

**DIAGNOSTICO Y OPTIMIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO,
ALCANTARILLADO Y ASEO DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE
PUERTO PARRA, SANTANDER**

Autores:

**ALEXANDER DEL RIO BELTRAN
GUILLERMO IVAN GARCIA NAVAS**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIA FISICO MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

**DIAGNOSTICO Y OPTIMIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO,
ALCANTARILLADO Y ASEO DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE
PUERTO PARRA, SANTANDER**

Autores:

**ALEXANDER DEL RIO BELTRAN
GUILLERMO IVAN GARCIA NAVAS**

**Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil**

Director

**JORGE E. GOMEZ SANCHEZ
Ingeniero Sanitario**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIA FISICO MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

RESUMEN

TITULO: DIAGNOSTICO Y OPTIMIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO, ALCANTARILLADO Y ASEO DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PUERTO PARRA¹.

AUTORES: ALEXANDER DEL RÍO BELTRÁN
GUILLERMO IVÁN GARCÍA NAVAS²

PALABRAS CLAVES Optimización
Acueducto
Alcantarillado
Residuos sólidos
Calidad de vida

DESCRIPCIÓN O CONTENIDO:

El presente proyecto se encamina en el diseño de soluciones técnicas y económicamente viables que conlleven al mejoramiento de los sistemas de servicios públicos del casco urbano del municipio de Puerto Parra, en el departamento de Santander.

El objetivo que se pretende alcanzar es el de proveer a la comunidad de las condiciones mínimas de calidad de vida, esto es, que la población consuma agua tratada y que sus aguas residuales y sus residuos sólidos no constituyan focos de infección que atenten contra la salud de sus pobladores.

Inicialmente se realizará el inventario y la revisión del estado actual de la infraestructura de los sistemas de agua potable, alcantarillado y aseo con el propósito de realizar los respectivos diagnósticos de cada sistema. Seguidamente de acuerdo a los problemas detectados se realizarán los estudios técnicos y económicos que conlleven a las alternativas de solución más apropiadas.

En síntesis este proyecto pretende redireccionar los propósitos originales con que fueron diseñados los sistemas de acueducto y alcantarillado del casco urbano del municipio y adicionalmente estructurarle un manejo adecuado de sus residuos sólidos, para que estas empresas dejen de favorecer el deterioro de la salud pública de la comunidad y se conviertan en empresas brindadoras de bienestar como inicialmente fueron concebidas.

¹ Proyecto de Grado.

² Universidad Industrial de Santander, Facultad de ingenierías Físico Mecánicas, Escuela de ingeniería Civil, Jorge Gómez Sánchez

ABSTRACT

TITLE: DIAGNOSTIC AND OPTIMIZATION OF THE AQUEDUCT SYSTEM, SEWER SYSTEM AND SOLID WASTE SYSTEM OF THE TOWN OF PUERTO PARRA³.

AUTHORS: ALEXANDER DEL RÍO BELTRÁN
GUILLERMO IVÁN GARCÍA NAVAS⁴

KEY WORDS: Optimization
Aqueduct
Sewer System
Solid Residuals
Quality of Life

DESCRIPTION AND CONTENT:

The present project heads in the design of technical and economically viable solutions that bear to the improvement of the systems of public services in the town of Puerto Parra, in the department of Santander.

The objective that is sought to reach is the one of providing to the community of the minimum conditions of quality of life, this is that the population consummates treated water and that the residual waters and the solid waste don't constitute infection focuses that attempts against the health of their residents.

Initially it will be carried out the inventory and the revision of the current condition of the infrastructure of the aqueduct system, sewer system and solid waste system, with the purpose of carrying out the respective diagnostics of each system. Subsequently according to the detected problems they will be carried out the technical and economic studies that bear to the most appropriate solution alternatives.

In synthesis this project seeks to reroute the original purposes with which the aqueduct systems and sewer system of the town of Puerto Parra were designed and additionally to structure the an appropriate handling of the solid wastes, so that these companies stop to favor the deterioration of the public health of the community and become companies grantor of well-being like initially they were conceived.

³ Project of Degree

⁴ Industrial University of Santander, Institute of Physical Mechanical Engineer, School of Civil Engineer, Jorge Gomez Sanchez

CONTENIDO

1	ASPECTOS GENERALES	21
1.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	21
1.2	ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.	21
1.3	VIVIENDA.	22
1.4	COMERCIO	23
1.5	CULTURA	23
1.6	HIDROGRAFÍA	24
1.7	CLIMA	25
1.7.1	Precipitación	25
1.7.2	Temperatura	25
1.8	GEOLOGÍA	26
1.8.1	Ubicación Geológica	26
1.9	SISTEMA ECONÓMICO	27
1.9.1	Sector Agropecuario municipio de Puerto Parra	27
1.9.2	Nivel técnico de producción	29
1.10	UNIDADES DE SUELOS	29
1.10.1	Suelos	30
1.11	COBERTURA Y USO DEL SUELO	39
1.11.1	Uso Urbano	39
1.11.2	Uso Suburbano	40
1.11.3	Uso Agropecuario	40
1.12	ÁREAS SIN USO	45
1.13	USO POTENCIAL	45

1.13.1	Generalidades	45
1.13.2	Categorías De Uso Potencial	45
2	SISTEMA DE ACUEDUCTO.	50
2.1	METODOLOGÍA GENERAL PARA REVISIÓN DEL ESTADO FUNCIONAL DE LA RED DE ACUEDUCTO	50
2.2	DIAGNOSTICO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO, EL ESTADO DE LA INFRAESTRUCTURA Y LA CALIDAD DEL SERVICIO DEL SISTEMA.	51
2.2.1	Aspectos Hidráulicos:	53
2.2.2	Aspectos técnicos.	54
2.2.3	Matriz de Evaluación de Acuerdo a los Atributos del Casco Urbano de Puerto Parra	57
2.3	EVALUACIÓN TÉCNICA DE ALTERNATIVAS DE MEJORAMIENTO EN LA CONTINUIDAD Y LA CALIDAD DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE EN EL CASCO URBANO	58
2.3.1	Planteamiento De Alternativas	58
2.4	MODELAMIENTO DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL Y DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN MEDIANTE EL PROGRAMA ESPECIALIZADO PARA ACUEDUCTOS EPANET.	59
2.4.1	Consumo Promedio Diario y Demanda en los Nodos	59
2.5	SIMULACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL	72
2.5.1	Análisis De La Simulación Del Funcionamiento Actual	74
2.6	SIMULACIÓN CON EL CONSUMO ADICIONAL DE LAS FINCAS.	77
2.7	SIMULACIÓN DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN CON TUBERÍA DE CONDUCCIÓN ANEXA PARALELA AL TRAMO PLANTA DE TRATAMIENTO _TANQUE DE ALMACENAMIENTO.	81
2.7.1	Balance de Caudales de la Solución Propuesta.	83
2.8	SIMULACIÓN CON REGULACIÓN DEL GASTO DEMANDADO POR LAS FINCAS	86
2.9	PRESUPUESTO	88

3	SISTEMA DE ALCANTARILLADO	89
3.1	INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO.	92
3.1.1	Generalidades.	92
3.1.2	Legislación Sobre Recursos Naturales E Impacto Ambiental	94
3.1.3	Nivel De Complejidad Del Sistema.	96
3.2	METODOLOGÍA GENERAL PARA REVISIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ALCANTARILLADO.	96
3.3	DIAGNOSTICO DEL SISTEMA ACTUAL DE ALCANTARILLADO.	98
3.3.1	Relación De Tuberías De Alcantarillado Sanitario Existentes.	100
3.3.2	Relacion De Tuberias De Alcantarillado Pluvial Existentes	104
3.3.3	Relación De Pozos De Inspección Existentes	105
3.4	Normas Generales Para Diseño De La Red De Alcantarillado.	108
3.4.1	Generalidades.	108
3.4.2	Descripción Del Proyecto	109
3.4.3	Consideraciones De Aportes Por Aguas Negras.	109
3.4.4	Normas Para El Diseño Hidráulico.	110
3.5	EXPLICACIÓN GENERAL DE LA METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE CAUDALES PARA EL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.	112
3.5.1	Población.	112
3.5.2	Dotación.	113
3.5.3	Conexiones Erradas y Caudales De Infiltración.	113
3.5.4	Población Flotante.	114
3.5.5	Definición Del Periodo De Diseño.	116
3.5.6	Determinación De La Población Futura.	116
3.5.7	Población De Diseño.	121
3.5.8	Calculo Del Caudal Para El Sistema De Tratamiento.	122
3.5.9	Determinación De La Carga Orgánica.	124
3.6	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO PROPUESTO.	125
3.7	DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.	127

3.7.1	Diseño Del Sistema De Acondicionamiento.	127
3.7.2	Diseño Del Tratamiento Preliminar.	134
3.7.3	Diseño Del Tratamiento Primario.	135
3.7.4	Diseño Del Tratamiento Secundario.	139
3.8	EFICIENCIAS ESPERADAS EN EL PROCESO DE TRATAMIENTO.	142
3.9	EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PUERTO PARRA	145
3.9.1	PRINCIPIOS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS.	145
3.9.2	ASPECTOS COMPARATIVOS Y ASPECTOS AMBIENTALES	150
3.9.3	Objetivos Del Tratamiento.	152
3.9.4	Consideraciones Generales Para Selección De Sistemas De Tratamiento.	158
3.9.5	Planteamiento De Alternativas	159
3.9.6	Alternativas De Implementación De La Expansión Del Alcantarillado.	162
3.9.7	Evaluación Individual De Los Sistemas De Tratamiento.	163
3.9.8	Combinación De Alternativas De Implementación y Tratamiento.	169
3.9.9	Evaluación De Alternativas	170
4	SISTEMA DE ASEO	189
4.1	DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL	189
4.1.1	Aspectos Generales	189
4.2	Nivel y estado actual del servicio de aseo	190
4.3	Evaluación e inventario	191
4.4	DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA O NECESIDAD	192
4.4.1	Descripción de la población afectada	195
4.4.2	Descripción de la población objetivo	196
4.5	CARACTERIZACIÓN DE LOS RESIDUOS SÓLIDOS	196
4.5.1	Características físicas y químicas	196
4.5.2	Composición Gravimétrica	197

4.5.3	Peso específico	203
4.5.4	Producción Per Cápita “PPC”	204
4.5.5	Humedad	206
4.5.6	Relación Carbono-Nitrógeno “C/N”	206
4.5.7	Potencial de Hidrogeno “pH”	207
4.6	TIPO DE RESIDUOS	208
4.6.1	Residuos ordinarios	208
4.6.2	Residuos peligrosos	208
4.6.3	Residuos hospitalarios	209
4.6.4	Escombros	210
4.6.5	Lodos	210
4.7	ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE LOS RESIDUOS SÓLIDOS	211
4.7.1	Reciclaje	211
4.7.2	Relleno Sanitario	214
4.7.3	Compostaje	215
4.8	ALTERNATIVA 1: RELLENO SANITARIO	222
4.8.1	Selección del sitio de disposición	222
4.8.2	La clasificación establecida en cada uno de los usos de suelo, fue la siguiente:	226
4.9	Trazado y diseño operativo del relleno	235
4.9.1	Presupuesto	243
4.10	ALTERNATIVA 2: PLANTA DE COMPOSTAJE Y RELLENO SANITARIO	245
4.10.1	Área De Corte o Fraccionamiento	245
4.10.2	Selección del sitio de la planta de compostaje	247
4.10.3	Cantidad de material orgánico	250
4.10.4	Construcción de la compostera	251
4.10.5	Especificaciones técnicas de los equipos	254
4.10.6	Relleno Sanitario	262
4.10.7	Presupuesto	263
4.10.8	Observaciones y Conclusiones	2665
5.	CONCLUSIONES	268
6.	BIBLIOGRAFÍA	270

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Datos Técnicos Fuente de Abastecimiento	54
Tabla 2 Datos Técnicos Conducción	55
Tabla 3 Datos Técnicos Tanque de almacenamiento	55
Tabla 4 Datos Técnicos Redes de Distribución.....	56
Tabla 5 Evaluación de los servicios públicos urbanos	58
Tabla 6 Densidad Poblacional del Municipio	61
Tabla 7 Consumo de Agua Casco Urbano de Puerto Parra.....	62
Tabla 8 Variación Horaria de Consumo	71
Tabla 9 Legislación sobre recursos naturales e impacto ambiental	94
Tabla 10 Relación de tuberías de alcantarillado sanitario existentes	100
Tabla 11 Relación de tuberías de alcantarillado pluvial existente	104
Tabla 12 Relación de pozos de inspección existentes	105
Tabla 13 Rangos de Densidad según Habitantes/Hectáreas	119
Tabla 14 Densidad de Viviendas y Habitantes Urbano por Hectárea.....	120
Tabla 15 Parámetro de diseño - selección de tubería para bombeo	131
Tabla 16 Parametros de diseño – Selección de bombas	132
Tabla 17 Carga Superficial Aplicada (gr/m^3)	138
Tabla 18 Eficiencias Mínimas de Remoción.....	142
Tabla 19 Requerimientos mínimos para vertimientos de aguas residuales.....	143
Tabla 20 Parametros de destinación del recurso	144
Tabla 21 Ventajas y desventajas del proceso aeróbico	151
Tabla 22 Ventajas y desventajas del proceso anaeróbico	152
Tabla 23 Necesidades de Superficie.....	164
Tabla 24 Necesidad de obra e instalación	165
Tabla 25 Según mantenimiento.....	166
Tabla 26 Según los costos	167
Tabla 27 Según el rendimiento.....	168

Tabla 28 ventajas y desventajas de los sistemas de tratamiento.....	172
Tabla 29 Características principales servicio de aseo.....	190
Tabla 30 Tabla de datos composición Gravimétrica Residuos Sólidos.....	197
Tabla 31 Peso específico [Kg/m ³].....	204
Tabla 32 Valores de PPC establecidos por el decreto 1096 del 2000.....	205
Tabla 33 Relación Carbono-Nitrógeno.....	207
Tabla 34 Relación Carbono Nitrógeno para diferentes materiales presentes en los residuos sólidos.....	219
Tabla 35 Usos de Suelo.....	226
Tabla 36 Zonificación Ambiental.....	227
Tabla 37 Manejo de Suelos.....	228
Tabla 38 Criterios de selección del sitio para ubicación de rellenos sanitarios..	234
Tabla 39 Cantidad de Residuos Sólidos desechados en 15 años.....	239
Tabla 40 Presupuesto construcción Relleno Sanitario – Alternativa 1.....	244
Tabla 41 Ingresos por concepto de pago del servicio de Aseo – Municipio de Puerto Parra.....	244
Tabla 42 Cantidad de material orgánico a someter al proceso aerobio de compostaje.....	251
Tabla 43 Componentes banda de transporte – Compostera.....	255
Tabla 44 Componentes Trituradora - Compostera.....	257
Tabla 45 Componentes del tornillo de transporte - Compostera.....	258
Tabla 46 Componentes equipo de ventilación - Compostera.....	261
Tabla 47 Cantidad de residuos sólidos para el relleno sanitario utilizando planta de compostaje.....	263
Tabla 48 Presupuesto Planta de Compostaje.....	264
Tabla 49 Presupuesto Relleno Sanitario.....	265
Tabla 50 Valor Total De Sistema De Disposición Final Alternativa 2.....	265
Tabla 51 Ingresos por concepto de pago del servicio de aseo.....	265
Tabla 52 Ingresos por concepto de venta de abono orgánico.....	266

LISTA DE ESQUEMAS

Esquema 1 Consumo Horario	72
Esquema 2 Comportamiento Hidráulico Actual del Sistema	73
Esquema 3 Altura del Agua al Interior del Tanque de Almacenamiento	74
Esquema 4 Caudal en la Línea de Conducción que va del Tanque al Casco Urbano	74
Esquema 5 Consumo modal de una Finca Tipo.....	76
Esquema 6 Balance de Caudal del Actual Sistema	77
Esquema 7 Comportamiento del Actual Sistema	78
Esquema 8 Demanda en Tanque de Almacenamiento Actual Sistema	79
Esquema 9 Nivel del agua la interior del tanque de almacenamiento – Actual Sistema	79
Esquema 10 Comportamiento del gasto en el casco urbano de Puerto Parra	80
Esquema 11 Comportamiento del gasto de las fincas en el sistema	81
Esquema 12 Comportamiento del sistema con tramo de tubería anexa entre la planta de tratamiento y el tanque de almacenamiento.....	83
Esquema 13 Balance de caudales de solución propuesta	84
Esquema 14 balance de caudal con regulación del gasto rural	86
Esquema 15 Demanda en el tanque con regulación del gasto en las fincas	87
Esquema 16 Comportamiento del nivel en el tanque con regulación del gasto en las fincas	87
Esquema 17 Diagrama elemental del proceso anaeróbico	146
Esquema 18 Digestión de metano en la digestión anerobia	147
Esquema 19 Proceso de Tratamiento de Aguas Residuales.	155
Esquema 20 Diagrama de Flujo de una Planta de Lodos Activados.....	156
Esquema 21 Planta de Filtros Percoladores.	156
Esquema 22 Planta de Tratamiento con Lagunas.....	157
Esquema 23 Planta de Tratamiento con Biodiscos.	157

Esquema 24 Planta Anaeróbica con UASB.....	158
Esquema 25 Composición Gravimétrica Barrios Limonal y Las Palmas	198
Esquema 26 Composición Gravimétrica Barrio La Cumbre	199
Esquema 27 Composición Gravimétrica Barrio El Centro	200
Esquema 28 Composición Gravimétrica Barrio Kennedy	201
Esquema 29 Composición Gravimétrica Invasión	202
Esquema 30 Composición Media Porcentual de los Residuos Sólidos.....	202
Esquema 31 Producción Per Cápita. Barrios Municipio de Puerto Parra	205
Esquema 32 Esquema Básico Del Proceso De Compostaje	218

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Tanque de regulación de carga RAP	134
Ilustración 2 Unidad de tratamiento primario y secundario.....	179
Ilustración 3 Actual Sistema de disposición final de residuos sólidos – Botadero a cielo abierto.....	193
Ilustración 4 Flujo de Lixiviados, hacia el Río Carare y la Quebrada Las Doradas.	195
Ilustración 5 Usos de suelo	225
Ilustración 6 Zonificación Ambiental	226
Ilustración 7 Manejo De Suelos.....	227
Ilustración 8 Sitios para ubicación del relleno sanitario	229
Ilustración 9 Zanja para la disposición final de residuos sólidos	240
Ilustración 10 Descarga de desechos en la zanja	240
Ilustración 11 Descenso y revelación de los desechos	241
Ilustración 12 Conformación de la celda y cubrimiento diario de los desechos...	241
Ilustración 13 Compactación manual de la celda	242
Ilustración 14 Configuración del relleno sanitario en zanjas.....	242
Ilustración 15 Distancia mínima de la planta de compostaje a las viviendas	248
Ilustración 16 Distancia mínima de la planta de compostaje a las viviendas por acción del viento	248
Ilustración 17 Protección o techo de la planta de compostaje para protegerla de la lluvia.....	249
Ilustración 18 Cobertura de Techo a dos aguas.....	253

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A REGISTRO FOTOGRÁFICO SISTEMA DE ACUEDUCTO	271
ANEXO B REGISTRO FOTOGRÁFICO SISTEMA DE AGUAS RESIDUALES..	277
ANEXO C CARTERA DE COORDENADAS	282

INTRODUCCIÓN

La ingeniería civil constituye el escenario perfecto, donde nosotros, los representantes de sus leyes y principios, contamos con una amplia oportunidad para intervenir de manera importante en el mejoramiento de la calidad de vida de nuestras comunidades más necesitadas.

Trabajar con el objetivo de brindar un sistema eficiente de servicios públicos que le permita gozar a la comunidad, de por lo menos las condiciones mínimas de salubridad y bienestar, constituye una labor gratificante donde la aplicabilidad de los conceptos aprendidos nos proporciona una agradable satisfacción de orgullo por la práctica de nuestro ejercicio profesional.

Que sea esta entonces, nuestra primera oportunidad para que a través de nuestro conocimiento, el casco urbano del municipio de Puerto Parra pueda contar con las soluciones técnicas necesarias en sus sistemas de servicios públicos que le permitan gozar de unas condiciones de vida más dignas y una considerable mejoría de la salud pública de sus pobladores.

1 ASPECTOS GENERALES

1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El municipio de Puerto Parra se encuentra ubicado al occidente del departamento de Santander, sobre la margen derecha del valle del río Magdalena y posee una extensión de 761,04 Km². Su cabecera se encuentra localizada a 6° 39' 06" latitud norte, 74° 03' 39" de longitud oeste, a una altura de 105 m.s.n.m. y una distancia por carretera de 240 Km. de la capital del departamento, Bucaramanga.

De acuerdo con el decreto de creación y alinderamiento del municipio del 4 de marzo de 1981 según ordenanza No. 20 de 1980, se creó el municipio de Puerto Parra.

El municipio limita al Norte con el municipio de Barrancabermeja, al Oriente con Simacota, al Sur con Landázuri, Vélez y Cimitarra y al Occidente con Cimitarra y el departamento de Antioquia.

1.2 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.

La población en estudio es de tipo urbano, con un número aproximado de habitantes de 2520 personas para el año 2004 según la información suministrada por el IGAC y el equipo técnico del EOT.

Es importante destacar que conforme a datos estadísticos obtenidos del DANE, el municipio tiene una tendencia baja de crecimiento, ofreciendo un crecimiento del 0.6% en los últimos diez años. Este factor más que un crecimiento demográfico leve se debe a la baja tasa de natalidad, que debe tomarse como un crecimiento atípico y circunstancial de la población, pero debido al mejoramiento del orden público y la presencia del estado se auguran crecimientos crecientes para el futuro.

1.3 VIVIENDA.

En el municipio de Puerto Parra existe una tendencia en las viviendas en cuanto estilo y tipo de materiales de construcción debido a la cultura de los habitantes, a sus ingresos económicos y al mismo nivel de educación. Los estratos socioeconómicos predominantes son el uno y el dos. Los materiales mas utilizados en el municipio para la construcción de viviendas son el bloque, el ladrillo, el adobe, el bahareque, la guadua, la caña, la tela, el cemento, el zinc, la teja de eternit, la arena y la madera burda o tabla.

De las aproximadamente 526 viviendas del casco urbano se puede afirmar que casi su totalidad son tipo casa y solo un pequeño porcentaje o inexistente corresponde a tipo apartamento y cuarto. El sector urbano se caracteriza por presentar un tipo de vivienda, clásico de viviendas de tierra caliente con techos altos y teja de eternit. Además de la infraestructura de vivienda anteriormente descrita también cuenta con equipamiento institucional como lo es la estación férrea, escuela y colegio.

1.4 COMERCIO

El comercio que existe en el municipio de Puerto Parra es netamente de tipo minorista, caracterizado por una alta proliferación de tiendas, bares y restaurantes. Son comercios que en la mayoría de los casos tienen menos de 10 trabajadores por establecimiento.

En la actualidad existen 88 establecimientos comerciales de los cuales el 75% (66) son propios y el 25% (22) arrendados. Los establecimientos se abastecen de mercancía básicamente de poblaciones cercanas como Barrancabermeja, Cimitarra y Puerto Berrio. También se surten de ciudades como Medellín, Bucaramanga y Bogotá.

1.5 CULTURA

Los eventos culturales de Puerto Parra se limitan a las celebraciones de carácter religioso así como sus ferias y fiestas que se celebran en el mes de Octubre de cada año.

La administración municipal promueve la realización de eventos culturales y para tal fin se creó el fondo especial a través de la estampilla pro cultura.

A nivel de teatro y danza se está organizando un grupo juvenil, la administración municipal tiene como proyecto la construcción de la casa de la cultura para la presentación de estas expresiones artísticas y así estimular su continuidad.

Existe una mezcla de Antioqueños, Tolimenses y Santandereanos, además de Costeños y Chocoanos. No existe una identidad cultural en ningún sentido.

Las fiestas que se realizan en el municipio están patrocinadas por la Alcaldía Municipal.

Se cuenta con dos polideportivos, uno ubicado en la plaza principal y otro en el barrio la cumbre en los que se programan eventos como campeonatos de microfútbol, para lo cual cuentan con varios equipos. También se organizan campeonatos de tejo y mini - tejo. Se cuenta además con una gallera que realiza riñas cada 15 días.

1.6 HIDROGRAFÍA

El río Magdalena es la corriente superficial más importante de la región, pertenece a la vertiente del Atlántico y hacia él confluyen las dos cuencas más importantes del municipio; el río Opón que se constituye en el límite municipal por el Este y Noreste del municipio y el río Carare el cual limita el municipio por el oeste.

El río Opón inicia su recorrido en el municipio al recibir las aguas del Río Blanco el cual limita los municipios de Landázuri y Vélez; su recorrido empieza con un rumbo Norte que varía a noroeste y finaliza nuevamente hacia el Norte. El río Carare recorre el municipio después de recibir las aguas de la quebrada Puerto Parra y mantiene un rumbo general norte hasta su desembocadura en el Río Magdalena.

1.7 CLIMA

1.7.1 Precipitación

En el municipio existen tres estaciones meteorológicas de clima, de las cuales se tomó la información suministrada por la seccional del IDEAM (Instituto de Hidrología Meteorología y Ciencias Ambientales) en Bucaramanga, representada en el mapa Pluviométrico del Departamento de Santander a escala 1.400.000. Para generar el mapa de isoyetas a escala 1: 25.000, se realiza un incremento porcentual de la escala mediante cuadrícula y tomando como referencia las curvas de 3000 mm y los valores de las estaciones: Puente Ferrocarril (2900 mm), Campo Capote (2700 mm) y Carare (2800 mm) se trazan líneas paralelas mas o menos perpendiculares entre si y se dividió cada distancia entre partes iguales cada 100 mm, luego se unieron puntos y resultan las curva de isoyetas cada 100 mm en escala 1:25.000.

El municipio posee dos curvas pluviométricas máximas de 3000 mm anuales, las cuales representan las zonas más húmedas del municipio de Puerto Parra; además en el municipio se presenta una pluviosidad mínima de 2700 mm promedio anuales, lo cual es una pluviosidad bastante representativa.

1.7.2 Temperatura

Con miras a determinar los valores promedio anuales de temperatura en el municipio se realiza un análisis con base en la utilización de la formula de regresión lineal para Santander 1974 -1997, suministrada por el IDEAM de Bucaramanga.

Formula de regresión lineal:

$$Y = (0.0060)X + 99.1890^{\circ} \text{C}$$

Ejemplo:

Temperatura media anual para la cota de: 275 m.s.n.m

$$\begin{aligned} Y &= -(0.0060) \times 275 + 29,1890 \\ Y &= -1,65 + 29,1890 \\ Y &= 27,539^{\circ}\text{C}. \end{aligned}$$

Teniendo en cuenta que en el municipio de Puerto Parra la altura máxima es de 500 m.s.n.m. se establecieron sólo dos Isotermas 26 y 28°C.

1.8 GEOLOGÍA

1.8.1 Ubicación Geológica

El Municipio de Puerto Parra se ubica en la provincia tectónica del Valle Medio del Río Magdalena, la cual se localiza al occidente del Departamento y corresponde a una región deprimida, moderadamente deformada, representada por rocas cretácicas, terciarias y cubierta en un 65% por sedimentos recientes. Esta provincia se encuentra limitada al oriente por la Falla de La Salina y al occidente por las Fallas Mulatos y Morales.

En el municipio se encuentran rocas Terciarias (Grupos Mesa y Real) constituidas por depósitos fluviales de areniscas, arcillolitas, arenas, gravas y conglomerados

con cantos en matrices lodosas y arcillosas con bajo grado de consolidación y muy alta susceptibilidad a la erosión. Las estructuras más sobresalientes están localizadas al sur y sureste del municipio y corresponden a la falla de Guineal y Otras menores, además de los pliegues Anticlinal de San Fernando, Anticlinal y Sinclinal del Opón. El municipio se encuentra ubicado en una zona con potencial en recursos energéticos principalmente gas, además de grandes extensiones con materiales pétreos.

1.9 SISTEMA ECONÓMICO

1.9.1 Sector Agropecuario municipio de Puerto Parra

El municipio de Puerto Parra tiene una extensión de 76.104 Has de las cuales sólo 33.317 hectáreas se dedican a la actividad agropecuaria. La base económica del Municipio de Puerto Parra radica en dos actividades fundamentales del sector primario: La agricultura y la ganadería, siendo la ganadería la actividad mas representativa del municipio, ya que ha alcanzado altos niveles de desarrollo en cuanto al número de ejemplares como en la ocupación de grandes extensiones cultivados en pastos naturales y mejorados permitiendo el establecimiento de la ganadería extensiva.

Se presentan fincas de pequeña y mediana extensión que se caracterizan básicamente por la producción de leche y de crías, hatos en su mayoría cruzados de las razas cebú y holstein.

Gran parte del territorio cuenta con un alto porcentaje de pastos nativos y de rastrojos, existen bajos niveles tecnológicos, bajos índices de productividad,

problemas con la comercialización de la leche y sus derivados y un alto porcentaje de ganado a utilidad.

La producción agrícola explota básicamente el plátano, el maíz y la yuca, en forma tradicional bajo la modalidad de economía campesina manejada en forma rudimentaria y se encuentra focalizado en las veredas Playa alta, La Militosa, la India y la Sierra entre los ríos Carare, Opón y la quebrada La India.

La producción en general dado su carácter tiene en conjunto bajos rendimientos por las limitaciones tecnológicas en los cultivos, que bien se podrían caracterizar por la inadecuada preparación del suelo, falta de selección de semillas, falta de fertilizantes adecuados, falta en el control de malezas, plagas y enfermedades.

Es una región que se ubica en un ecosistema estratégico, pues se cuenta con una gran cobertura vegetal, que protege los suelos y al mismo tiempo aporta gran cantidad de nutrientes al mismo bajo la fertilización natural.

El microclima de la región favorece el desarrollo de diversos cultivos, desde cultivos de clima cálido hasta cultivos de clima medio. Vale la pena resaltar que la producción agrícola del municipio de Puerto Parra, es una producción aún compatible con el medio ambiente, pues se usan las técnicas de asociación de cultivos (sistemas agroforestales).

La aplicación de productos agroquímicos es reducida en comparación con otros municipios de Santander. Se han adelantado algunos procesos de agricultura sostenible por parte de algunas instituciones cuyo objetivo es establecer una relación armónica hombre naturaleza con miras a obtener buenas producciones bajo un esquema de conservación de los recursos naturales.

Sin embargo el sector agropecuario atraviesa serios problemas como la deficiente infraestructura vial, las actuales prácticas inadecuadas de conservación y uso del

suelo, la falta de organización gremial e institucional, la falta de apoyo con una política seria dirigida al sector agropecuario por parte del gobierno central y los conflictos violentos.

A pesar de todas estas adversidades Puerto Parra se perfila como un municipio que cuenta con recursos hídricos y naturales que deben ser conservados y protegidos.

1.9.2 Nivel técnico de producción

El 95% de los habitantes preparan el suelo en forma tradicional y sólo un 5% lo realiza técnicamente.

El trabajo tradicional y la forma como laboran la tierra nuestros campesinos es una experiencia que se debe retomar, principalmente aquellas prácticas que producto de su experiencia en el campo nos sirven como elemento para integrarlas al saber científico. Por otro lado hay otra serie de prácticas inadecuadas como la quema del rastrojo, el avance de la frontera agrícola y algunas aplicaciones de productos agroquímicos.

1.10 UNIDADES DE SUELOS

Desde el punto de vista de los grandes paisajes se puede asegurar que el municipio tiene cinco categorías (montaña, lomerío, piedemonte, planicie y valle), siendo la de menor presencia la montaña. Para la descripción de las unidades mapeadas o cartográficas se optó por utilizar la metodología de la Subdirección Agrológica del IGAC. En el caso de la nomenclatura seguida se tienen inicialmente

tres letras mayúsculas seguidas por minúsculas y números, la primera mayúscula corresponde al Paisaje, la segunda al clima que para el caso general del municipio es V (cálido húmedo y muy húmedo) y la tercera corresponde al tipo de relieve; las letras minúsculas de la “a” a la “f” pertenecen a la pendiente, la letra “p” corresponde a pedregosidad superficial y el número al grado de erosión

1.10.1 Suelos

Se expresan las unidades de suelos y las unidades de uso y manejo. Las primeras contienen los diferentes grandes paisajes y paisajes correspondientes, los segundos expresan las fases en los cuales los suelos se pueden presentar.

➤ Montaña (M)

Paisaje presente en el municipio hacia el extremo oriental, limitado en el occidente por el granpaisaje de lomerío y al oriente por el río Opón, su topografía es agreste, quebrada y de fuertes gradientes. El paisaje presente es en general el denominado Fila.

➤ Fila (MVA)

Se caracteriza por la típica geoforma de montaña, la cual presenta un relieve de sucesión de montañas (Fila) de pendiente quebrada a fuertemente quebrada, y en algunos sectores (no cartografiados a esta escala) escarpado, y en cuyo paisaje se desarrolla un patrón de drenaje subangular típico de esta geoforma, el material parental sobre el cual se desarrollaron los suelos pertenece al Terciario presentándose una alternancia de areniscas de grano fino con arcillolitas y lutitas no calcáreas. También se desarrollan valles de fondo en V afilados desarrollados por erosión vertical fuerte.

En este paisaje el desarrollo de valles estrechos conjugado con laderas quebradas y la escala de trabajo no justifican la separación de los suelos y por lo tanto como finalidad práctica del manejo de los suelos se opta por mapear el área como un grupo indiferenciado compuesto por los suelos Typic Dystropepts e Inceptic Hapludox, en una relación 60 – 25%.

- Fases.

Solo se presenta la fase MVAfg, pendiente escarpada a muy escarpada. Pertenece a la clase VII-e.

➤ **Lomerío (L)**

Este paisaje es designado así por el desarrollo de elevaciones de tierra no superiores a los 300m desde el nivel base o de referencia; el lomerío se desarrolló a partir del piedemonte, a diferencia de éste, esta parte se encontraba soportada por materiales menos consolidados los cuales permitieron la rápida meteorización y desgaste, hasta el desarrollo de los lomeríos, evidencia de tal situación esta dada por la frecuente presencia de lomas unidas entre sí por sus cimas o vertientes, dándose estrechos bordes de faldas con pendientes pronunciadas.

