objetos metálicos de tamaño relativamente considerable, por lo cual es siempre conveniente proyectar elementos estructurales que condicionen el líquido cloacal para su bombeo, de forma tal que evite daños a los equipos.

- **Rejillas.**

La utilización de rejillas, para la retención de materias sólidas que puedan obstruir o dañar los equipos de bombeo, debe ser considerada en el diseño de la estación recolectora.

Estas rejillas colocadas a la entrada del pozo recolector, deben ser ubicadas convenientemente, de modo de permitir su limpieza.

- **Trituradores.**

En algunos casos, debe proveerse de equipos de trituración (Conminutors) que permitan la emulsificación del líquido cloacal, facilitando así su bombeo.

- **Válvulas Supresoras de ariete.**

En instalaciones de cierta consideración, donde puede ser significativo el exceso de presión por golpe de ariete, se requiere la instalación de válvulas de alivio o supresoras del golpe ariete.

La bomba trabaja contra una válvula cerrada, la cual abre lentamente para evitar empuje repentino del agua en la tubería. Cuando una señal indica que es tiempo para apagar las bombas, la válvula de alivio se cierre o está cercana a ello. Esto previene de un regresamiento de aguas y efecto del golpe de ariete.

- **Válvula de Retención o Válvula Check.**

Válvulas que permiten el flujo en un solo sentido cerrando automáticamente el pararse el bombeo e impidiendo el regresamiento en el sentido inverso hacia las bombas.

- **Desarenador.**

Siempre que sea posible, el bombeo de aguas servidas debe estar precedido de un desarenador, que permita la remoción de arenas ( $S=2,65$ ) de tamaños iguales y mayores a 0,5 mm de diámetro, por lo menos.

### **LÍNEAS DE BOMBEO DE LAS AGUAS SERVIDAS.**

El diseño de las línea de bombeo de las aguas servidas, dentro de la red cloacal, constituye un aspecto diferente del sistema, y atiende por tanto a consideraciones especiales, las cuales están íntimamente relacionadas con las características de los equipos de bombeo, las variaciones de caudal, las características de las tuberías y sus coeficientes de fricción y las velocidades de arrastre de sedimentos.

- **Caudal de diseño:** La línea de bombeo debe ser capaz del gasto máximo esperado para el periodo de diseño. En este caso, estará determinado por el gasto que serian capaces de extraer del pozo húmedo, simultáneamente las bombas que trabajan en paralelo o e todo caso, el caudal máximo del bombeo.

- Características de las tuberías: A diferencia del resto del sistema, la línea de bombeo trabaja como conducto a presión, y en tal caso la selección de la clase de tubería estará sujeta a las presiones de trabajo a que pueda estar sometida.
  1. H.F. generalmente se utiliza tubería de hierro fundido o de material plástico (PVC). En virtud de que las presiones en las líneas de bombeo de aguas servidas casi nunca alcanzan valores de los casos es suficiente la utilización de tuberías clase 100 (Normas ASTM), cuya presión de trabajo es de 100 lb/pulg.<sup>2</sup> o 7 Kg/cm<sup>2</sup>.
  2. Tuberías plásticas (PVC): La utilización de tubería de cloruro de polivinilo (PVC), ha venido en aumento, por las ventajas económicas y de facilidades de construcción por lo liviano.

### 2.26.3. Tipos de Impulsiones y Características.

Únicas o fraccionadas / múltiples:

Únicas: no tienen más que una elevación entre la captación (toma) y el depósito de regulación o final.

Fraccionadas / múltiples: varias estaciones de bombas intercaladas.

Sencillas o complejas:

Sencillas: trazado regular topográficamente.

Complejas: necesidad de dispositivos especiales tales como ventosas, desagües, chimeneas de equilibrio, etc.

De baja, media o alta presión:

De baja presión: altura manométrica de 40 m aprox. dónde un rodete en las bombas centrífugas es insuficiente, requiriendo varios pisos de éstos.

De presión media: situarlas en alturas de 40 a 120 metros, precisando varios rodetes en pisos y depósitos.

De alta presión: funcionan por encima de 120 m.

Normal o con acumulación por bombeo:

Normal: elevación a caudal constante y con energía procedente de la red eléctrica

Acumulación por bombeo: disponen de un depósito de acumulación al que se envía el agua mediante energía sobrante. [7]

### **2.27. BOMBAS C – SERIE 3000.**

Construidas en fundición de hierro, especialmente diseñadas para operar con aguas sucias, con contenido de grandes elementos sólidos. Modelos portátiles con descarga a manguera o para instalación en pozos de bombeo mediante sistemas de izaje y acoplamiento automático. Las bombas cloacales Flygt, Serie 3000, son utilizadas en múltiples situaciones y cubren una amplia gama de capacidades. Las bombas cloacales, Serie 3000, se fabrican bajo un principio modular de unidades motrices e hidráulicas para cubrir todas las necesidades. Son generalmente utilizadas

en el bombeo de efluentes municipales, industriales, en plantas de tratamiento, control de agua de lluvias e inundaciones, para irrigación de terrenos, en la agricultura, y en procesos industriales. Sus versiones standard son realizadas en fundición de hierro con un especial acabado para brindar la mejor resistencia. En casos especiales, para trabajar en medios corrosivos, se utilizan versiones en fundición de acero inoxidable y también se fabrican otras para operar en ambientes explosivos. Todas las bombas cloacales Flygt pueden reducir el nivel del pozo de bombeo hasta estar trabajando con tan solo el caracol de la bomba sumergido. Esto se debe a un excelente sistema de enfriamiento del motor mediante aletas disipadoras o cámaras internas de recirculación de agua de refrigeración en modelos de potencias mayores. En todos los casos las bombas vienen equipadas con termocontactos para protección del estator, y pueden incluirse también dispositivos especiales para detección de fallas y monitoreo de estado.

### **2.27.1. Características Constructivas de las Bombas C- Serie 3000.**

- Caja de Conexiones: La entrada de cable está compuesta por una abrazadera de especial diseño que sujeta el cable de entrada, y una junta de goma que se adapta al diámetro del cable especial bajo goma neopreno, que por su elasticidad confiere excelentes propiedades de estanqueidad.
- La caja de conexiones está herméticamente aislada del motor para conferirle a éste mayor seguridad. Tiene grandes dimensiones para facilitar las tareas de servicio y conexionado, reduciendo los riesgos de falsos contactos.
- Motor asincrónico, tipo jaula de ardilla, construido por Flygt para su aplicación específica, de tipo seco, con aislamiento clase F (para 155°C), y apto para 15 arranques por hora.

- Gracias a un excelente sistema de enfriamiento mediante aletas disipadoras o cámaras internas de recirculación del agua de bombeo, las bombas pueden agotar pozos hasta quedar trabajando con tan solo el caracol de la bomba sumergido.
- Equipo de Supervisión - Todos los modelos vienen equipados con termocontactos para proteger el motor contra sobrecalentamiento
- Las bombas pueden equiparse con sensores de temperatura en los rodamientos inferiores, sensores de presencia de agua que detendrán la bomba en caso de registrarse la mínima acumulación de ésta en el fondo del alojamiento del motor, sensores de temperatura de rodamiento principal para un mejor control del estado, detector de filtraciones en la caja de conexiones y detector de emulsión de aceite en la cámara de aceite que acusará las más mínimas filtraciones al sistema.
- Impulsor y Eje - Impulsor equilibrado dinámicamente para reducir las vibraciones y proteger al máximo la duración de rodamientos y sellos mecánicos. Diseño de impulsor de diversas características para optimizar en cada caso el mayor pasaje de sólidos y el mejor rendimiento.
- El eje, muy corto elimina totalmente las flexiones confiriéndole a todo el conjunto una mayor vida útil y resistencia frente a atascamientos.
- Aros de Desaste - Para mantener el mejor rendimiento del bombeo se disponen de aros de desaste que son fácilmente recambiables



- Cámara de Aceite - No solo garantiza la permanente lubricación y refrigeración de los sellos, sino que también permite una sencilla inspección para controlar el estado de hermeticidad y estanqueidad del conjunto.
- Sellos Mecánicos - Dos conjuntos de sello mecánicos trabajan independientemente uno del otro para brindar doble seguridad. Las pistas fijas y giratorias de ambos sellos, superior e inferior, son de carburo de tungsteno. Los sellos mecánicos de las bombas Flygt están especialmente diseñados, fabricados y patentados por Flygt para trabajar en todas sus bombas sumergibles.
- Ensayos de Rutina - Cada bomba Flygt se ensaya antes de su entrega de acuerdo a los estándares de las normas ISO 2548 clase C Métodos usuales de instalación.