➤ **Espinazo o Viga (LVA)**

Este relieve, en general, está caracterizado por la abrupta pendiente generada por la geoforma del relieve y la dureza del material rocoso del Grupo Real, (Ariza, S., 2002), el cual está compuesto por una sucesión de areniscas de grano fino a conglomerático y con interposiciones delgadas de capas de arcillolitas macizas y

laminadas que dan una dureza al relieve permitiendo el desarrollo de pendientes fuertes y agrestes. Además, generando pequeños valles muy estrechos cuyo patrón de drenaje es angular.

Los suelos desarrollados están agrupados en una asociación compuesta por los suelos Typic Dystropepts – Typic Troorthents – Lithic Troorthents, en una relación 40 – 30 – 25%.

- Fases.

Fases LVAef₂, LVA_d; pendientes fuertemente quebradas y escarpadas con erosión moderada. La fase pertenece a la clase VIe.

➤ **Lomas y Colinas (LVB)**

Este tipo de relieve presenta diferenciación por los materiales geológicos sobre los cuales se han desarrollado, originando por consiguiente suelos de diferente clase y que para el caso tenemos materiales sedimentarios del Terciario, pertenecientes al denominado grupo Mesa, según Ariza, el cual está compuesto por depósitos fluviales del Plioceno y Pleistoceno inferior y cuya composición es una alternancia de arcillas, arenas y conglomerados con cantos gruesos de areniscas y limolitas.

Los suelos presentes están agrupados bajo la asociación Oxic Dystropepts – Typic Troorthents – Typic Eutropepts, en una relación 35 – 30 – 25%.

- Fases.

Fase LVB_d, LVB_{d2}, LVBe₂, LVBde₂; pendientes quebradas, fuertemente quebradas, con y sin erosión moderada. La fase pertenece a la clase VIe.

Fase LVBcd, LVBcd2; pendientes onduladas a fuertemente onduladas con o sin erosión moderada. La fase pertenece a la clase IVe.

Fase LVBb2; pendiente ligeramente ondulada con erosión moderada. La fase pertenece a la clase IIIe.

➤ **Vallecito (LVF)**

La geoforma está ligada al proceso de desgaste natural del granpaisaje (lomerío), formando pequeños vallecitos cuya composición de los materiales parentales se basa casi exclusivamente en depósitos aluviales mixtos, la forma de los valles es del tipo V, bastante incisado pero por efecto del tipo de clima reinante, el cual puede descargar en un solo aguacero varias decenas de milímetros y los materiales depositados bastante sueltos proporcionan un paisaje quebrado sobre una topografía en general bastante ondulada.

Se desarrollan los suelos Typic Tropofluvents – Aeric Tropic Fluvaquents, agrupados bajo un complejo el cual puede eventualmente ser separados en consociaciones; éstos se encuentran en una relación 50 – 40%.

- Fases.

Fase LVFc₂; pendiente ondulada con erosión moderada. La fase pertenece a la clase IVe.

Fase LVFbcp; pendiente ligeramente ondulada a ondulada con pedregosidad superficial. La fase pertenece a la clase IVs.

Fase LVFa; pendiente ligeramente plana. La fase pertenece a la clase IIs.

Fases LVFap y LVFbp; suelos de pendiente ligeramente plana y ligeramente inclinada con pedregosidad superficial. Estas fases pertenecen a la clase IIIs.

➤ **Piedemonte (P)**

Paisaje de transición, producto del retiro del mar debido al solevantamiento del continente, se encuentra asociado generalmente a los paisajes de montaña y las planicies. Entre este paisaje tenemos los tipos de relieve abanico de explayamiento y vallecitos. El piedemonte es una unidad ampliamente distribuida en el municipio, encontrándose localizada atravesando a Puerto Parra desde la parte sur-oriental hasta el nor-occidente, donde presenta su punto terminal más bajo, para confundirse con el paisaje de Planicie. Los perfiles correspondientes a este son el perfil 1, 3.

➤ **Abanico de Explayamiento (PVA)**

Es una gran unidad en la cual se han desarrollado suelos con características óxicas que le permiten tener mejor resistencia a la remoción, pero de igual forma presentan limitaciones por profundidad efectiva. La pendiente varía desde plana hasta ondulada y en algunas de las fases se presenta erosión laminar ligera y moderada. La unidad se encuentra compuesta por la Consociación Oxíc Dystropepts en un 75% de la unidad de mapeo.

- Fases.

Fases PVAa, PVAab PVAab; suelos de pendientes ligeramente plana, ligeramente plana a ligeramente ondulada. Todas estas fases pertenecen a la clase IIIs.

Fases PVAab₁, PVAab₂, PVAb₂, y PVAc₂; suelos de pendientes ligeramente planas a moderadamente onduladas con erosión laminar ligera y moderada. Las dos fases pertenecen a la clase IIIes.

Fase PVAc; suelos de pendiente ondulada. La fase pertenece a la clase IIIe.

➤ **Vallecitos (PVF)**

Son suelos desarrollados en las incisiones formadas los caños, cañadas o quebradas. En una escala de trabajo más detallada (1 a 10.000) se podrían diferenciar y cartografiar los suelos de taludes o escarpes y los del fondo del valle. Las pendientes oscilan entre ligeramente planas y moderadamente inclinadas, algunas de las unidades presentan pedregosidad superficial. Compuesta por el Complejo Aquic Dystropepts – Aeric Tropepts, en una relación 45 – 35%.

- Fases.

Fase PVFa; suelos de pendiente ligeramente plana. La fase pertenece a la clase IIIhs.

Fases PVFap, PVFbp y PVFc; suelos de pendientes ligeramente plana, ligera y moderadamente inclinada con o sin pedregosidad superficial. Las fases pertenecen a la clase IIIs.

Fase PVFbc; suelos de pendiente ligera a moderadamente inclinada. La fase pertenece a la subclase IIs.

➤ **Planicie (R)**

Se refiere a un área extensa y plana con desniveles muy sutiles, cuyos gradientes suaves oscilan máximo entre 0 y 3%. Esta unidad está compuesta por una extensa área del tipo de relieve plano deltaico. Los perfiles correspondientes a esta unidad son 2, .

➤ **Plano Deltaico (RVA, RVB, RVC)**

Este tipo de relieve se encuentra localizado sobre la parte baja de los ríos Carare y Opón y corresponden a los planos de inundación de éstos, en un tiempo lo suficiente para generar condiciones ácuicas; el gradiente de inclinación del suelo no supera el 3% permitiendo la acumulación de materiales, sin embargo el continuo influenciar del río por medio de las inundaciones no permite que se desarrollen los suelos dándose la continua renovación de éste y por lo tanto el nacimiento de nuevos suelos.

Se diferencian tres tipos de planos deltaicos estipulados de acuerdo a su localización geográfica, para el río Carare encontramos un plano deltaico (RVB) y para el río Opón los Planos (RVA y RVC), siendo el primero el que tiene la mayor frecuencia de inundación.

El plano deltaico RVA, está compuesto por la consociación Typic Tropofluvents, la cual se encuentra en la unidad de suelos en un 80%.

Plano deltaico RVB, compuesta por la consociación Tropic Fluvaquents, la cual se halla en un 75% en la unidad de mapeo.

Plano deltaico RVC, integrado por el complejo Vertic Fluvaquents – Fluvaquentic Eutropepts – Fluventic Dystropepts, en una relación de encuentro 40 – 30 – 25 de la unidad cartográfica.

- Fases.

Fases RVAa, RVCa; suelos de pendiente plana. Las dos fases pertenecen a la clase lh.

Fases RVBa; suelos de pendiente plana. Las dos fases pertenecen a la clase lsh.

➤ Valle (V)

Este granpaisaje se presenta sobre el río Opón, entre el extremo sur-oriental del municipio y la carretera panamericana, sitio donde comienzan los grandes pantanos.

El río Opón en este sector ha tenido un fuerte divagar que le ha permitido formar un amplio valle a partir de los sedimentos que transporta, los cuales son ricos en limos, arenas y material orgánico; elementos esenciales para la formación de suelos con características muy notorias para la agricultura. El movimiento del río también ha ocasionado que este socave su propio valle hasta el punto de casi eliminar terrazas antiguas; por tal motivo se encuentran en la actualidad dos paisajes propios del valle, las terrazas y las vegas.

➤ Vegas

Este paisaje es el que actualmente predomina se presentan suelos con pendientes planas a ligeramente inclinadas, de horizontes muy espesos y bien drenados, buena concentración de materia orgánica y texturas franco arenosas. Los suelos presentes forman el complejo Typic Tropofluvents – Fluvaquentic Eutropepts, en una relación 45 – 35%.

- Fases.

Fases VVAa, VVAab; suelos de pendiente plana y de plana a ligeramente inclinada. Las dos fases pertenecen a la clase lh.

➤ **Terrazas**

Este paisaje posee los mismos suelos que las vegas pues la diferencia de altura con respecto a ésta no es muy significativa, pero permite manejar agrológicamente mejor los suelos pues se controla mejor el drenaje; sus pendientes oscilan de planas a ligeramente planas y presentan erosión laminar moderada.

- Fases.

Fases VVBa, VVBab; suelos de pendiente plana y de plana a ligeramente inclinada. Las dos fases pertenecen a la clase lh.

Fases VVBa2, VVBab2; suelos de pendiente plana y de plana a ligeramente inclinada con erosión laminar moderada. Las dos fases pertenecen a la clase llhe.

➤ **Pantano (P)**

Es de aclarar que dentro del territorio se conjugan los paisajes terrestres y acuáticos formando un todo que se puede ver alterado en la medida en que se afecte uno de los dos. Al hablar de paisajes acuáticos se refiere a los desarrollados por la presencia de agua en superficie por periodos prolongados

como pueden ser los ríos, ciénagas y pantanos. Este último cobra bastante importancia pues es la interacción entre lo acuático y lo terrestre, funcionando como zonas de amortiguamiento y de ecosistemas muy específicos. Además ocupan cerca del 8.6% del territorio municipal.

El paisaje de pantano está representado por el símbolo P en el mapa de suelos, esta unidad no fue revisada puesto que desde el punto de vista edafológico no representa relevancia al no ser considerado como suelo.

1.11 COBERTURA Y USO DEL SUELO

Hace referencia a la utilización que actualmente hace el hombre del suelo o subsuelo en el municipio. Para elaborar la cartografía se remitió a las siguientes fuentes: mapa del URPA (Unidad Regional de Producción Agropecuario 1988); fotointerpretación de vuelos del año de 1991- 1993 y trabajo de campo; además se utilizó la información que suministro la comunidad en los diferentes talleres realizados en los centros poblados (Cartografía social), con esta información se elaboró el mapa 33 de Cobertura y Uso Actual del Suelo.

Los principales usos que tiene el suelo del municipio son:

1.11.1 Uso Urbano

Cuyo uso principal es la vivienda y comercio, este uso está concentrado básicamente en la cabecera municipal y corresponde a 0.37 Km².

1.11.2 Uso Suburbano

Su uso principal corresponde a vivienda con algún uso en comercio y corresponde a los centros poblados de Campo Capote, Las Montoyas, El Cruce, Carare Viejo e invasión de Ferrocarril y corresponde a 0.60 Km².

1.11.3 Uso Agropecuario

Comprende los usos dados al suelo en función de las actividades económicas, principalmente explotación ganadera y agrícola. Dentro de la categoría de uso agropecuario en el municipio, se presentan los siguientes:

➤ Misceláneos Indiferenciados (MS – 1):

Comprenden áreas asociadas a Bosques Naturales y Secundarios, en las cuales se presentan pequeños cultivos no cartografiados, pastos, rastrojos y relictos de bosque. Se han desarrollado principalmente en las veredas de La Militosa, India Alta, Pitalito y la India.

➤ Misceláneos (MS – 3):

Comprenden áreas con un predominio de pastos mejorados y naturales, asociados con árboles frutales y en menor proporción cultivos de pan coger y rastrojos. Se presentan a modo de parches aislados principalmente en las veredas de La Militosa, India Alta, la India, Aguas Negras, Centro y Las Montoyas.

➤ **Misceláneos (MS – 4):**

Comprenden áreas con predominio de pastos mejorados, asociados a cultivos de maíz, plátano y yuca principalmente. Se han desarrollado principalmente en la vereda La India, en la región conocida como chorro el ciego muy cercana al río Opón.

➤ **Misceláneos (MS – 5):**

Comprenden áreas asociadas a las riveras de los ríos Opón y Carare, las cuales son utilizadas en diversos cultivos según la época del año y el comportamiento de las lluvias, se presenta principalmente cultivos de plátano y yuca, alternados con pastos naturales y sectores con Rastrojo.

➤ **Pastos Mejorados (PM):**

Encontramos las siguientes clases. Micay, Elefante, taiwan, brachiaria, Imperial, sabana y otros que han sido introducidos por los habitantes de casi todas las veredas del municipio, constituye el uso dominante del municipio debido a que la Ganadería Extensiva es la principal actividad económica del mismo.

➤ **Pastos Naturales (PN):**

Se presentan pastos propios del entorno, se presentan principalmente en las veredas Aguas Negras, La Sierra, Pitalito y Ciénaga de Chucurí; también se presentan algunos parches aislados en las demás veredas del municipio.

➤ **Pastos Lacustres (PL):**

Se han desarrollado pastos exclusivos de zonas con influencia lacustre, se presentan principalmente asociados a las ciénagas de Chucurí, El Clavo y Rabón.

➤ **Pastos Naturales y Rastrojo (PNR):**

Se presentan asociados los pastos naturales y rastrojos, constituyen áreas en descanso o sin explotación económica, las cuales en épocas de verano son explotadas en ganadería extensiva; importantes extensiones se presentan al norte del municipio en las veredas Pitalito, Las Montoyas y Bocas del Carare; también se presentan a manera de parches en las demás veredas del municipio, exceptuando las veredas Militosa e India Alta.

➤ **Rastrojos y Pastos Naturales (RPN):**

También para uso pecuario, donde existe más rastrojos que pastos naturales para ganadería extensiva y se encuentran principalmente en la vereda La Militosa sector El Recreo.

➤ **Pastos Lacustres y Rastrojo (PLR)**

Predominan los pastos lacustres sobre el rastrojo, esta asociación se ha desarrollado de manera prácticamente natural en la zona de influencia de la ciénaga de Rabón, constituyendo terrenos con gran presencia de agua.

➤ **Rastrojo (R):**

Tiene los niveles uno (1) y dos (2) o alguno de los dos, incluidos: herbáceos o arbustivos, se encuentra a manera de sectores aislados y corresponden a tierras que actualmente están en descanso.

➤ **Rastrojo y Bosque Natural Secundario (RBNS):**

Corresponden a dos áreas localizadas en las veredas Pitalito y Ciénaga de Chucurí, en las cuales se presentan predominantemente los Rastrojos asociados con pequeños parches de Bosques Naturales Secundarios, los cuales son objeto de ampliación de la frontera agrícola.

➤ **Bosque Natural Secundario y Rastrojo (BNSR):**

Corresponden a dos áreas asociadas a la anterior categoría que se presentan en la vereda Pitalito, en las cuales se presentan predominantemente Bosques Naturales Secundarios que han sido objeto de explotación, presentando un desarrollo de Rastrojos dentro de estos a manera de parches o en sus alrededores.

➤ **Bosque de Colonización (BC):**

Corresponden a pequeños parches que se presentan en la parte media de la vereda La India y otros de mayor extensión en las veredas Campo Capote y Alto Parra, se encuentran principalmente asociados a zonas con Bosque Natural

Secundario, el cual ha sido objeto de explotación maderera indiscriminada, con miras a establecer pastos o cultivos.

➤ **Bosques Naturales Secundarios (BNS)**

Son áreas que presentan los tres (3) niveles de un bosque, solo que muchas veces el estrato arbóreo no se encuentra bien desarrollado. Se encuentra principalmente en sectores de las veredas La India, La Sierra, Aguas Negras, India Alta y La Olinda, en las demás veredas del municipio se presenta también en sectores pequeños y aislados.

➤ **Bosques Naturales (BN):**

Hacen relación al bioma de mas vegetación intacta que se ha conservado con todos sus componentes (arbóreo, arbustiva, malezas y epifitas o plantas inferiores como: musgos, líquenes, helechos, hongos); se localizan principalmente en las Veredas La Militosa, Pitalito, Ciénaga de Chucurí, La Carrilera, Playa Alta y Alto Parra; también se presentan algunas zonas representativas aisladas en la vereda Patio Bonito.

Estos Bosques Naturales permiten la biodiversidad tanto de plantas como animales, además que conservan el suelo y el recurso agua, conserva las condiciones climáticas, tanto de la temperatura como de lluvias. Es un sistema sensible a la intervención del hombre y de difícil restauración, por lo tanto es importante conservarlo y manejarlo racionalmente.

1.12 ÁREAS SIN USO

Comprende las áreas dadas al suelo que corresponden a los cuerpos de agua cartografiados en el municipio los cuales se han denominado Cuerpos de Agua (c.a).

1.13 USO POTENCIAL

1.13.1 Generalidades

La mayoría de los estudios abordan el uso potencial como un elemento para el desarrollo de las actividades agrícolas y pecuarias de la tierra. Sin embargo en esta metodología se busca identificar el uso potencial desde la perspectiva de lo ambiental y por tanto para la consecución de este temático no se remite exclusivamente a la capacidad de uso o clases agrológicas sino que trata de integrar otros elementos medio ambientales tales como geología, geomorfología, clima y uso actual. De la anterior forma se busca garantizar la correcta aptitud de la tierra.

Colocando en términos así mencionados se identifican vocaciones agropecuarias, agroforestales, forestales y de protección ambiental. Por lo anterior se describen 7 categorías para el área de estudio, las cuales se entra a caracterizar.

1.13.2 Categorías De Uso Potencial

Se establecen dos categorías. Permiten el desarrollo de agricultura o ganadería indistintamente.

➤ **Agricultura Intensiva (AI)**

Son áreas que permiten el laboreo continuo con objeto de preparar el terreno para la siembra. Se encuentran asociadas básicamente al río Opón y algunas al río Carare. Normalmente en estas unidades se puede desarrollar una agricultura donde se establezcan cultivos trimestrales, semestrales o con ciclo vegetativo inferior al año. Se caracteriza por ser terrenos de pendientes planas a ligeramente planas, con buena a moderada saturación de bases intercambiables. Estas áreas están representadas por 8548ha, que equivalen al 11.30% del sector rural.

➤ **Agricultura Semi_Intensiva.**

Áreas para el laboreo poco frecuente (máximo uno anual), con cobertura sobre el suelo la mayor parte del año, donde no debe presentarse la exposición del suelo en más de 30 días; los cultivos que mejor se adaptan son aquellos de carácter semi_ permanente como lo son plátano, yuca (asociado), pasto de corte, etc. Estas tierras tienen pendientes que oscilan entre el 7 a 12%, aunque algunas pueden llegar a tener pendientes de 25%; suelos ligera a fuertemente ácidos, bajos a medios en bases intercambiables, moderadamente profundos y erosión laminar ligera. Donde se deben establecer prácticas culturales de manejo adecuadas. Estas áreas están representadas por 386ha, que equivalen al 0.51% del sector rural.

➤ **Tierras de Vocación Agroforestal**

Se establecen dos categorías. Necesitan la asociación agrícola, pecuaria y forestal.

➤ **Silvopastoril (SP)**

Tierras para la asociación de bosques y ganadería de pastoreo (semi extensiva), con establecimiento de carga para cada lote. Sus suelos son superficiales o profundos con pendientes entre 12 – 50%, con pedregosidad superficial o subsuperficial, texturas arcillosas pesadas, baja capacidad de intercambio, susceptibles a la erosión. Estas áreas están representadas por 1747ha, que equivalen al 2.31% del sector rural.

➤ **Silvoagropastoril (Sap)**

Áreas cuyas condiciones requieren asociar los bosques con la agricultura y la ganadería, permitiendo el equilibrio o la restauración ambiental; se puede decir que permiten el desarrollo de la *Agricultura Permanente*, entendiéndose esta como el usufructo tanto del cultivo como de las coberturas protectoras. Los suelos de estas tierras tienen una pendiente entre 12 y 50%. Estas áreas están representadas por 39341ha, que equivalen al 52.01% del sector rural.

➤ **Tierras de Vocación Forestal**

Se identifican dos categorías. Tierras que no permiten la Agricultura ni la ganadería.

➤ **Bosque Protector-Productor (Bpp)**

No permiten el laboreo de los suelos. Su función es la de generar protección a los suelos y mantener una adecuada oferta hídrica, pueden ser objeto de usos productivos, sujetos al mantenimiento del efecto protector, generando ingresos económicos. Se encuentran en diferentes pendientes, suelos ácidos a fuertemente ácidos. Estas áreas están representadas por 2421ha, que equivalen al 3.20% del sector rural.

➤ **Forestal Productora (Fp)**

Son tierras que presentan una buena aptitud para el desarrollo de actividades forestales de carácter comercial y en donde los suelos pueden estar sujetos a la extracción parcial o total de la cobertura siempre y cuando sea de carácter temporal. Estas áreas están representadas por 13313ha, que equivalen al 17.60% del sector rural.

➤ **Bosque Protector (Bp)**

Son tierras que pueden, o no, tener aptitud forestal constituidas en bosques que son parte integrante y soporte de la biodiversidad biológica, étnica y de oferta ambiental donde debe garantizarse su conocimiento y manejo dentro de los principios de sostenibilidad y que deben ser conservadas permanentemente con bosque; donde se identifican estrellas fluviales, producción de agua, bosques sobre áreas de abastecimiento de acueductos urbanos o rurales, rondas de quebradas, áreas compradas por el municipio o la sociedad civil con la finalidad de proteger estos mismos recursos u otros naturales renovables. Estas tierras se encuentran en diferentes posiciones geomorfológicas del paisaje, pero en su

mayoría tienen conexión con pendientes superiores al 50% y poca profundidad efectiva, fuertemente ácidos y con alta susceptibilidad a la erosión e incluso haciendo parte de los escarpes naturales. Estas áreas están representadas por 9886ha, que equivalen al 13.07% del sector rural.

2 SISTEMA DE ACUEDUCTO.

2.1 METODOLOGÍA GENERAL PARA REVISIÓN DEL ESTADO FUNCIONAL DE LA RED DE ACUEDUCTO

- Realización de una visita al área rural donde se localizan los componentes principales de este sistema (Bocatoma, Planta de Tratamiento y Tanque de Almacenamiento y conducción), para identificar en forma general el estado de su infraestructura y su grado actual de funcionalidad hidráulica, detectando las variables determinantes de las fallas hidráulicas que allí ocurren.

- Realización de un levantamiento topográfico planimétrico a lo largo de toda la conducción con el fin de evaluar las decisiones del actual diseño en cuanto a la ubicación y el dimensionamiento de la conducción y las unidades anteriormente mencionadas.

- Verificación del estado de las estructuras levantadas topográficamente, identificando de forma cualitativa las actuales averías en su infraestructura y los posibles errores en su diseño.

- Realización de aforos para determinar los caudales que llegan a la planta y al tanque de almacenamiento. El caudal del tanque se determinará dos veces; primero con la planta de tratamiento en funcionamiento y luego abriendo la válvula que da conducción directa al tanque sin pasar por la planta.

- Calcular el gasto de la población en una hora de alto consumo utilizando la diferencia volumétrica de dos instantes en el tanque de almacenamiento y un

lapso de tiempo de una hora, con el fin de evaluar si existe compensación entre el caudal de entrada y el gasto poblacional. .

➤ Simulación del comportamiento hidráulico actual del sistema, mediante el uso de un software denominado EPANET con el fin de evaluar el funcionamiento de las unidades y las condiciones de caudal y presión a las que se hallan operando las tuberías de la red.

➤ Diseñar las alternativas de solución que garanticen un caudal que supla adecuadamente la demanda generada por la población durante las 24 horas del día con características fisicoquímicas y microbiológicas aptas para el consumo humano.

➤ Simular las alternativas de solución diseñadas en el software mencionado para verificar las mejorías en el comportamiento hidráulico del sistema. El modelamiento debe garantizar un caudal acorde con la demanda, continuo durante las 24 horas del día, lo cual depende de una buena regulación en el funcionamiento del tanque.

2.2 DIAGNOSTICO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO, EL ESTADO DE LA INFRAESTRUCTURA Y LA CALIDAD DEL SERVICIO DEL SISTEMA.

El sistema de agua potable del municipio de Puerto Parra tiene una edad aproximada de 17 años. Posee deficiencias en el diseño hidráulico debido a la descompensación de caudal entre el gasto poblacional promedio y el caudal de alimentación del tanque de almacenamiento, con la salvedad que el caudal que llega al tanque es suficiente para abastecer la totalidad de la comunidad allí establecida, solo que algunas irregularidades en el tramo que va del tanque a la

válvula ubicada a la entrada del pueblo junto a la ausencia de los micromedidores en las viviendas, dispara los consumos al punto de que su adición es aproximadamente dos veces el caudal de dotación en horas críticas.

Actualmente el sistema de acueducto aunque cuenta con todos los componentes principales de un sistema de agua potable (Bocatoma, Planta de tratamiento, Tanque de almacenamiento, distribución primaria y distribución secundaria o red de distribución en el casco urbano), no le está suministrando agua tratada a la comunidad. La infraestructura existente se halla en su mayoría en buen estado a excepción de algunos tramos de la red primaria que ya han presentado problemas por corrosión, esto, junto con la poca diferencia de cota existente entre el tanque de cloración de la planta de tratamiento y el tanque de almacenamiento del sistema, es lo que le está privando a la población gozar de un buen servicio de agua potable. La falta de cabeza de presión que genera esta diferencia en alturas es lo que obliga a la administración del acueducto a suprimir el funcionamiento de la planta para poder mantener un caudal de alimentación mayor (aunque no suficiente) en el tanque de almacenamiento.

Según el levantamiento topográfico realizado, se encuentra en los cálculos y en los planos que la diferencia de cota entre el nivel máximo de aguas permitido en el tanque de cloración y la entrada de agua a la planta de tratamiento es de **0.25 m**, bajo estas condiciones modelaremos la situación utilizando como herramienta un software diseñado para simular redes de acueducto denominado EPANET. Sobre el estableceremos las condiciones actuales del sistema de agua potable, desde la planta de tratamiento, hasta el casco urbano de Puerto Parra, con la finalidad de implementar las posibles soluciones que permitan llegar a caudales óptimos de funcionamiento.

A excepción de la planta de tratamiento, cuyo desuso le ha ocasionado algunas fisuras en la parte superior del concreto, debido posiblemente a la exposición del

sol por más de tres años sin pasar agua por esta, y la corrosión ya mencionada de algunos tramos de la red primaria, las demás estructuras gozan de buen estado y buen funcionamiento. Cabe anotar que debido a la falta de mantenimiento, algunas de las ventosas a lo largo de la conducción se hallan pegadas y el mal estado lo cual demanda su sustitución.

La tarifa de uso es mínima, no existen planos actualizados ni reglamento de uso, no esta delimitada la cobertura, la administración la hace el mismo municipio sin planes de mantenimiento y conocimiento técnico muy escaso, es decir, el acueducto adolece de administración, planes de expansión, y reglamentos del sistema de tratamiento de agua potable.

2.2.1 Aspectos Hidráulicos:

Con base en los cálculos hidráulicos la tubería de conducción tiene capacidad para transportar un caudal de aproximadamente 14.4 lps hasta la planta de tratamiento, pero el aforo realizado a las salida del tanque de cloración de la planta nos permite insinuar que existen malos funcionamientos en las válvulas de la conducción que sumadas a las fugas ocasionadas por las fisuras anteriormente mencionadas están generando una perdida de caudal de aproximadamente 2.5 lps. El caudal determinado en el aforo efectuado en la planta de tratamiento fue de aproximadamente 12 lps

En el tanque de almacenamiento se realizaron dos aforos, uno abriendo la válvula que permite el paso directo del caudal hacia el tanque sin que pase por la planta y otro haciendo pasar primero el caudal por la planta de tratamiento. Los caudales obtenidos fueron 11.8 lps y 7.7 lps respectivamente, lo que indica una reducción de caudal de aproximadamente el 35 % cuando el agua se hace pasar por la planta. Sin embargo cabe resaltar que un caudal de 7.7 lps es suficiente para abastecer la población de diseño del municipio. El problema en si es que el gasto calculado en el tanque de almacenamiento en una hora crítica (11:30 am), supera en demasía a este caudal, lo cual no le permite al tanque conservar sus niveles

adecuados de operación durante el día. El cálculo de este gasto se hizo midiendo el descenso del agua en el tanque durante un tiempo de una hora, obteniéndose un valor aproximado de 18 lps. La causa de esta dilapidación de agua se debe a la conexión ilegal de muchos finqueros a la tubería de conducción y a la ausencia casi total de micromedidores en la comunidad, lo cual además de despresurizar la red, ocasiona una cultura irresponsable de consumo ya que como se mencionó anteriormente la tarifa que se paga por el servicio es mínima.

Los cálculos hidráulicos arrojaron también valores de presiones dinámicas bastante bajos en algunos puntos de la conducción, esto confirma el mal funcionamiento de las ventosas que está permitiendo la acumulación de masas de aire a lo largo de diferentes tramos en la conducción.

2.2.2 Aspectos técnicos.

➤ Fuente de abastecimiento.

Tabla 1 Datos Técnicos Fuente de Abastecimiento

Nombre:	Quebrada la Cristalina
Caudal captado:	14 lps
Tipo de Fuente:	Embalse
Abastecimiento:	Bocatoma con rejilla sumergida

Observaciones: En las épocas de verano sólo se captan de 3 a 4 lps, por lo que se hace necesario en esos periodos, bombear el caudal faltante de la quebrada el Clavo.

➤ **Captación.**

La captación de agua para el casco urbano se hace en el nacimiento La Cristalina, ubicado a 5 kilómetros de éste, mediante una bocatoma en concreto con rejilla sumergida, luego es conducida el agua a un tanque de sedimentación en concreto y allí el agua es conducida por una tubería de P.V.C. de 6 pulgadas de diámetro hasta el tanque de almacenamiento.

➤ **Conducción**

Tabla 2 Datos Técnicos Conducción

Conducción:	Por Gravedad
Tubería:	6" en PVC
Estado:	Bueno
Longitud:	5 Km

➤ **Tratamiento**

Planta de Tratamiento:	No se está utilizando
------------------------	-----------------------

➤ **Tanque de almacenamiento**

Tabla 3 Datos Técnicos Tanque de almacenamiento

Capacidad	256 m ³
Material y Estado	Concreto en Buen estado
Años de Servicio	14 años
Ubicación	Zona rural a 3 Km.

➤ **Redes de distribución.**

Tabla 4 Datos Técnicos Redes de Distribución

Número de predios urbanos:	526
Usuarios con medidor en buen estado:	130
Usuarios sin medidor:	396
Consumo anual actual:	No hay registros
Tubería:	4", 3", 2" y 1" en PVC
Estado de la Red de Distribución:	Bueno
Consumo litro/seg.:	No hay totalizador.
Longitud de las redes:	6.147 m

➤ **Frecuencia y cantidad.**

Actualmente el servicio de agua potable que se suministra al casco urbano de Puerto Parra funciona de una manera ineficiente ya que el servicio no es continuo las 24 horas. La descompensación ya antes mencionada, exige suspender algunas horas el servicio para permitirle al tanque recuperar sus niveles de operabilidad

➤ **Cobertura (100%)**

Teniendo en cuenta que la red de distribución se encuentra a 50 metros, por debajo del tanque de almacenamiento se puede concluir que toda la cabecera municipal posee una presión normal y una cobertura del 100% en áreas construidas cuando el servicio se halla en funcionamiento.

➤ **Calidad**

Según el decreto 475 de 1.998, los análisis de muestras deben ser realizadas cada 15 días con el fin de garantizar un control del manejo técnico adecuado a la calidad del agua que la población esta consumiendo. En la cabecera municipal no se esta consumiendo agua potable; con base a un análisis que realizamos el 13 de Diciembre de 2004, el estudio bacteriológico presenta un recuento total de microorganismos muy alto y contaminación orgánica por coliformes. El análisis fisicoquímico presenta valores elevados de hierro, turbiedad, color y pH muy ácido. El agua para su potabilización requiere tratamiento completo que incluya desinfección.

2.2.3 Matriz de Evaluación de Acuerdo a los Atributos del Casco Urbano de Puerto Parra

Se observa que el nivel de consolidación del desarrollo urbano en función de los servicios públicos básicos para el casco urbano de Puerto Parra es de un grado de consolidación bajo. Nivel que se obtiene cuando dos (2) de los tres (3) servicios básicos son regulares y uno es malo, o cuando uno es bueno, otro regular y otro malo, o cuando todos son malos.

Tabla 5 Evaluación de los servicios públicos urbanos

	REGULAR	MALO	BUENO
ACUEDUCTO		X	
ALCANTARILLADO	X		
ENERGIA	X		

2.3 EVALUACIÓN TÉCNICA DE ALTERNATIVAS DE MEJORAMIENTO EN LA CONTINUIDAD Y LA CALIDAD DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE EN EL CASCO URBANO

La evaluación técnico económica de las alternativas es una labor de poca complejidad, ya que el objetivo no es el de cambiar ninguna de las unidades existentes por diseños más eficaces sino la de implementar algunos cambios en la conducción que permitan recibir un mayor caudal en el tanque de almacenamiento. Basado sobre los principios de eficiencia, eficacia y efectividad (que encierran el contexto de tecnologías de bajo costo), se buscará la selección de la alternativa viable de implementación.

2.3.1 Planteamiento De Alternativas

Todas las posibles alternativas de solución deben centrarse en la idea de suministrarle al tanque de almacenamiento la totalidad del caudal que puede abastecerle la planta, caudal que en la actualidad no le está llegando debido a la baja diferencia de cotas entre estas dos unidades.

Como la instalación de los micromedidores es un proyecto a largo plazo, la alcaldía municipal debe adelantar una campaña de concientización dirigida a la racionalización del consumo tanto en el área urbana como en la zona rural donde se presentan las mayores fugas por causa del riego desmesurado de los finqueros.

➤ **Ampliación de la Conducción en el Tramo Planta _ Tanque:**

La diferencia de altura entre el punto de salida de la planta y el punto de entrega en el tanque es de tan solo 25 cm., esta situación está ocasionando que de los 12 lps potenciales que puede proporcionar la planta, solo 7.7 lps están llegando al tanque de almacenamiento. La alternativa que se propone es la de anexar un tramo de conducción paralelo al existente que transporte un caudal complementario que permita hacerle llegar al tanque la totalidad del caudal disponible.