Por lo general su disposición es en pozos de bombeo construidos bajo tierra. La ventaja de la utilización de bombas sumergibles se ve reflejada en los ahorros por menores tamaños de la construcción civil de los pozos de bombeo, siendo su construcción rápida y sencilla, hasta pudiéndose contar directamente con pozos prefabricados modulares a los que solo se les conecta las cañerías de entrada y salida de efluentes. [19].

### **3. DISEÑO DEL SISTEMA DE RED DE CLOACAS DE LA POBLACIÓN DE CLARINES.**

#### **3.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.**

Consistió en la búsqueda de la información bibliográfica requerida para el cumplimiento de los objetivos del proyecto. En las tres primeras etapas de la realización del proyecto se efectuaron investigaciones a través de sitios Web, bibliotecas, manuales, proyectos, planos, así como consultas a profesionales y expertos en la materia.

En materia bibliográfica, se analizaron puntos importantes en cuanto a conceptos básicos, antecedentes y normas vigentes para la aplicación en el estudio realizado.

Para su diseño se tomó como patrón la Gaceta Oficial de la República de Venezuela Número 5318, Extraordinaria de fecha 6 de abril (Año 1999).

#### **LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.**

Se realizó el levantamiento topográfico por medio de una estación total electrónica GTS- 239W Marca Topcon, la cual pertenece a la Alcaldía del Municipio Bruzual.

Los datos de inicio que se suministraron para la realización del levantamiento fueron tomados del Plano de Cartografía de Clarines que se encuentra en la Alcaldía del Municipio Bruzual. (Ver Tabla 3.1).

**Tabla 3.1. Coordenadas UTM, del Dato de Inicio para el Levantamiento.**

NORTE	ESTE	COTA
1.099.905	262.760	21,23

**Fuente: Alcaldía del Municipio Bruzual. (Plano de Cartografía de Clarines)**

El levantamiento consistió en colocar la estación total en un punto con su respectivo trípode, se encendió el aparato, se niveló, luego se le introdujeron los datos de inicio, y se caló el aparato dando el punto atrás, para seguir con los puntos adelante siempre colocándole nombre a los punto.

Luego de terminar con el levantamiento se conecto el aparato a la computadora y se envió toda la información obtenida, tomando como referencia las coordenadas UTM geográficas del punto de inicio, se proceso la información y se obtuvieron las cotas del terreno y las distancias entre los puntos. Los datos obtenidos siempre fueron comparados con los datos del proyecto realizado por el Ing. Mecánico Manuel García Pacheco. (Ver figura 3.1, 3.2)

**Figura. 3.1. Altura del Instrumento.****Figura.3.2. Toma de un punto.**

**Fuente: Propia.**

### **3.3. ANÁLISIS Y FUNCIONAMIENTO DE LA LAGUNA DE OXIDACIÓN EXISTENTE DE LA POBLACIÓN DE CLARINES.**

Este objetivo se cumplió por medio de la información suministrada por la Alcaldía del Municipio Manuel Ezequiel Bruzual y el Ing. Edgar Brito encargado del funcionamiento de esta planta de tratamiento por medio de Hidrocaribe.

Para el año 1983 fue elaborado un proyecto a través del Instituto Nacional de Obras Sanitarias el sistema de tratamiento para Clarines, consistiendo de:

- Una Estación de Bombeo.
- Dos Celdas Anaeróbicas.
- Una Celda Facultativa.
- Una Celda de Maduración.

Este sistema fue puesto en funcionamiento en el año 2000 y diseñado para una población empotrada de 9000 habitantes para una dotación Per capita de 200 lt/hab/día es decir una dotación para un medio rural. Para estas características el caudal de diseño es de 20,8 l/s; por lo cual para el año 2032 se determinó un caudal de 326,13 l/s lo que quiere decir que está laguna de oxidación no tiene la capacidad para cubrir la demanda de la población.

Para la fecha 13/09/2007 por medio de la compañía Servicios portátiles la cual es responsable de realizarle pruebas físico-química a las aguas servidas que descargan en la Laguna de oxidación de Clarines, del Municipio Bruzual para determinar si la misma cumple con los limites establecidos en la Normativa Ambiental Vigente encontrándose que todos los parámetros analizados presentan niveles que cumplen los limites establecidos en la normativa Ambiental Vigente de acuerdo al marco legal

empleado como referencia para la evaluación del sistema. [Anexo A]. (Ver figura 3.3, 3.4)

En la evaluación del sistema de la Laguna de Oxidación se encontró que la Estación de bombeo que se encuentra ubicada en la entrada de la Laguna esta en mal estado, incluso no estaba funcionando debido a que le faltaban unos cables; así como también se encontró que varias de las bocas de Visitas del colector principal que llega a la Laguna se desbordan.



**Figura.3.3. Estación de Rebombeo de Oxidación.**

**La Laguna de Oxidación**



**Figura. 3.4. Laguna de**

**Clarines.**

**Fuente: Propia.**

### **3.3.1. Celdas Anaeróbicas.**

Para las dimensiones establecidas en el proyecto se tiene una carga volumétrica orgánica (C.O) de  $0,18 \text{ kg/día/m}^3$ , es decir esta en el rango establecido entre 0,1 y 0,4. Así mismo se refirió que el tiempo de residencia es de 1 día, valor también recomendado para este tipo de lagunas.

### **3.3.2. Celdas facultativas.**

De acuerdo a los cálculos realizados para un caudal de  $1800\text{m}^3/\text{día}$  y para una eficiencia de mas o menos 50% en la laguna anaeróbica se necesitaría una laguna con un espejo de agua de 53 x 71 m. para una carga orgánica superficial de 480 kg/Ha/día.

### **3.3.3. Celda de maduración.**

Para las condiciones originales de diseño y para un tiempo de retención de tres días con tres compartimentos se obtiene el efluente con un contenido de 444 coliformes/100 ml es decir menos del permitido (1000 coliformes/100 ml).

## **3.4. UBICACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO DEL PROYECTO DE RED DE CLOACAS EXISTENTES DE LA POBLACIÓN DE CLARINES.**

Debido a la topografía irregular del terreno donde se tiene que llegar a cotas que van de los 8,00 m. hasta 24,00 m. la red de los colectores fue dividida en 8 partes: A, B, C, D, E, F, G, H. Estas 8 partes corresponden a redes de colectores que descargan en estaciones de bombeo denominadas EB.A, EB.B, EB.C, EB.D, EB.E, EB.F, EB.G, EB.H.

A continuación se presentan algunas diferencias de cotas de las Estaciones del proyecto; EB.A, parte de una cota 9,45 m a 13,97 m, la Estación EB.B, parte de 8 m a 12,61 m, la Estación EB.E parte 7,15 m 10,40 m EB.G, 7,60 m a 13,37 m y EB.H, 6,80 m a 12,50 m.

Estas Estaciones de Bombeo consisten en cisternas circulares diseñadas para construirse con cilindros prefabricados de concreto, a las profundidades adecuadas, en la entrada del colector se construirá un pozo de sedimentación y de rejillas para evitar el paso de los sólidos muy gruesos a la Estación de Bombeo. [15]

### **3.5. ÁREAS TRIBUTARIAS.**

Consiste en hacer una repartición del gasto total del parcelamiento en función de su área para determinar los caudales de cada tramo de colector.

Para el cálculo de las áreas tributarias se utilizó la herramienta Auto CAD 2008, que permitió trazar las bisectrices de las manzanas que forman la ciudad dependiendo de la forma geométrica de las mismas. Obteniendo un área Total de 146,31 Ha;

Debido a las irregularidades del terreno se dividió todo el sistema en 4 partes llamando los colectores L, M, P y Q; esto se realizó con la finalidad de poder reducir a un máximo las estaciones de bombeo y hacer lo mas natural posible la descarga del sistema.

Obtenidas las áreas tributarias, se procedió a determinar los caudales de las aguas servidas para luego realizar los cálculos hidráulicos del sistema. (Ver Plano de Planta)

### **3.6. PERÌODO DE DISEÑO.**

La determinación de los gastos de las aguas servidas, se realizó en base a las normas [16], tomándose como periodo de diseño 25 años para la población a partir del año 2007.

### **3.7. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.**

Para los cálculos de la estimación de la población, se tomaron en cuenta la demografía, los censos y la tasa de crecimiento anual de la población de Clarines.

La información requerida para tales fines fue proporcionada por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE), donde se muestran los censos de todo el Municipio y las Parroquias. (Ver tabla 3.2)

#### **3.7.1. Selección del método para la proyección de la población Futura.**

Se utilizaron tres métodos: el método lineal, geométrico y logarítmico, Para la determinación de la tasa de crecimiento de los mismos se usaron los censos “I.N.E.” una entre los años 1.990 y 2.001, y la otra entre 2.001 y 2.007. El promedio de estas tasas fue usado como la tasa de crecimiento definitiva para el cálculo de la población futura.

De esta manera se construyó una grafica comparativa mediante el uso de la herramienta Microsoft Excel con los valores obtenidos por medio de los tres métodos usados y los valores del censo suministrados por el I.N.E. para poder determinar cual era el Método que mas se acercaba a la línea del I.N.E; para el cual resultado que el Método del Crecimiento Lineal es el que mas se acercaba. (Ver figura 3.5).



Tabla 3.2. Censos suministrados por el INE.

Municipio/Parroquias	Manuel Ezequiel Bruzual	Parroquia Clarines	Parroquia Guanape	Parroquia Sabana de Uchire
1.990	23.593	10.883	6.711	5.999
1.991	24.200	11.360	6.775	6.065
1.992	24.813	11.840	6.841	6.132
1.993	25.417	12.316	6.904	6.197
1.994	26.019	12.793	6.965	6.261
1.995	26.608	13.263	7.023	6.322
1.996	27.184	13.726	7.078	6.380
1.997	27.742	14.180	7.128	6.434
1.998	28.286	14.627	7.175	6.484
1.999	28.793	15.054	7.212	6.527
2.000	29.228	15.441	7.233	6.554
2.001	29.795	15.652	7.410	6.733
2.002	30.312	15.883	7.577	6.902
2.003	30.778	15.985	7.732	7.061
2.004	31.234	16.128	7.886	7.220
2.005	31.674	16.262	8.036	7.376
2.006	32.109	16.390	8.186	7.533
2.007	32.532	16.509	8.335	7.688
2.008	32.942	16.620	8.480	7.842
2.009	33.347	16.726	8.625	7.996
2.010	33.749	16.829	8.770	8.150
2.011	34.140	16.924	8.913	8.303
2.012	34.526	17.014	9.056	8.456
2.013	34.903	17.099	9.196	8.608
2.014	35.272	17.178	9.336	8.758
2.015	35.632	17.251	9.473	8.908
Nota: Proyecciones de población con base Censo 2001.				

Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas.

**3.7.1.1.Método del crecimiento Lineal o Aritmético.**

Tasa de Crecimiento Lineal o Aritmético (Ec. 2.3).

- Periodo 1.990-2.001:

$$Ka_1 = \frac{15.652 - 10.883}{2.001 - 1.990} = 433,55hab / año$$

- Periodo 2.001-2.007:

$$Ka_2 = \frac{16.509 - 15.652}{2.007 - 2.001} = 142,83hab / año$$

- Tasa de Crecimiento Promedio:

$$Ka = \frac{433,55 + 142,83}{2} = 288,19hab / año$$

Población Futura para el año 2.032 (Ec. 2.2), (Tabla 3.2)

$$Pf = 16.509 + 288,19 * (2.032 - 2.007) = 23.714hab$$

**3.7.1.2.Método de Crecimiento Geométrico.**

Tasa de Crecimiento Geométrico (Ec.2.5).

- Periodo 1.990-2.001:

$$r_1 = \left[ \left( \frac{15.652}{10.883} \right)^{\frac{1}{2.001-1.990}} \right] - 1 = 0,0336$$

- Periodo 2.001-2.007:

$$r_2 = \left[ \left( \frac{16.509}{15.652} \right)^{\frac{1}{2.007-2.001}} \right] - 1 = 0,0089$$

- Tasa de Crecimiento Promedio:

$$r_{geometrico} = \frac{0,0336 + 0,0089}{2} = 0,0213$$

Población Futura para el año 2.032 (Ec. 2.4).(Tabla 3.2).

$$Pf = 16.509 * (1 + 0,0213)^{2.032-2.007} = 27.961hab$$

### 3.7.1.3.Método del Crecimiento Logarítmico.

Tasa de Crecimiento Logarítmico (Ec. 2.7).

- Periodo 1.990-2.001:

$$Kl_1 = \frac{Ln(15.652) - Ln(10.883)}{2.001 - 1.990} = 0,0330$$

- Periodo 2.001-2.007:

$$Kl_2 = \frac{Ln(16.509) - Ln(15.652)}{2.007 - 2.001} = 0,0089$$

- Tasa de Crecimiento promedio:

$$K_{\log aritmica} = \frac{0,0330 + 0,0089}{2} = 0,0210$$

Población Futura para el año 2.032 (Ec. 2.6). (Tabla 3.3)

$$Ln(Pf)_{2.032} = Ln(16.509) + 0,0210 * (2.032 - 2.007) = 27.908,00hab$$

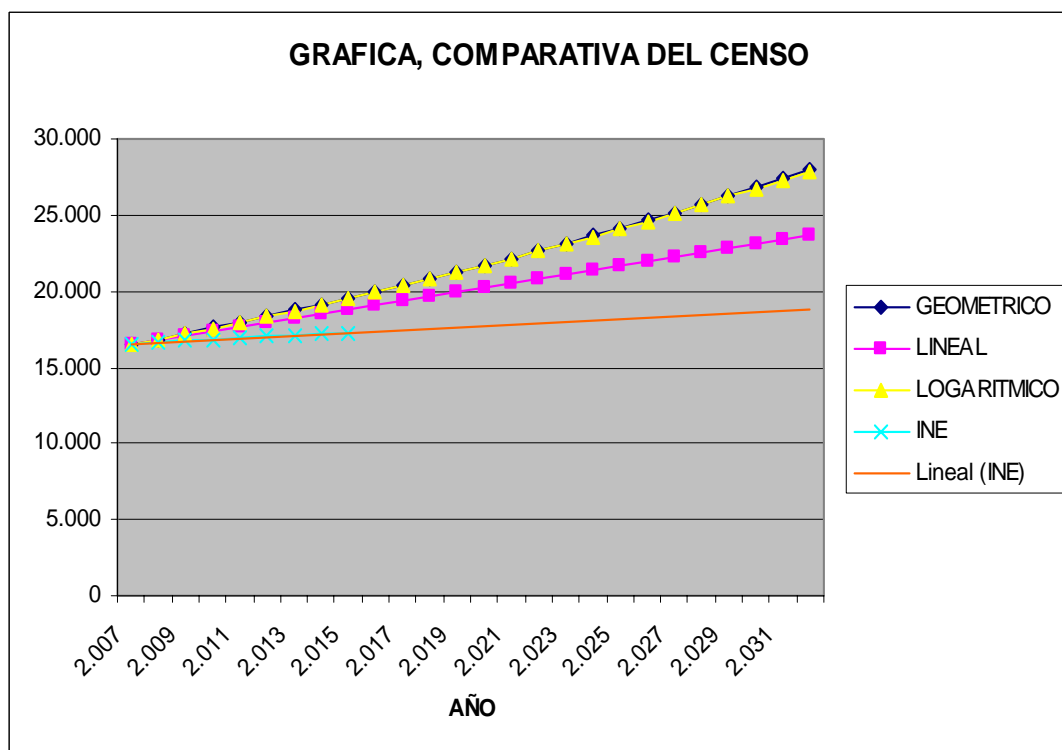


Figura 3.5. Comparativa de los Métodos de Proyección. Fuente: Propia

**Tabla 3.3. Proyecciones de Población por los Métodos (Geométrico, Lineal y Logarítmico).**

<b>AÑO</b>	<b>GEOMETRICO</b>	<b>LINEAL</b>	<b>LOGARITMICO</b>	<b>INE</b>
2.007	16.509,00	16.509,00	16.509,00	16.509,00
2.008	16.861,00	16.797,00	16.859,00	16.620,00
2.009	17.221,00	17.085,00	17.217,00	16.726,00
2.010	17.587,00	17.374,00	17.583,00	16.829,00
2.011	17.962,00	17.662,00	17.956,00	16.924,00
2.012	18.343,00	17.950,00	18.337,00	17.014,00
2.013	18.734,00	18.238,00	18.726,00	17.099,00
2.014	19.134,00	18.526,00	19.123,00	17.178,00
2.015	19.542,00	18.815,00	19.529,00	17.251,00
2.016	19.958,00	19.103,00	19.944,00	
2.017	20.382,00	19.391,00	20.367,00	
2.018	20.816,00	19.679,00	20.799,00	
2.019	21.260,00	19.967,00	21.240,00	
2.020	21.713,00	20.255,00	21.691,00	
2.021	22.175,00	20.544,00	22.152,00	
2.022	22.648,00	20.832,00	22.622,00	
2.023	23.130,00	21.120,00	23.102,00	
2.024	23.623,00	21.408,00	23.592,00	
2.025	24.126,00	21.696,00	24.093,00	
2.026	24.640,00	21.985,00	24.604,00	
2.027	25.164,00	22.273,00	25.126,00	
2.028	25.700,00	22.561,00	25.659,00	
2.029	26.248,00	22.849,00	26.204,00	
2.030	26.807,00	23.137,00	26.760,00	
2.031	27.379,00	23.426,00	27.328,00	
2.032	27.961,00	23.714,00	27.908,00	