2.4 MODELAMIENTO DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL Y DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN MEDIANTE EL PROGRAMA ESPECIALIZADO PARA ACUEDUCTOS EPANET.

2.4.1 Consumo Promedio Diario y Demanda en los Nodos

Para simular el sistema de acueducto del casco Urbano se pidió información al centro de facturación del acueducto y aseo, sobre el consumo de agua diario de la población. Este valor según datos de los pocos micromedidores que se encuentran en buen estado se encuentra alrededor de los 180(Lt/hab-día). Se decidió incrementar un 25% a esta demanda, debido a la falta de micromedidores en el municipio, obteniéndose una dotación neta de 220 (Lt/hab-

día). Este valor está 45 (Lt/hab-día) por encima de la dotación neta máxima establecida en la resolución 1096 del 2000 RAS. Esto se debe principalmente al uso irracional que se le da al recurso agua por parte de la población y a las condiciones climáticas de la zona (la temperatura promedio es de 30 grados).

También se incrementó la dotación media en 30% por pérdidas técnicas en la red de distribución del agua según el RAS 2000.

Se calculó la demanda para cada uno de los nodos de la red por medio del método de las áreas aferentes. Para esto se calculó el área de afectación de cada nodo en cada una de las manzanas contribuyentes para posteriormente multiplicar cada una de estas áreas por su respectiva densidad poblacional establecida en el siguiente cuadro.

Tabla 6 Densidad Poblacional del Municipio

MANZANA	VIVIENDAS	AREA DEL TERRENO (M ²)	NUMERO DE HABITANTES	DENSIDAD NETA Viv/Ha.	DENSIDAD NETA Hab/Ha
001	08	1457,36	28	54.89	192.13
02A	09	2248,77	31	40.02	137.85
02B	05	11467,24	25	4.36	21.80
003	17	2762,50	60	61.54	217.90
004	24	8608,57	76	27.88	88.28
005	13	3847,41	72	33.79	187.14
006	20	2804,40	70	71.32	249.61
007	11	2620,38	38	41.98	145.02
008	06	1923,72	14	31.19	72.78
009	15	4940,88	42	30.05	84.15
010	13	5839,90	46	22.26	78.77
011	00	5384,55	TELECOM	-	-
012	00	5724,45	IGLESIA	-	-
013	06	8001,36	33	7.5	41.24
014	13	2653,01	42	49	158.31
015	09	5656,80	27	15.91	47.73
016	38	22157,71	30	17.15	103.80
017	34	14445,14	69	23.54	47.77
018	10	3748,94	53	26.67	141.37
019	01	4125,30	05	2.42	12.12
020	01	9475,95	05	1.06	5.28
021	21	8035,31	127	26.13	158.05
022	17	5278,02	103	32.21	195.15
023	12	9164,39	73	13.09	79.66
024	08	3659,25	50	21.86	136.64
025	13	5058,19	80	25.70	158.16
026	06	2843,30	36	21.10	126.61
027	14	5910,70	84	23.69	142.12
028	05	1397,34	30	35.78	214.96
029	06	6299,50	36	9.52	57.15
030	03	700,15	18	42.85	257.09
031	00	2026,01	00	-	-
032	36	64922,99	191	5.55	29.42
033	17	8841,52	108	19.23	122.15
035	05	1732,95	30	28.85	173.12
036	00	907,87	00	-	-
037	00	5608,18	00	-	-
038	04	1214,84	24	32.93	197.56
039	00	26144,03	00	-	-
040	18	5053,22	115	35.62	227.58
041	88	38532,61	367	22.83	95.24

Después se calculó el consumo en el casco urbano del municipio y se obtuvo la siguiente tabla de consumos en LPS en los nodos de la red, los cuales se asignan al programa de simulación y análisis EPANET, para simular el comportamiento de esta según las condiciones actuales de caudal, cotas, diámetros y longitudes.

Tabla 7 Consumo de Agua Casco Urbano de Puerto Parra

NODO	Longitud	Área [Ha]	Densidad [Hab/Ha]	Consumo [LPS]
12-9	52,210	0,054	192,13	0,0172
				0,0172
11-9	52,210	0,054	192,13	0,0172
	44,220	0,086	192,13	0,0273
	44,220	0,107	217,90	0,0386
	85,880	0,098	217,90	0,0353
				0,1185
10-9	85,880	0,098	217,90	0,0353
	44,060	0,093	217,90	0,0335
	44,060	0,093	249,61	0,0384
	102,890	0,130	249,61	0,0537
				0,1610
9-9	102,890	0,130	249,61	0,0537
	51,030	0,096	249,61	0,0397
	51,030	0,073	72,78	0,0088
	57,140	0,048	72,78	0,0058
				0,1079
8-9	57,140	0,048	72,78	0,0058
	36,350	0,068	72,78	0,0082
	36,350	0,100	158,31	0,0262
	103,140	0,108	158,31	0,0283
				0,0685
7-9	103,140	0,108	158,31	0,0283
	46,110	0,096	158,31	0,0252

	46,110	0,137	103,80	0,0235
	164,220	0,561	103,80	0,0964
				0,1734
12-8	32,220	0,326	192,13	0,1037
	32,220	0,064	137,85	0,0146
				0,1183
11-8	32,220	0,326	192,13	0,1037
	32,220	0,064	137,85	0,0146
	98,430	0,147	137,85	0,0335
	98,430	0,096	88,28	0,0140
	86,510	0,305	88,28	0,0446
	86,510	0,102	217,90	0,0368
	44,220	0,107	217,90	0,0386
	44,220	0,860	192,13	0,2735
				0,5592
10-8	86,510	0,102	217,90	0,0368
	86,510	0,305	88,28	0,0446
	108,070	0,296	88,28	0,0432
	108,070	0,105	145,02	0,0252
	74,190	0,099	145,02	0,0238
	74,190	0,069	249,61	0,0285
	44,060	0,093	249,61	0,0384
	44,060	0,093	217,90	0,0335
				0,2740
9-8	74,190	0,069	249,61	0,0285
	74,190	0,099	145,02	0,0238
	61,570	0,099	145,02	0,0238
	61,570	0,162	84,15	0,0226
	83,120	0,158	84,15	0,0220
	83,120	0,103	72,78	0,0124
	51,030	0,073	72,78	0,0088
	51,030	0,096	149,61	0,0238
				0,1656
8-8	83,120	0,103	72,78	0,0124
	83,120	0,158	84,15	0,0220

	77,040	0,158	84,15	0,0220
	77,040	0,147	47,13	0,0115
	94,150	0,205	47,13	0,0160
	94,150	0,089	158,31	0,0233
	36,350	0,100	158,31	0,0262
	36,350	0,068	72,78	0,0082
				0,1416
7-8	94,150	0,089	158,31	0,0233
	94,150	0,205	47,13	0,0160
	89,930	0,203	47,13	0,0158
	89,930	0,303	103,80	0,0521
	46,110	0,137	103,80	0,0235
	46,110	0,096	158,31	0,0252
				0,1559
9-7	70,550	0,105	145,02	0,0252
	70,550	0,075	78,77	0,0098
	81,730	0,198	78,77	0,0258
	81,730	0,113	84,15	0,0157
	61,570	0,162	84,15	0,0226
	61,570	0,099	145,02	0,0238
				0,1229
8A-7	81,730	0,113	84,15	0,0157
	81,730	0,198	78,77	0,0258
	121,190	0,105	78,77	0,0137
	121,190	0,278	47,77	0,0220
	26,330	0,125	47,77	0,0099
	26,330	0,060	84,15	0,0084
				0,0955
8-7	26,330	0,060	84,15	0,0084
	26,330	0,125	47,77	0,0099
	79,290	0,256	47,77	0,0202
	79,290	0,147	47,73	0,0116
	77,040	0,147	47,73	0,0116
	77,040	0,158	84,15	0,0220
				0,0837

7-7	79,290	0,147	47,73	0,0116
	79,290	0,256	47,77	0,0202
	232,940	0,071	47,77	0,0056
	232,940	0,144	103,80	0,0247
	89,930	0,303	103,80	0,0521
	89,930	0,203	47,73	0,0160
				0,1303
9-K6-7	29,660	0,123	88,28	0,0180
	29,660	0,030	78,77	0,0039
	70,550	0,075	78,77	0,0098
	70,550	0,105	145,02	0,0252
	108,070	0,105	145,02	0,0252
	108,070	0,296	88,28	0,0432
				0,1253
11-6	140,320	0,069	137,85	0,0157
	140,320	0,143	187,14	0,0443
	75,470	0,139	187,14	0,0431
	75,470	0,173	88,28	0,0253
	98,430	0,096	88,28	0,0140
	98,430	0,147	137,85	0,0335
				0,1759
9-6	75,470	0,173	88,28	0,0253
	75,470	0,139	187,14	0,0431
	95,200	0,194	187,14	0,0601
	95,200	0,198	100,00	0,0328
	86,420	0,198	100,00	0,0328
	86,420	0,198	78,77	0,0258
	29,660	0,030	78,77	0,0039
	29,660	0,123	88,28	0,0180
				0,2417
8A-6	86,420	0,198	78,77	0,0258
	86,420	0,198	100,00	0,0328
	94,760	0,197	100,00	0,0326
	94,760	0,256	141,37	0,0599
	109,570	0,225	141,37	0,0526

	109,570	0,350	47,77	0,0277
	121,190	0,278	47,77	0,0220
	121,190	0,105	78,77	0,0137
				0,2671
7-8-K6	109,570	0,350	47,77	0,0277
	109,570	0,225	141,37	0,0526
				0,0803
9-5	33,580	0,047	187,14	0,0146
	33,580	0,096	100,00	0,0159
	95,500	0,167	100,00	0,0276
	95,500	0,206	100,00	0,0341
	95,200	0,198	100,00	0,0328
	95,200	0,194	187,14	0,0601
				0,1850
8A-5	95,500	0,206	100,00	0,0341
	95,500	0,187	100,00	0,0310
	81,200	0,214	100,00	0,0354
	81,200	0,248	12,12	0,0050
	94,760	0,256	141,37	0,0599
	94,760	0,197	100,00	0,0326
				0,1979
9-K4-5	38,210	0,061	100,00	0,0101
	33,580	0,096	100,00	0,0159
	33,580	0,047	187,14	0,0146
	140,320	0,143	187,14	0,0443
				0,0848
9-4	155,000	0,180	21,80	0,0065
	155,000	0,333	41,24	0,0227
	102,090	0,244	41,24	0,0167
	102,090	0,203	100,00	0,0336
	38,210	0,061	100,00	0,0101
				0,0896
8A-4	102,080	0,203	100,00	0,0336
	102,800	0,244	41,24	0,0167
	102,060	0,227	41,24	0,0155

	102,060	0,309	5,28	0,0027
	81,200	0,248	12,12	0,0050
	81,200	0,214	100,00	0,0354
				0,1088
9-K2-3	96,370	0,466	5,00	0,0039
	155,000	0,333	41,24	0,0227
	155,000	0,180	21,80	0,0065
				0,0331
8A-K2-3	102,060	0,309	5,28	0,0027
	102,060	0,227	41,24	0,0155
				0,0182
9-2	249,840	0,925	122,15	0,1870
	160,490	0,339	227,58	0,1277
	160,490	1,370	5,00	0,0113
	96,370	0,361	5,00	0,0030
				0,3290
8A-2	160,490	1,370	5,00	0,0113
	160,490	0,339	227,58	0,1277
				0,1390
9-1	249,840	0,925	122,15	0,1870
				0,1870
6-9	164,220	0,716	103,80	0,1230
	265,930	0,877	158,05	0,2294
				0,3524
6-8	51,930	0,148	103,80	0,0254
	51,930	0,191	195,15	0,0617
	111,380	0,180	195,15	0,0581
	111,380	0,252	158,05	0,0659
				0,2112
5-8	111,380	0,252	158,05	0,0659
	111,380	0,180	195,15	0,0581
	49,200	0,160	195,15	0,0517
	49,200	0,147	136,64	0,0332
	42,870	0,047	136,64	0,0106
	42,870	0,106	158,05	0,0277

				0,2473
4A-8	42,870	0,106	158,05	0,0277
	42,870	0,047	136,64	0,0106
	52,610	0,037	136,64	0,0084
	265,930	0,127	0,00	0,0000
	265,930	0,877	158,05	0,2294
				0,2761
4-8	52,610	0,127	0,00	0,0000
	52,610	0,037	136,64	0,0084
	54,510	0,124	136,64	0,0280
	54,510	0,094	126,61	0,0197
				0,0561
6-7	232,940	0,148	103,80	0,0254
	232,940	0,210	47,77	0,0166
	88,800	0,223	47,77	0,0176
	88,800	0,226	79,66	0,0298
	109,890	0,302	79,66	0,0398
	109,890	0,169	195,15	0,0546
	51,930	0,191	195,15	0,0617
	51,930	0,148	103,80	0,0254
				0,2710
5,7	109,890	0,169	195,15	0,0546
	109,890	0,302	79,66	0,0398
	68,450	0,200	79,66	0,0264
	68,450	0,112	158,16	0,0293
	88,790	0,212	158,16	0,0555
	88,790	0,138	136,64	0,0312
	49,200	0,147	136,64	0,0332
	49,200	0,160	195,15	0,0517
				0,3217
4,7	88,790	0,138	136,64	0,0312
	88,790	0,212	158,16	0,0555
	94,780	0,200	158,16	0,0524
	94,780	0,159	142,12	0,0374
	65,360	0,136	142,12	0,0320

	65,360	0,094	126,61	0,0197
	54,510	0,094	126,61	0,0197
	54,510	0,124	136,64	0,0280
				0,2759
3,7	65,360	0,094	126,61	0,0197
	65,360	0,136	142,12	0,0320
	107,430	0,232	142,12	0,0546
	107,430	0,268	57,15	0,0253
				0,1316
5-K6-7	47,630	0,112	79,66	0,0148
	47,630	0,060	257,09	0,0255
	59,830	0,060	257,09	0,0255
	59,830	0,106	158,16	0,0277
	68,450	0,112	158,16	0,0293
	68,450	0,200	79,66	0,0264
				0,1493
4-6	59,830	0,106	158,16	0,0277
	59,830	0,060	257,09	0,0255
	19,500	0,029	257,09	0,0123
	19,500	0,024	214,96	0,0085
	85,190	0,071	214,96	0,0253
	85,190	0,266	142,12	0,0626
	94,780	0,159	142,12	0,0374
	94,780	0,200	158,16	0,0524
				0,2517
3-6	85,190	0,266	142,12	0,0626
	85,190	0,071	214,96	0,0253
	36,540	0,071	214,96	0,0253
	36,540	0,040	0,00	0,0000
	61,790	0,040	0,00	0,0000
	61,790	0,118	57,15	0,0112
	107,430	0,268	57,15	0,0253
	107,430	0,232	142,12	0,0546
				0,2042
2,6	61,790	0,040	0,00	0,0000

	61,790	0,118	57,15	0,0112
				0,0112
3-5	36,540	0,071	214,96	0,0253
	36,540	0,040	0,00	0,0000
				0,0253
6-6	98,760	0,122	173,12	0,0350
	98,760	0,238	79,66	0,0314
	88,800	0,226	79,66	0,0298
	88,800	0,223	47,77	0,0176
				0,1138
5-6	98,760	0,238	79,66	0,0314
	98,760	0,122	173,12	0,0350
	20,140	0,044	197,56	0,0144
	47,630	0,060	257,09	0,0255
	47,630	0,112	79,66	0,0148
				0,1210
5-6-2	20,140	0,044	197,56	0,0144
				0,0144
4-5	19,500	0,029	257,09	0,0123
	19,500	0,024	214,96	0,0085
				0,0209

El consumo promedio diario en el casco urbano de Puerto Parra es **7.81** LPS valor alto para una población de 2500 habitantes en un municipio que no existe ninguna gran industria.

La secretaría de planeación del Municipio de Puerto Parra, suministró información acerca de la variación horario del caudal en el casco urbano, información la cual se obtuvo en un estudio realizado hace un año por la secretaría de planeación con el fin de solucionar el problema de agua potable.

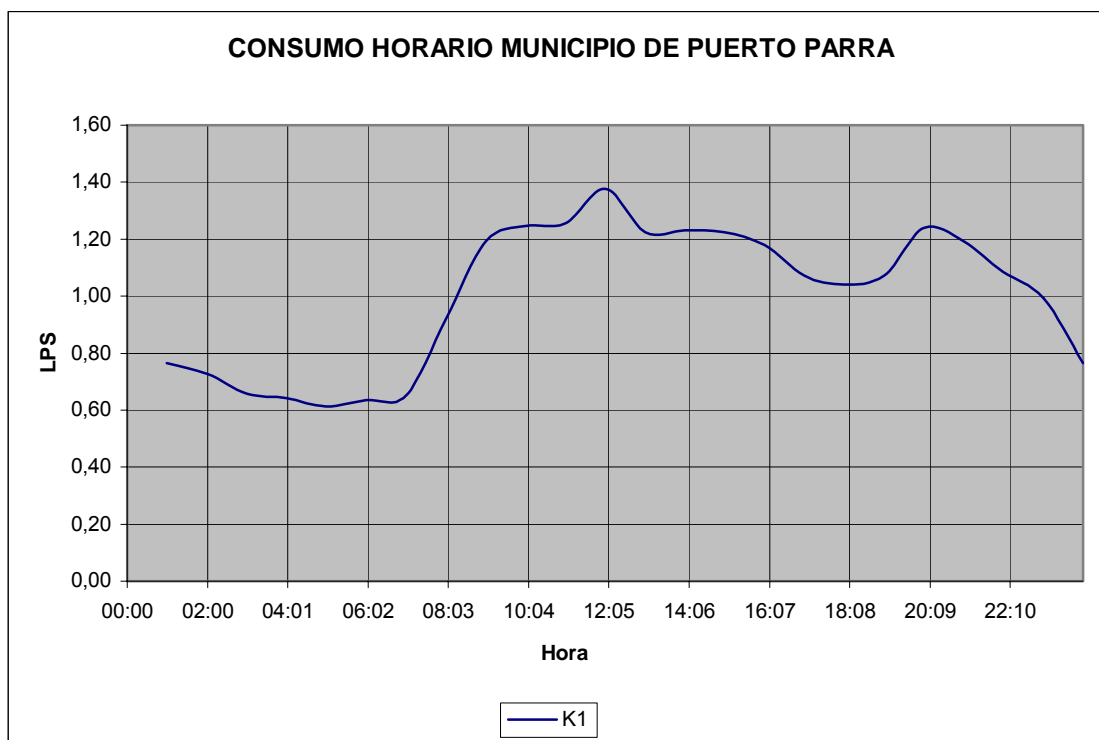
Tabla 8 Variación Horaria de Consumo

HORA	LPS	K1
01:00	5,00	0,77
02:00	4,75	0,73
03:00	4,30	0,66
04:00	4,20	0,64
05:00	4,00	0,61
06:00	4,15	0,64
07:00	4,25	0,65
08:00	6,00	0,92
09:00	7,80	1,19
10:00	8,15	1,25
11:00	8,20	1,25
12:00	9,00	1,38
13:00	8,00	1,22
14:00	8,05	1,23
15:00	8,00	1,22
16:00	7,70	1,18
17:00	7,00	1,07
18:00	6,80	1,04
19:00	7,00	1,07
20:00	8,10	1,24
21:00	7,80	1,19
22:00	7,10	1,09
23:00	6,50	0,99
00:00	5,00	0,77

Se observa en la gráfica un incremento del uso del agua en las primeras horas de la mañana, estabilizándose entre las 9:00 am y las 11:00 am. Posteriormente se crea un pico en las horas del medio día entre las 11:00 am y la 1:00 pm que vuelve y decrece la tasa de uso del agua, estabilizándose su uso en las horas de la tarde y volviendo a presentarse otro pico de consumo entre las 7:00 pm y las 9:00 pm.

El comportamiento de esta curva es un comportamiento típico de un pueblo de tierra caliente en la que se presenta un gran incremento de uso del agua en las horas de la mañana, al medio día y en la noche, horas en las cuales se presentan un incremento de las actividades residenciales sumado a las exigencias del clima que obligan a utilizar el servicio de la ducha dos o más veces al día. También se presenta un alto incremento en las horas de la mañana, debido a que este es un pueblo agricultor y ganadero, en los cuales los riegos se empiezan a realizar a estas horas.

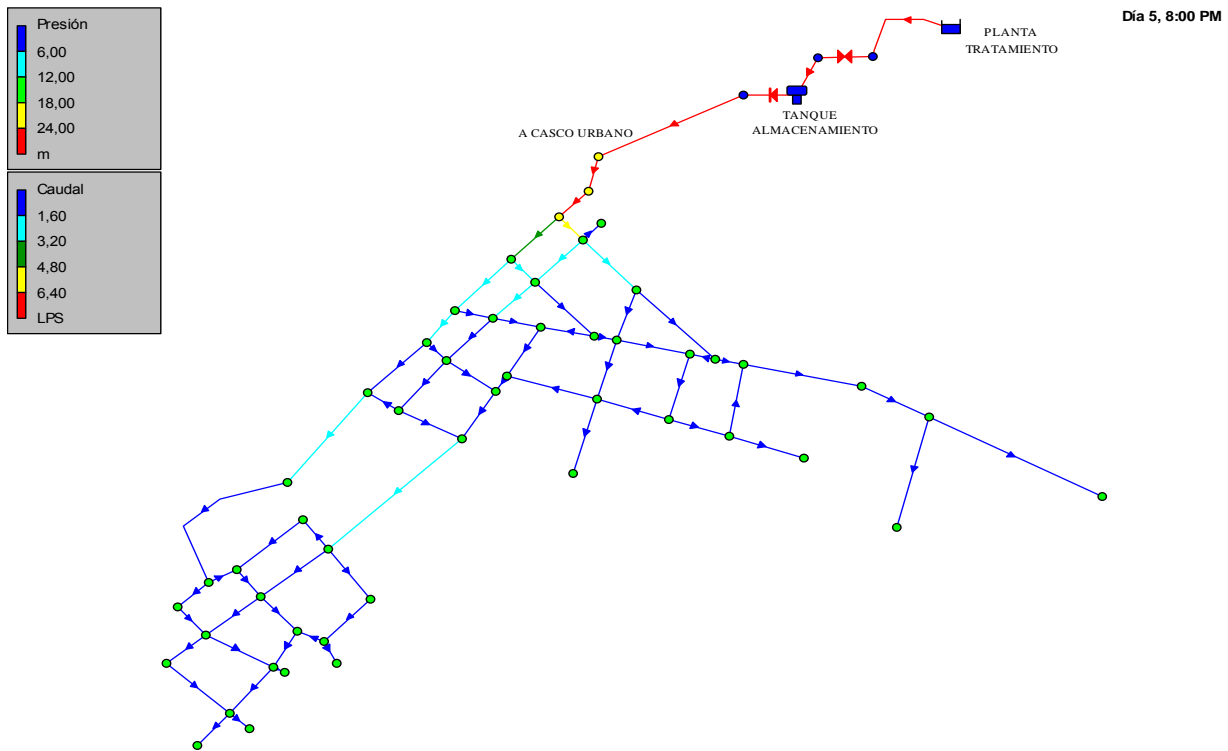
Esquema 1 Consumo Horario



2.5 SIMULACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL

El siguiente esquema representa el comportamiento del sistema de agua potable para el casco urbano en condiciones normales de funcionamiento.

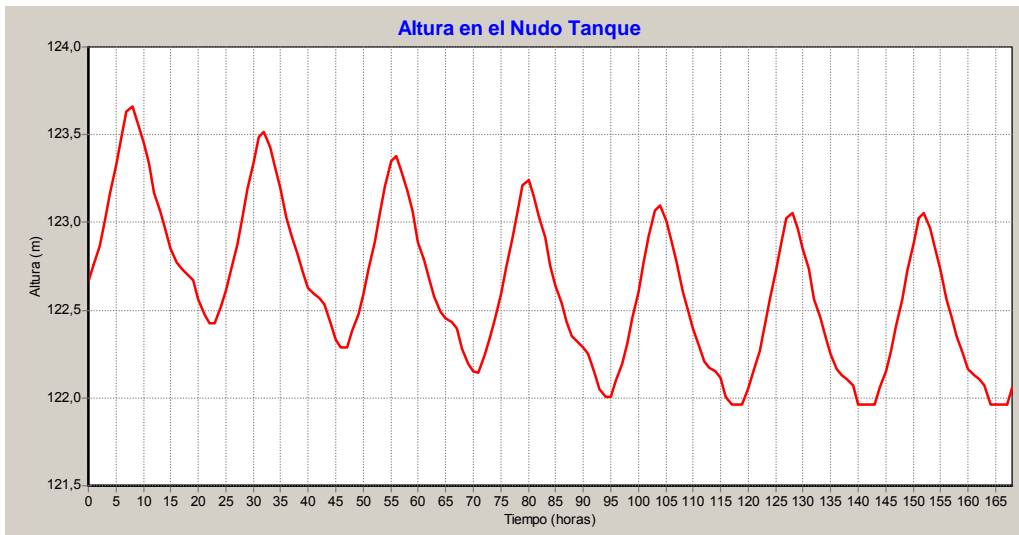
Esquema 2 Comportamiento Hidráulico Actual del Sistema



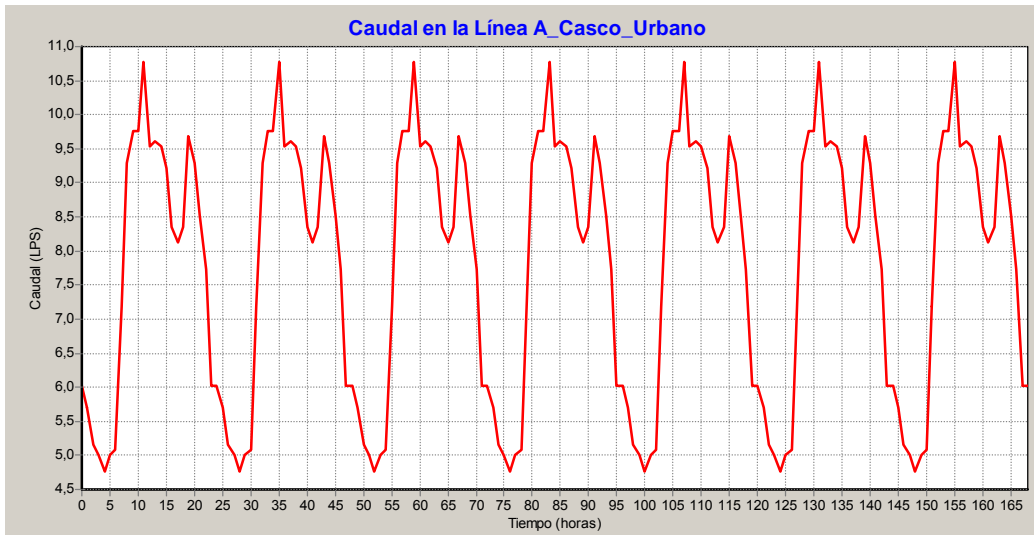
2.5.1 Análisis De La Simulación Del Funcionamiento Actual

La planta está suministrando un caudal de 7.71 LPS al tanque de almacenamiento. Con este caudal se puede suplir la demanda de la población con racionamiento de agua en las horas de la noche como se muestra en la gráfica de altura de agua en el tanque, donde se pueden observar niveles inferiores al nivel mínimo de operación del tanque en el intervalo de 8:00 pm a 12:pm.

Esquema 3 Altura del Agua al Interior del Tanque de Almacenamiento



Esquema 4 Caudal en la Línea de Conducción que va del Tanque al Casco Urbano

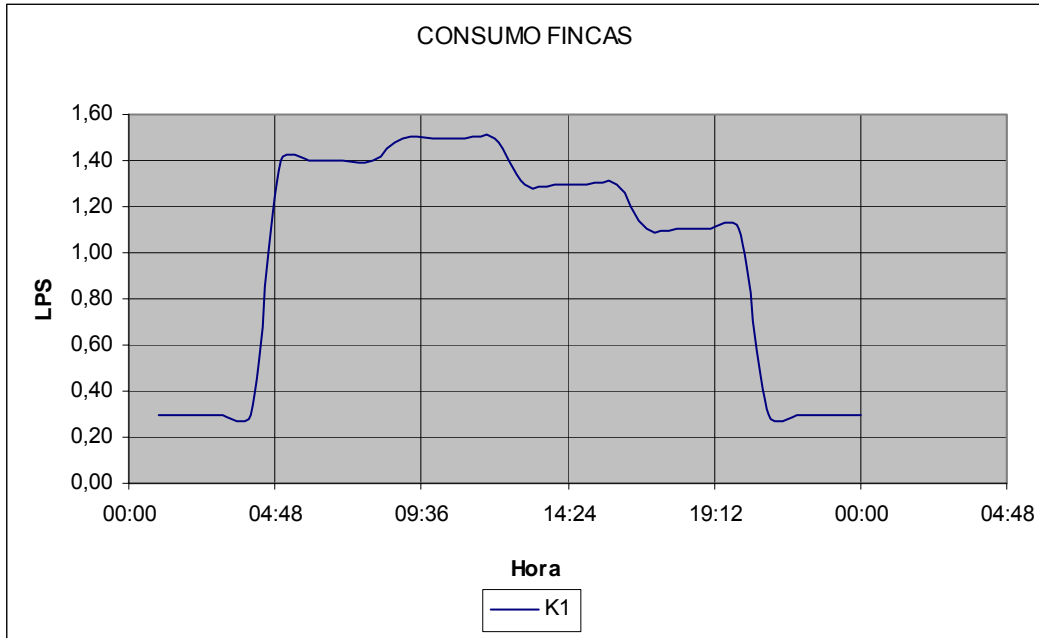


Sin embargo esto no refleja la realidad del funcionamiento actual del sistema debido a que las ocasiones que se ha pretendido poner en funcionamiento la planta de tratamiento, el tanque de almacenamiento llega a niveles críticos en tiempos mucho más cortos que los que muestra la simulación. Como el comportamiento del gasto poblacional es normal, se presume que se debe estar presentando una fuga de caudal en el tramo de conducción que va del tanque a la válvula de entrada al casco urbano. Ante esta situación se realizó otra visita para medir el caudal en el tanque de almacenamiento en horas del medio día. Para esto se cerró la válvula que alimenta el tanque y se midió el tiempo que se requirió para llegar a una baja de un metro de altura en el nivel del tanque, el cual fue de una hora, dando como resultado un consumo de 18 LPS.

En la simulación se observa que el caudal demandado por la población es de 10.78 LPS a las 11:00 am, por esta razón se decidió realizar un reconocimiento de campo sobre la tubería de conducción que va del tanque de almacenamiento a la válvula de entrada al casco urbano, encontrándose que existen conexiones de 5 fincas, lo cual explica la diferencia de caudal entre el aforo y la demanda normal de la población. El operario del sistema de agua potable nos informó que estas fincas no cuentan con un sistema de medición y solamente pagan una tarifa mínima por el uso del recurso.

Por esta razón se procedió a realizar una nueva simulación del sistema de agua potable, teniendo en cuenta el gasto que generan estos grandes consumidores, a los cuales se le estableció un caudal promedio de 4 LPS y se afectó por una curva de modulación de la siguiente forma, la cual se obtuvo por información suministrada en el municipio de San Alberto, el cual por sus características geográficas y económicas similares a las del municipio de Puerto Parra, puede tomarse como patrón de referencia.

Esquema 5 Consumo modal de una Finca Tipo



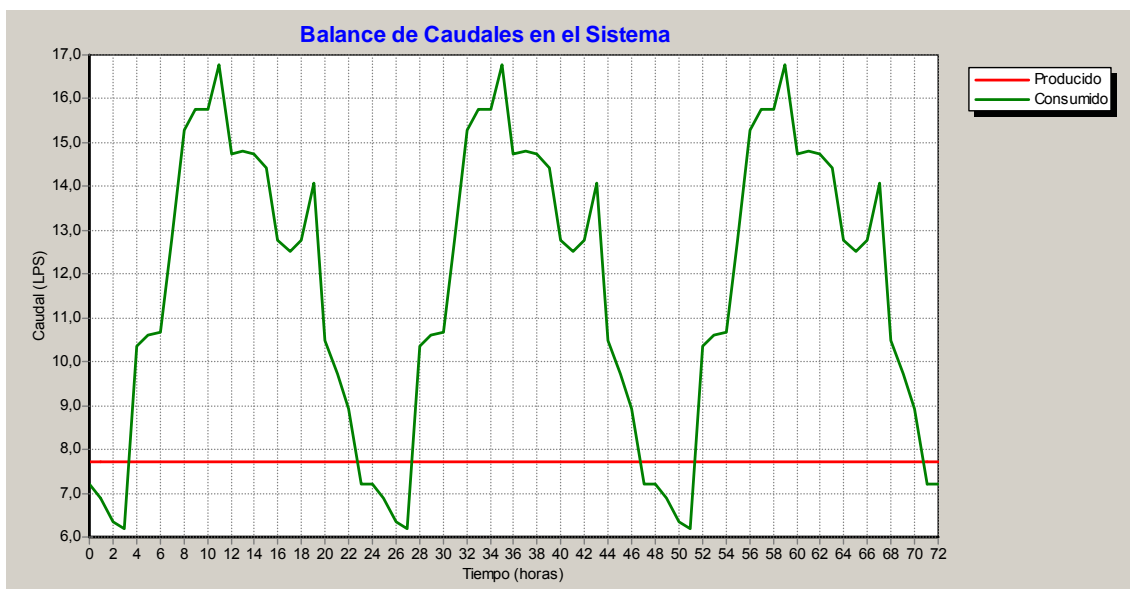
Ap
rent
em
ent
e
des
con
ecta
r a
las

fincas de la red de conducción de agua potable, sería una solución si se practicara en el municipio la cultura de un uso racional del agua, y se logaran bajar los índices de consumo de agua en la población. Sin embargo dado que esta es una población pequeña cuyo principal soporte económico lo representan las actividades agrícolas y ganaderas, se decidió no desconectar las fincas del sistema sino analizar su influencia en la red y dar soluciones al sistema con este consumo adicional.

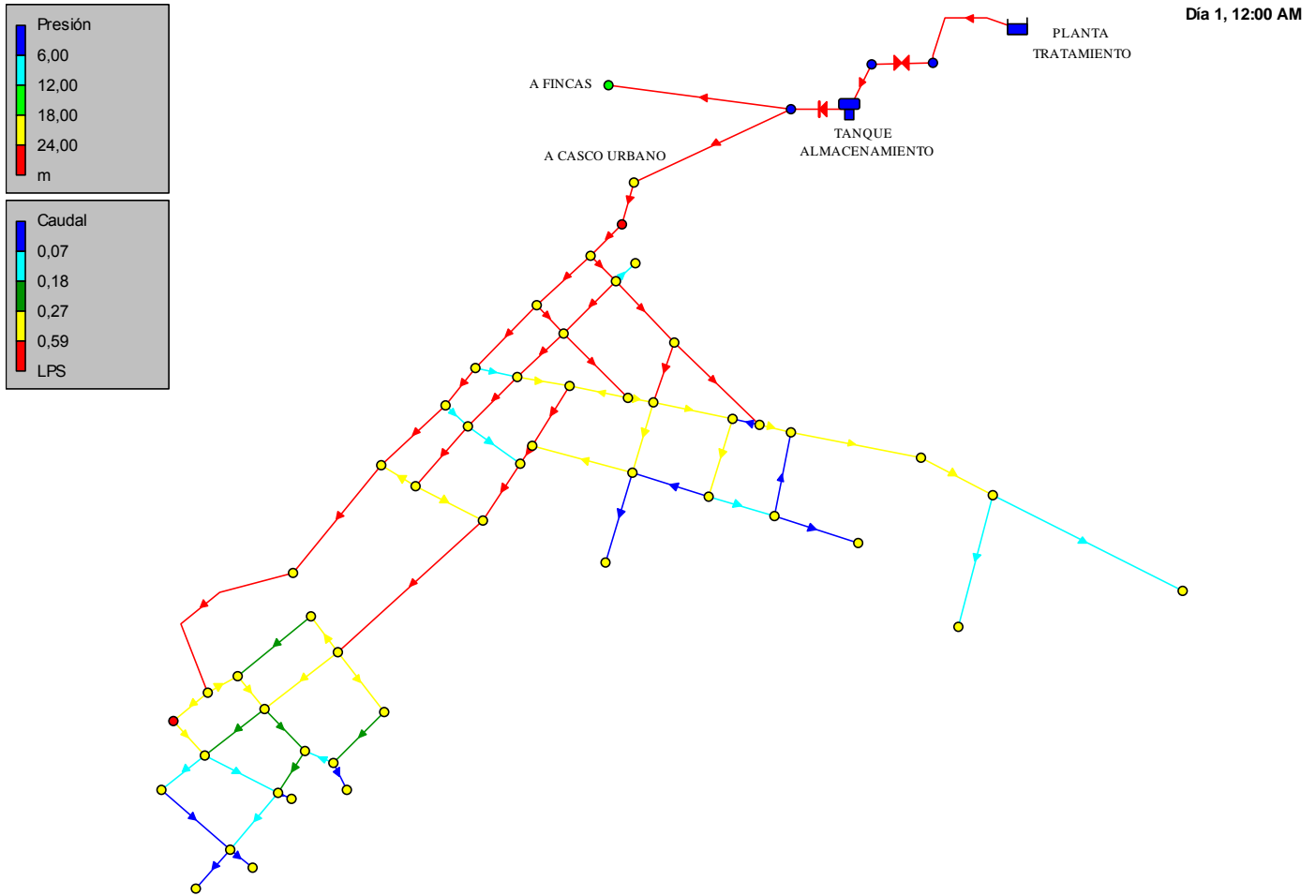
2.6 SIMULACIÓN CON EL CONSUMO ADICIONAL DE LAS FINCAS.

Al simular el sistema de agua potable con la interacción de las fincas se obtuvo el balance de masas que se observa en la figura siguiente, en el cual se aprecia una gran descompensación entre el caudal producido (7.71 LPS) y el caudal consumido por el sistema con un valor medio de 11.5 LPS y con un máximo de consumo horario a las 11:00 am de 16.78 LPS.

Esquema 6 Balance de Caudal del Actual Sistema

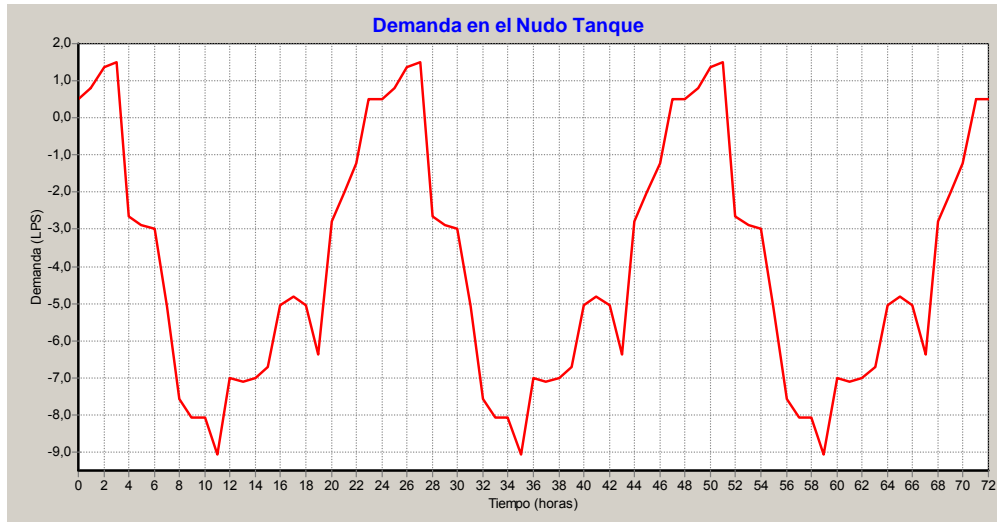


Esquema 7 Comportamiento del Actual Sistema



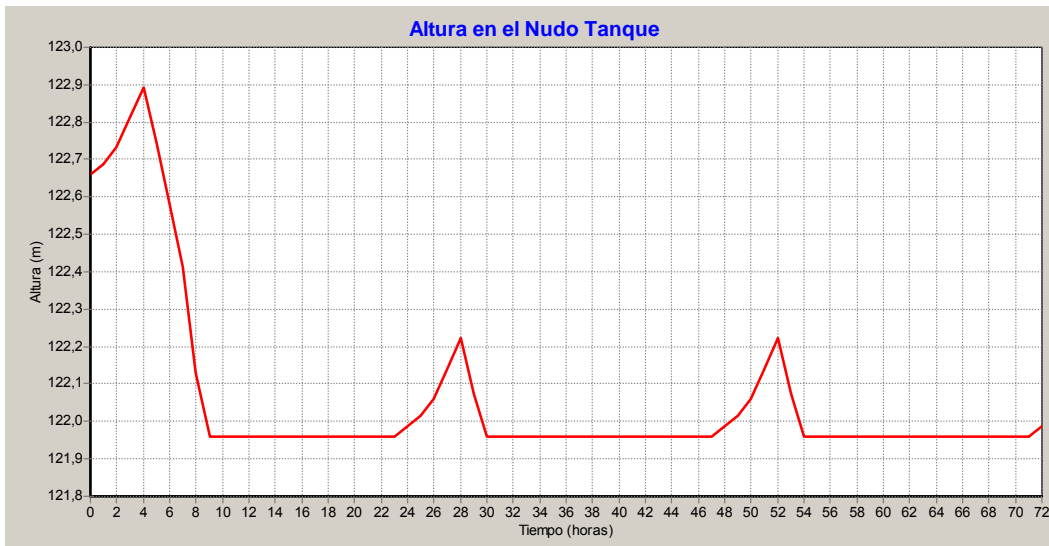
También se puede apreciar en el tanque de almacenamiento que este tiene un ciclo de llenado de 4 horas entre las 11:00 pm y las 4:00 am momento único en el cual el tanque se compensa de manera positiva consiguiendo ganar una altura de 26 cm. por encima de su nivel mínimo. Posteriormente el tanque en las dos siguientes horas llega nuevamente a su nivel mínimo de operación, continuando con niveles inoperantes por las siguientes 17 horas.

Esquema 8 Demanda en Tanque de Almacenamiento Actual Sistema



Es por esta razón que se llevan a cabo los racionamientos diarios en el municipio, con el fin de proporcionarle al tanque un periodo de recuperación adicional que garantice por lo menos un servicio parcial del recurso durante el día. Esta en realidad es una tarea bastante tediosa debido a que la válvula de cierre queda un poco retirada del casco urbano y el acceso a esta se realiza generalmente a pie.

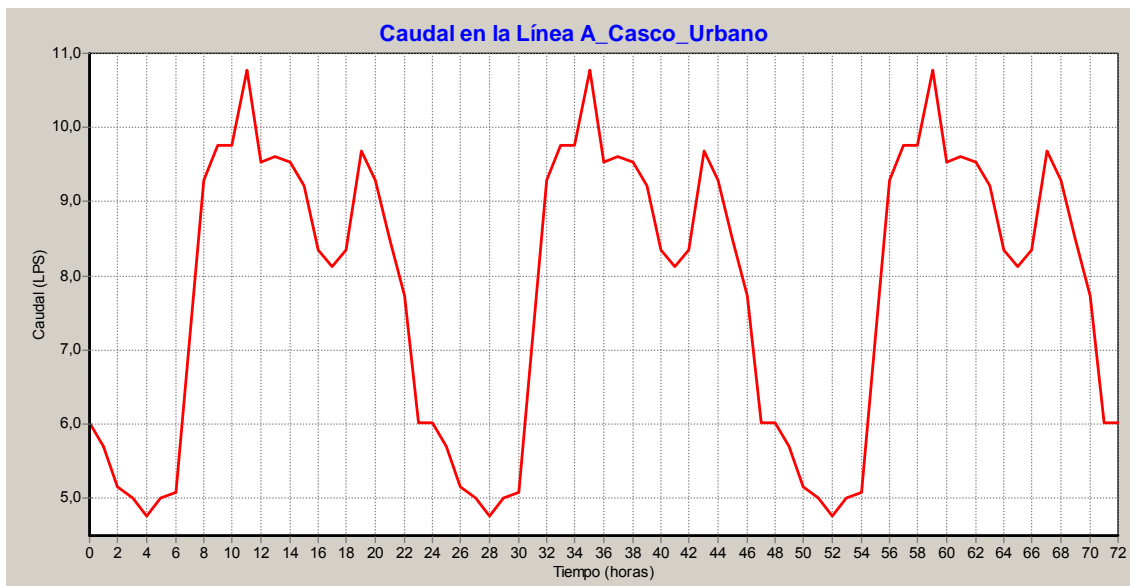
Esquema 9 Nivel del agua la interior del tanque de almacenamiento – Actual Sistema



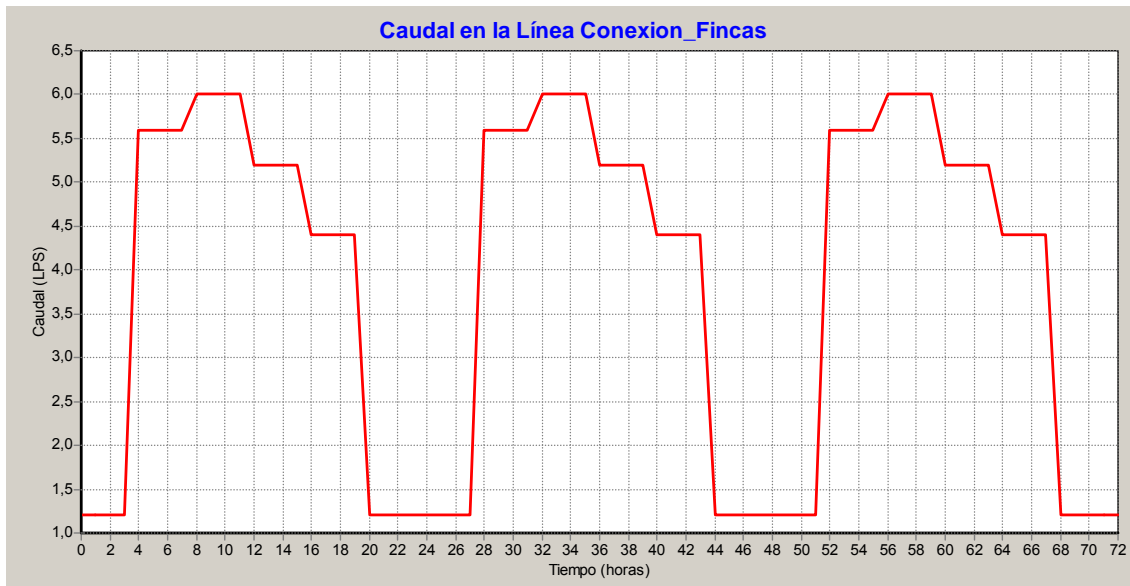
La solución que se diseñe para este problema, debe apuntar a que se aumenten los niveles de operación del tanque para que su periodo de trabajo positivo alcance los tiempos requeridos por la demanda calculada sin que sea necesario suspender el servicio del recurso a ninguna hora del día.

Como se había mencionado anteriormente el caudal en el casco urbano presenta un pico a las 11:00 am de **10.78 LPS**, la misma hora en la que se presenta el pico de consumo en las fincas con un valor de **6 LPS**. Estos dos valores de caudal al sumarse, dan un valor aproximado al valor del aforo realizado por el cuerpo técnico del estudio en el tanque de almacenamiento a las 11:30 de la mañana, demostrando esto la coherencia entre el modelo y la realidad.

Esquema 10 Comportamiento del gasto en el casco urbano de Puerto Parra



Esquema 11 Comportamiento del gasto de las fincas en el sistema



2.7 SIMULACIÓN DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN CON TUBERÍA DE CONDUCCIÓN ANEXA PARALELA AL TRAMO PLANTA DE TRATAMIENTO _TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

Después de analizado el sistema se observó que el caudal máximo que se puede transportar entre la planta de tratamiento y el tanque de almacenamiento es un caudal que está por debajo del consumo general del sistema y además es bajo con respecto a la tasa de tratamiento del agua en la planta, la cual fue diseñada para tratar 14 LPS pero por el estado actual y desperfectos constructivos solo alcanza a tratar 12 LPS.

Por esta razón se decidió optimizar el caudal de alimentación del tanque de almacenamiento, anexando otro tramo de tubería de 6" que tendría la capacidad de transportar un caudal máximo de 15.42 LPS a la unidad de almacenamiento (con la diferencia mencionada de cotas). Sin embargo la tubería en conjunto solo puede transportar como máximo la tasa a la que está funcionando la planta de

tratamiento, por esta razón, la simulación de la red se va a trabajar con una tasa de ingreso a la planta de 12 LPS.

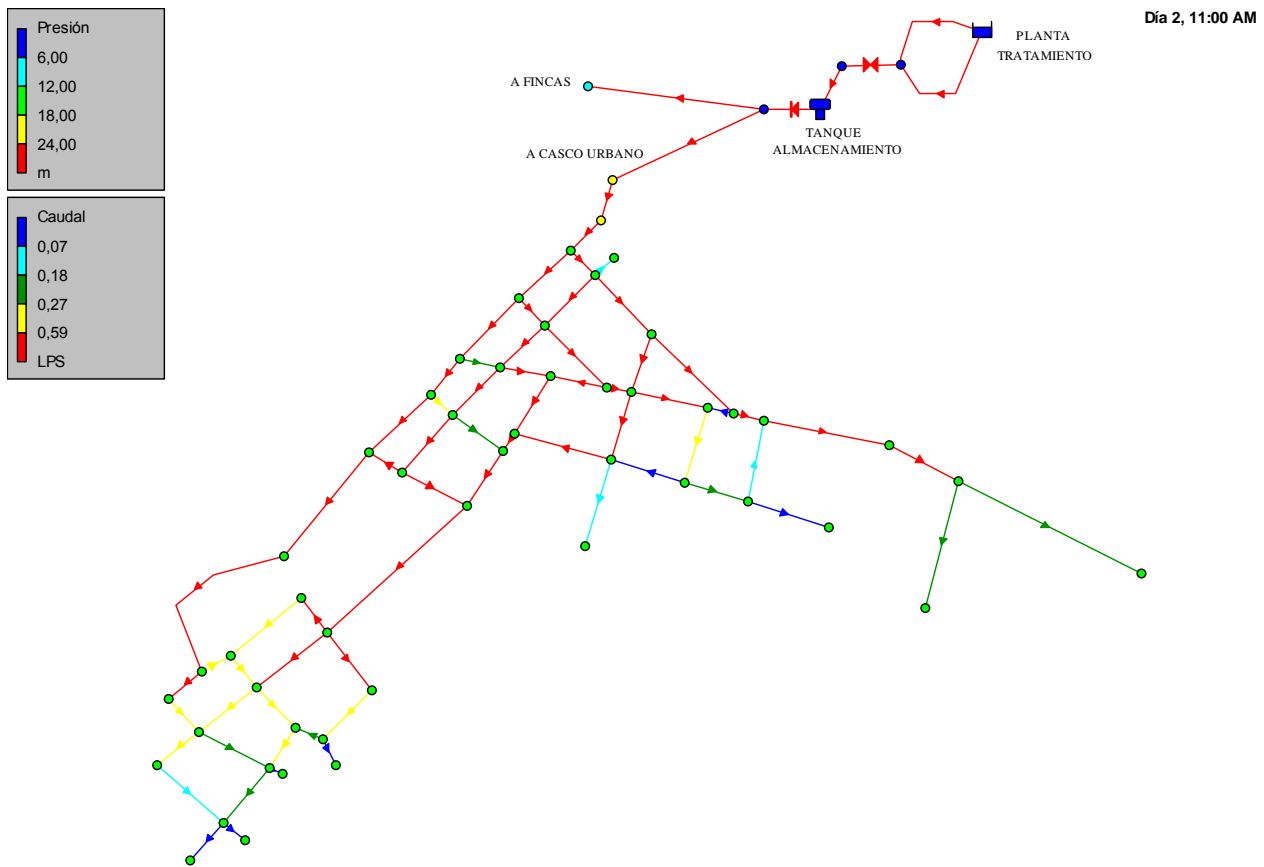
Se determinó proponer la instalación de este tramo anexo de tubería por ser la alternativa más práctica y de mayor factibilidad económica, pues incrementar la diferencia de altura entre estas dos unidades sería un procedimiento no viable desde el punto de vista económico.

En la siguiente página se muestra el esquema de la simulación de la alternativa propuesta en un momento de alto consumo del día y puede observarse que el sistema cumple a cabalidad con las exigencias de caudal del casco urbano sin dejar de aportar un caudal adicional para el sector donde se ubican las fincas aledañas a la conducción. Pueden observarse de igual manera valores ideales de presión a lo largo de toda la red primaria de distribución.

La solución funciona de manera ideal sobre el papel, pero los gastos de este tipo de sistemas no presurizados debido a la falta de los micromedidores, no son del todo predecibles, sobre todo en el sector de las fincas donde se presentan los índices más elevados de gasto en relación a sus verdaderas necesidades. Por tales motivos la solución debe condicionarse a determinados procedimientos que regulen estos consumos. Para ello se recomendará la instalación de varias válvulas reguladoras de caudal y se elaborará un documento dirigido a la administración del municipio con copia a la gobernación de Santander, donde se resalte la importancia y las ventajas de la pronta instalación de los micromedidores en el casco urbano de Puerto Parra,

El siguiente esquema muestra el funcionamiento del sistema con la solución propuesta. El momento que ilustra corresponde a las 11 : 00 del día segundo.

Esquema 12 Comportamiento del sistema con tramo de tubería anexa entre la planta de tratamiento y el tanque de almacenamiento

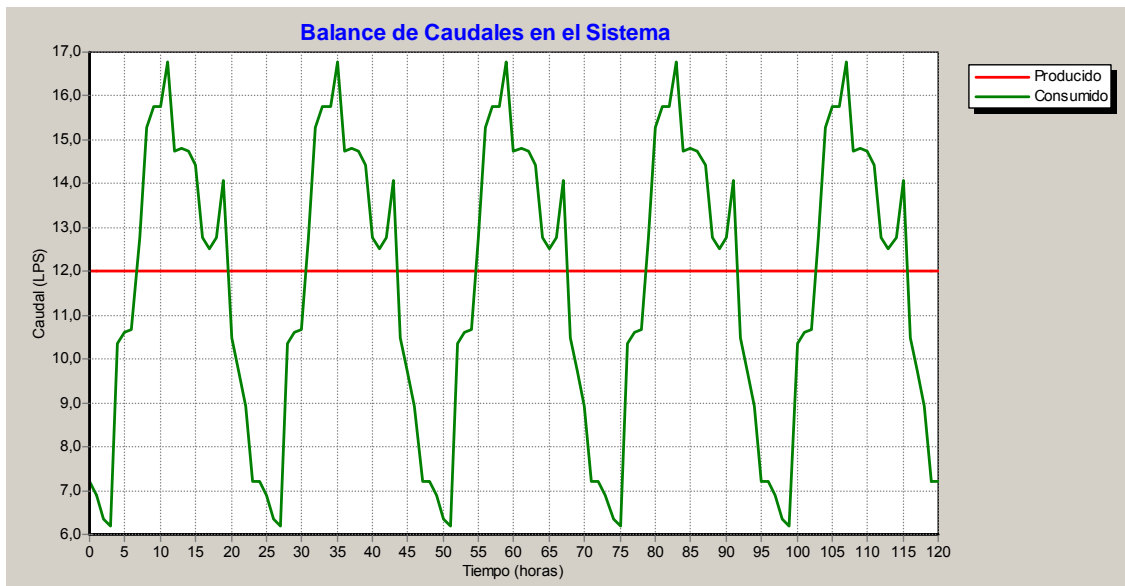


2.7.1 Balance de Caudales de la Solución Propuesta.

Para el modelo simulado se obtuvo la siguiente curva de balance de caudales en la cual se aprecia que la compensación del diagrama se encuentra en un estado casi equitativo entre los caudales entrantes y consumidos. Esta curva de balance de caudal, se obtiene para un consumo medio de **0.8 LPS** por finca el cual es un valor elevado en relación a las demandas promedio de un consumidor de estas

características cuya economía se basa en práctica de la agricultura y en la ganadería.

Esquema 13 Balance de caudales de solución propuesta



➤ **Regulación del Caudal para las Fincas.**

Según datos dados en San Alberto (Santander) el consumo promedio por cabeza de ganado adulto es aproximadamente 10 l/día (litros por día) en una finca ganadera.

Las fincas ubicadas en los alrededores de la conducción promedian las siguientes características:

Hectáreas por finca: 200 Ha

Ganado por finca: 600 cabezas de ganado / finca

Consumo por habitante: 300 lt/hab-día

Riego: 3 rociadores por finca.

Consumo por rociador: 20 lt/min

Procesando la anterior información se obtuvo un consumo de 0,44 LPS/finca, totalizando un gasto de **2.20** LPS para todas las fincas comprometidas en este sector.

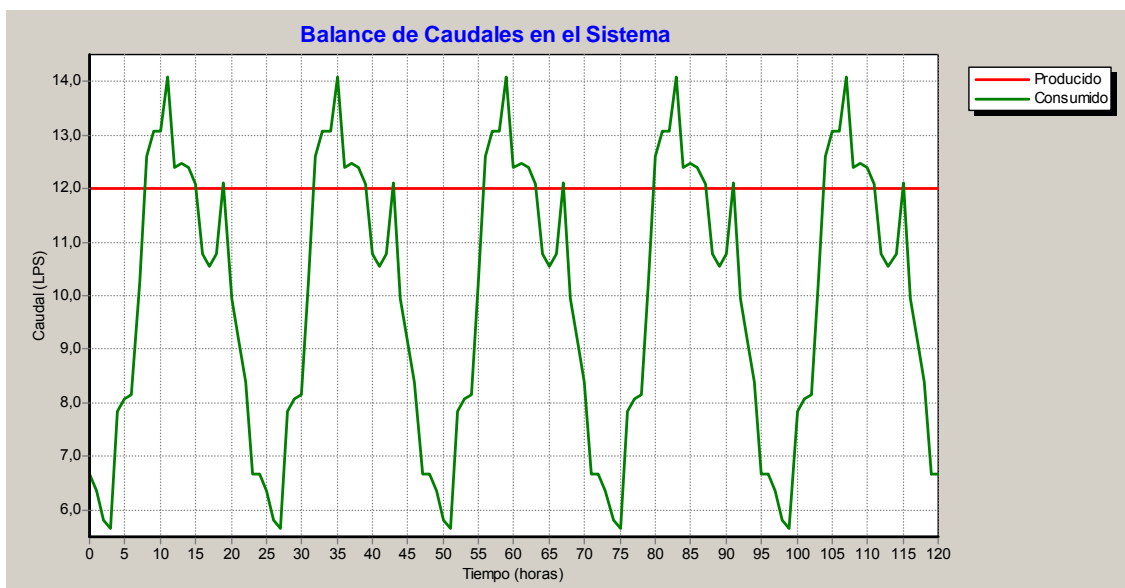
Si comparamos este valor con el consumo que según el aforo realizado en el tanque le correspondía a la conexión de las fincas (**6 lps**), se puede verificar el uso irresponsable del recurso a causa de la falta de control y medición del mismo.

De acuerdo a esto se concluye que el consumo actual de agua que se está generando en el municipio por parte de las fincas es alto, lo que permite insinuar la existencia de un comportamiento irresponsable en la administración de este recurso. Esto se debe principalmente a la falta de control de medición y regulación por parte del municipio hacia las haciendas conectadas a la conducción.

Esta es la razón por la que se recomienda, en el estudio, instalar válvulas reguladoras de caudal en las conexiones a las fincas para racionalizar el recurso hídrico y mejorar aún más la solución planteada en la simulación.

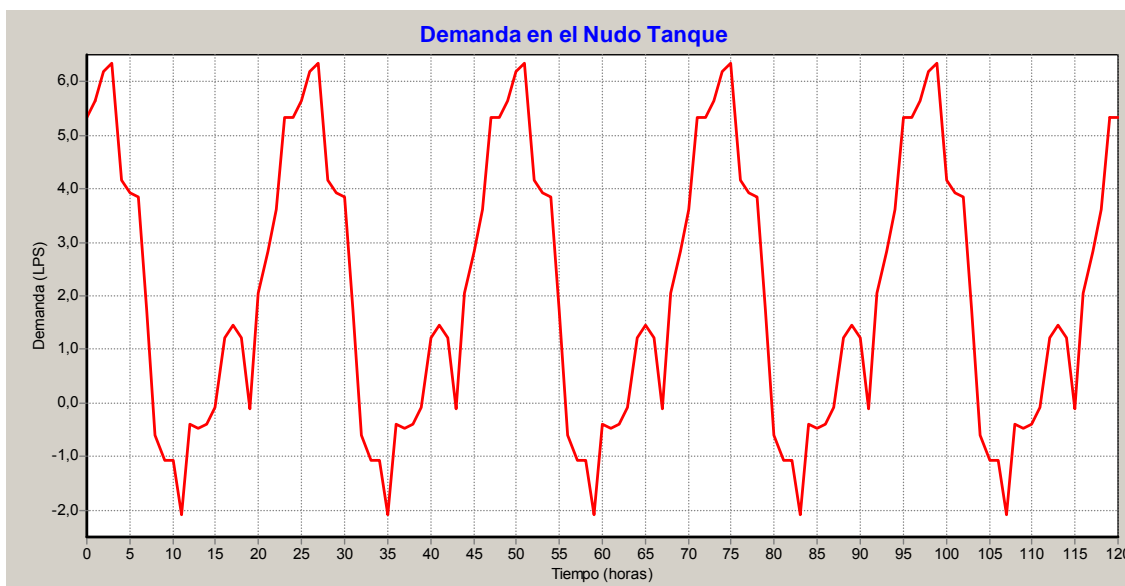
2.8 SIMULACIÓN CON REGULACIÓN DEL GASTO DEMANDADO POR LAS FINCAS

Esquema 14 balance de caudal con regulación del gasto rural



Analizando el anterior diagrama, se puede apreciar el buen funcionamiento del sistema. Obsérvese que el intervalo donde la demanda supera el valor de caudal producido, es pequeño con relación al intervalo de recuperación del sistema. El máximo valor de caudal demandado en este intervalo es de 14 lps que apenas se diferencia en 2 lps respecto a los 12lps que pueden salir del tanque, lo cual representa una excelente mejoría respecto a los 10 lps de diferencia que existen en la realidad.

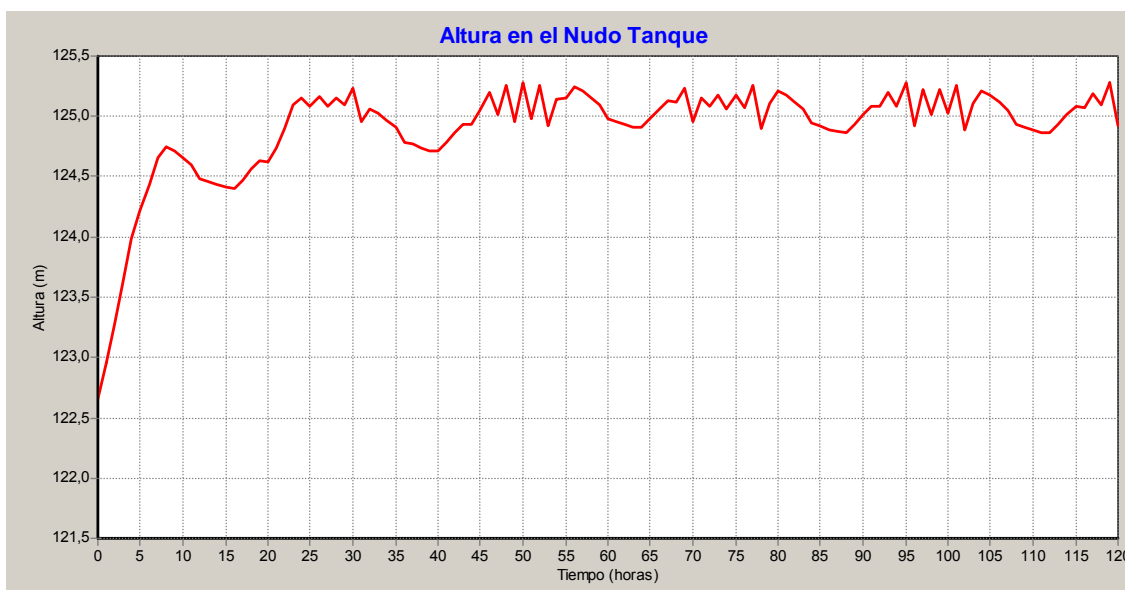
Esquema 15 Demanda en el tanque con regulación del gasto en las fincas



La figura representa la curva de demanda y altura del tanque donde se puede apreciar un periodo de operación útil del tanque de 8 horas, que oscilan entre los intervalos de 8:00 a.m. y las 3:00 a.m. y entre las 7:00 a.m. y las 8:00 a.m.

Las 16 horas donde el caudal de entrada es mayor que el caudal demandado le permite al tanque regularse de una manera tal que el nivel de operación se mantiene por encima de los 124.5 m, (sigue)

Esquema 16 Comportamiento del nivel en el tanque con regulación del gasto en las fincas



En síntesis la propuesta de colocar un tramo anexo de tubería paralela a la línea de conducción que va de la planta de tratamiento al tanque de almacenamiento, soluciona completamente la deficiencia de caudal que en la actualidad impide que la población tenga un servicio continuo del recurso, pero más importante aun, es que la colocación de esta tubería adicional, permite la activación de la planta de tratamiento lo que garantiza el consumo de agua potable para los habitantes del casco urbano del municipio.

La solución anteriormente planteada, funciona idealmente siempre y cuando se implemente la instalación de las válvulas reguladoras de caudal que se aconsejaron para las fincas que se hallan conectadas al tramo de conducción que va desde el tanque de almacenamiento a la válvula ubicada a las entradas del pueblo. Claro que un uso racional del servicio por parte de los finqueros, podría evitar esta inversión en válvulas, pero este comportamiento no es garantizable mientras en dichas fincas no se instalen medidores que obliguen a sus propietarios a racionalizar su gasto.

2.9 PRESUPUESTO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	VR UNITARIO	VR TOTAL
1	PRELIMINARES				
1,1	LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO	GL	1	\$ 500.000,00	\$ 500.000,00
1,2	DESCAPOTE Y RETIRO	M2	100	\$ 1.500,00	\$ 150.000,00
2,1	EXCAVACION MANUAL ZANJA EN TIERRA, H=1.00 m.	M3	100	\$ 7.000,00	\$ 700.000,00
3,1	SUMINISTRO E INSTALACIÓN TUBERIA PVC 6"	ML	200	\$ 100.869,00	\$ 20.173.800,00
4,1	DEMOLICION SECCIÓN PLANTA DE TRATAMIENTO	GL	1	\$ 50.000,00	\$ 50.000,00
4,2	DEMOLICIÓN SECCIÓN TANQUE DE ALMACENAMIENTO	GL	1	\$ 50.000,00	\$ 50.000,00
5,1	ACCESORIOS	GL	1	\$ 2.000.000,00	\$ 2.000.000,00
					\$ 23.623.800,00

A.I.U 25% **\$ 5.905.950,00**
VALOR TOTAL **\$ 29.529.750,00**

3 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

La contaminación generada por la presencia del hombre en el ambiente se manifiesta de diversas formas, destacándose las actividades que son intrínsecas al desarrollo normal del ser humano. Es así como se generan una serie de impactos necesarios para la supervivencia del ser humano, tales como la modificación de los usos del uso y la contaminación del aire, suelo y agua con el fin de mantener la vida humana: los cultivos extensivos, la construcción de viviendas y las propias necesidades fisiológicas del hombre generan contaminación en el entorno natural. Es por ello que el ser humano busca alternativas para disminuir ese impacto ambiental negativo generado en las cuencas.

En base a ese principio, se desarrollan sistemas como la conducción y el tratamiento de las aguas residuales que permitan minimizar los efectos nocivos de dichos líquidos: en este campo el hombre ha venido adelantando sus tecnologías y desarrollando nuevos modelos que se vayan ajustando a las necesidades de cada región, adecuando modelos que se ajusten en el entorno técnico, económico, ambiental y social.

La conducción de las aguas residuales de una forma adecuada permite obtener en los entornos urbanos condiciones sanitarias mas favorables para el desarrollo de las actividades humanas, al igual que reduce el riesgo de la propagación de enfermedades infectocontagiosas. De igual forma, el tratamiento de dichas aguas, permite disminuir los índices de contaminación de las cuencas y de esa forma permitir una adecuada utilización del recurso natural, a la vez que la preservación del mismo.