**Fuente: Propia.**

### 3.7.2. Determinación de la Población a Servir.

Fueron determinadas las poblaciones actuales y futuras dentro del periodo de diseño ya establecido por medio del método de Crecimiento Lineal el cual fue escogido, por ser el que más se acerca a la línea de tendencia del INE; tomando siempre en consideración las densidades de saturación dadas por la Ordenanza Municipal. (Ver tabla 3.4). [17]

**Tabla.3.4. Densidad Bruta y Neta de Clarines. Edo. Anzoátegui.**

ZONIFICACION	PLAN DE ORDENACION URBANISTICA DENSIDAD BRUTA (Ha/ha)	PLAN DE DESARROLLO LOCAL DENSIDAD NETA (Ha/ha)
AR-1	75	139
AR-2	100	233
AR-3	125	394

Fuente: Plan de Desarrollo Urbano Local. Clarines. Edo. Anzoátegui.

#### 3.7.2.1.Cálculo de la Población Actual y Futura.

Después de analizar los resultados obtenidos mediante la grafica comparativa del censo y los tres métodos de crecimiento para la población de Clarines en general se utilizo el método Lineal para el cálculo de la población futura para los sectores AR-1 y AR-2 y luego se determinó la Densidad Bruta mediante la siguiente expresión:

$$DensidadBruta = \frac{P_i}{A_i} \quad (Ec. 3.1)$$

Donde:  $P_i$  = Población del sector  $i$  (hab.).

$A_i$  = Área total del sector  $i$  (ha).

- Densidad Bruta Actual para (AR-2) (Tabla 3.5):

$$DensidadBruta_{sector(AR-2)} = \frac{4.702hab}{65,40ha} = 71,90hab / ha$$

- Densidad Bruta Futura para (AR-2), (Tabla 3.5):

$$DensidadBruta_{Sector(AR-2)} = \frac{11.618hab}{65,40ha} = 177,65hab / ha$$

**Tabla 3.5. Densidades Brutas Actuales y Futuras.**

<b>Año</b>	<b>Sector</b>	<b>Población (hab.)</b>	<b>Área (ha)</b>	<b>Densidad Bruta (hab./ha)</b>
2.032	AR-1	10.269	80,91	126,92
2.032	AR-2	11.618	65,40	177,65

**Fuente: Propia**

### 3.7.2.2. Valor Límite de Saturación de la Población.

El valor límite de saturación de la población fue determinado multiplicando el área de cada zona (calculada con la ayuda de la herramienta Auto CAD 2007) por su respectiva densidad de saturación dada por la Ordenanza Municipal [18]. Se comparo la suma de los límites de saturación de la población de los sectores con la suma de las poblaciones futuras de los mismos sectores obtenidas por el método escogido.

- Determinación del Límite de Saturación de la Población (Tabla 3.6):
- Limite de saturación de la población para el sector (AR-2), (Ec. 3.2):

Población de Saturación=  $65,40\text{ha} \times 100\text{hab/ha} = 6.540\text{hab}$

- Valor límite de la población de saturación total (Tabla 3.6):

Población de Saturación sector (AR-2, AR-1)=  $6.540+6.068=12.608\text{hab}$

**Tabla. 3.6. Limite de Saturación de la Población de Clarines**

Zonificación	Área (ha)	Densidad Bruta hab./ha	Población hab.
AR-2	65,4	100	6.540
AR-1	80,91	75	6.068

**Fuente: Propia.**

### 3.8. CÁLCULOS DEL DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE CLOACAS.

El caudal unitario de aguas servidas de la población de Clarines se determinó como la sumatoria de todos los siguientes gastos:

#### 3.8.1. Gasto de aguas servidas domiciliarias:

En Gaceta Oficial de referencia [17] se recomienda el uso de la ecuación de gasto de aguas servida domiciliaria (Ec. 2.8) y mediante la aplicación de la fórmula de Harmon (Ec. 2.9) para el coeficiente K que es función de la población que contribuye al tramo estudiado la cual se calcula con la población acumulada. El gasto de aguas servidas domiciliarias se calcula mediante la fórmula de Harmon.

La norma I.N.O.S. [16] recomienda que para poblaciones entre 20.000 a 50.000 habitantes la dotación deberá ser de 250 L/hab.-día.



- Gasto medio (tramo L.16.10-L.16.9, Anexo B)
- Determinación de la población servida por el acueducto (Tabla B.1):

$$Pf = 0,17ha * 126,92hab / ha = 22hab$$

- Determinación del gasto medio(Tabla B.1)

$$Q_{medA.P} = \frac{42hab * 250l / hab - dia}{86.400seg / dia} = 0,12 l/s.$$

- Coeficiente K (Tabla B.1):

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{0,042}} = 4,33$$

- Gasto de las Aguas Domiciliarias (Tabla C.1):

$$Q_{m\acute{a}x A.D} = 0,12l / s * 4,33 * 0,80 = 0,42l / s$$

### 3.8.2. Gasto de aguas servidas comerciales:

Para calcular este gasto se utilizó la Tabla 2.1 y la siguiente ecuación:

$$Q_{comercial} = 0,15l / seg - ha * Area_{comercial} * 0,8$$

En la población de Clarines específicamente en la Av. Fernández Padilla, es la zona donde se concentra el comercio local de esta Población; nada de centros comerciales solo locales.

- Determinación del gasto comercial (Tramo L.25-L.24, Tabla C.1):

$$Q_{comercial} = 0,15l / seg - ha * 0,09ha * 0,8 = 0,01 l/s.$$

- Determinación del gasto educacional (Tramo M.6.1-M.6.0, Tabla C.3):

$$Q_{educacional} = 0,73l / seg - ha * 0,66ha * 0,8 = 0,39 l/s.$$

- Determinación del gasto asistencial (Tramo L.13-L.0.11, Tabla C.1):

$$Q_{asistencial} = 0,70l / seg - ha * 0,263ha * 0,8 = 15 l/s.$$

### 3.8.3. Gasto de Infiltración:

La Norma del MSAS (1999), establece que el gasto mínimo de infiltración a considerar en un sistema de alcantarillado de aguas servidas, será de 20.000 lt/día/Km. En el cálculo de este aporte, 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.

Para la longitud de empotramiento, se tomó 15 empotramientos por cada 100m y de 5m de largo cada uno, que debe ser agregado a la longitud del colector.

- Determinación del gasto mínimo de infiltración (Tramo L.16.10-L.16.9, Tabla C.1):

Aplicando la Ecuación:

$$Q_{inf} = \frac{20.000l / d - km * (Longitudcolector + Longitudempotramiento)}{86.400seg} \quad (E.c)$$

3.3).

$$Q_{inf} = \frac{20.000l / d - km * (30,39m + (30,39m * 15 * 5m) / 100m)}{86.400seg * 1000m} = 0,01 \text{ l/s.}$$

#### 3.8.4. Gasto Total de las Aguas Servidas.

Es lo que resulta de la suma de los gastos de aguas servidas, el gasto comercial, el gasto educacional, el gasto asistencial y el gasto de infiltración.

- Determinación del gasto total (Tramo L.16.10-L.16.9, Tabla C.1):

Haciendo uso de la Ec:

$$Q_{Total} = Q_{MAX.A.D} + Q_{comercial} + Q_{educacional} + Q_{asistencial} + Q_{inf \text{ iltracion}}$$

$$Q_{Total}_{L.16.10-L.16.9} = 0,21l / seg + 0,01l / seg = 0,23 \text{ l/s.}$$

### 3.9. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO.

El gasto para evaluar el sistema comprendió el gasto propio, el cual es el generado por las áreas tributarias totales, el gasto afluente, que aporta un gasto a un tramo específico del colector, y el gasto aguas arriba que es el aporte de los tramos anteriores. Tanto para los colectores principales como secundarios, el gasto propio se calculó en base a las áreas tributarias.