En cuanto los sistemas de tratamiento, dado los altos costos de las plantas de tratamiento mecanizadas basado en la necesidad de importar equipos y en el consumo de energía, se hace poco atractivo la implementación de este tipo de plantas de tratamiento para desechos de origen domiciliario y/o municipal a pequeña escala.

Desde hace un tiempo existe un interés generalizado por los sistemas de tratamiento de aguas residuales, especialmente en países del tercer mundo, donde los países primer mundistas ven la posibilidad de espiar su alto grado de contaminación (refiriéndose al Acuerdo de Ginebra). Es así como se ha venido estudiando los modelos existentes y buscando nuevos sistemas que garanticen los niveles de descontaminación exigidos, y permita a estas zonas mantener su capa verde.

El municipio de Puerto Parra no ha querido ser la excepción en el tema y por medio de su alcalde se ha venido tratando el tema para lo cual ha buscado la ayuda de profesionales que le orienten en el desarrollo de este proceso, para que a partir de fondos de cofinanciación, recursos propios y de la comunidad se garantice el desarrollo y ejecución del proyecto. Con base en el presente estudio, se dará solución a uno de los problemas más grandes que afrontan los habitantes del casco urbano del municipio de Puerto Parra relacionado con la conducción, tratamiento y vertimiento de residuos líquidos, contribuyendo de ésta forma al mejoramiento de las condiciones de vida de los mismos.

Las aguas residuales recogidas en comunidades o localidades deben ser conducidas, en última instancia a cuerpos de agua receptora o al mismo terreno. La pregunta de que contaminantes contiene el agua residual y a que nivel, deben ser eliminadas de cara a la protección del entorno, y por ello se requiere una respuesta específica en cada caso. Otro punto interesante a analizar es el

conocimiento de la naturaleza del agua residual que es fundamental frente al desarrollo del proyecto.

Desde el punto de vista de los efluentes se definen las aguas residuales como la combinación de los residuos líquidos, o aguas portadoras de residuos, procedentes tanto de residencias como de instituciones públicas y establecimientos industriales y comerciales, a los que pueden agregarse, eventualmente aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

Si se permite la acumulación o estancamiento de agua residual, la descomposición de la materia orgánica que contiene puede conducir a la generación de grandes cantidades de gases malolientes. A este hecho cabe añadir la frecuente presencia en el agua residual bruta, de numerosos organismos patógenos y causantes de enfermedades que habitan en el aparato intestinal humano o que puedan estar presentes en ciertos residuos industriales. También suelen contener nutrientes, que pueden estimular el crecimiento de plantas acuáticas y pueden incluir también compuestos tóxicos. Por lo cual la evacuación inmediata y sin molestias del agua residual de sus fuentes de generación, seguida de su tratamiento y eliminación, es no solo deseable sino también necesario en toda ciudad o municipio.

Para evitar impactos ambientales adversos, la calidad de los efluentes tratados y vertidos debe ser coherente con los objetivos locales y municipales en materia de calidad del agua. El fin último de control de las aguas residuales es la protección del medio ambiente teniendo en cuenta las posibilidades económicas e intereses sociales y políticos.

3.1 INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO.

3.1.1 Generalidades.

El municipio de Puerto Parra posee un servicio de alcantarillado combinado, su cobertura es de cerca del 65%, atiende aproximadamente a 350 viviendas y tiene una longitud aproximada de construcción de 5853 metros, realizando su desagüe final a través de un único vertedero. El descargue final se hace a través de un vertimiento principal, sin ningún tipo de tratamiento al río Carare. Esta descarga no incluye las descargas industriales del municipio, tales como el matadero y el centro de mercado.

La topografía no favorece la infraestructura del alcantarillado porque es una zona completamente plana, por lo cual el diseño hidráulico se ve afectado en la medida que tiene limitantes topográficas para su implementación.

Las memorias presentadas recopilan todo los aspectos que se tuvieron en cuenta durante el desarrollo del proyecto, diseño hidráulico, sanitario, estructural y las especificaciones técnicas de construcción. De igual manera se presentan los planos de las obras diseñadas para la implementación del Plan Maestro en lo referente a tuberías y sistema de tratamiento para el casco urbano municipal.

El sector en mención cuenta con abastecimiento de agua para consumo con una cobertura del 90%; un sistema de alcantarillado para recolección de aguas negras y lluvias combinado existente y con un sitio de descarga, por lo que se plantea la necesidad de la construcción de una planta de tratamiento de aguas negras que disminuya la contaminación ambiental de la zona. Por otra parte, el casco urbano

cuenta con el servicio de alumbrado público, el servicio de telefonía y el servicio de gas natural domiciliario.

El municipio posee un servicio de alcantarillado combinado, su cobertura es de cerca del 65%, atiende aproximadamente a 350 usuarios y tiene una longitud de construcción aproximada de 5853 metros. El descargue final se hace a través de un vertimiento principal, sin ningún tipo de tratamiento al río Carare. Esta descarga no incluye las descargas industriales del municipio, tales como el matadero y el centro de mercado.

La topografía no favorece la infraestructura del alcantarillado porque prácticamente es un terreno plano; presenta deficiencias en los diámetros de diseño de la tuberías, acción que dificulta la evacuación sobre todo de aguas lluvias.

En el sector rural no predomina un solo sistema de eliminación de excretas y aguas residuales de usos domésticos, el 35% de las viviendas tiene solución individual mediante pozos sépticos, lo mismo que las escuelas rurales, otros pobladores realizan la disposición a campo abierto y vierten las aguas residuales a los ríos y quebradas.

3.1.2 Legislación Sobre Recursos Naturales E Impacto Ambiental

Tabla 9 Legislación sobre recursos naturales e impacto ambiental

Agua	Aire	Suelos	Biodiversidad	Residuos sólidos
<ul style="list-style-type: none"> - Dec. 2811/74 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Aprovechamiento - Dec. 1541/78 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Dominios, aguas, cauces, riveras subterráneas - ley 9/79 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Medidas sanitarias, sanciones y procedimientos - Dec. 1594/84 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Usos, calidad, sustancias de interés sanitario. - Ley 373/97 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Uso eficiente del agua, riveras subterráneas - Dec. 475/98 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Calidad agua potable 	<ul style="list-style-type: none"> - Dec. 2811/74 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Contaminación atmosférica - Ley 9/79 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Emisión de contaminantes - Dec. 2/82 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Normas técnicas para emisiones e inmisiones - Dec. 948/95 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Contaminación atmosférica y calidad de aire - Res. 898/95 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Minambiente – normas de calidad de los combustibles líquidos - Res. 005/96 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Minambiente <ul style="list-style-type: none"> - Fuentes móviles - Certificados de emisiones 	<ul style="list-style-type: none"> - Dec. 2811/7 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Uso-conservación - Ley 388/97 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Reglamentación usos del suelo - Ley 388/97 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Reglamentación usos del suelo 	<ul style="list-style-type: none"> - Dec. 2811/74 <ul style="list-style-type: none"> ▪ C.R.N.R. y del ambiente - Dec. 1608/78 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Fauna silvestre - Dec. 1681/78 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Pesca - Ley 2da./59 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Parques nacionales naturales - Ley 139/94 <ul style="list-style-type: none"> ▪ CIF. Certificado del incentivo forestal - Ley 299/96 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Jardines botánicos - Dec. 1791/96 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Uso de los bosques - Decisión 391/96 del acuerdo de Cartagena. - Dec. 900/97 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Aplicación CIF para conservación - Res. 573/97 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Minambiente comercio de especies amenazadas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ley 430/98 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Desechos peligrosos <u>Contaminación visual</u> - Ley 140/94 <ul style="list-style-type: none"> ▪ Publicidad exterior

De igual forma, conoce la siguiente normatividad relacionada con la obtención de licencias ambientales:

- Constitución Política de 1991 Artículos ambientales.

Decreto 1753/94 de licencias Ambientales.

Decreto 2150/95 de supresión de trámites. Artículos del Minambiente

Resolución 655/96 que reglamenta el Art. 132 del Dec. 2150/95

Decreto 1421/96 reglamenta el Art. 134 del Decreto 2150/95.

Ley 491/99 establece el seguro Ecológico y modifica el Código Penal.

Decreto 1728/ 2002 que reglamenta el título VIII de la Ley 99 de 1993.

➤ **Acciones Ambientales.**

Conforme a lo establecido en el artículo 11, inciso c del decreto 1728/2002, el proyecto se encuentra libre de la obtención de la licencia ambiental por parte de la entidad responsable de la ejecución (Alcaldía Municipal de Puerto Parra). El proyecto deberá someterse sólo a registro ante la autoridad ambiental competente en función de las guías ambientales.

➤ **Sujeción al Plan Básico de Ordenamiento Territorial.**

La Alcaldía Municipal de Puerto Parra antes de realizar la expedición de los términos de referencia del proyecto, debió realizar la verificación del cumplimiento de este requisito conforme a lo establecido en el título I de la RAS-2000. El proyecto en mención se encuentra contemplado para su ejecución en la vigencia del Plan de Ordenamiento Territorial vigente.

➤ **Estudios Previos**

Para la realización del presente estudio de consultoría, se realizaron como estudios previos: topografía, descripción general del sistema de alcantarillado, información general sobre características socio-económicas, comunicaciones y vías de acceso, adecuados para el nivel de complejidad del sistema.

3.1.3 Nivel De Complejidad Del Sistema.

Conforme a lo consignado en la sección 1.2.4 en donde se determina la población futura del municipio, se establece que la población de diseño del sistema es de 3710 habitantes.

Conforme a la DNP, el municipio de Puerto Parra ha sido clasificado con respecto al nivel de capacidad económica de los usuarios como nivel bajo.

Conforme a lo establecido en el artículo 11 y la tabla número 1 de las normas RAS-2000, la clasificación del nivel de complejidad del sistema tanto por población de diseño como por capacidad económica de los usuarios sería MEDIO.

3.2 METODOLOGÍA GENERAL PARA REVISIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ALCANTARILLADO.

Para la realización del estudio del Plan Maestro de Alcantarillado, se procedió en forma general a seguir la siguiente metodología de trabajo.

- Realización de una visita al casco urbano municipal, para identificar en forma general las condiciones generales del sistema de conducción de aguas, al igual que identificar variables determinantes de diseño, tales como accidentes geográficos, zonas de no intervención, límites geográficos, etc.

- Realización de un levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico del casco urbano, identificando las calles y el sistema de alcantarillado existente.

- Verificación del estado de las estructuras levantadas topográficamente, identificando de forma cualitativa el estado actual de las estructuras.

- Verificación del Plan de Expansión Urbano contemplado en el Esquema de Ordenamiento Territorial del municipio, a fin de identificar calles futuras y zonas de crecimiento urbano, y por consiguiente, las zonas máximas de alcance del sistema de alcantarillado.

- Definición de las principales variables a nivel económico del proyecto: tipo de tubería a utilizar para el diseño y tipo de alcantarillado deseado (separado o combinado). Estas variables influyen de manera muy significativa en términos generales el valor final del proyecto, por cuanto afecta drásticamente el precio de los materiales y la cantidad de tubería a ser utilizada.

- Identificación de los sentidos de flujo esperados para la proyección del casco urbano, teniendo en cuenta los sentidos de flujo existentes en el sistema actual.

- Definición de características hidráulicas del sistema de alcantarillado proyectado para el plan de expansión urbano.

- Realización de los planos de diseño del alcantarillado.

- Obtención de parámetros de diseño para el sistema de tratamiento de aguas residuales.

- Análisis de alternativas de tratamiento de aguas residuales para el municipio.

- Diseño y localización del sistema de tratamiento de aguas residuales.

- Realización de planos de diseño del sistema de tratamiento.

A partir de la anterior metodología de trabajo, se desarrolla el estudio que se muestra a continuación.

3.3 DIAGNOSTICO DEL SISTEMA ACTUAL DE ALCANTARILLADO.

El alcantarillado del municipio de Puerto Parra tiene una edad aproximada de 15 años (construido alrededor del año 1987) y esta constituido por tuberías de gres y cemento. Posee deficiencias en el diseño hidráulico por la existencia de bajas pendientes, aunque por apariencia la tubería parece estar en un buen estado para el funcionamiento y para la futura expansión; el sistema de conducción de aguas residuales es vertido por un único punto al río Carare sin ningún tratamiento previo, contaminando la corriente en alto grado. El sistema es combinado de aguas lluvias y negras en un tramo corto de la red.

La cobertura del sistema de alcantarillado no es completa dentro del casco urbano aunque la mayoría de las viviendas gozan de la conexión al servicio, el Índice de Cobertura del Servicio de Alcantarillado (ICSAL) para el municipio es del 85%, faltando por conectar alrededor de 80 viviendas localizadas en el casco urbano del municipio.

La tarifa de uso es mínima, no existen planos actualizados ni reglamento de uso, no esta delimitada la cobertura, la administración la hace empresa prestadora de servicios del municipio sin conocimiento técnico por no llevar un registro récord de las actividades de obra realizadas al respecto.

El alcantarillado adolece de administración, planes de expansión, reglamentos, sistema de tratamiento de aguas residuales que contamina el río Carare.

El Índice de Calidad de Aguas **ICA**, basado en Martínez Bascarón (1979), que proporciona el valor global de la calidad del agua, reproduce desde el punto de vista conceptual la contaminación de las fuentes hídricas del municipio. Este indicador permite inferir que **ICA** será cada vez mas bajo con tendencia de la contaminación de todas las fuentes hídricas cercanas, acelerando procesos de deterioro en todas las actividades definidas como uso del agua. Por esta razón los ríos cercanos aparecen representados como aguas limpias contaminadas y así mismo los drenajes mas importantes que tienden a poseer el mismo semblante, contaminados de agroquímicos, aguas residuales domesticas y altamente turbios por el incremento de la erosión.

A nivel general, las redes de alcantarillado tienen una longitud actual de 5853 metros. Su descarga única corresponde a un colector de 12" con una longitud total de 690 metros que descarga en el río Carare. Debido a la poca pendiente del emisario, y que en épocas de lluvia el nivel del río ahoga la descarga, la tubería se colmata e impide la descarga normal del alcantarillado; esta situación de igual forma afecta la población en la medida que en épocas de lluvias los pozos de alcantarillado de la parte final permanecen con niveles altos de aguas residuales (al nivel del río), convirtiéndose en lugares propicios para la cría de insectos y larvas, y convirtiéndolos en focos de infección.

Ante esta situación es que se hace apremiante la realización en primera instancia de una verificación del estado e inventario actual del alcantarillado.

A continuación se muestra en los cuadros un resumen del estado actual de las tuberías y estructuras de alcantarillado existentes, al igual que las condiciones hidráulicas encontradas y verificadas topográficamente.

3.3.1 Relación De Tuberías De Alcantarillado Sanitario Existentes.

Tabla 10 Relación de tuberías de alcantarillado sanitario existentes

POZOS		UBICACION	Ø	m	Long	Altura pozos (m)		Observaciones
Inicio	Llegada		Pulg.	%	(m)	Inicio	Lleg.	
P (12-9)	P (11-9)	Cra. 9 – Diag. 11	8	1.49	47.0	1.45	2.00	
P (11-9)	P (10-9)	Cra 9 entre Diag.11 y 10	8	0.58	89.96	2.00	2.25	
P (10-9)	P (9-9)	Cra 9 entre Diag.10 y calle 9	8	0.27	104.7	2.25	2.85	
P (9-9)	P (8-9)	Cra 9 entre calle 9 y calle 8	8	0.63	55.53	2.85	3.00	
P (8-9)	P (7-9)	Cra 9 entre calle 8 y calle 7	8	0.41	99.19	3.00	3.72	
P (7-9)	P (6-7-K9)	Cra 9 con calle 7 a media calle	8	0.28	88.50			
P (6-7-K9)1	P (6-9)1	Cra 9 con calle 6 a media calle	12	0.11	84.59	3.76	3.76	
P (4-K8-9)	P (4-8)1	Manzana 36	12	0.40	58.00	2.60	3.64	
P (4-3-K8)	P (4-9)	Manzana 36	12	0.10	20.74	2.60	2.92	
P (4-8)	P (4-3-K8)	Manzana 36	12	0.58	32.07	3.64	3.08	
P (4-9)	P (E)1	Interceptor final	12	0.09	89.53	3.02	2.77	
P (E)1	P (E)2	Interceptor final	12	0.10	100.8	2.77	3.07	Esta rota la tubería
P (E)2	P (E)3	Interceptor final	12	0.41	100.2	3.07	3.15	
P (E)3	P (E)4	Interceptor final	12	0.22	99.70	3.15	3.34	
P (E)4	P (E)5	Interceptor final	12	0.21	99.67	3.34	3.68	
P (E)5	P (E)6	Interceptor final	12	0.18	51.25	3.68		
P (E)6	Entrega	Interceptor final						Canal en tierra abierto
P (2-6)	P (3-6)	Cra 2 con calle 2 a media calle	6	1.50	48.70	1.30	2.20	
P (3-5)	P (3-6)	Calle 3 con cra 6A a media calle	6	2.20	32.78	1.40	2.20	

POZOS		UBICACION	Ø	m	Long	Altura pozos (m)		OBSERVACIONES
Inicio	Llegada		Pulg		m			
P (3-6)	P (3-7)	Calle 3 con cra 6A y 7	8	1.66	115.4	2.20	4.00	
P (4-6)	P (3-6)	Cra 6A con calle 4 y 3	6	1.48	87.00	1.37	2.20	
P (3-7)	P (4-7)	Cra 7 con calle 4 y 3	8	0.92	65.13	4.00	4.60	
P (4-6)	P (4-7)	Calle 4 con cra 6A y 7	8	3.82	99.92	1.37	4.60	
P (4-6)	P (5-k6-7)	Cra 6A con calle 4 y 5	6	1.59	62.40	1.37	1.60	
P (4-7)	P (4-8)	Calle 4 con cra 7 y 8	8	0.62	59.05	4.60	3.64	
P (5-7)	P (4-7)	Cra 7 con calle 4 y 5	8	1.37	91.55	3.60	4.60	
P (6-6)	P (5-6)	Cra 6 con calle 6 y 5	6	1.53	99.53	1.20	1.05	
P (5-6)	P (5-k6-7)	Calle 5 con cra 6A y Avenida Estudiantil	8	1.23	39.82	0.95	1.55	
P (5-k6-7)	P (5-7)	Call 3 5 con cra 7 y 6A	8	2.19	71.20	1.55	3.60	
P (5-7)	P (5-8)	Calle 5 con cra 8 y 7	8	1.93	58.60	3.60	4.30	
P (5-8)	P (5-8)1	Cra 8 con calle 5	8	1.65	9.66	4.30	4.45	
P (5-8)1	P (5-8)2	Cra 8 con calle 5	8	0.51	46.78	4.45	4.00	
P (5-8)2	P (4-8)	Cra 8 con calle 5	8	0.44	41.06	4.00	3.64	
P (6-9)	P (6-9)1	Calle 6 con cra 9	8	0.34	57.63	3.40	3.43	
P (6-9)1	P (6-8)	Calle 6 con cra 9 y 8	8	0.11	64.53	3.43	3.30	
P (6-6)	P (6-7)	Calle 6 con cra 6 y 7	8	0.95	94.14	1.20	2.60	
P (6-7)	P (5-7)	Cra 7 con calle 6 y 5	8	1.07	110.1	2.60	3.60	
P (6-7)	P (6-8)	Calle 6 con cra 7 y 8	8	1.02	64.50	2.60	3.30	
P (6-7)	P (6A-7)	Cra 7 con calle 6 y 6A	8	0.37	91.88	2.60		
P (6-6A-k8)	P (6-8)	Cra 8 con calle 6	8	3.17	45.04	3.30	1.00	
P (6A-7)	P (6B-7)	Cra 7 con cll 6A y 6B	8	0.67	89.80	1.31	2.55	
P (6B-7)	P (7-7)	Cra 7 con calle	8	0.55	47.50	2.55	2.22	

		6B y 7					
P (7-7)	P (7-k7-8)	Call3 7 con cra 7 y 8	8	0.99	92.74	2.22	3.02
P (7-k7-8)	P (7-8)	Calle 7 con cra 8	8	0.99	18.56	3.02	3.20
P (7-8)	P (7-9)	Calle 7 con cra 8 y 9	8	1.01	42.20	3.20	3.78
P # 1	P # 2	Barrio Las Palmas	6	0.30	125.1	0.85	0.85
P # 2	P # 3	Barrio Las Palmas	6	0.80	68.86	0.85	0.80
P # 3	P (9-k2-3)	Barrio Las Palmas	6	0.83	61.25	0.80	0.80
P (9-k2-3)	P (9-3)	Calle 9 con cra 3	6	0.26	43.18	0.80	1.15
P (9-3)	P (9-4)	Calle 9 con cra 3 y 4	8	0.31	100.1	1.15	1.35
P (8A-4)	P (9-4)	Cra 4 con calle 8A y 9	8	0.13	97.54	1.20	1.35
P (9-4)	P (9-k4-5)	Calle 9 con cra 4	8	2.01	29.39	1.35	1.85
P (9-k4-k5)	P (11-k5-k6)	Diagonal 11 con cra 4	8	1.18	77.08	1.85	0.90
P (11-k5-k6)	P (11-6)	Diagonal 11 entre cra 5 y 6	8	0.69	74.91	0.90	1.45
P (8A-4)	P (8A-5)	Calle 8A con cra 4 y 5	8	0.69	86.40	1.20	1.17
P (7-8-k6)	P (8-6)	Cra 6 con calle 8 y 7	6	0.25	47.32	2.55	2.22
P (8A-5)	P (8A-6)	Calle 8A con cra 5 y 6	8	0.58	90.04	1.17	1.90
P (9-k4-k5)	P (9-6)	Calle 9 con cra 5 y 6	8	0.61	133.7	1.85	1.50
P (8-6)	P (8A-6)	Cra 6 con calle 8 y 8A	6	0.80	60.00	1.77	1.99
P (8A-6)	P (9-6)	Cra 6 con calle 8A y 9	8	0.51	80.96	1.90	2.25
P (8A-6)	P (8A-7)	Calle 8A con cra 6 y 7	8	1.08	119.7	1.90	1.50
P (8-7)	P (7-7)	Cra 7 con calle 8 y 7	8	0.46	75.35	1.83	2.22
P (9-6)	P (9-k6-7)	Calle 9 con cra 5	8	0.67	36.05	2.25	2.45
P (9-k6-7)	P (9-7)	Calle 9 con cra 7	8	0.62	65.84	2.45	2.45
P (8A-7)	P (8-7)	Cra 7 con calle 8A y 8	8	0.88	37.58	1.50	1.77
P (8A-7)	P (9-7)	Cra 7 con calle 8A y 9	8	0.57	72.38	1.50	2.45

P (9-7)	P (9-8)	Calle 9 con cra 7 y 6A	8	0.65	62.95	2.45	2.50	
P (9-k6-7)	P (10-8)	Diagonal 10 con cra 8	8	0.13	104.7	2.45	1.95	
P (9-6)	P (11-6)	Cra 6 con calle 9 y diagonal 11	8	0.61	63.41	2.25	1.45	
P (11-6)	P (11-8)	Diagonal 11 9 con cra 6 y 8	8	0.47	93.28	1.45	1.80	
P (11-8)	P (10-8)	Cra 8 con diagonal 11 y 10	8	0.42	91.51	1.80	1.95	
P (10-8)	P (9-8)	Cra 8 con diagonal 10 y calle 9	8	0.89	76.15	1.95	1.50	
P (9-8)	P (9-9)	Calle 9 con cra 8 y 9	8	0.23	52.25	1.50	2.85	
P (9-8)	P (8-8)	Cra 8 con calle 8 y 9	8	0.95	99.96	1.50	2.25	
P (12-8)	P (11-8)	Cra 8 con diagonal 12 y 11	8	0.87	28.62	1.90	1.80	
P (11-8)	P (11-9)	Diagonal 11 con cra 8 y 9	8	0.83	45.65	1.80	2.00	
P (10-8)	P (10-9)	Diagonal 10 con cra 8 y 9	8	1.22	42.50	1.95	2.25	
P (8-7)	P (8-8)	Calle 8 con cra 7 y 8	8	0.45	77.80	1.77	2.25	
P (8-8)	P (8-9)	Calle 8 con cra 8 y 9	8	1.90	42.05	2.25	3.00	
P (8-8)	P (7-8)	Cra 8 con calle 8 y 7	8	0.90	99.96	2.25	3.30	
P (8-12)	P (8-11)	Puerto F.F.C.C.	6	0.20	30.48	1.10	1.25	Se encuentra en muy mal estado – Caja inicial
P (8-11)	P (8-10)	Puerto F.F.C.C.	6	0.50	61.81	1.25	1.76	Se encuentra en muy mal estado
P (12-10)	P (10-10)	Puerto F.F.C.C.	8	0.74	43.30	0.40	0.90	Se encuentra en muy mal estado – Caja inicial
P (10-10)	P (9-10)	Puerto F.F.C.C.	8	0.95	23.07	0.90	1.25	Se encuentra en muy mal estado
P (9-10)	P (8-10)	Puerto F.F.C.C.	8	0.44	86.02	1.25	1.76	Se encuentra en muy mal estado
P (8-10)	P (8-10)1	Puerto F.F.C.C.	8	0.98	11.20	1.76	2.96	Se encuentra en muy mal estado

3.3.2 Relacion De Tuberias De Alcantarillado Pluvial Existentes

Tabla 11 Relación de tuberías de alcantarillado pluvial existente

POZOS		UBICACION	Ø	m	Long	Altura pozos (m)		Observaciones
Inicio	Llegada		Pulg.	%	(m)	Inicio	Lleg.	
P (6B-7)	P (7-7)	Cra 7 con calle 6B y 7	16	0.72	47.50	2.55	2.25	
P (7-7)	P (8-7)	Cra 7 con calle 8 y 7	16	0.46	75.35	2.25	1.85	Esta trabajando combinado
P (9-7)	P (8A-7)	Cra 7 con calle 8A y 9	16	0.57	72.38	12.45	1.50	
P (8A-7)	P (8-7)	Cra 7 con calle 8A y 8	16	0.64	37.58	1.50	1.75	Esta trabajando combinado
P (8-7)	P (8-8)	Calle 8 con cra 7 y 8	16	0.45	77.80	1.75	2.25	
P (8-8)	P (8-9)	Calle 8 con cra 8 y 9	16	1.90	42.05	2.25	3.00	
P (9-9)	P (8-9)	Cra 9 entre calle 9 y 8	16	1.17	55.53	2.85	3.00	

Nota: Para la localización exacta de los tramos en mención, referirse al plano adjunto al proyecto con la localización de las estructuras de alcantarillado existentes en el casco urbano municipal

Respecto a los pozos de inspección, se relacionan a continuación la situación en que se encontraron en el momento del inventario general del alcantarillado.

3.3.3 Relación De Pozos De Inspección Existentes

Tabla 12 Relación de pozos de inspección existentes

POZO DE INSPECCION	UBICACION	COTAS		Nº TUBOS EN POZO	OBSERVACIONES
		TERRE NO	FONDO		
P (8-12)	Cra 8 con calle 12 (F.F.C.C)	97.15	96.05	1	No posee tapa, colmatado, es una caja. Se recomienda reemplazo.
P (8-11)	Cra 8 con calle 11 (F.F.C.C)	97.24	95.99	2	Colmatado, pozo con tapa cuadrada. Se recomienda reemplazo
P (8-10)	Cra 8 con calle 10 (F.F.C.C)	97.44	95.68	3	Se encuentra enterrado. Mal estado. De aquí sale una tubería que descarga esta zona a un canal en tierra abierto que finalmente llega al río Carare. Produce malos olores.
P (9-10)	Cra 9 con calle 10 (F.F.C.C)	97.31	96.06	2	Colmatado. Mal estado.
P (10-10)	Cra 10 con calle 10 (F.F.C.C)	97.38	96.28	2	Tiene tapa monolítica. Se recomienda reemplazo.
P (7-11)	Cra 7 con calle 11 (F.F.C.C)	97.15	95.35	1	Es una caja. Mal estado.
P (7-10)	Cra 7 con calle 10 (F.F.C.C)	97.17	95.07	2	Enterrado. Es una caja. Mal estado.
P (E)1	Interceptor final	93.57	90.70	2	Buen estado. Requiere limpieza. Semilleno de líquido.
P (E)2	Interceptor final	93.62	90.55	2	Buen estado. Requiere limpieza. Semilleno de líquido.
P (E)3	Interceptor final	93.51	90.40	2	Buen estado. Requiere limpieza. Semilleno de líquido.
P (E)4	Interceptor final	93.59	90.25	2	Buen estado. Requiere limpieza. Semilleno de líquido.
P (E)5	Interceptor final	93.78	90.10	2	Buen estado. Requiere limpieza. Semilleno de líquido.
P (E)6	Interceptor final	92.59	89.89	2	Buen estado. Requiere limpieza. Semilleno de líquido.
P #1	Barrio Las Palmas	99.62	98.72	1	Buen estado.
P #2	Barrio Las Palmas	99.25	98.40	2	Buen estado. Requiere limpieza.
P #3	Barrio Las Palmas	99.05	97.55	2	Buen estado. Requiere limpieza
P #1	Barrio Las Palmas	99.62	98.72	1	Buen estado.
P (9-k2-3)	Calle 9 con cra 3 frente al Colegio Aquileo Parra	98.89	98.09	3	Buen estado. Requiere limpieza.
P (9-3)	Calle 9 con cra 3	98.63	98.05	3	Buen estado. Requiere limpieza.
P (8A-4)	Calle 8A con cra 4	98.27	97.07	2	Permanece con un nivel de agua apreciable.
P (8A-5)	Calle 8A con cra 5	97.85	96.69	2	Se encuentra completamente lleno de agua. Requiere

					mantenimiento.
P (8A-6)	Calle 8A con cra 6	97.85	95.95	3	Existen dos pozos en esta esquina. Uno nuevo inicial sin problemas que descarga por la calle y otro que es la continuación del alcantarillado existente, que conduce las aguas hacia la carrera; este último se encuentra completamente empozado y tiene problemas de conducción de aguas.
P (8-6)	Calle 8 con cra 6	97.89	96.43	2	Buen estado.
P (7-8-k6)	Cra 6 entre calle 7 y 8	97.35	96.05	1	Buen estado.
P (9-6)	Calle 9 con cra 6	97.79	95.54	4	Buen estado.
P (9-k4-5)	Calle 9 con cra 5	98.20	96.35	2	Requiere limpieza de palos en el fondo.
P (11-k5-k6)	Diagonal 11 con cra 5	97.60	95.50	2	Buen estado. Se requiere levantar la tapa por cuanto se encuentra tapado por el relleno de la vía.
P (11-6)	Diagonal 11 con cra 6	97.43	95.98	3	Buen estado. Se requiere levantar la tapa por cuanto se encuentra tapado por el relleno de la vía.
P (11-8)	Diagonal 11 con cra 8	97.34	95.54	2	Buen estado. Permanece semilleno de líquido.
P (12-8)	Cra 8 con diagonal 11 hacia la esquina	96.89	95.79	1	Buen estado. Necesita limpieza.
P (11-9)	Diagonal 11 con cra 9	97.16	95.16	3	Buen estado. Se encuentra semilleno de sedimentos.
P (12-9)	Cra 9 con diagonal 11 hacia la esquina	97.01	95.86	1	Buen estado.
P (10-8)	Diagonal 10 con cra 8	97.11	96.08	4	Buen estado. Semilleno de sedimentos y lleno de líquido.
P (9-k6-7)	Diagonal 10 con calle 9	97.75	95.30	3	Buen estado. Permanece semilleno de líquido y tiene sedimentos.
P (9-7)	Calle 9 con cra 7	97.34	94.89	3	Buen estado. Permanece semilleno de líquido.
P (9-8)	Calle 9 con cra 8	97.08	94.78	4	Buen estado. Permanece semilleno de líquido en un metro.
P (10-9)	Calle 9 con cra 10	96.89	94.64	3	Buen estado. Permanece semilleno de líquido.
POZO DE INSPECCION	UBICACION	COTAS		Nº TUBOS EN POZO	OBSERVACIONES
		TERRENO	FONDO		
P (9-9)	Calle 9 con cra 9	97.21	94.36	3	En esta esquina existen tres pozos. El principal de descarga permanece completamente colmatado; los otros funcionan como pozos de llegada al alcantarillado existente.
P (8-9)	Calle 8 con cra 9	97.01	94.01	3	Buen estado. Permanece semilleno de líquido.
P (8-8)	Calle 8 con cra 8	96.73	94.48	4	Buen estado. Permanece semilleno de líquido.
P (8A-7)	Calle 8A con cra 7	96.60	95.16	3	Buen estado los dos pozos (pluvial y sanitario). El

					sanitario permanece semilleno.
P (8-7)	Calle 8 con cra 7	96.60	94.83	3	Buen estado los dos pozos (pluvial y sanitario). El sanitario permanece semilleno. Se recomienda revisar su salida.
P (7-7)	Calle 7 con cra 7	96.71	94.49	3	Buen estado los dos pozos (pluvial y sanitario). El sanitario permanece semilleno.
P (6B-7)	Calle 6B con cra 7	96.90	95.10	2	Buen estado. Permanece semilleno.
P (7-8)	Calle 7 con cra 8	96.78	93.58	3	Buen estado. Permanece semilleno.
P (7-9)	Calle 7 con cra 9	97.01	93.27	3	Buen estado. Permanece semilleno.
P (6-7-k9)	Cra 7 entre calle 7 y 6	96.56	92.80	2	Buen estado. Permanece semilleno.
P (6-9)1	Calle 6 con cra 9	96.23	92.47	3	Buen estado.
P (6-9)	Calle 6 con cra 9	96.23	92.47	3	Buen estado. Se encuentra tapado por terreno y maleza.
P (6-8)	Calle 6 con cra 8	96.03	92.73	4	Se encuentra completamente colmatado. El agua escurre a la calle.
P (6-6A-k8)	Cra 8 entre calle 6 y 6A	97.38	96.38	1	Buen estado. Se encuentra tapado por terreno y maleza.
P (6-7)	Calle 6 con cra 7	96.79	94.19	4	Buen estado. Requiere limpiar unos palos dentro del pozo.
P (6A-7)	Calle 6A con cra 7	96.54	95.23	3	Buen estado. Se encuentra tapado por relleno de la vía.
P (6-6)	Calle 6 con cra 6	97.78	96.58	2	Buen estado.
P (5-6)	Calle 5 con cra 5	96.11	95.06	2	Buen estado.
P (5-k6-7)	Calle 5 con cra 6A	96.12	94.57	3	Buen estado.
P (5-7)	Calle 5 con cra 7	96.61	93.01	4	Buen estado.
P (5-8)	Calle 5 con cra 8	96.18	91.88	3	Buen estado.
P (5-8)1	Calle 5 con cra 8	96.17	91.72	2	Buen estado.
P (5-8)2	Cra 8 entre calle 5 y 4	95.58	91.58	2	Buen estado. Se encuentra tapado por terreno y maleza.
P (4-8)1	Calle 4 con cra 8	95.05	91.41	4	Buen estado. Semilleno de líquido.
P (k4-3-k8)	Calle 4 hacia interceptor final	94.02	90.94	2	Buen estado. Semilleno.
P (4-9)1	Calle 4 hacia interceptor final	93.85	90.83	2	Buen estado. Semilleno de líquido.
P (4-k8-9)	Calle 4 hacia el occidente	94.25	91.65	1	Buen estado.
P (4-7)	Calle 4 con cra 7	96.36	91.76	4	Buen estado. Semilleno de líquido.
P (3-7)	Calle 3 con cra 7	96.38	92.36	2	Permanece inundado.
P (3-6)	Calle 3 con cra 6	96.47	94.27	4	Buen estado.
P (2-6)	Calle 2 con cra 6	96.30	95.00	1	Buen estado. Presenta sedimentos
P (3-5)	Calle 3 con cra 5	96.39	94.99	1	Buen estado. Presenta sedimentos.
P (4-6)	Calle 4 con cra 6	96.93	95.56	1	Buen estado. Presenta sedimentos.