### 3.9.1. Gasto de Diseño.

Resultó de la multiplicación del caudal total por un coeficiente “C” igual a 1,5 (valor asumido en consideración a recomendaciones dadas por expertos). La norma [17] establece que el valor C varía entre 1 y 2, aumenta si el nivel freático se encuentra cerca y disminuye si el área de desarrollo es mayor.

- Determinación del Gasto de Diseño (Tramo L.16.10-L.16.9, Anexo D-1):

Para éste tramo resultó un gasto propio de 0,23 l/s y un gasto aguas arriba de 0,43 l/s. Entonces:

$$Q_{diseño} = 1,5 \times (0,23l / s + 0,43l / s) = 0,99 \text{ l/s}$$

### 3.10. CALCULO DE PENDIENTE LONGITUDINAL DE CADA TRAMO DE COLECTOR.

Con la diferencia de cotas dividida entre la longitud de los colectores se obtuvieron las pendientes para a tramo.

$$S = \frac{Cotaj - Cotai}{Li - j}$$

(Ec. 3.4)

Donde: S = Pendiente del tramo en estudio (m/m).

Cotaj = Cota de la rasante aguas arriba (m.s.n.m.).

Cotai = Cota de la rasante aguas abajo (m.s.n.m.).

Li-j = Longitud del tramo en estudio (m).

- Determinación de Las Pendientes (Tramo L.16.10- L.16.9, Tabla D-1):

$$S = \frac{10,92m.s.n.m. - 10,84m.s.n.m.}{30,39m} = 0,00263 = 2,63\%^0$$

### 3.11. DIÁMETRO DE LAS TUBERÍAS.

La norma [17] indica que el diámetro mínimo permisible para tuberías de aguas residuales es de 0,20 m. Una vez calculado el gasto de diseño y la pendiente para cada tramo de colector. Se asumió un diámetro correspondiente.

### 3.12. VELOCIDAD DEL COLECTOR A SECCIÓN PLENA (VC).

Aplicando la ecuación 2.22.

- Determinación de la Velocidad a sección plena (Tramo L.16.10-L16.9, Tabla D-1)

$$V_c = \left( \frac{1}{0.011} \right) * \left( \frac{0,20}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * (0,00263)^{\frac{1}{2}} = 0,63m/s$$

### 3.13. CÁLCULO DEL CAUDAL A SECCIÓN PLENA (QC).

Aplicando la Ecuación:

$$Q_c = \frac{0,3117}{n} * D^{8/3} * S^{1/2}$$

(E.c. 3.5)

- Determinación del Caudal a sección plena (Tramo L.16.10-L16.9, Tabla D-1)

$$Q_c = \frac{0,3117}{0,011} * (0,20m)^{8/3} * (0,00263)^{1/2} * \frac{1000l}{1m^3} = 19,89l/s$$

### 3.14. CÁLCULO DE LAS RELACIONES HIDRÁULICAS POR TRAMO.

Para el cálculo de las relaciones hidráulicas se procede de la siguiente manera:

- Conocido el caudal del tramo y la capacidad del colector se halla la relación  $Q_r/Q_c$ .

(Tramo L.16.10-L16.9, Tabla E-1)

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \frac{0,99l/s}{19,89l/s} = 0,05$$

- Luego se entra con el valor  $Q_r/Q_c$  anexo E tabla E-1 y se obtiene el valor  $H/D$ ,  $V_r/V_c$ .

(Tramo L.16.10- L.16.9):

$$\frac{H}{D} = 0,52$$

$$\frac{V_r}{V_c} = 0,15$$

- Conocido el diámetro (D), se calcula el tirante H, y conocida la velocidad a sección plena se determina la  $V_r$ .

(Tramo L.16.10-L.16.9, Tabla E-1)

$$H = 0,15 * 0,20m = 0,03m$$

$$V_r = 0,52 * 0,70m/s = 0,36.m/s$$

### 3.15. CÁLCULO DE LA DIFERENCIA DE ELEVACIÓN ENTRE LAS RASANTES (HR).

- Bocas de Visita L.16.10, L.16.9, L.16.8.

(Tramo L.16.10- L.16.9, Tabla F-1)

$$H = 0,03 \text{ m}; V_r = 0,36 \text{ m/s.}$$

(Tramo L.16.9- L.16.8, Tabla F-1)

H=0,04 m; Vr= 0,43 m/s.

Aplicando la Ecuación:

$$hr = (H_2 - H_1) + (K + 1) \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + Kc \frac{Vm^2}{2g}$$

(Ec.3.6)

El Escalón se obtuvo aplicando la ecuación 3.6., bajo el criterio de régimen acelerado, ya que la velocidad de salida ( $V_2$ ) es mayor que la de entrada ( $V_1$ ), razón por la que el valor de K tomado fue de 0,1 y el ángulo es de  $180^\circ$ , determinándose la siguiente transición:

$$hr = (0,04 - 0,03)m + (0,1 + 1) * \left( \frac{(0,43)^2}{2 * 9,81} - \frac{(0,36)^2}{2 * 9,81} \right) m + \left( 0,35 * \sqrt{\frac{180^\circ}{90^\circ}} \right) * \left( \frac{(0,43)^2}{2 * 9,81} \right)$$

$$hr = 0,002m$$

### CÁLCULO DE LAS CARGAS EXTERNAS SOBRE EL TRAMO DE COLECTOR.

Ejemplo: (Tramo L.16.10- L.16.9, Tabla G.1):

- **Cálculo de la Carga Muerta:**

Aplicando la ecuación 2.30 y utilizando la Tabla 3.7, se obtiene:

$$W_M = 1,11 * 1700kg / m^3 * (0,2m + 0,0059m) * 0,70m = 271,97Kg / m = 2,71Kg / cm$$



- **Cálculo de la Carga Viva:**

Aplicando la ecuación 2.31, se obtiene:

$$W_v = \frac{0,063 * 4550kg * 1,00}{0,90m} = 318,5Kg / m = 3,19Kg / cm$$

- **Cálculo de la Carga Total:**

Aplicando la ecuación 2.32, se obtiene:

$$W_T = 2,71kg / cm + 3,19kg / cm = 5,90Kg / cm$$

**Tabla 3.7. Espesor de las Tuberías según Diámetro.**

Diámetro	Espesor
150mm	4,70mm
200mm	5,90mm
250mm	7,30mm
300mm	9,20mm
400mm	11,70mm
500mm	14,70mm

**Fuente: Folleto de Tuberías Pavco, Materiales los Andes**

- Con la Carga Total se procede al cálculo de la Carga Máxima el cual depende del tipo de apoyo a utilizar, el cual es para nuestro caso el tipo A. Aplicando la ecuación 2.33 tenemos:

$$W = \frac{5,90kg/cm * 1,5}{2,80} = 3,16Kg/cm$$

- Para la elección de la clase de tubería se obtiene la presión de carga el cual va estar dada por la longitud efectiva del tubo en m.

$$Pr esión = \frac{W}{B}$$

Donde:

W = carga total en kg/cm

B = longitud efectiva del tubo (m).

$$Pr esión = \frac{2,94kg / cm}{90cm} = 0,03Kg / cm^2$$

*ClaseI* → 4Kg / cm<sup>2</sup>

*ClaseII* → 6Kg / cm<sup>2</sup>

En el tramo L.16.10- L.16.9 se debe utilizar una tubería PVC clase I, ya que su presión es menor de 4 kg/cm<sup>2</sup>. (Ver Anexo G, Tabla G.1).

## CAPITULO IV ESTACION DE BOMBEO

### 4. DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.

Debido a la topografía irregular del terreno que presenta la población de Clarines, se hace imposible que la descarga de los colectores se realice por gravedad; es por esto que se dividió el sistema en 4 partes llamando a los colectores L, M, P y Q buscando en lo mas posible seguir la pendiente del terreno, quedando así solo 2 estaciones de bombeo E/B1 y E/B2.

Para el diseño de las Estaciones de bombeos se tomó la clasificación de las de Pozo húmedo, para lo cual se investigaron diferentes tipos de folletos de bombas sumergibles en aguas residuales y se utilizó para este diseño las bombas Flygt por ser las más usadas en nuestro País.

#### 4.1. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LAS BOMBAS.

Para la determinación de la capacidad de las bombas se utilizaron los siguientes datos:

$$Q_{\max} E / B1 = 44,32l / s$$

$$Q_{\max} E / B2 = 12,06l / s$$

$$L_{E/B1} = 49,48m$$

$$L_{E/B2} = 133,78m$$

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo con la E/B1, por medio de la siguiente Ecuación se determinó el Caudal de Bombeo.

$$Q_b = \frac{Q_{\max}}{0,80} \quad (\text{Ec. 4.1). [1]}$$

4.1). [1]

Donde:

$Q_b$  = capacidad de las bombas en l/s

$Q_{\max}$  = gasto máximo de aguas servidas que llega a la estación en l/s

0,8= factor de seguridad.

$$Q_{b1} = \frac{44,32l/s}{0,80} = 55,40/s$$

#### 4.2. DISEÑO DEL POZO HÚMEDO.

$$V_{\min} = 900 \frac{Q_b}{N_s} \quad (\text{Ec. 4.2). [1]}$$

Donde:

$V_{\min}$  = volumen mínimo en l

$Q_b$  = capacidad de las bombas en l/s

$N_s$  = número máximo de arranque en 1 hora, recomendado por el fabricante

$N_s = 4$ .

$$V_{\min1} = 900 \frac{55,40l/s}{4} = 12.465l$$

$$V_{\min1} = 12,47m^3$$

- Cilindro prefabricado de 120”x 48”.de 0,3m y 0,60 m de altura.

Altura efectiva= 0,90m

Volumen del Tronco Cono:

$$V = \frac{1}{3} * \pi * h * (R^2 + r^2 + R * r) \quad (\text{Ec. 4.3}) \quad [20]$$



Figura: 4.1. Volumen de un tronco cono, Fuente: [20]

$$V = \frac{1}{3} * \pi * 0,90m * ((3,05m)^2 + (1,22m)^2 + (3,05m * 1,22m)) = 13,66m^3$$

#### 4.2.1. Tiempo máximo de retención.

$$T_{\max} = \frac{V_{\min}}{Q_{\min}} \quad (\text{Ec. 4.4}) \quad [1]$$

Donde:

$T_{\max}$  = tiempo máximo de retención en s, debe ser menor de 30 minutos.

$V_{\min}$  = volumen mínimo del pozo húmedo en l

$Q_{\min}$  = gasto mínimo de las aguas servidas en l/s

$$Q_{\min} = 30\%Q_{\max} \quad (\text{Ec. 4.5) [1]}$$

$$Q_{\min} = 0,30 * 44,32l / s = 13,30l / s$$

$$T_{\max} = \frac{12.465l}{13,30l / s} = 15,63 \text{ min (Menor a 30 minutos)}$$

$$T_{\min} = \frac{V}{Q_b} \quad (\text{Ec. 4.6) [1]}$$

$$T_{\min} = \frac{13.660l}{55,40l / s} = 4,11 \text{ min}$$

### 4.3. SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE IMPULSIÓN.

Para la selección del diámetro se utilizo la Ec.4.8:

$$D = 1,2 \left( \frac{N}{24} \right)^{1/4} \sqrt{Q_b} \quad (\text{Ec. 4.7) [1]}$$

Donde:

D= diámetro en m

N= número de horas de bombeo

$Q_b$ = gasto bombeado en  $m^3/s$

$$D_1 = 1,2 \left( \frac{12}{24} \right)^{1/4} \sqrt{0,55m^3 / s} = 0,25m = 10''$$

Se determinó la velocidad mínima utilizando la Ecuación:

$$V_{\min} = 1,35\sqrt{D} \quad (\text{Ec. 4.8) [1]}$$

$$V_{\min 1} = 1,35\sqrt{0,25m} = 0,68m / s$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad (\text{Ec. 4.9) [1]}$$

$$V_1 = \frac{0,055m^3 / s}{\frac{\pi(0,25m)^2}{4}} = 1,15m / s$$

⇒ Mayores a las Velocidades mínimas

#### 4.4 PÉRDIDAS DE CARGAS.

$$H_t = H_{et} + H_{ft} \quad (\text{Ec. 4.10) [1]}$$

- Pérdidas de cargas totales:

$$H_{ft} = H_f + H_m \quad (\text{Ec. 4.11) [1]}$$

Donde:



Hft= pérdidas de carga total en m

Hf= pérdida de carga por fricción en m

Hm= pérdidas menores en m

- Pérdidas por fricción. Formula de Williams-Hazen:

$$Hf = \frac{10,643Q^{1,85}}{C^{1,85} D^{4,87}} L \quad (\text{Ec. 4.12}) [1]$$

Donde:

Hf= pérdida de carga en m

Q= gasto en m<sup>3</sup>/s

C= coeficiente de rugosidad de la tubería en m

D= diámetro interno de la tubería en m

L= longitud de la tubería en m

$$Hf = \frac{10,643 * (0,055m^3 / s)^{1,85}}{150^{1,85} * (0,25)^{4,87}} * 49,48m = 0,20m$$

$$Hft = 1,20 * Hf \quad (\text{Ec. 4.13}) [1]$$

$$Hft = 1,20 * 0,20m = 0,24m$$

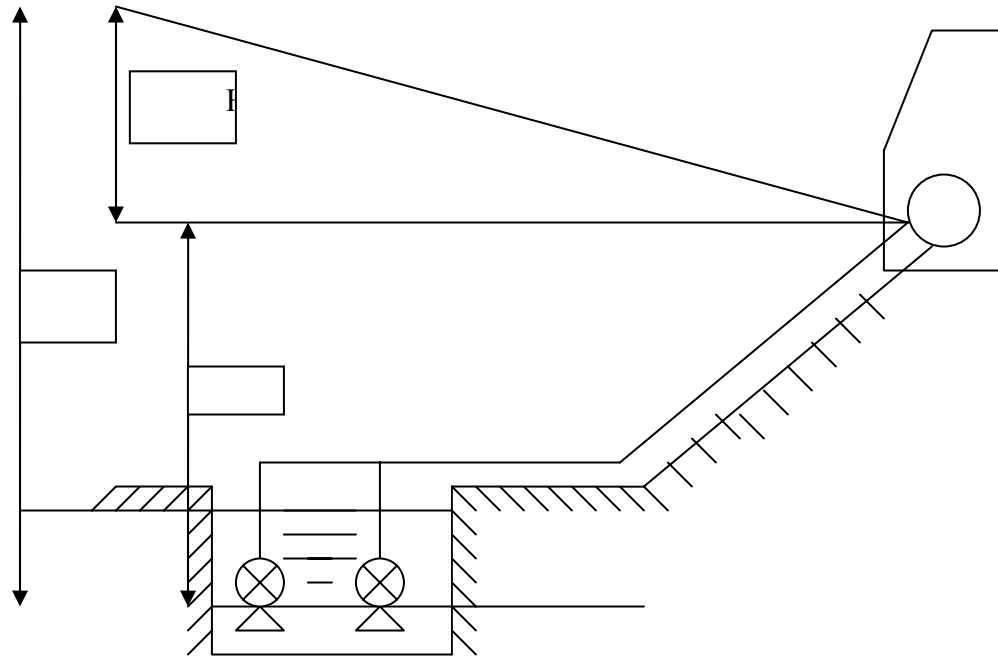


Figura. 4.2. Esquema del sistema de Bombeo. Fuente: Propia.