El plano de estructuras existentes de alcantarillado a la fecha de realización de este estudio se adjunta a este documento.

Es fácil observar que se requiere una revisión del sistema general del alcantarillado, por cuanto varios tramos de tubería trabajan en forma ahogada, permitiendo ver una deficiencia hidráulica en el sistema de conducción de aguas, ya sea por subdimensionamiento o por ahogamiento del sistema general en sí. Cualquiera sea la situación se justifica la revisión del sistema general del alcantarillado, por cuanto en las actuales condiciones es imposible en pensar en un proyecto de expansión del casco urbano por cuanto su red de servicio básico no funciona correctamente.

3.4 NORMAS GENERALES PARA DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO.

3.4.1 Generalidades.

Conforme a los alcances del presente proyecto, se contempla el diseño y la revisión de la totalidad de los tramos que conforman actualmente el alcantarillado del casco urbano municipal del municipio de Puerto Parra, al igual que los tramos que se proyectan para suplir las necesidades del servicio conforme a los lineamientos contemplados en el esquema de Ordenamiento Territorial para el municipio en lo concierne a desarrollo urbano en los próximos 20 años.

Se tomarán como criterios de diseño las normas generales contempladas en la reglamentación RAS-2000, al igual que se diseñará bajo los lineamientos

conceptuales definidos por la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga CDMB.

3.4.2 Descripción Del Proyecto

Se realizará el diseño hidráulico de los colectores de descarga respetando la línea topográfica definida en campo, localizado en forma perimetral al área de asentamiento humano y sobre los límites del perímetro sanitario de la localidad.

3.4.3 Consideraciones De Aportes Por Aguas Negras.

El sistema de alcantarillado combinado existente se conectará de forma directa al sistema de tratamiento diseñado, para posteriormente luego de tratadas ser vertidas las aguas residuales al río Carare.

A partir de la anterior premisa, el tubo de descarga del alcantarillado (o colector de salida de la planta) se diseñará para el caudal máximo horario de tratamiento previsto para el sistema de tratamiento de aguas residuales de la localidad.

Es importante recalcar que por las condiciones de ahogamiento del sistema que existe en la actualidad, se proyecta un sistema de bombeo para la descarga del agua residual en la medida que resulta imposible topográfica y económicamente levantar todo el sistema de alcantarillado existente para evitarlo. Dicho sistema de bombeo se localizará antes de la entrada al sistema de tratamiento de aguas residuales que se proyecta para tal fin.

3.4.4 Normas Para El Diseño Hidráulico.

A continuación se presentan las normas que permitirán definir el diámetro, la pendiente y demás características de los conductos que transportarán los caudales definidos para las redes del proyecto.

➤ Generalidades.

El procedimiento de cálculo se basará en suponer que el flujo es uniforme en el conducto y como tal su análisis se puede realizar utilizando la fórmula de Manning. En primer lugar deberá establecerse si el régimen es subcrítico o supercrítico usando como criterio el Número de Froude, puesto que en el caso de que se presente flujo supercrítico, el diseño depende en buena medida de las condiciones a la entrada del colector. Para el caso de la obtención de los caudales de lluvia se verificará por el método racional la obtención de dichos caudales.

- Coeficiente De Rugosidad O De Manning

El coeficiente de rugosidad depende del tipo de tubería con la que se construirán los alcantarillados diseñados.

Para tuberías en material de PVC: $n= 0.010$

Para tuberías en material de gres: $n= 0.014$

Pendiente Del Conducto

La pendiente de la batea del conducto se seleccionará de manera que se ajuste a la topografía del terreno y que no ocasione velocidades por fuera de los rangos especificados en las normas de Diseño de Alcantarillado de la CDMB.

Velocidades Permisibles En Los Conductos

Velocidad Mínima

Los valores mínimos permisibles para la velocidad media del flujo en los conductos diseñados serán los siguientes, de acuerdo con el tipo de alcantarillado:

Alcantarillado combinado $V_{min} = 0.7$ m/sg

Alcantarillado sanitario $V_{min} = 0.4$ m/s

Velocidad Máxima

Los valores máximos permisibles para la velocidad media del flujo en los conductos diseñados, serán los siguientes de acuerdo con el tipo de tubería prefabricada a utilizarse:

En tuberías prefabricadas de PVC $V_{max} = 10.0$ m/sg

En tuberías prefabricadas de gres $V_{max} = 5.0$ m/sg

- **Dimensionamiento De La Sección Del Conducto**

El dimensionamiento de la sección del conducto se hará con base en la fórmula de Manning, utilizando los valores del caudal, rugosidad y pendientes escogidas. La relación del caudal de diseño con la de tubo lleno, Q/Q_0 , será de 0.9 como máximo.

La velocidad media real en el conducto, la profundidad de la lámina y la profundidad hidráulica de los conductos se determinarán mediante un programa de computador y los resultados se recopilan en los cuadros de cálculo de la CDMB.

Una vez conocidas la velocidad y la profundidad hidráulica se calculará el Número de Froude.

Para evitar la presencia de flujo inestable en los conductos diseñados, el Número de Froude se adoptará siempre menor a 0.9 y mayor a 1.10

Los cuadros de diseño hidráulico del sistema se adjuntan a continuación.

3.5 EXPLICACIÓN GENERAL DE LA METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE CAUDALES PARA EL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

Para el cálculo de caudales en el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales del municipio de Puerto Parra, se siguió la siguiente metodología de aplicación:

3.5.1 Población.

Es importante destacar la población utilizada como diseño del sistema, en cuanto las normas RAS en su artículo 12 establece que debe ajustarse la población de diseño en función de la población flotante que pudiera existir. Para ello, es importante distinguir los tipos de población flotante que pueden presentarse conforme a los usos del agua, identificando la población como de uso escolar y estableciendo una dotación especial para dichos casos.

Las normas RAS conforme al artículo 151 establece que debe determinarse el caudal medio de diseño con base en la dotación de agua potable multiplicada por la población y un factor de retorno entre 0.70 y 0.80, más los caudales de infiltración, conexiones erradas y aportes institucionales, comerciales e industriales. Para el cálculo de la dotación se deben seguir las recomendaciones contempladas en el artículo 67 sobre dotación y demanda. Conforme a aquella disposición, y tomando como base que toda tubería o canal debe diseñarse para llevar el flujo máximo horario esperado (artículo 151), se procedió a establecer la metodología de cálculo de caudal del sistema de tratamiento.

Es importante observar que la reglamentación claramente establece que la población a tener en cuenta para la proyección de habitantes corresponde exclusivamente a aquella que “vive” en el área de estudio, es decir, lleva su ciclo

de vida normal dentro del área de cobertura del sistema de tratamiento; las poblaciones flotantes son tenidas en cuenta como un factor adicional al caudal esperado de aguas residuales. Por ello, la población flotante no se considera como base para la proyección poblacional, ya que significaría en un sobrediseño del sistema en el período de diseño, y por consiguiente, en un mayor costo del sistema sin ser ello necesario.

3.5.2 Dotación.

Las normas RAS hablan de una dotación mínima de 100 lt/hab./día para sistemas de complejidad baja (artículo 67 de las normas RAS-2000). En este punto se adoptó como dotación de diseño el valor de 150 lt/hab/día, valor que satisface los requerimientos estipulados en las normas y que se halla en el intervalo de los valores permitidos de dotación para ese nivel de complejidad. De igual forma adoptó un coeficiente de retorno de 0.9 a fin de prevenir sobrecargas hidráulicas en el sistema cuando las normas RAS en su artículo 151 establecen que debe tomarse como coeficiente de retorno un valor entre 0.70 y 0.80.

3.5.3 Conexiones Erradas y Caudales De Infiltración.

Los caudales por conexiones erradas y caudales de infiltración fueron considerados como lo establece la norma técnica de diseño de la CDMB. Tomando un coeficiente de conexiones erradas de 50 Lts/hab_día y tomando una constante de infiltración de 03 lps /Ha, que se ajustan a los requerimientos estipulados en las normas y adecuados conforme a la metodología de diseño del método racional del cálculo de caudales.

Dichos caudales son sumados al caudal obtenido por la población de diseño para determinar el caudal medio de diseño, que no corresponde al caudal de diseño del

sistema pero que sirve como base para el predimensionamiento de las estructuras de tratamiento, partiendo de un principio de optimización de recursos y máxima relación beneficio-costos para el proyecto. Dicha demostración sale del alcance del estudio, en cuanto las normas RAS no obligan para sistemas de tratamiento de baja complejidad dicha disertación (referirse al capítulo IV de las normas). Sin embargo, resultados de estudios de costo mínimo y beneficio-costos en otros proyectos de sistemas de aguas residuales obtenidos por profesionales del ramo consultados por nosotros, han arrojado dichas conclusiones favoreciendo la proyección de costos de las obras y permitiendo al municipio obtener los mismos resultados a un menor costo.

De esta forma se justifica el predimensionamiento de las estructuras con el caudal medio de diseño contemplado en el cálculo de caudal para el sistema de tratamiento.

3.5.4 Población Flotante.

La población flotante para el sistema de tratamiento de aguas residuales del municipio de Puerto Parra se compone esencialmente por dos establecimientos educativos, que suplen las necesidades de algunos habitantes de veredas cercanas, que conforme a la normatividad RAS se clasifican como de orden escolar. Conforme a dicho principio el caudal institucional se suma al caudal de diseño obtenido por la población y los aportes por infiltración y conexiones erradas. El caudal promedio horario de dichas sumas fueron anexos al documento, estableciendo el caudal máximo esperado en cada una de las horas para los años en que se diseñó el sistema, cumpliendo de dicha forma con la proyección de caudales que establece la normatividad RAS. Dicho cuadro se adjunta a este estudio. En esos caudales se encuentran sumados todos los factores antes mencionados, y se obtuvieron como ha sido mostrado en la metodología.

Para efectos del cálculo del caudal institucional se tomaron como base una población de 200 alumnos en el colegio y 100 alumnos en la escuela, obteniendo un total de 300 personas de población flotante. Para la dotación de dichos alumnos se adoptó la metodología de las normas técnicas del acueducto de Bucaramanga, por cuanto las normas RAS no establecen criterios para la identificación de ese tipo de dotaciones.

Conforme a las dotaciones establecidas por la normatividad del acueducto de Bucaramanga, se establece que la dotación para poblaciones educativas que permanezcan más de seis horas en el establecimiento (como es este caso), es de 30 lt/hab/día, y en dicha dotación se incluyen todas las variaciones estadísticas que existen para el caso de poblaciones educativas (número de usos, tipo de usos, forma de uso, aparato utilizado, inasistencias, etc.). Conforme a ese requerimiento, se adoptó dicho caudal.

La población educativa no fue proyectada en cuanto para el crecimiento normal de dicha población debe primero establecerse el crecimiento normal de las edificaciones, y por otra parte, las instituciones son diseñadas de forma estándar para atender un número determinado de estudiantes. No es posible proyectar el número de estudiantes pues se considera que la institución está ofreciendo sus servicios al número de personas que puede albergar, y aumentarlo significaría disminuir la calidad del servicio y una sobreutilización de los espacios, característica que no puede ser prevista por los estudios. A partir de los anteriores principios se determinó la afectación de los caudales para el sistema de tratamiento.

El resumen de los caudales horarios promedios esperados para el sistema de tratamiento se muestra en el cuadro anexo a este estudio, y el chequeo para dichos caudales se encuentra consignado en el documento técnico de diseño de

las estructuras hidráulicas que aparece en el estudio. Es decir, el chequeo para dichos caudales fue ya contemplado en el estudio, cumpliendo de esta forma con el requisito de verificar el correcto funcionamiento de las estructuras bajo los diferentes posibles caudales probables.

3.5.5 Definición Del Periodo De Diseño.

El período de diseño corresponde al número de años en los que las estructuras diseñadas trabajarán eficientemente: para su definición se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros:

- La vida útil de las estructuras, materiales y equipos que serán empleados en la PTAR.
- La factibilidad técnica y económica del municipio.
- Los cambios socioeconómicos de la población, relacionados principalmente con el cambio de actividad productiva de los moradores.

Al analizar los anteriores factores, se determinó que el período de diseño de las estructuras será de 20 años, por lo cual el año límite o año de diseño será el 2024.

3.5.6 Determinación De La Población Futura.

La población futura o población de diseño corresponde al número de habitantes que se espera tener en el año correspondiente al período de diseño. Los principales factores que influyen sobre el crecimiento de la población son:

- El crecimiento vegetativo o crecimiento normal de la población, que corresponde al crecimiento producto de las tasas de mortalidad y natalidad del municipio. Acorde a datos estadísticos obtenidos, la tasa de crecimiento poblacional del municipio se encuentra alrededor del 2.08% anual acorde a las

proyecciones del DANE, encontrándose por encima del promedio nacional (el promedio nacional es de 1.2%).

➤ El desarrollo social, industrial y económico del sector. Este factor no resulta de mucha importancia para el análisis de la población, ya que Puerto Parra no se caracteriza por el manejo de turistas a gran nivel, lo cual indica que dicha característica no pueda ocasionar un crecimiento acelerado de la población del sector. La tasa de ocupación habitacional por vivienda es relativamente normal (4,25 habitantes por vivienda, mientras que el promedio nacional se encuentra en 5,2 habitantes por vivienda). Este factor se tendrá en cuenta previendo la ocupación de las viviendas de una forma más tradicional, por lo que se adoptarán proyecciones de diseño alto sobre las proyecciones conservadoras. Por otra parte, es importante destacar que el sector en mención corresponde a una zona de condiciones económicas desfavorables, condición que a nivel nacional presenta tasas de ocupación habitacional bastante altas (alrededor de 7 habitantes por vivienda). Es importante destacar dicho fenómeno. Por ello, y a falta de Mayor información se adoptará un modelo poblacional creciente, basándose en las tasas de crecimiento de Puerto Parra. La población inicial se obtuvo por conteo directo, y se proyectará por diversos métodos para tratar de obtener el valor futuro.

Es importante destacar que el análisis poblacional determina que el casco urbano municipal entró en la etapa denominada de meseta, es decir, el crecimiento poblacional se normaliza y el número de habitantes tiende a ser el mismo. Sin embargo, existe una alta tasa de emigración por lo cual

➤ **Densidad.**

Este aspecto está encaminado a establecer la actual distribución espacial de la población, para evaluar las condiciones de déficit o superávit de acuerdo a la

capacidad actual de los servicios públicos (acueducto – alcantarillado) y establecer el potencial de densificación de las áreas urbanas futuras.

El análisis de la distribución espacial de la población urbana se hizo de acuerdo a:

- La relación del número de vivienda por manzana urbana. (Densidad neta Viv/Ha).
- El número de habitantes por manzana urbana (Densidad neta Hab/Ha).

Densidad neta: Vivienda / hectárea (Viv/Ha).

Para establecer la densidad de Vivienda / Ha, se tomó los datos estadísticos de predios por manzana del IGAC. Dentro del perímetro del área urbana, se presentan los siguientes rangos de densidades.

RANGO 0: Áreas libres. (13,74%)

RANGO 1: Entre 1,06 Viv/Ha y 19,23 Viv/Ha. (< al Mínimo 45,05%)

RANGO 2: Entre 21,10 Viv/Ha y 42,85 Viv/Ha. (Normal 39,11%)

RANGO 3: Entre 54,89 Viv/Ha y 71.32 Viv/Ha. (> al Máximo 3,00%)

De acuerdo con los fundamentos establecidos por el CENAC, en su manual de normas de diseño para rangos de densidades netas máximas y mínimas aceptables, podemos establecer según el cuadro 155 en un 45,05% de las manzanas del casco urbano de Puerto Parra, se presentan densidades netas por debajo del mínimo; ocasionando una subutilización del área urbana con desarrollo de infraestructuras y no conforman un patrón que llene funcionalmente las condiciones de intensidad de uso y actividad general apropiadas para un medio realmente urbano.

Densidad neta: Habitantes / Hectáreas: (hab/Ha).

Se refiere al total de la población en una manzana dividida entre el área correspondiente a ésta. La densidad de Hab/Ha, se estableció tomando la información censal puerta a puerta en trabajo de campo del equipo del E.O.T. y el área del terreno por manzana del IGAC, con lo que se elaboró el mapa 39 de densidad poblacional (Véase mapa 39 “Densidad Poblacional Puerto Parra”). Los intervalos o rangos se analizan en el cuadro 154.

En el casco urbano de Puerto Parra, los rangos de densidad poblacional van desde 0 hasta 249 Hab/Ha.

En el cuadro de estadísticas de predios por manzana del casco urbano de Puerto Parra; podemos observar que de acuerdo al total de manzanas del área urbana predomina en un 58,04% la densidad poblacional baja. En un 5,89% la densidad de áreas libres y en un 36,07% la densidad poblacional media.

Tabla 13 Rangos de Densidad según Habitantes/Hectáreas

HABITANTES / HECTÁREAS	DENSIDAD
0	Áreas libres
1 - 100	Densidad baja
101 - 500	Densidad media
Mayores de 500	Densidad alta

Fuente: IGAC y Equipo Técnico EOT.

Tabla 14 Densidad de Viviendas y Habitantes Urbano por Hectárea

MANZANA	VIVIENDAS	ÁREA DEL TERRENO (M ²)	NUMERO DE HABITANTES	DENSIDAD Viv/Ha.	NETA	DENSIDAD Hab/Ha	NETA
001	08	1457,36		28		54.89	192.13
02A	09	2248,77		31		40.02	137.85
02B	05	11467,24		25		4.36	21.80
003	17	2762,50		60		61.54	217.90
004	24	8608,57		76		27.88	88.28
005	13	3847,41		72		33.79	187.14
006	20	2804,40		70		71.32	249.61
007	11	2620,38		38		41.98	145.02
008	06	1923,72		14		31.19	72.78
009	15	4940,88		42		30.05	84.15
010	13	5839,90		46		22.26	78.77
011	00	5384,55	TELECOM			-	-
012	00	5724,45	IGLESIA			-	-
013	06	8001,36		33		7.5	41.24
014	13	2653,01		42		49	158.31
015	09	5656,80		27		15.91	47.73
016	38	22157,71		30		17.15	103.80
017	34	14445,14		69		23.54	47.77
018	10	3748,94		53		26.67	141.37
019	01	4125,30		05		2.42	12.12
020	01	9475,95		05		1.06	5.28
021	21	8035,31		127		26.13	158.05
022	17	5278,02		103		32.21	195.15
023	12	9164,39		73		13.09	79.66
024	08	3659,25		50		21.86	136.64
025	13	5058,19		80		25.70	158.16
026	06	2843,30		36		21.10	126.61
027	14	5910,70		84		23.69	142.12
028	05	1397,34		30		35.78	214.96
029	06	6299,50		36		9.52	57.15
030	03	700,15		18		42.85	257.09
031	00	2026,01		00		-	-
032	36	64922,99		191		5.55	29.42
033	17	8841,52		108		19.23	122.15
035	05	1732,95		30		28.85	173.12
036	00	907,87		00		-	-
037	00	5608,18		00		-	-
038	04	1214,84		24		32.93	197.56
039	00	26144,03		00		-	-
040	18	5053,22		115		35.62	227.58
041	88	38532,61		367		22.83	95.24
TOTAL	526	333272,71		2518			

Fuente: IGAC y Equipo Técnico EOT

3.5.7 Población De Diseño.

De acuerdo al capítulo B.3 de la RAS 2000, la población futura del casco urbano de Puerto Parra puede determinarse utilizando los métodos Aritmético, Geométrico, o Exponencial en relación a su nivel de complejidad (Medio). Optaremos por el método geométrico para el cual se tienen las siguientes variables:

Pf = Población futura

Pac = Población actual

R = Rata de crecimiento (2.08%)

Tf = Tiempo al que se proyecta la información (2024)

Tac = Ultimo año censado (2004)

$$Pf = Pac (1 + R)^{Tf - Tac}$$

$$Pf = 2518 \text{ hab} * (1 + 0.0208)^{20}$$

$$Pf = \mathbf{3710 \text{ hab.}} \quad (112.30 \text{ hab./Ha})$$

3.5.8 Calculo Del Caudal Para El Sistema De Tratamiento.

La dotación es la cantidad de líquido que consume un habitante por día para satisfacer sus necesidades básicas, despreciando las perdidas en el sistema.

La norma RAS determina la dotación neta en L/hab._día de acuerdo al nivel de complejidad del sistema, el cual a su vez es función de su número de habitantes.

Como el municipio de Puerto Parra se encuentra ubicado en un nivel medio de complejidad, el rango para el parámetro de dotación es de 120 a 175 L/hab_dia.

Adoptaremos una dotación de 150 L/hab_dia

Dotación por aguas negras = $150 \times 0.8 = 120$ lt / hab. / día.

Población de diseño = 3710 habitantes

Caudal de A.R. al año de diseño = $3710 \times 120 = 446400$ litros / día = 446.40 m³/día.

Área aproximada de infiltración del alcantarillado = 32.30 Ha

Constante de infiltración adoptada = 0.30 lps / Ha

Caudal de infiltración = 837216 lt / día = **837.21 m³/día**

Contribución institucional según tabla D.3.2 de la RAS 2000 = 0.4 lps/Ha

Caudal de Aporte Institucional = 1.5 Ha * 0.4 lps/Ha

Caudal de Aporte Institucional = 0.75 lps = 64.8 m³/día

Caudal de Aporte Comercial: la zona de aporte comercial es de aproximadamente 1 Ha.

El cuadro 8 del capítulo 3 de la RAS 2000 estipula un gasto comercial entre 0.4 y 0.5 lps/Ha.

Caudal de Aporte Comercial = 1 Ha * 0.4 lps/Ha = 0.4 lps (34.56 m³/día)

➤ Caudal Medio Diario.

$$Q_{MD(2024)} = 446.40 + 64.8 + 34.56 = 545.80 \text{ m}^3/\text{día} = \mathbf{6.31 \text{ lps.}}$$

Caudal de conexiones erradas (50 l/hab_día)

$$3710 \text{ ha} * 50 \text{ l/hab_día} / 86400 = 2.15 \text{ lps.}$$

➤ Caudal Máximo Horario (Qmh)

Para estimar este caudal recurrimos a un factor de mayoración el cual tiene en cuenta las variaciones en el consumo del servicio por parte de la población.

Diferentes autores han propuesto relaciones que permiten estimar este factor de forma aproximada para poblaciones no mayores a 1'000.000 de habitantes.

Harmon:

$$F = 1 + \frac{14}{4 + P^{1/2}}$$

Babbitt:

$$F = \frac{5}{4 + P^{0.2}}$$

Flores:

$$F = \frac{3.5}{P^{0.1}}$$

Este factor debe ser en cualquiera de los casos mayor o igual a 1.4

Como el promedio de los tres factores obtenidos es inferior al valor antes mencionado, el valor de escogido para F será 1.4

$$\mathbf{QMH} = 1.4 * 6.30 \text{ lps}$$

$$\mathbf{QMH} = 8.83 \text{ lps.}$$

3.5.9 Determinación De La Carga Orgánica.

Tomando valores promedios en aguas residuales domésticas sugeridos por los investigadores Metcalf & Eddy, los valores de diseño para las aguas servidas son:

Aporte unitario en carga de DBO₅: 55 gr. / día / hab.

Aporte unitario en carga de DQO: 105 gr. / día / hab.

Aporte unitario en carga de S.T: 120 gr. / día / hab.

Aporte unitario en carga de S.V: 48 gr. / día / hab.

Población de diseño:	3710 habitantes
Caudal de diseño:	18.42 lps = 1591 m³/día

Cargas aplicadas.

Sólidos totales:	445.20 Kg. / día
Sólidos volátiles:	178.10 Kg. / día
DBO ₅ :	204.05 Kg. / día
DQO:	389.55 Kg. / día

Concentraciones aplicadas.

Sólidos totales:	279.83 mg / lt
Sólidos volátiles :	115.56 mg / lt
DBO ₅ :	128.25 mg O ₂ /lt
DQO:	244.85 mg O ₂ /lt
Oxígeno disuelto:	0.0 mg O ₂ /lt

3.6 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO PROPUESTO.

Partiendo del criterio del desarrollo de un modelo económico, que presente gran flexibilidad en la operación y garantice remociones altas bajo diferentes circunstancias, se propone en primera instancia un modelo por gravedad que ocupe el mínimo espacio posible; es por ello que el sistema de tratamiento proyectado como solución a la problemática generada por las aguas negras del casco urbano del municipio de Puerto Parra se compone de las siguientes fases:

- Una zona acondicionamiento para control de caudales y eliminación de sólidos, compuesta por un sistema de cribado y desarenación, un sistema de bombeo y un sistema de vertedero para garantizar un caudal máximo al sistema. Esta fase busca garantizar la cabeza hidráulica para la descarga del alcantarillado y el caudal de tratamiento adecuado para el sistema para las aguas residuales del municipio.

- Un tratamiento preliminar cuya función principal es la eliminación de grasas, control de cargas y disminución del contenido de sólidos suspendidos nocivos para los procesos posteriores. Dentro de esta zona se incluyen las unidades de regulación a través de un RAP (reactor anaerobio de placas).

- Un tratamiento primario a través de una unidad UASB, donde se realiza la eliminación más importante de DBO y DQO.

- Un tratamiento de orden secundario a través de un FRG (Filtro Rápido Granular), que permita no sólo la remoción de DBO soluble, sino la eliminación de partículas importantes que provengan de la unidad primaria.

- Adicionalmente se plantea la adición de las siguientes unidades para postratamiento de los productos generados:
 - Un lecho de secado, que no es más que una estructura diseñada de tal forma que permita la deshidratación de los lodos producidos en la unidades anoxigénicas, los cuales tras una estabilización química del pH, pueden ser utilizados como abonos orgánicos.

 - Un quemador de gases, que permita la eliminación de ciertas sustancias que pueden llegar a producir olores molestos.

3.7 DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.

3.7.1 Diseño Del Sistema De Acondicionamiento.

El sistema de acondicionamiento y preparación para el tratamiento se diseñará con el caudal de aguas que conduce el sistema de alcantarillado, que es superior al caudal de diseño del sistema de tratamiento, esto con el fin de poder garantizar el perfecto funcionamiento del sistema general de alcantarillado.

Las unidades posteriores al vertedero de excesos se diseñarán con el caudal calculado para el sistema de tratamiento.

➤ Diseño y Dimensionamiento De la Rejilla.

Las rejillas o cribado de la PTAR se ubicarán de tal forma que antecedan el sistema de bombeo, con las siguientes dimensiones.

Rejilla Gruesa:

Q _D -----	Caudal de Diseño :	18.42 lps
S -----	Separación entre varillas:	3 cm
D -----	Diámetro de la varilla:	1/2" (0.0127 mt)
α -----	Inclinación de la rejilla:	45°
V -----	Velocidad de aproximación máxima:	0.60m / seg.
v -----	Velocidad después de la reja	
h _v -----	Cabeza de Velocidad	
A _u -----	Área Útil	
A _t -----	Área Total	
E - -----	Porcentaje de Eficiencia :	0.75

Sección transversal:

$$\text{Área mínima requerida } A_u = Q / V = 0.030 \text{ m}^2.$$

$$\text{Área total de la rejilla} = 0.030 / 0.75 = 0.040 \text{ m}^2.$$

$$h_v = V^2 / 2 * g = 0.018 \text{ m}$$

$$h_f = \beta * (S / b)^{1.33} * h_v * \text{sen} \alpha$$

$$h_f = 1.79 * (0.0127 / 0.030)^{1.33} * 0.018 * \text{sen} (45)$$

$$h_f = 0.726 \text{ cm}$$

$$v^2 = 2 * g * h_f * + V^2 * 0.7$$

$$v = 0.628 \text{ m / s}$$

$$B = n * S + (n+1) * D = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Donde: } n = \text{número de espacios entre barras} = 24$$

$$n+1 = \text{número de varillas} = 25$$

Por consiguiente, la rejilla estará compuesta por 25 varillas de diámetro 1/2" cada 3 cm.

Rejilla fina :

$$Q_D \text{ ----- Caudal de Diseño: } 18.42 \text{ lps}$$

S	-----	Separación entre varillas:	0.15 cm
D	-----	Diámetro de la varilla:	1/4" (0.00635 mt)
α	-----	Inclinación de la rejilla:	45°
V	-----	Velocidad de aproximación máxima:	0.628 m / seg.
v	-----	Velocidad después de la reja	
hv	-----	Cabeza de Velocidad	
Au	-----	Área Útil	
At	-----	Área Total	
E	-----	Porcentaje de Eficiencia:	0.75

Sección transversal.

$$\text{Área mínima requerida } Au = Q / V = 0.0286 \text{ m}^2.$$

$$\text{Área total de la rejilla} = 0.029 / 0.75 = 0.038 \text{ m}^2.$$

$$hv = V^2 / 2 * g = 0.0201 \text{ m}$$

$$hf = \beta * (S / b)^{1.33} * hv * \text{sen} \alpha$$

$$hf = 1.79 * (0.00635 / 0.015)^{1.33} * 0.020 * \text{sen} (45)$$

$$hf = 0.807 \text{ cm}$$

$$v^2 = 2 * g * hf * + V^2 * 0.7$$

$$v = 0.659 \text{ m / s}$$

$$B = n * S + (n+1) * D = 1.0 \text{ m}$$

Donde: n = número de espacios entre barras = 47
 n+1 = número de varillas = 48

Por consiguiente, la rejilla estará compuesta por 48 varillas de diámetro 1/4" cada 1.5 cm.

➤ Dimensionamiento Del Sistema De Bombas.

Tomando como base que el sistema de bombas debe funcionar en forma permanente pues es el encargado del funcionamiento del sistema hidráulico del proyecto; se diseñará para un tiempo de funcionamiento de SEIS (6) horas y para responder a la demanda de agua para el caso máximo de descarga.

El sistema deberá responder a un caudal de 18.42 lps que proviene del casco urbano, conforme a los cuadros de dimensionamiento hidráulico realizado para el sistema de alcantarillado. Sin embargo, hay que prever la capacidad máxima de descarga de la tubería de 48.20 lps. A partir de dicha información, se sugiere la existencia de un sistema de bombeo capaz de soportar la mitad de la carga hidráulica en su estado máximo, y proveer un sistema de almacenaje que garantice una retención hidráulica superior a media hora con su caudal máximo de diseño (el caudal máximo probable en el año de diseño; la probabilidad que este caudal sea superado es estadísticamente 1 en 78.6 años, tiempo mayor que la vida útil de las bombas), tiempo suficiente para descargar el caudal máximo de diseño que se presenta sólo en períodos de tiempo no superiores a quince minutos.

Los parámetros para el diseño del sistema de bombeo son los siguientes:

Caudal De Diseño Para Las Bombas:

Caudal de diseño: $18.42 / 3 = 6.20 \text{ lps} \cong 7.0 \text{ lps}$.

(son tres (3) Bombas)

Altura A Elevar El Agua Residual:

Altura estática: 12.75 metros.

Tipo De Bombeo A Adoptar:

Sistemas de bomba de pozo.

Altura Dinámica Total

$Q = 7.0 \text{ lt/s}$

$C = 150 \text{ (P.V.C.)}$

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2.63} \times J^{0.54}$$

$$Q = V * A$$

Tabla 15 Parámetro de diseño - selección de tubería para bombeo

\emptyset	J (H/H)	V (m/seg)
3"	0.02838161	1.53496
4"	0.00699099	0.86341
6"	0.00097031	0.38374
8"	0.00023900	0.21585

Se seleccionará tubería de 3"; por cuanto es la única que satisface los rangos de velocidad establecidos para tuberías de impulsión en bombeo ($V \cong 1.5 \text{ m/seg.}$).

Pérdidas localizadas:

Ampliación: 1.60 m
 Válvula de cheque tipo pesado: 12.90 m
 Válvula de compuerta: 0.70 m
 2 Codos de 90° RC: 6.80 m
 Tramo recto: 20.00 m

Total: 42.00 m

$$H_{ft} = J * L = 1.19203 \text{ metros}$$

$$V^2 / (2 * 9.81) = 0.12009$$

Tabla 16 Parámetros de diseño – Selección de bombas

PARAMETROS	BOMBEO
H. Estática	12.75
H. dinámica total	14.062
$V^2/(2*9.81)$	0.1124

Selección De La Bomba:

$$Q = 7.00 \text{ lps.}$$

$$H.D.T. = 14.00\text{m}$$

$$\text{Potencia} = 2.83 \text{ hp.} = 3.00 \text{ hp.}$$

➤ Dimensionamiento Del Tanque De Abducción.

Tomando como criterio que el tanque de succión del sistema de bombeo aún no poseerá un control de excesos de caudal, la unidad deberá diseñarse para capacidades hidráulicas relacionadas con el caudal del sistema de bombeo.