Donde:

H<sub>st</sub>= altura estática en m

H<sub>ft</sub>= pérdida de carga total en m

H<sub>t</sub>= altura dinámica total

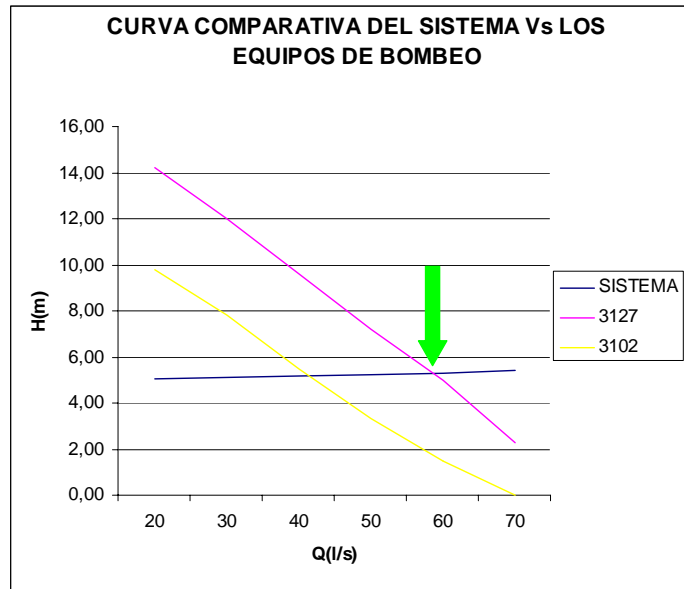
$$H_{st} = (8,00m - 7,27m) + (3,05m + 0,90m + 0,20m + 0,15m) = 5,03m$$

$$H_t = 5,03m + 0,24m = 5,27m ; \text{ (Ver Tabla I.1, Anexo I)}$$

#### 4.5. SELECCIÓN DEL EQUIPO DE BOMBEO.

Para la selección del equipo se dibujo la curva del sistema, en la cual se representa la altura dinámica total contra el gasto bombeado ( $H_t$  Vs.  $Q$ ). Luego en el mismo grafico se dibuja las curvas características de los equipos suministrados por el

fabricante (Ver Anexo H), en el punto donde se intercepta la curva  $H_t$  Vs.  $Q$  con la del sistema es el punto de trabajo de la bomba para esas condiciones. (Ver tabla 4.1), (Ver Figura 4.3)



**Figura 4.3. Comparativa de los Equipos de Bombeos para E/B1. Fuente: Propia**

**Tabla 4.1. Valores de Q Vs Ht. Para E/B1**

	sistema	FLYGT 3127	FLYGT 3102
Q	Ht	Ht	Ht
20	5,07	14,2	9,80
30	5,11	12	7,80
40	5,16	9,6	5,50
50	5,23	7,2	3,30
60	5,31	5,00	1,50
70	5,40	2,30	0,00

**Fuente: Propia**

En el gráfico se puede observar que para el sistema el equipo seleccionado cumple con las necesidades.

**4.5.1. Potencia:**

Para determinar la potencia de las bombas se tiene:

$$p = \frac{\gamma Q_b H_t}{76\eta} \quad (\text{Ec. 4.14}) [1]$$

Donde:

$p$  = potencia del sistema en HP

$\gamma$  = peso específico del líquido, para aguas servidas = 1.040 kg/m<sup>3</sup>

$Q_b$  = caudal bombeado en m<sup>3</sup>/s

$\eta$  = eficiencia

$$p = \frac{1.040 \text{ kg/m}^3 * 0,055 \text{ m}^3 / \text{s} * 8,87 \text{ m}}{76 * 0,85} = 7,85 \text{ HP}$$

**4.6. VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DE LA TUBERÍA POR EFECTO DEL GOLPE DE ARIETE.**

Para el cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete se utilizo la Ec.

$$p = 10,1V \sqrt{\frac{KeE}{eE + Kd}} \quad (\text{Ec. 4.15}) [1]$$

Donde:

$P$ = Sobrepresión en Kg/m<sup>2</sup>

$V$ = velocidad del agua en m/s

$e$ = espesor de la tubería en m

K= modulo de elasticidad del H<sub>2</sub>O=  $2 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2$

E= modulo de elasticidad de la tubería en  $\text{Kg/m}^2$  (Ver tabla 4.2)

d= diámetro exterior de la tubería m

$$p = 10,1 * 1,15 \text{ m/s} \sqrt{\frac{2 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2 * 0,0073 * 2,6 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2}{0,0073 * 2,6 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2 + 2 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2 * (0,25 \text{ m} + 0,0073 \text{ m})}} = 30.980,08 \text{ Kg/m}^2$$

$$p = 3,10 \text{ kg/cm}^2$$

**Tabla. 4.2 Resultados Golpe de Ariete de la E/B1 y E/B2**

<b>D1(m)</b>	0,25
<b>D2(m)</b>	0,15
<b>Clase</b>	PVC
<b>K(Kg/m<sup>2</sup>)</b>	2,00E+08
<b>E(Kg/m<sup>2</sup>)</b>	2,60E+08
<b>Espesor(m)</b>	0,001
<b>V1 (m/s)</b>	1,15
<b>V2 (m/s)</b>	0,81
<b>Vmin1 (m/s)</b>	0,67
<b>Vmin2 (m/s)</b>	0,53
<b>P(Kg/m<sup>2</sup>)</b>	30.980,08
<b>P (Kg/m<sup>2</sup>)</b>	22.552,02

**Fuente: Propia.**

**Tabla 4.3. Resultados del Diseño de la E/B1.**

<b>Qmax (l/s)</b>	44,32
<b>Qb(l/s)</b>	55,40
<b>Vol min (m<sup>3</sup>)</b>	12,47
<b>SECCION</b>	Cónica
<b>R</b>	120"
<b>R</b>	48"
<b>Hefectiva (m)</b>	0,9
<b>Vol efectivo(m<sup>3</sup>)</b>	13,66
<b>Tret.max (min)</b>	15,63
<b>Tret.min (min)</b>	4,11
<b>D impulsión (m)</b>	0,25
<b>Cota Terreno (m)</b>	7,27
<b>Cota llegada (m)</b>	4,22
<b>Niv. máx. (m)</b>	4,02
<b>Niv. Min (m)</b>	3,12
<b>Ht (m)</b>	5,27
<b>Nro de Bombas</b>	2
<b>Marca</b>	FLYGT
<b>Modelo</b>	3127
<b>Potencia (HP)</b>	7,85

**Fuente: propia**

## **CONCLUSIONES**

- La población futura se determinó por medio de la Densidad Bruta de la población tomando en cuenta el Plan de Ordenanza Municipal.
- El sistema de tratamiento actualmente construido fue diseñado para una población de 9.000 habitantes para un caudal de diseño de 20,8 l/s., por lo que el sistema no podrá ser usado para el año 2.032 ya que arroja un caudal de diseño de 326,13 l/s.
- Por las irregularidades del terreno se separó el sistema de red de cloacas en 4 sistemas, L, M, P y Q donde descargarán en dos planta de tratamiento a construir
- Debido a la pendiente irregular del terreno, se escogió para el diseño de los colectores de aguas servidas tuberías de PVC, ya que ofrece mayor capacidad de conducción por su bajo coeficiente de fricción con pendientes mínimas.
- Se utilizó un coeficiente de rugosidad  $n= 0,011$  en el diseño del sistema de cloacas para la tubería de PVC, aunque en la Norma recomiendan 0,012, el verdadero coeficiente de rugosidad es de 0,009, según los fabricantes. Además de que en la Norma antigua se utilizaba 0,011 y no es posible que con el tiempo vayan haciendo las tuberías más rugosas.
- Las pendientes de diseños que se utilizaron en su mayoría fueron del 2,5% para diámetros de 8", evitando que los colectores queden a profundidades menores de 1,35 m, excepto en L.12.7-L.12.7.0, L.21-L.16.10-L.16.9,

L.6.6.0'-L.6.6.0, L.6.6-L.6.6.0, L.6.3-L.6.2-L.6.1, donde se tubo que aplicar banqueros por debajo de lo recomendado para poder disminuir las excavaciones en otros tramos.

- Se redujeron las estaciones de bombeo en comparación con las del proyecto elaborado por el Ing. Manuel García Pacheco para el Ministerio del Ambiente, de 8 estaciones a 2 estaciones y 2 futuras plantas de tratamiento a construir.
- Para las bocas de visita P.0, Q.0 y M.0 se colocara una tubería de PVC que pasará cerca de la laguna de Venado existente en la zona para conectar estos 3 sistemas a un solo punto de descarga.
- Se utilizaran bocas de visitas del tipo Ia para profundidades entre 1,15 y 5 m y II para profundidades menores de 1,15m.
- Se utilizó tipo de Apoyo B, para todos los tramos excepto aquellos tramos donde los banqueros están por debajo de los 1,15m.por encima del lomo de la tubería.
- Para las 2 Estaciones de Bombeo se tomó el diseño de Pozo húmedo y se utilizaron las curvas de los equipos Flygt por ser las más usadas en nuestro País



## **RECOMENDACIONES**

- Optimizar y mejorar la laguna de Oxidación existente de la población de Clarines, en función a la descarga de los colectores existentes, debido a que existen irregularidades sobre todo en el sistema de rebombeo de la planta.
- Remplazar bocas de Visitas existentes en el tramo de colector ubicado al final del Boulevard Negro Portillo (Paseo Río Unare), ya que se producen desbordamientos continuos en varias bocas de visita a lo largo de este colector.
- Reparar el colector existente que va desde la Estación de rebombeo del sector Barrio Obrero hasta la Laguna de Oxidación de Clarines, en el cual se producen desbordamiento de las aguas.
- Realizarle mantenimiento a la Estación de Bombeo que se encuentra situada en el Sector Barrio Obrero, la cual se encuentra en muy mal estado.
- Realizar la evaluación de la construcción de las plantas de tratamientos sugeridas en este proyecto.
- En función de la posibilidad de las futuras plantas de tratamiento aquí sugeridas, se plantea la necesidad de evaluar simultáneamente este proyecto con ese nuevo diseño.