Partiendo de los criterios de selección antes mencionados, el tanque se diseñará para soportar una descarga de media hora del caudal máximo. Es de recordar que el sistema de bombas contará con un sistema automático de encendido y monitoreo, que permite arrancarse o apagarse automáticamente al llegar a ciertos niveles. Esta condición garantiza que el tanque no llegue nunca a sufrir una sobrecarga hidráulica que no sea capaz de almacenar.

$$\text{Volumen} = 48.20 \text{ lps} \times 60 \times 30 / 2 = 43.40 \text{ m}^3.$$

Tomando una profundidad útil para el sistema de bombeo de 2.0 metros:

$$\text{Area útil} = 22.00 \text{ m}^2.$$

Las dimensiones del tanque serían:

$$\mathbf{B = 4.00 \text{ metros} \quad L = 6.00 \text{ metros}}$$

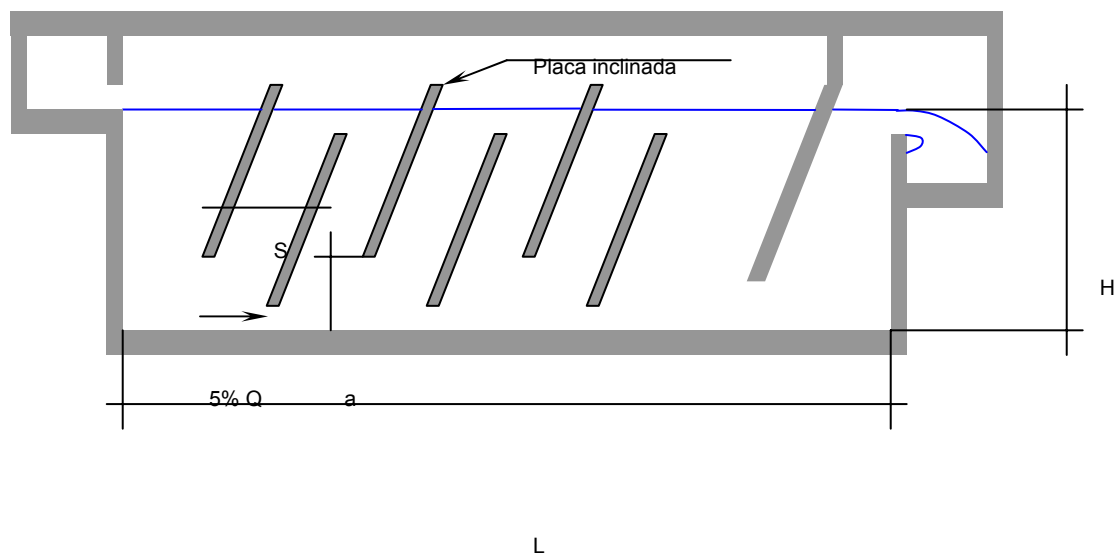
Se adoptará un tanque de almacenamiento para la succión de 6.0 metros por 4.00 metros

3.7.2 Diseño Del Tratamiento Preliminar.

➤ Diseño Del Tanque Regulador De Cargas.

El tanque regulador de cargas se dimensionará tomando como base los criterios de diseño del RAP; sin embargo, la capacidad de remoción de carga orgánica no será el criterio de dimensionamiento de dicha unidad, sino su capacidad de mezcla y control de carga. Partiendo de los anteriores criterios, tenemos:

Ilustración 1 Tanque de regulación de carga RAP



Tomando un período de retención de 5 horas y una relación $L/B = 2$

$$\text{Volumen útil} = 1591 \times 5 / 24 = 198.90 \text{ m}^3.$$

Asumiendo una profundidad útil de 4.0 metros

$$\text{Área superficial} = 49.71 \text{ m}^2.$$

Ancho = 5.0 metros

Longitud = 10 metros.

Para el dimensionamiento de la separación entre placas, se verificará el cumplimiento de una velocidad de traslación máxima de 0.2 m / seg.:

$$V = Q / A$$

$$A = 1.00 \times S \Rightarrow S = (1591 / 4) / (86400 \times 0.2) = 0.0230 \text{ metros.}$$

Por razones de facilidad en la limpieza, se colocarán las placas espaciadas cada 0.50 metros. Por otro lado, el valor de a adoptado será de 0.25 metros.

3.7.3 Diseño Del Tratamiento Primario.

El tratamiento primario del sistema se realizará en una estructura anoxigénica para un tiempo de retención hidráulica de 5 horas. De igual forma, se tomaron los siguientes aspectos como principios para el diseño del sistema principal de tratamiento:

- La unidad principal de tratamiento deberá en ciertos períodos (aproximadamente cada seis meses) someterse a purgas de lodos, proceso que toma alrededor de unas cuantas horas pero durante el cual la unidad no debe de recibir aguas residuales.
- De igual forma, se debe prever la posibilidad de posibles reparaciones o mejoras locativas de cada unidad, período durante los cuales se podrá suspender el flujo de agua dentro de la unidad.

- Se debe garantizar que la unidad de tratamiento funcione en todo momento independiente de las reparaciones que pudieren llegar a ocurrir, y de igual forma, independiente de las variaciones climáticas del sector.
- Se debe garantizar el funcionamiento del sistema sin afectarlo drásticamente tras la suspensión de alguna unidad.
- Por último, como ya ha sido dicho, se buscó la implementación de una unidad que funcione por gravedad y que por consiguiente no requiera de consumo alguno de electricidad para su funcionamiento.

Tomando en consideración los anteriores aspectos, se optó por el diseño de dos unidades capaces de tratar cada una el 50% del volumen de aguas residuales en el año de diseño, y conforme a las experiencias ya vividas con el modelo, con la capacidad de soportar la sobrecarga hidráulica de la totalidad de las aguas servidas por un período considerable de tiempo. Sin embargo es importante resaltar que el sistema de tratamiento se dotará con un vertedero de excesos que permita la regulación del caudal máximo de llegada a tratamiento. Conforme a ello, la unidad principal de tratamiento se diseñará para los siguientes parámetros:

Caudal total de diseño:	1591.0 m ³ /día = 18.42 lps
Caudal de diseño para las unidades:	795.50 m ³ /día = 9.20 lps

$$\text{Volumen} = \text{TRH} \times Q_{\text{diseño}} = 795.50 \times 5 / 24 = 167.06 \text{ m}^3$$

Asumiendo H_{total}	=	4,50 m
Área Superficial	=	37.12 m ²
Ancho	=	4.50 m
Longitud	=	8.20 m

El tratamiento primario de estructura se compone de una zona de digestión, de una zona de sedimentación y un separador GLS. Dichas zonas requieren un chequeo hidráulico y químico para el buen funcionamiento del sistema.

Tomando un valor de CSMA (carga superficial máxima aplicada) para el caudal de diseño de 30 m³/m²/día, se tendrá:

$$\begin{aligned} \text{Área zona sedimentación} &= Q_{\text{diseño}} / CS &= & 795.5 / 30 = 26.52 \text{ m}^2 \\ \text{Longitud sedimentadores} &= 26.52 / 8.20 &= & 5.90 \cong 6.0 \text{ m} \end{aligned}$$

El chequeo de la unidad primaria para los años del período de diseño se muestra resumido en el cuadro que se muestra a continuación.

Tabla 17 Carga Superficial Aplicada (gr/m³)

CARGA SUPERFICIAL APLICADA								
UNIDAD DE TRATAMIENTO PRIMARIO								
Ancho de los sedimentadores:	4.50	metros						
Longitud total del sistema:	8.20	metros						
Profundidad de la unidad:	4,50	metros						
Concentración de DBO:	128.25	mg/lt						
Aporte per cápita de DBO:	55,00	gr./día/hab						
Longitud de los sedimentadores:	6.00	metros						
AÑO	POBLAC. Hab.	Q DISEÑO m3/día	Q MAX. HOR. m3/día	Q MIN.HOR. m3/día	CSMA m3/m2/día	CS DISEÑO m3/m2/día	CS MINIMA m3/m2/día	CV DISEÑO gr/m3
2004	2518	1238.80	1399,84		51,85	45,88		98,93
2005	2568	1244.73	1406,54		52,09	46,10		100,42
2006	2619	1250.85	1413,46		52,35	46,33		101,91
2007	2672	1257.21	1420,65		52,62	46,56		103,45
2008	2725	1263.57	1427,83		52,88	46,80		104,97
2009	2780	1270.20	1435,33		53,16	47,04		106,53
2010	2835	1276.80	1442,78		53,44	47,29		108,07
2011	2892	1283.61	1450,48		53,72	47,54		109,66
2012	2950	1290.60	1458,38		54,01	47,80		111,25
2013	3009	1297.70	1466,40		54,31	48,06		112,86
2014	3066	1304.50	1474,09		54,60	48,31		114,40
2015	3124	1311.50	1482,00		54,89	48,57		115,94
2016	3184	1318.70	1490,13		55,19	48,84		117,52
2017	3244	1325.90	1498,27		55,49	49,11		119,08
2018	3306	1333.30	1506,63		55,80	49,38		120,69
2019	3369	1340.90	1515,22		56,12	49,66		122,29
2020	3433	1348.60	1523,92		56,44	49,95		123,90
2021	3498	1356.33	1532,65		56,76	50,23		125,53
2022	3564	1364.30	1541,66		57,10	50,53		127,15
2023	3638	1373.15	1551,66		57,47	50,86		128,95
2024	3710	1381.80	1561,43		57,83	51,18		130,68

CV DISEÑO: Carga Volumétrica de Diseño

▪ **Abertura de las Campanas(a):**

Para determinar el tamaño de la abertura de las campanas, se dimensionarán para que se cumpla en ellas un valor de velocidad máxima que garantice la separación de las tres fases dentro del proceso de digestión anoxigénica. Dimensionando las aberturas para una velocidad máxima de 6 metro / hora para el caudal de diseño:

$$V = QD / A \text{ sed.}$$

$$A \text{ sed (Area del Sedimentador)} = L_{\text{sed}} * a$$

$$QD = (795 \text{ m}^3/\text{día}) / (3 * 24) = 11.05 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$L_{\text{sed}} = 6.0 \text{ m}$$

$$a = (11.05) / (6.0 * 6.0) = 0.31 \text{ m}$$

3.7.4 Diseño Del Tratamiento Secundario.

El FRG tiene como objetivo principal el terminar el proceso de estabilización de la materia orgánica, al igual que controlar la salida de sólidos del proceso. Para garantizar la remoción de DBO en el tratamiento secundario, el filtro se diseñará para una carga superficial de $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

Datos de diseño:

$$\text{DQO} = 244.85 \text{ mg / lt}$$

$$\text{DQO Remanente} = 0.1224 \text{ Kg DQO / lt}$$

$$\text{Población Servida} = 3710 * 0.5 = 1855 \text{ hab.}$$

$$\text{Carga Orgánica Volumétrica COv} = 2 \text{ Kg DQO / m}^3 \text{ _ día}$$

$$\text{Volumen Unitario de Filtro Vu} = 0.063 \text{ m}^3 \text{ / hab}$$

$$\text{Altura del Filtro H} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Relación de vacíos Rv} = 0.50$$

$$\text{Caudal de Diseño Q} = 795 \text{ m}^3 \text{ / día}$$

$$\text{Eficiencia del Filtro E} = 50 \%$$

Cálculo del Volumen (V) :

$$V = \text{CO Rem} / \text{Rv} * \text{COv}$$

$$\text{CO Rem} = \text{DQO Rem} * Q$$

$$\text{CO Rem} = 0.12243 * 795.5 = 97.39 \text{ Kg DQO / día}$$

$$\mathbf{V} = (97.39 \text{ Kg DQO / día }) / (0.5 * 4 \text{ Kg DQO / m}^3 \text{ día })$$

$$\mathbf{V} = 97.39 \text{ m}^3$$

V en función de la población :

$$\mathbf{V} = P * V_u$$

$$\mathbf{V} = 1855 \text{ hab} * 0.03 \text{ m}^3 / \text{hab}$$

$$\mathbf{V} = 116 \text{ m}^3$$

Se selecciona el valor mayor de los dos, luego $\mathbf{V} = 116 \text{ m}^3$

Dimensiones finales del filtro:

$$H = 3.80 \text{ m}$$

$$B = 5.00 \text{ m}$$

$$L = 6.20 \text{ m}$$

Altura de la capa granular = $795.5 \times 1.5 / (24 \times 6.20 \times 5.00) = 1.60 \text{ mt.} \cong 1.40 \text{ mt.}$

Altura total del filtro = $795.5 \times 3.5 / (24 \times 6.20 \times 5.00) = 3.74 \text{ mt} \cong 3.80 \text{ mt.}$

El material para el filtro corresponderá a grava de peña de tamaño $3/4''-1\frac{1}{2}''$, valor para el cual la superficie específica ofrece un máximo fenómeno de adsorción, principal encargado del proceso de limpieza del líquido.

3.8 EFICIENCIAS ESPERADAS EN EL PROCESO DE TRATAMIENTO.

Las eficiencias esperadas para el sistema de tratamiento diseñado son las siguientes:

Tabla 18 Eficiencias Mínimas de Remoción

TIPO	UNIDAD	EFICIENCIA MINIMA DE REMOCION				
		DBO	DQO	S.S.	Material flotante	Grasas y aceites
Pretratamiento	Rejilla	Despreciable	Despreciable	Despreciable	40%	Despreciable
	Desarenador	Despreciable	5%	5%	80%	10%
	Unidad RAP	30%	30%	50%	60%	85%
Tratamiento primario	Unidad UASB	65%	60%	50%	40%	50%
Tratamiento secundario	Unidad FRG	50%	60%	60%	70%	30%
TOTAL DEL SISTEMA		87.8%	89.4%	81%	98.6%	95.3%

NOTA: las eficiencias fueron extraídas de la tabla número 46, artículo 164 de las normas RAS.

Según el artículo 72 del decreto 1594 del 26 de junio de 1984, todo vertimiento a un cuerpo de agua deberá cumplir, por lo menos, con las siguientes normas:

Tabla 19 Requerimientos mínimos para vertimientos de aguas residuales

REFERENCIA	USUARIO EXISTENTE	USUARIO NUEVO
Ph	5-9	5-9
Temperatura	< 40° C	< 40° C
Material flotante	Ausente	Ausente
Grasas y aceites	Remoción > 80% en carga	Remoción > 80% en carga
Sólidos suspendidos, domésticos o industriales	Remoción > 50% en carga	Remoción > 80% en carga
DBO		
- Para desechos domésticos	Remoción > 30% en carga	Remoción > 80% en carga
- Para desechos industriales	Remoción > 20% en carga	Remoción > 80% en carga

Nota: Extraído del decreto 1594 de 1984

De acuerdo al artículo 84 del mismo decreto, los residuos líquidos de usuarios tales como mataderos, hospitales, lavanderías, laboratorios, clínicas, así como los provenientes de preparación y utilización de agroquímicos, garrapaticidas y similares, deberán ser sometidos a tratamiento especial.

Para prevenir interferencia con el tratamiento en plantas municipales se prohíbe descargar al sistema de alcantarillado público los siguientes materiales:

- Materiales que pueden crear riesgos de incendios o explosiones.
- Materiales corrosivos o aguas con pH menor de 5.
- Materiales sólidos o viscosos que interfieran u obstruyan el flujo del agua.
- Materiales que por su volumen o concentración impidan el funcionamiento normal de la PTAR.
- Materiales que por su temperatura disminuyan la actividad biológica o incrementen la temperatura del afluente a la planta a más de 40° C.

De igual forma, el decreto establece los siguientes parámetros para la destinación del recurso:

Tabla 20 Parámetros de destinación del recurso

USO DEL AGUA	OD mínimo permisible mg/lt	Sólidos disueltos Mg/lt	Otros sólidos	Coliformes, máximo permisible en 100 ml
Suministro público de agua	4	500-750	Ningún sólido flotante o sedimentable que forme depósito	20000 Totales 2000 Fecales
Recreación por contacto primario	4-5 (70% concentración de saturación)	—	Idem	1000 Totales 200 Fecales
Recreación por contacto secundario	Idem	—	Idem	5000 Totales
Preservación de flora y fauna	4-6	—	Idem	5000 Totales
Industrial	3-5	750-1500	Idem	
Agrícola	3-5	750-1500	Idem	— *
Cría de mariscos	4-6	—	Idem	Fecales

El NMP de coliformes totales no deberá exceder de 5000 cuando se use el recurso para riego de frutas que se consuman sin quitar la cáscara y para hortalizas de tallo corto. Para dicho fin, el NMP de coliformes fecales no deberá exceder de 1000.

Conforme a las especificaciones establecidas por el decreto, el diseño de la planta de tratamiento cumple con las expectativas generadas por la norma.

3.9 EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PUERTO PARRA

La evaluación técnico económica de las alternativas requiere la conceptualización global de las metodologías de tratamiento y su aplicación como alternativa técnico ambiental sostenible. Basado sobre los principios de eficiencia, eficacia y efectividad (que encierran el contexto de tecnologías de bajo costo), se buscará la selección de la alternativa viable de implementación.

Para la comprensión del alcance del análisis y la preselección a partir de condiciones técnicas, se muestra un contexto del marco teórico general.

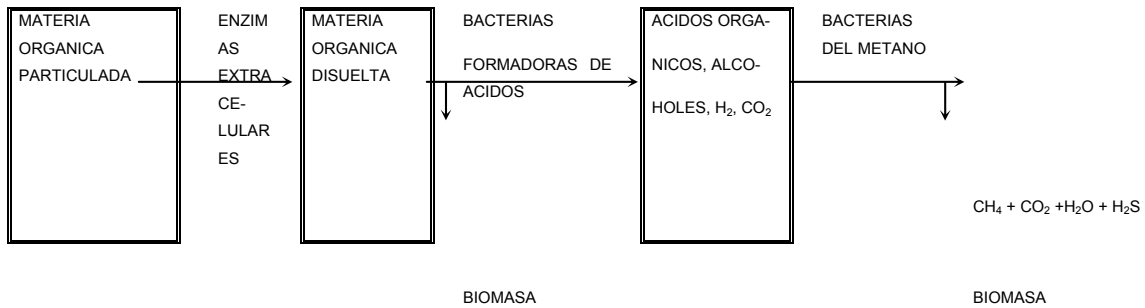
3.9.1 PRINCIPIOS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS.

➤ Tratamiento Anaeróbico.

La oxidación anaeróbica se defina como aquella en que la descomposición se ejecuta en ausencia de oxígeno disuelto, utilizándose el oxígeno de compuestos orgánicos, nitratos y nitritos, los sulfatos y el CO₂, como aceptador de electrones.

En el tratamiento anaeróbico se puede considerar que ocurren los procesos básicos de la descomposición anaeróbica: desnitrificación, reducción de sulfatos, hidrólisis y fermentación metanogénica. El proceso microbial es muy complejo y está integrado por múltiples reacciones paralelas y en serie, interdependientes entre sí. En su forma más elemental, se puede considerar el proceso anaeróbico de descomposición de materia orgánica compuesto de dos etapas: fermentación ácida y fermentación metanogénica, tal como se muestra en la siguiente figura:

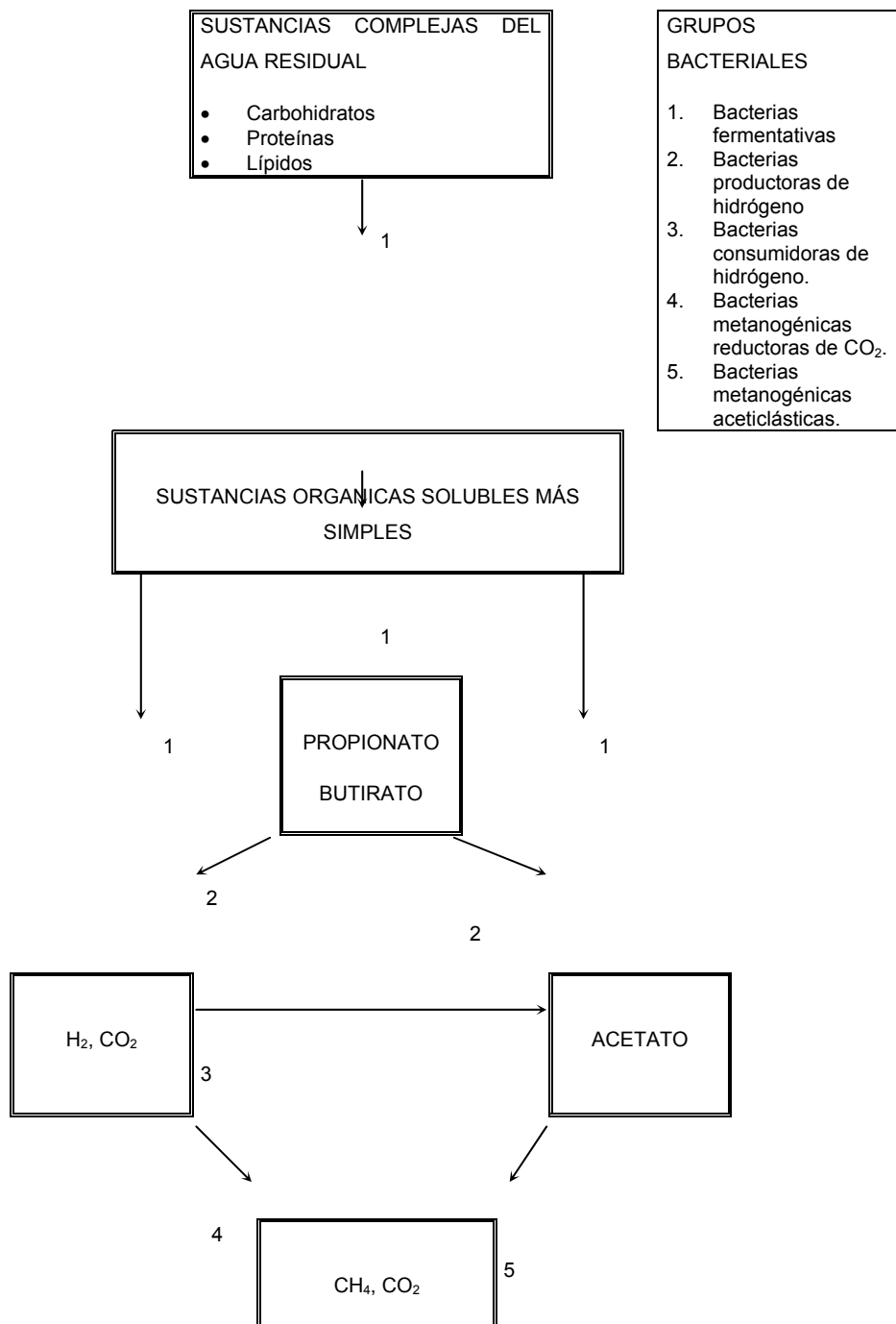
Esquema 17 Diagrama elemental del proceso anaeróbico



Nota: (Tomado de Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización, pag. 102)

En la fermentación ácida, los compuestos orgánicos, como son las proteínas, grasas y carbohidratos son convertidos en ácidos orgánicos como el acético y propiónico, y en alcoholes, hidrógeno y CO₂. En la fermentación metanogénica, los microorganismos metanogénicos en condiciones estrictamente anaeróbicas, convierten los productos de la fermentación ácida en CO₂ y CH₄, principalmente. La fermentación de metano en el proceso de digestión anaeróbica fue esquematizada por Parkin y Owen, tal como se muestra en la siguiente figura.

Esquema 18 Digestión de metano en la digestión anaerobia



(Tomado de Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización, pag. 103)

La estabilización o remoción biológica anaeróbica de DBO ocurre en la etapa de formación de metano, porque éste es poco soluble en agua y se evapora con el gas que sale del reactor. Según McCarty las condiciones óptimas para un proceso anaeróbico eficiente son:

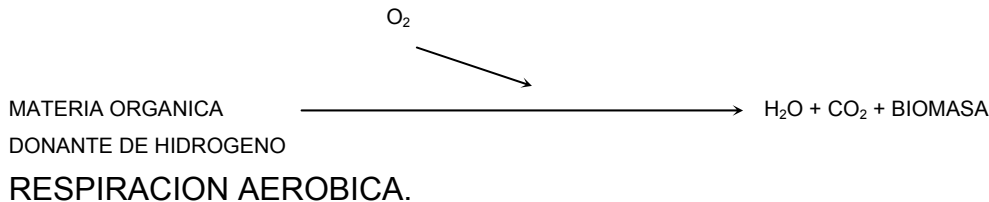
- Nutrientes suficientes.
- Valor de pH entre 6.5 y 7.5.
- Temperatura en el intervalo mesofílico de 30-38° C.
- Ausencia de oxígeno.
- Ausencia de sustancias tóxicas.

Cualquier reacción o condición que impida la formación de metano produce una reducción de eficiencia en remoción de DBO en el proceso anaeróbico. La presencia excesiva de bacterias reductoras de sulfatos afecta adversamente la producción de metano.

En resumen, en el proceso anaeróbico las bacterias acidogénicas y las metanogénicas conforman una simbiosis que hace posible el proceso. En un reactor, las bacterias no metanogénicas y las metanogénicas deben estar en equilibrio dinámico, se debe carecer de OD, se debe estar libre de sustancias inhibitorias como los metales pesados y los sulfuros, mantener pH neutros, así como tener suficiente alcalinidad para prevenir $\text{pH} < 6.2$, valor al cual ya no trabajan las bacterias metanogénicas. Es importante además proveer tiempos de retención prolongados, para compensar la baja tasa de crecimiento de las bacterias metanógenas. De acuerdo a Jewell, se señala que un tanque séptico puede lograr efluentes con calidad de efluente secundario, sólidos suspendidos de menos de 20 mg/lit y remoción de DBO de aproximadamente 75% sin control de temperatura (oscilando entre 18-30°C), pero con tiempos de retención hidráulica de 3 a 5 días.

➤ Tratamiento Aeróbico.

Cuando se usa oxígeno molecular disuelto como aceptador final de electrones, el proceso es aeróbico y se conoce, también, como respiración aeróbica. La figura siguiente muestra en su forma más elemental el proceso aeróbico.

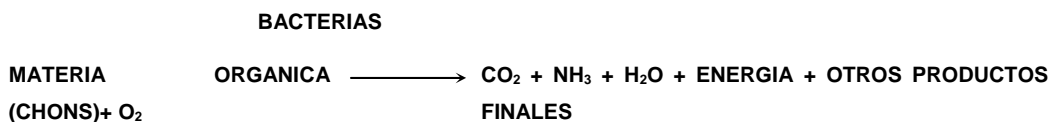


(Tomado de Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización, pag.108)

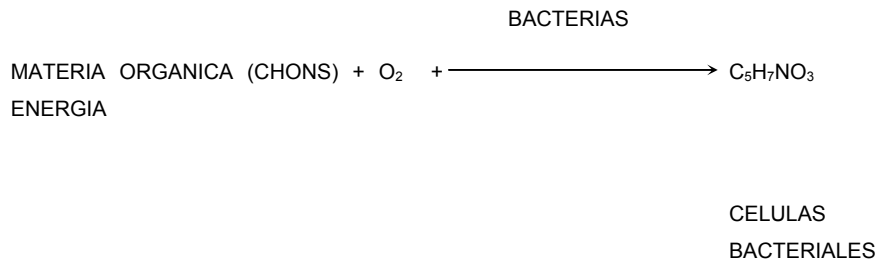
La oxidación biológica aeróbica es la conversión bacterial de los elementos de su forma orgánica a su forma inorgánica altamente oxidada, en un proceso conocido también como “*Mineralización*”. En la oxidación aeróbica, el oxígeno es el aceptador final de electrones y, por lo tanto, es reducido; los donantes orgánicos e inorgánicos de electrones son oxidados, ocurriendo el proceso de mineralización del residuo.

Las tres reacciones esenciales del proceso aeróbico son: catabolismo, anabolismo y autólisis, que ocurren simultáneamente y pueden describirse así:

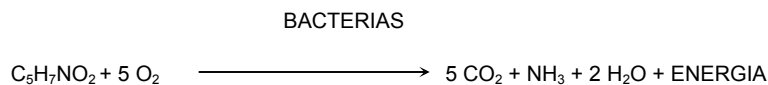
- **Catabolismo, oxidación o descomposición:**



- **Anabolismo, síntesis o asimilación:**



- **Autólisis, respiración endógena o auto oxidación:**



La fórmula $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$ representa la composición promedio celular bacterial, sugerida por Hoover y Porges en 1952, ampliamente citada en la literatura.

3.9.2 ASPECTOS COMPARATIVOS Y ASPECTOS AMBIENTALES

Para sintetizar una unidad de masa celular, aeróbica o anaeróbicamente, se requiere la misma cantidad de energía y las mismas cantidades de carbono, hidrógeno, nitrógeno, fósforo y demás nutrientes. Las tablas que se muestran en las siguientes páginas resumen las ventajas y desventajas de los anteriores procesos de estabilización de residuos.

La actividad metabólica depende de muchos factores ambientales, es decir, de las condiciones de vida. Dependiendo de la especie y tipo de organismo, los factores ambientales aceleran, retardan o inhiben su crecimiento. Para cada factor, por

ejemplo, intensidad solar, temperatura, pH, contenido de sólidos disueltos, existen límites dentro de los cuales los organismos se desarrollan apropiadamente. En el tratamiento biológico, las enzimas o catalizadores bioquímicos son necesarios para la descomposición. La acción de las enzimas es afectada por la temperatura y el pH; en general, la Mayoría de las enzimas requieren pH entre 3.5 y 9.5.

La temperatura del agua residual a tratar afecta la tasa de actividad biológica, los requerimientos de oxígeno en el proceso aeróbico, la producción de lodos y el volumen requerido por el reactor biológico.

Finalmente, vale la pena anotar que todos los procesos biológicos usados en el tratamiento de aguas residuales, son procesos derivados de los que ocurren en la naturaleza. El ingeniero, mediante el control del medio ambiente externo, busca en últimas con estos procesos, acelerar y optimizar el proceso natural de los microorganismos para la estabilización de la materia orgánica.

Tabla 21 Ventajas y desventajas del proceso aeróbico

PROCESO AEROBICO	
VENTAJAS	DESVENTAJAS

Ausencia de olores.

Tasa alta de síntesis celular y por consiguiente, alta producción de lodos, aunque manejables.

Mineralización de todos los compuestos biodegradables

Requiere mucha energía eléctrica para oxigenación y mezcla.

Gran proporción de células en los lodos, que hace necesario en algunos casos, su digestión antes de secarlos y disponerlos.

Tabla 22 Ventajas y desventajas del proceso anaeróbico

PROCESO ANAEROBICO	
VENTAJAS	DESVENTAJAS

Tasa baja de síntesis celular y por consiguiente, poca producción de lodos.	Para obtener grados altos de tratamiento requiere de temperaturas altas.
---	--

El lodo producido es razonablemente estable y puede secarse y disponerse por métodos convencionales.	El medio es corrosivo.
--	------------------------

No requiere oxígeno, por lo tanto usa poca o ninguna energía eléctrica y es especialmente adaptable a aguas residuales de alta concentración orgánica.	Tiene riesgos de salud por H ₂ S
--	---

Produce metano, el cual puede ser útil como energético.	Exige un intervalo de operación de pH bastante restringido.
---	---

Tiene requerimientos nutricionales bajos.	Requiere concentraciones altas de alcalinidad.
---	--

Puede presentar olores desagradables por H₂S, ácidos grasos y amidas.

3.9.3 Objetivos Del Tratamiento.

Un sistema de tratamiento de aguas negras tiene como objetivos principales:

- Remoción de DBO.
- Remoción de sólidos suspendidos.
- Remoción de patógenos.

Además se puede incluir:

- Remoción de nitrógeno y fósforo.

Finalmente se puede involucrar:

- Remoción de sustancias orgánicas refractarias como los detergentes, fenoles y pesticidas.
- Remoción de trazas de metales pesados.
- Remoción de sustancias inorgánicas disueltas.

De acuerdo a lo anterior, la complejidad del sistema de tratamiento es, por lo tanto, función de los objetivos propuestos. Sin embargo, cabe anotar que dentro de la concepción, planeamiento y diseño de un sistema de tratamiento se deben tener en cuenta objetivos diferentes, tales como disponibilidad de recursos económicos y técnicos, criterios establecidos para descarga de efluentes o eficiencias mínimas, aspectos socio-culturales de la población en estudio, e impacto ambiental.

Teniendo en cuenta la gran cantidad de operaciones y procesos disponibles para tratamiento de A.R., es común hablar de pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario. En general, el pretratamiento tiene como objeto remover del A.R. aquellos constituyentes que pueden causar dificultades de operación y mantenimiento en los procesos posteriores o que, en algunos casos, sean incompatibles de ser tratados conjuntamente con los demás componentes del agua residual.

El tratamiento primario se refiere comúnmente a la remoción parcial de sólidos suspendidos, materia orgánica u organismos patógenos, mediante sedimentación, filtración u otro medio, constituyéndose en un método de preparar el agua para el tratamiento secundario.