## CAPITULO VI BIBLIOGRAFIA

### BIBLIOGRAFIA.

[1] Ghanen A., “**Fundamentos para el Cálculo de Alcantarillado**”, Universidad de Oriente, Núcleo Anzoátegui, Puerto la Cruz, Venezuela, septiembre (1996).

[2] Bolianaga I. J. J. “**Drenaje Urbano**”. Instituto Nacional de Obras Sanitarias. Caracas, agosto de (1978).

[3] Arocha. S. “**Cloacas y drenajes, teoría & diseño**”. Primera edición. Ediciones Vegas. Caracas (1983).

[4] López Cualla. R. A. “**Elementos de diseño para acueducto y alcantarillados**”. Editorial Escuela colombiana de Ingeniería. Santa Fe de Bogotá, Colombia. Año (1995).

[5] Rivas Mijares. G. “**Abastecimiento de aguas y alcantarillados**”. Ediciones Vegas S.R.I. Tercera Edición Caracas/Venezuela año (1983).

[6] <http://www.wikipedia.org>.

[7] <http://www.miliarium.com>.

[8] <http://vbln0018.worldbank.org>

[9] Harding. A. y López. A. “**Mejoramiento de la red cloacal del Núcleo de Anzoátegui de la Universidad de Oriente**”. Trabajo de grado Universidad de Oriente, Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Departamento de Ingeniería Civil, Puerto La Cruz, Venezuela (2001).

## BIBLIOGRAFIA

[10] Salazar. J. y Yánez. R. **“Evaluación y mejoras del sistema de recolección e impulsión de aguas servidas del sector Barrio Colombia de Ban. Edo. Anzoátegui”**. Trabajo de grado Universidad de Oriente, Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Departamento de Ingeniería Civil, Puerto La Cruz, Venezuela (2005).

[11] Unda Opazo. F. **“Ingeniería Sanitaria aplicada a saneamiento y salud pública”**. Editorial Hispano Americano. Barcelona, Bogotá (1969).

[12] Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio Alcantarillado, junta Mecánica PAVCO.

[13] <http://www.vinilit.cl/pdf/pvc.com>

[14] González Luis. **“Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable (Acueductos)”**. Universidad de Oriente, Núcleo Anzoátegui, Puerto la Cruz, Venezuela, Octubre (2002).

[15] Pacheco Manuel. **“Red de Colectores y Sistema de Tratamiento de Aguas Servidas de la Población de Clarines Edo. Anzoátegui”**. Venezuela, Mayo (2000).

[16] I.N.O.S. **“Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua”**, Caracas, Venezuela (1988).

[17] M.S.A.S., **“Gaceta Oficial de la República De Venezuela”**, Número 5.318, Extraordinario, Caracas, Venezuela (1999).

## BIBLIOGRAFIA

[18] Ministerio de Desarrollo Urbano (MINDUR).”**Plan de Desarrollo Urbano Local Clarines, Edo. Anzoátegui**”, Caracas, Venezuela (1993-2013).

[19] <http://www.acomybombas.com>.

[20] <http://www.Vitutor.com>

## METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

<b>TÍTULO</b>	<b>“EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE REDES DE CLOACAS DE CLARINES MUNICIPIO MANUEL EZEQUIEL BRUZUAL, ESTADO ANZOÁTEGUI.”</b>
<b>SUBTÍTULO</b>	

AUTOR (ES):

<b>APELLIDOS Y NOMBRES</b>	<b>CÓDIGO CULAC / E MAIL</b>
<b>ESPAÑA V. GRECIA V..</b>	<b>CVLAC:15.202.820</b> <b>E</b> <b>MAIL:GRECIAVENEZUELA@GMAIL.COM</b>
	<b>CVLAC:</b> <b>E MAIL:</b>
	<b>CVLAC:</b> <b>E MAIL:</b>
	<b>CVLAC:</b> <b>E MAIL:</b>

PALABRAS O FRASES CLAVES:

EVALUACIÓN.

SISTEMA DE CLOACAS

## METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUBÁREA
INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS	INGENIERÍA CIVIL

### RESUMEN (ABSTRACT):

Actualmente en la Población de Clarines existe una Laguna de Oxidación la cual fue diseñada en el año 1983, para una población de 9.000 hab. Y fue en el año 2000 cuando se puso en funcionamiento, ya que para este entonces era que se había concluido el colector principal que llegaría hasta la Planta, pero sólo una pequeña parte de la Población cuenta con el sistema de colectores, por lo cual el Ministerio del Ambiente por medio del Ing. Manuel García Pacheco realizaron un proyecto donde se incluyera todos los demás sectores de Clarines que habían sido excluidos debido a que la topografía del terreno es irregular, donde decidieron colocar estaciones de bombeos en todos aquellos lugares donde se les hacia difícil bajar por gravedad lo que los llevó a colocar en el proyecto 8 estaciones de rebombeo, donde la Alcaldía del Municipio Bruzual en su afán de mejorar la calidad de vida de los ciudadanos del Municipio decidió que se realizara una evaluación a el proyecto de las 8 estaciones de rebombeo, el cual no era factible debido al alto costo que tendría tanto a corto plazo como largo plazo y el desastre que se ocasionaría si llegase a dañarse una de esas futuras Estaciones de bombeo; es entonces donde se realizaron nuevos cálculos para el año 2032 y se determinó que la Laguna existente no cuenta con la capacidad para recolectar todas las aguas servidas de la población y que tampoco sería factible llegar por gravedad hasta ella, lo que se concluyó en que los colectores serían de tuberías de PVC (8", 10", 12", 16" y 20") los cuales descargarían en dos nuevo sistemas de tratamiento y que se necesitaran 2 estaciones de bombeo las cuales trabajarán con 2 bombas cada una alternadamente; con tuberías de impulsión de 10" y 6" para impulsar caudales de 55,40 l/s y 15,08 l/s respectivamente.

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
	ROL	CA	AS X	TU	JU
BELKIS SEBASTIANI	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU X	JU
DILCIA CANACHE	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU X
HILDA MORALES	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU X
MARÌA RAMIREZ	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU X

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2009	04	16
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
TESIS. DOC	APLICACIÓN/MS WORD

**CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS:** A B C D E F G H I J K  
L M N O P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y  
z. 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9.

ALCANCE

TEMPORAL: \_\_\_\_\_ (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

INGENIERO CIVIL

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

PRE-GRADO

ÁREA DE ESTUDIO:

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

INSTITUCIÓN:

UNIVERSIDAD DE ORIENTE NÚCLEO ANZOÁTEGUI



**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**

DERECHOS

DE ACUERDO AL ARTÍCULO 44 DEL REGLAMENTO DE TRABAJOS DE GRADO:

**“LOS TRABAJOS DE GRADO SON DE EXCLUSIVA PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD Y SÓLO PODRÁN SER UTILIZADOS A OTROS FINES CON EL CONSENTIMIENTO DEL CONSEJO DE NÚCLEO RESPECTIVO, QUIEN LO PARTICIPARÁ AL CONSEJO UNIVERSITARIO”.**

ESPAÑA GRECIA

\_\_\_\_\_  
AUTOR

\_\_\_\_\_  
FIRMA

Prof. BELKIS SEBASTIANI

\_\_\_\_\_  
ASESOR

\_\_\_\_\_  
FIRMA

Prof. HILDA MORALES

\_\_\_\_\_  
JURADO

\_\_\_\_\_  
FIRMA

Prof. MARÍA RAMIREZ

\_\_\_\_\_  
JURADO

\_\_\_\_\_  
FIRMA

POR LA SUBCOMISION DE TESIS

Prof. YASSER SAAB

\_\_\_\_\_  
**COORDINADOR**

**A**

\_\_\_\_\_  
**FIRMA**