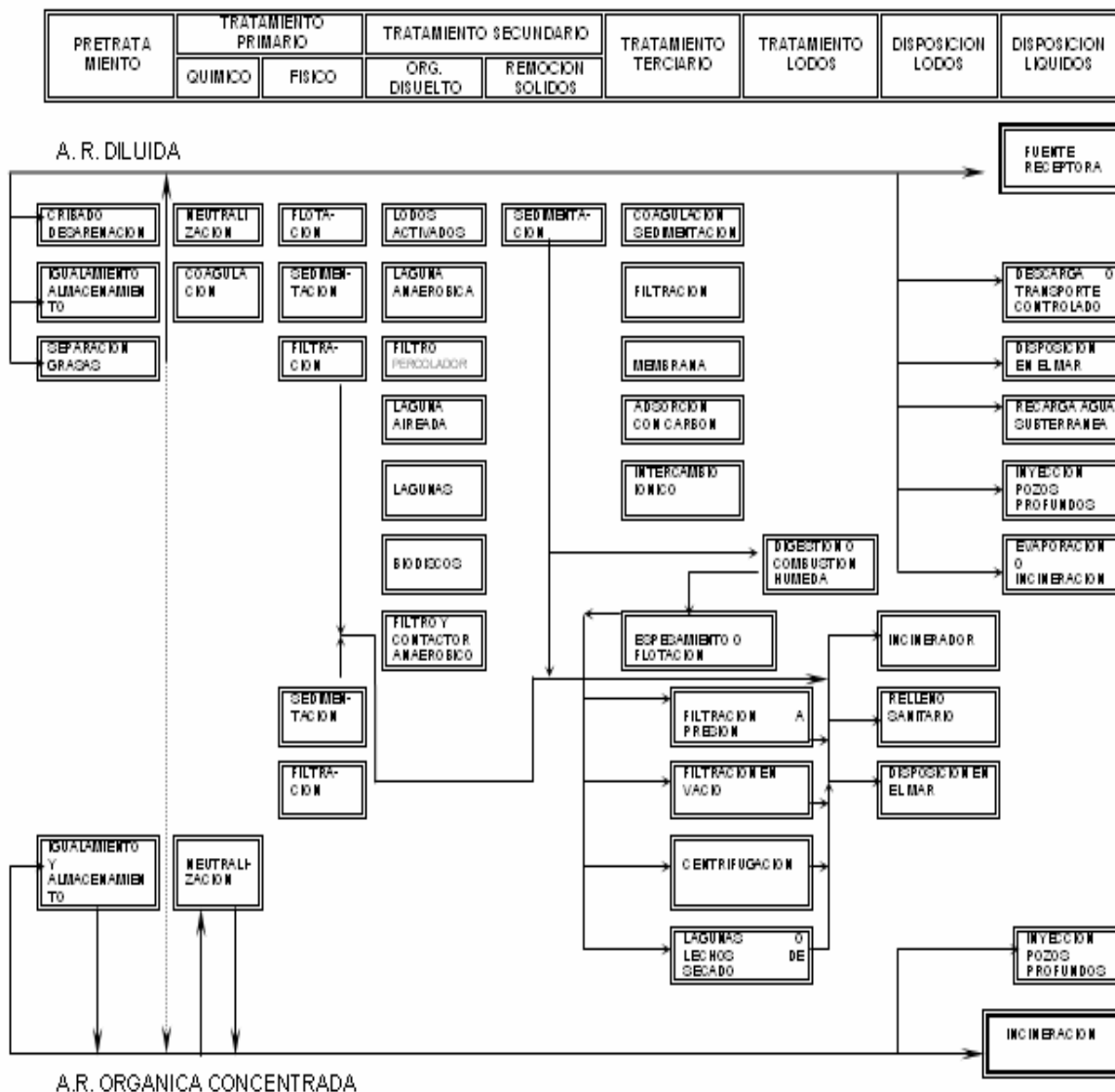
El tratamiento secundario convencional se usa principalmente para remoción de DBO soluble y sólidos suspendidos, y por ello incluye los procesos biológicos de lodos activados, biodiscos, filtros percoladores, sistemas de lagunas y sedimentación.

El tratamiento terciario y avanzado supone generalmente la necesidad de remoción de nutrientes para prevenir eutrofización de las fuentes receptoras, o de mejorar la calidad de un efluente secundario para adecuar el agua para su reuso.

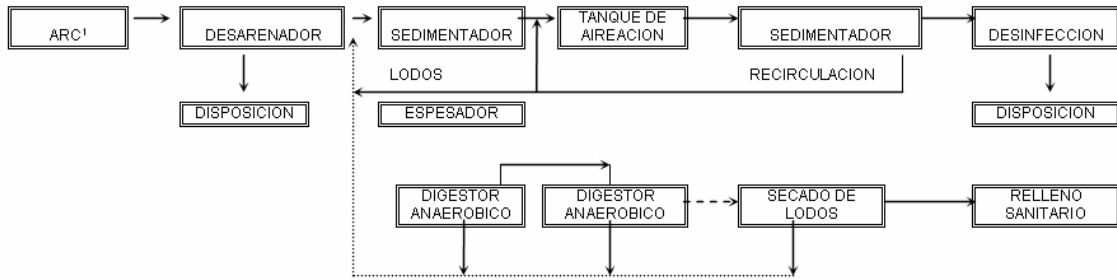
La figura 1 resume los principales procesos de tratamiento de A.R. y su agrupación más frecuente. Algunos diagramas de flujo y esquemas de PTAR se muestran de las figuras 2. a 6.

Es importante recalcar que la mejor alternativa de tratamiento se selecciona con base en el estudio individual de cada caso, de acuerdo con las eficiencias de remoción requeridas y con los costos de cada una de las posibles soluciones técnicas.

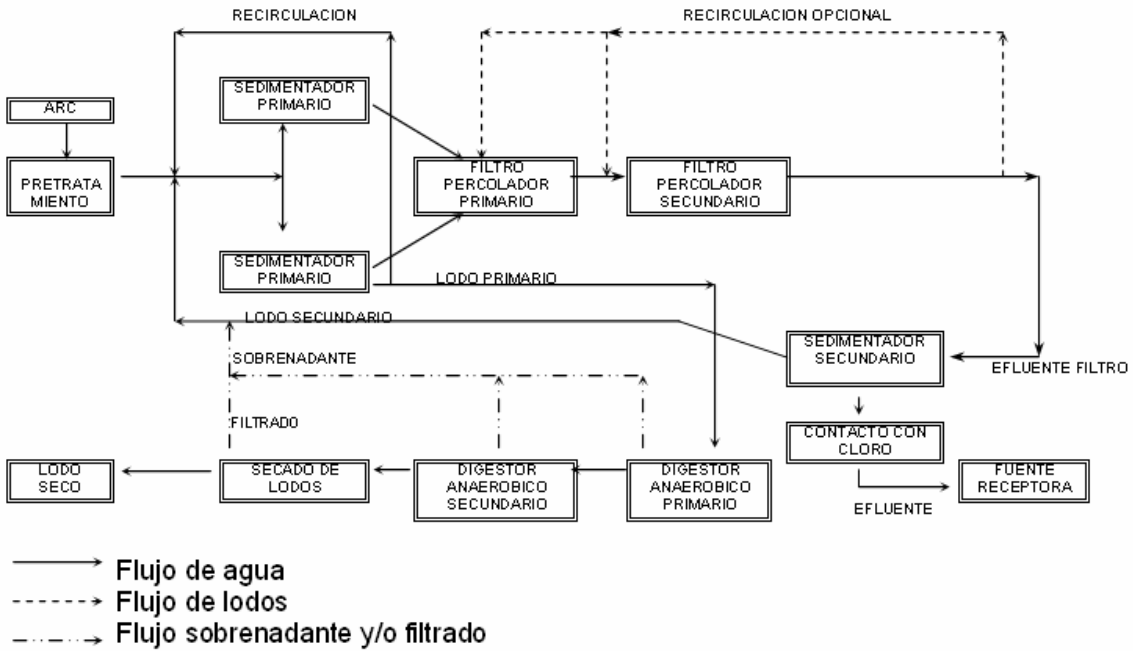
Esquema 19 Proceso de Tratamiento de Aguas Residuales.



Esquema 20 Diagrama de Flujo de una Planta de Lodos Activados.

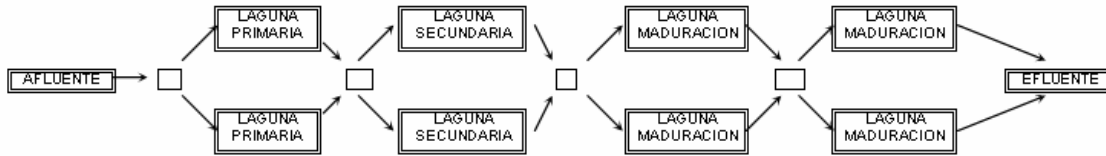


Esquema 21 Planta de Filtros Percoladores.

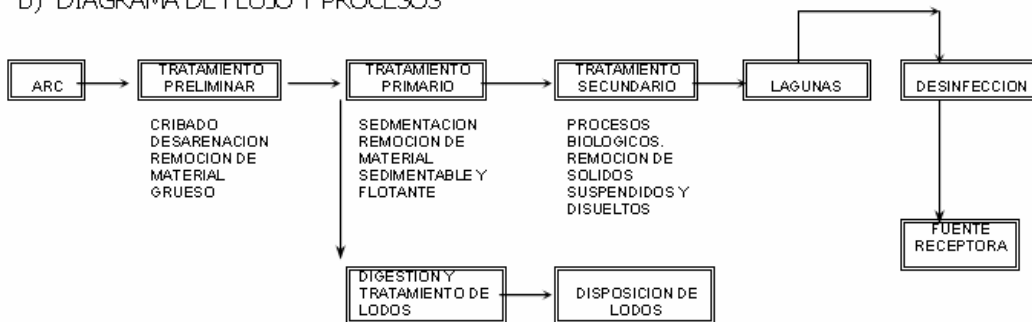


Esquema 22 Planta de Tratamiento con Lagunas

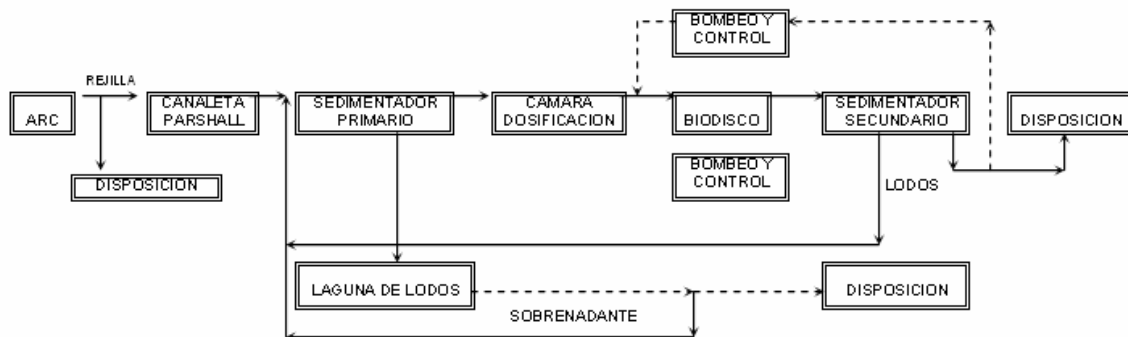
a) VISTA EN PLANTA



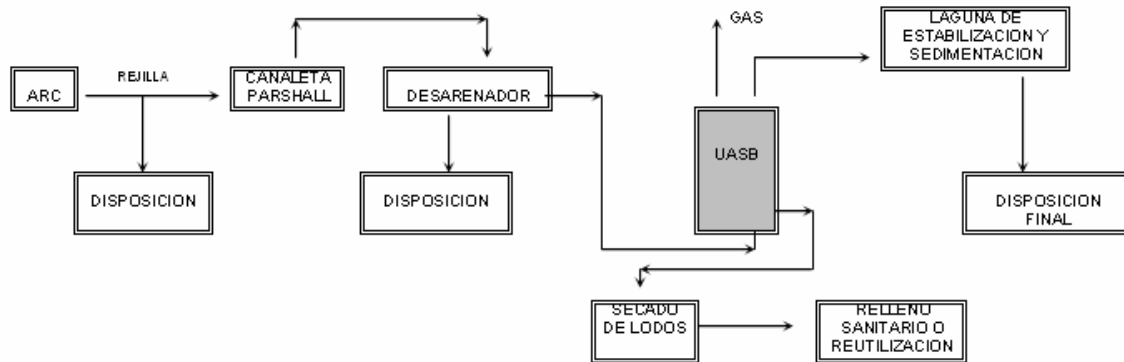
b) DIAGRAMA DE FLUJO Y PROCESOS



Esquema 23 Planta de Tratamiento con Biodiscos.



Esquema 24 Planta Anaeróbica con UASB



3.9.4 Consideraciones Generales Para Selección De Sistemas De Tratamiento.

Aunque técnicamente existen muchas formas de tratamiento (tal y como se puede apreciar de forma somera en las anteriores gráficas), el criterio más importante a tener en cuenta en la identificación del tipo de proceso a ejecutar en una región para el tratamiento de sus residuos líquidos, es aquel que se refiere a la obtención de un modelo que permita la disposición adecuada a un costo razonable. El anterior principio muy usado desde hace tiempo es conocido como el parámetro de eficiencia dentro del campo administrativo, e involucra de forma implícita los criterios de eficacia y efectividad.

Un modelo es eficaz en la medida que permite un buen manejo de residuos líquidos ocasionando un mínimo impacto ambiental en la zona. Sin embargo, este criterio olvida de golpe, la posibilidad de un manejo adecuado del factor costo, ya que él no hace parte de sus variables. La eficiencia, por su parte, desconoce el factor ambiental como variable de importancia. Es por ello que hoy en día se habla de modelos de tratamiento efectivos, los cuales me involucran de forma necesaria todos aquellos parámetros relacionados con el ser humano que puedan ser

afectados por la incorporación de un proceso. Es decir, un modelo efectivo es aquel que produce unos buenos resultados a un costo razonable y con un impacto ambiental mínimo.

Los modelos de tratamiento convencionales se pueden considerar como muy eficientes, lo cual nos permite su aplicación con una relativa seguridad. A continuación, se mostrarán unos procesos de tratamiento, que a juicio de los diseñadores, proveen un buen sistema para la disposición de las aguas residuales a pequeña escala, a la vez que desde el punto de vista técnico, son muy fáciles de construir.

3.9.5 Planteamiento De Alternativas

➤ Alternativas De Localización De La Planta.

Las alternativas de localización de la planta parten de la consideración de la totalidad de las aguas residuales del casco urbano, las cuales vienen en forma combinada con las aguas lluvias. Esta consideración permite obtener aguas con un alto contenido de sólidos que se toman como determinante intrínseca e importante a ser tenida en cuenta, ya que significará para cualquier sistema de tratamiento que se basa en la filtración en un factor que resultará en mantenimientos muy frecuentes en dichos esquemas.

De acuerdo con la anterior las aguas residuales por tratar provienen del casco urbano del municipio de Puerto Parra en su totalidad (incluyendo descargas del colegio, escuela y puesto de salud pretratadas).

De igual forma se considera la ubicación de un punto único de descarga final del alcantarillado, lo que indica el sector a considerar para la zona de tratamiento.

A partir de los dos anteriores criterios y tomando como consideración el límite de inundación del río y la factibilidad para adquisición del terreno, se seleccionó una posible ubicación de la planta cercana a la actual descarga de aguas negras de la localidad (entre los pozos P(E)4 y P(E)5).

Dicha zona presenta unas características de facilidad en cuanto se refiere al valor del terreno, ubicación demográfica, zonas de expansión del casco urbano e impacto ambiental de la cuenca. La cuestión a nivel de diseño radicará en la milimétrica situación de cotas topográficas y el costo de la proyección del alcantarillado final.

➤ **Alternativas De Tratamiento.**

Como soluciones técnicas al problema de la contaminación hídrica fueron exploradas siete tecnologías, las cuales cumplen la misma función de tratamiento y varían desde opciones muy mecanizadas con requerimientos de personal altamente calificado, hasta opciones relativamente sencillas en cuanto a construcción, operación y mantenimiento. A continuación se describen en forma general las alternativas estudiadas.

▪ **Lodos Activados Convencionales**

Esta alternativa corresponde a la opción de mayor mecanización y está conformada por las siguientes unidades operacionales: tratamiento preliminar (cribado, desarenado), sedimentación primaria, reactor aeróbico, sedimentación secundaria, digestión de lodos y sistema de deshidratación por lechos de secado.

- **Filtros Percoladores o Biológicos**

Este sistema con un grado de mecanización menor que el sistema de lodos, posee las mismas unidades operacionales con excepción del reactor aeróbico, el cual es remplazado por los filtros biológicos.

- **Aireación Extendida**

Esta variante de los lodos activados elimina la necesidad de la sedimentación primaria de la digestión de lodos, conservando las otras unidades operacionales.

- **Lagunas Aireadas**

Esta alternativa está compuesta por tres unidades básica: tratamiento preliminar, laguna aireada y laguna de sedimentación.

- **Laguna de Oxidación**

Esta es la alternativa más sencilla y económica, pero no es recomendada para realizar directamente el tratamiento primario, ya que la demasiada carga orgánica y la producción de lodo hace la aparición de aves de carroña y la rápida saturación de su volumen por lodos, lo cual requiere la remoción mecánica de los lodos, siendo esta una difícil tarea. Otra desventaja es la limitación de espacio o área para su implementación.

- **Humedales**

La tecnología de los humedales incorpora la presencia de un sistema de pretratamiento (conformado esencialmente por un cribado, una desarenación y una igualación), un sistema primario de tratamiento que iguale las condiciones de carga al humedal y permita un control efectivo de los sólidos (tal como un UASB, o un IMHOFF, o un homogeneizador, o un RAP) y el sistema de humedales como tratamiento secundario.

- **Sistema UASB-Filtro De Grava**

Que se conforma por una zona de pretratamiento de cribado y desarenación, un reactor UASB y un filtro rápido de grava para purificación de las aguas servidas.

3.9.6 Alternativas De Implementación De La Expansión Del Alcantarillado.

Es importante en este punto resaltar que el casco urbano del municipio de Puerto Parra cuenta con una descarga principal de aguas negras que permita la fácil implementación de un sistema de tratamiento; de igual forma, el alcantarillado funciona en forma combinada y se proyecta de esa forma a partir de un criterio financiero, basándonos en una frase de Metcalf *“la carga orgánica súbita máxima es disminuida en proporción del caudal de combinación de las aguas lluvias y servidas en un momento de aguaceros”*.

Es así como es fácil definir que se presentan dos variables técnicas en las características físico-químicas que identifican de forma clara las aguas a tratar:

En primera medida, la alta variabilidad del contenido de sólidos en las aguas como resultado del continuo lavado de zonas que las lluvias producen a su paso.

En segunda instancia, la gran variabilidad de las cargas de DBO y DQO que resultan en una inestabilidad para un sistema de tratamiento.

Es importante resaltar que una llovizna promedio produce generalmente un caudal equivalente a 10 veces el caudal máximo horario de aguas residuales de una zona y una lluvia intensa ocasiona hasta 40 veces el caudal máximo horario de aguas negras de una zona.

Estas condiciones técnicas obligan a implementar controles necesarios para sistemas biológicos en la medida que *"la cantidad de alimento generada por unidad de volumen disminuye en forma drástica en aguas combinadas cuando existen lluvias, ocasionando inestabilidades y consecuentes fallas en los sistemas biológicos y produciendo hasta la muerte de plantas por variaciones constantes de la carga (tomado del libro: Humedales: una alternativa de tratamiento, Editorial McGrawHill, 1993).*

Es así como se consideran estos elementos de peso para la incorporación del sistema.

3.9.7 Evaluación Individual De Los Sistemas De Tratamiento.

A continuación se muestran cuadros resúmenes del comportamiento general de algunos sistemas de tratamiento para aguas residuales; esta evaluación muestra a criterio general las condiciones de los sistemas en respuesta a cinco variables en toda planta: área, necesidades de obra, mantenimiento, costos y eficiencia del proceso.

Es importante resaltar que la información fue extractada del libro “Humedales: una alternativa de tratamiento” (consultado en la CDMB) y de una manera realista muestra las limitantes de cada sistema y no sólo evalúa el precio como indicador único de la eficiencia de un proceso.

Tabla 23 Necesidades de Superficie.

SISTEMA	SUPERFICIE NECESARIA (m2/habitante)
Fosa séptica	0,4 - 0,6
Lecho filtrante	2,2 - 2,8
Zanja filtrante	6 - 6,5
Humedal	2,5 - 9
Tanque Imhoff o similar	0,05 - 1
Lecho bacteriano	4 - 7
Lecho de turba	0,6 - 1
Filtro de arena	1,2 - 10
Riego por encharcamiento	10 - 30
Infiltración - percolación	2 - 10
Escorrentía superficial	6 - 10
Biodiscos	5 - 7
Aireación prolongada	2 - 8
Lagunas aireadas	1 - 3
Lagunas aerobias	4 - 7
Lagunas anaerobias	4 - 7
Lagunas facultativas	2 - 14
Tratamiento físico-químico	0,1 - 0,2
Pozo filtrante	1 - 10
Riego por aspersión	8 - 10
Modelo “UASB - Filtro granular”	0,5 - 0,8

Tabla 24 Necesidad de obra e instalación

SISTEMA	OBRA	EQUIPOS
Fosa séptica	P	MP
Lecho filtrante	MP	MP
Zanja filtrante	MP	MP
Humedal	P – B	MP
Tanque Imhoff o similar	B	P - B
Lecho bacteriano	B	B
Lecho de turba	P	MP
Filtro de arena	P	P
Riego por encharcamiento	P – B	MP
Infiltración – percolación	P – B	MP
Escorrentía superficial	P – B	MP
Biodiscos	MP - P	M
Aireación prolongada	B – M	M
Lagunas aireadas	B	MP
Lagunas aerobias	B	MP
Lagunas anaerobias	B	MP
Lagunas facultativas	B	MP
Tratamiento físico-químico	B	M
Pozo filtrante	B – M	MP
Riego por aspersión	B	P
Modelo “UASB - Filtro granular”	B	MP

M = Mucha
 B = Bastante
 P = Poca
 MP = Muy poca

Tabla 25 Según mantenimiento

SISTEMA	FUNCIO- NAMIENTO	PERSONAL	CONTROL	FRECUENCIA DE CONTROL
Fosa séptica	MS	P	P	P
Lecho filtrante	S	P	P	P
Zanja filtrante	S	P	P	P
Humedal	MS	P	I	M
Tanque Imhoff o similar	S	P	P	P
Lecho bacteriano	C	M	M	M
Lecho de turba	S	I	P	I
Filtro de arena	S	I	I	I
Riego por encharcamiento	S	I	I	I
Infiltración – percolación	S	I	P	I
Escorrentía superficial	S	I	I	M
Biodiscos	C	M	M	M
Aireación prolongada	MC	M	M	M
Lagunas aireadas	C	I	M	I
Lagunas aerobias	S	P	I	I
Lagunas anaerobias	S	P	I	I
Lagunas facultativas	S	P	I	I
Tratamiento físico-químico	MC	M	M	M
Pozo filtrante	MS	P	I	I
Riego por aspersión	C	M	M	M
Modelo “UASB - Filtro granular”	S	P	P	P

MS	=	Muy sencillo
S	=	Sencillo
C	=	Complicado
MC	=	Muy complicado
P	=	Poco
I	=	Intermedio
M	=	Mucho

Tabla 26 Según los costos

SISTEMA	CONSTRUCCION	MANTENIMIENTO
Fosa séptica	P	P
Lecho filtrante	M	M
Zanja filtrante	M	M
Humedal	P	I
Tanque Imhoff o similar	P	P
Lecho bacteriano	I	M
Lecho de turba	P	M
Filtro de arena	M	M
Riego por encharcamiento	P	I
Infiltración – percolación	P	P
Escorrentía superficial	P	P
Biodiscos	I	M
Aireación prolongada	I	M
Lagunas aireadas	P	P
Lagunas aerobias	P	P
Lagunas anaerobias	P	P
Lagunas facultativas	P	P
Tratamiento físico-químico	I	M
Pozo filtrante	M	M
Riego por aspersión	I	I
Modelo “UASB - Filtro granular”	P	P

P = Poco

I = Intermedio

M = Mucho

Tabla 27 Según el rendimiento

SISTEMA	DQO	DBO	SS	N	P	C
Fosa séptica	30-60	20-60	50-90	0-60	0-75	10-90
Lecho filtrante	90-95	80-98	50-90	10-90	35-55	-
Zanja filtrante	65-90	90-98	-	25-98	80-98	-
Humedal	50-75	50-65	60-70	30-45	20-50	99-99,9
Tanque Imhoff o similar	-	30-65	35-85	-	-	-
Lecho bacteriano	70-80	60-96	50-95	20-70	5-30	80-95
Lecho de turba	60-75	60-85	85-95	20-75	20-30	99-99,5
Filtro de arena	70-90	80-99	40-99	25-90	20-80	98-99,9
Riego por encharcamiento	75-85	90-99	95-99	85-90	85-90	99-99,8
Infiltración – percolación	60-75	80-99	80-99	30-90	90-95	99-99,9
Escorrentía superficial	90-95	90-99	95-99	40-95	90-95	95,5-99,9
Biodiscos	70-85	80-98	75-98	30-80	20-30	80-90
Aireación prolongada	70-90	85-99	85-99	60-90	20-70	90—5
Lagunas aireadas	70-90	60-97	70-92	10-60	25-40	99-99,5
Lagunas aerobias	50-60	65-90	90-95	60-70	10-20	99-99,9
Lagunas anaerobias	20-40	50-85	60-80	30-40	10-20	99-99,9
Lagunas facultativas	50-85	60-96	50-90	60-70	10-40	99-99,9
Tratamiento físico-químico	70-98	70-98	70-95	20-60	90-98	99-99,9
Pozo filtrante	-	-	-	-	-	-
Riego por aspersión	70-90	95-99	98-99	90-98	90-98	99-99,9
Modelo “UASB - Filtro granular”	70-90	80-95	70-80	30-40	35-45	90-98

DQO = Demanda química de oxígeno

DBO = Demanda bioquímica de oxígeno

SS = Sólidos en suspensión

N = Nitrógeno total

P = Fósforo total

C = Coliformes fecales

3.9.8 Combinación De Alternativas De Implementación y Tratamiento.

Tomando como base la posibilidad de ubicación del sistema de tratamiento y las siete posibilidades de tratamiento, nos ofrece un abanico de siete posibilidades de sistema de tratamiento. Sin embargo, partiendo del principio del bajo costo del terreno (el claro menor valor del terreno en la zona) y la mayor eficiencia de los procesos anoxigénicos en zonas calientes, se descartan las opciones de tratamiento de lodos activados convencionales, filtros percoladores o biológicos, aireación extendida y lagunas aireadas. De igual forma y conforme a los cuadros generales presentados ofrecen los mayores costos de implementación y la mayor tecnología, de igual forma requiere maquinaria de funcionamiento eléctrico que requiere continua supervisión, control y mantenimiento que las hace inviables de mantener en una localidad como el municipio de Puerto Parra.

A partir de ello, nos quedan por analizar tres alternativas de tratamiento: las lagunas de estabilización, los humedales y el sistema UASB-Filtros. Se podría pensar en unos lechos filtrantes o un sistema de pozos sépticos, pero no hay que olvidar la normatización ambiental que es uno de los aspectos a analizar en las alternativas.

Como resumen del análisis de las alternativas llegamos a la conclusión de la existencia de tres posibilidades para el tratamiento de aguas, cada una de ellas con sus ventajas y desventajas a ser analizadas a continuación. La no inclusión del campo de infiltración y los pozos sépticos será referenciada en el análisis ambiental.

3.9.9 Evaluación De Alternativas

Para la evaluación de alternativas se tomará como factores de análisis los siguientes tres campos: el factor ambiental como primer elemento de valoración, el factor técnico como segundo elemento de valoración y en última instancia el factor económico.

Es importante destacar que esta metodología de implementación analiza de forma individual cada característica, tal y como lo recomienda la metodología general de análisis de proyectos sostenibles recomendada por el Ministerio del Medio Ambiente.

La sostenibilidad ambiental de un proyecto se constituye en el primer elemento de juicio, no dejando de lado las características técnicas y económicas y siguiendo el patrón de implementación de sistemas completos con soluciones integrales. Este esquema permite la implementación por etapas pero condiciona la solución técnica a desarrollos sostenibles a largo plazo (períodos mínimos de vida útil de 20 años), y que cumplan con la normatividad ambiental existente sobre descargas de residuos líquidos.

Es importante resaltar que la gran mayoría de sistemas de tratamiento de aguas residuales convencionales cumplen la normatividad sobre descargas de aguas residuales (para no decir que todos ya que la normatividad es muy blanda), sin embargo el criterio de selección por sostenibilidad (que no está reglamentado) lo cumplen sólo sistemas con clara diferenciación de sus etapas.

Para el análisis de todas las alternativas se partirá de las siguientes premisas:

- Todas las alternativas descargan el agua residual en volúmenes similares y con calidad similares, y consecuentemente generando iguales beneficios ambientales a la salida de la misma.

- Los volúmenes de agua a tratar para cada alternativa son los mismos para cualquier alternativa.
- Todas las alternativas son suficientes en capacidad hasta el fin de la vida útil.

Para el criterio de selección de alternativas es importante aportar un juicio al proceso de decisión, como el que proviene del análisis del examen de las ventajas o desventajas que las tres alternativas presentan en la solución de conflictos ambientales locales o regionales.

Se entiende por conflicto ambiental local aquel en el cual los desarrollos urbanos, institucionales e industriales de un área generan condiciones ambientales tales que crean problemas sanitarios u organolépticos directos sobre la misma comunidad; y por conflictos ambientales regionales aquellos causados por el impacto que una corriente contaminada puede tener sobre los núcleos urbanos, desarrollos industriales y agropecuarios en su recorrido o sobre el sistema hídrico en general.

De las tres opciones a analizar ninguna de las dos alternativas de ubicación generaría impacto en el desarrollo urbanístico ya que se encuentran en lugares sanitariamente viables (fuera del perímetro sanitario).

El cuadro siguiente muestra las ventajas y desventajas de cada proceso. Es importante destacar que el sistema de pozo séptico y campo de infiltración se descartan por considerarse soluciones técnicas no sostenibles ambientalmente para poblaciones mayores a 100 habitantes, debido a la generación de gérmenes y a la inexistencia del control de los efluentes generados; esta condición excluye a estos sistemas como posibilidades de tratamiento.

Tabla 28 ventajas y desventajas de los sistemas de tratamiento

SISTEMA	VENTAJA	DESVENTAJA
Sistema de lagunas de estabilización	<p>El mas sencillo proceso de construcción</p> <p>Mínima inversión de capital</p> <p>Manejo de muy poca cabeza hidráulica</p> <p>No es necesario el mantenimiento frecuente.</p> <p>Manejo eficiente de sobrecargas súbitas sin afectar la posterior eficiencia de la planta.</p>	<p>Gran necesidad de área y mayor inversión en costo del terreno.</p> <p>En la práctica no garantiza la estabilidad de la eficiencia del proceso</p> <p>Contaminación de fuentes subterráneas.</p> <p>Generación de olores ofensivos.</p>
Sistema de humedales	<p>Inversión bastante baja de capital</p> <p>Manejo de muy poca cabeza hidráulica.</p> <p>Si se construye adecuadamente no produce olores ofensivos.</p> <p>Sistema biológico-aerobio que no produce olores ofensivos en la superficie. Control del sistema anaerobio bajo tierra.</p>	<p>Mantenimiento preventivo constante.</p> <p>Inversión importante en mantenimiento por saturación de material filtrante.</p> <p>Requiere un área apreciable de terreno para tratamiento completo.</p> <p>Requiere un tratamiento complementario para su correcto funcionamiento.</p> <p>Contaminación de aguas subterráneas.</p> <p>Gran generación de gérmenes dentro del sistema.</p> <p>Requiere mantenimiento preventivo constante, a fin de prever obstrucciones del sistema.</p>
SISTEMA	VENTAJA	DESVENTAJA
Sistema UASB – Filtro granular	<p>Manejo integral de aguas</p> <p>No es necesario el mantenimiento frecuente</p> <p>Con las modificaciones introducidas, no genera olores ofensivos a la superficie.</p> <p>Se garantiza la estabilidad del sistema bajo variaciones de carga.</p> <p>Menor área requerida.</p>	<p>Mayor necesidad de obra y por consiguiente, mayor inversión inicial de capital.</p>

Tras observar el anterior cuadro es importante resaltar que la alternativa de lagunas presenta una condicionante ambiental muy importante que es la generación de olores ofensivos, razón por la cual ha sido eliminada de muchos estudios ya que generaría un impacto ambiental negativo y muy desagradable para la comunidad. Por ello la alternativa de lagunas se descarta para posteriores análisis a pesar de su muy bajo costo (el menor de los tres).

En cuanto al sistema de humedales es importante esclarecer un aspecto: que sistema de humedal se pretende implementar en el sector. Las características enunciadas hasta el momento se cumplen por todos los sistemas de humedales, pero su diferenciación es muy importante en este punto.

Tomando como base la literatura reciente sobre humedales es posible distinguir grosso modo tres formas de tratamiento con humedales: 1-Lagunaje o filtrado con microfitas, 2-Lagunaje o filtrado con machorritas, y 3-Lagunaje o filtrado con raíces.

Los primeros dos sistemas de tratamiento requieren un proceso de crecimiento de cultivo no menor a cuatro meses, lo que genera una expectativa sobre la eficiencia final del proceso. El primero de ellos se realiza en sistemas libres, algo floclados, el segundo se debe realizar sobre soportes fijos. El tercero es una especialización del segundo y si bien a mostrado resultados eficientes en algunos casos si ha mostrado una gran variabilidad en el cultivo ante variaciones de carga, produciendo épocas de muerte acelerada de plantas debido a la variación de las cargas (que se convierte en el alimento de las plantas).

Cada uno de los sistemas de humedales se proveen de modelos de autorregulación pero de igual forma generan climas y sitios propicios para el cultivo de gérmenes; es importante recalcar que si bien son unos excelentes eliminadores de las coliformes, las coliformes como tal no son signos de enfermedad sino de contaminación hídrica por descargas animales (incluida la humana); los humedales son propicios para la generación de bacterias de enfermedades y la proliferación de insectos como los mosquitos. A partir de esta aseveración y tomando como base la cercanía de las alternativas de localización de la planta y la preservación de la salubridad del sector, se toma una primera

gran desventaja del sistema de humedales respecto del sistema de UASB-filtro granular.

En otra medida el sistema de humedales debe proveer un sistema riguroso de impermeabilización de las caras del sistema de material granular a fin de evitar la contaminación de aguas subterráneas: a partir de ese esquema es muy importante la elevación de costos haciendo que su gran ventaja económica sea reducida a muy poco. A este hecho hay que sumar que el proceso de mantenimiento de los dos sistemas faltantes puede considerarse iguales.

Por otra parte la literatura especializada en el tema indica que para un sistema de humedales se recomienda la construcción de una unidad de tratamiento primario que la permita controlar los sólidos entrantes al sistema de filtrado del humedal a fin de prevenir procesos de colmatación (que son muy frecuentes en el esquema). Esta característica técnica en caso de ser seguida, se convierte en una alternativa más costosa que la propuesta en el modelo UASB-filtro, por lo cual genera una incertidumbre respecto al estado final de las aguas después del proceso. Lo que si se puede aseverar es que luego de realizados los ensayos de laboratorio a las aguas de descarga del casco urbano, se pudo notar un alto contenido de sólidos sedimentables y disueltos (por encima de lo normal) que fácilmente pueden generar en un corto período de tiempo (1 a 2 años) la colmatación de cualquier sistema de filtrado no lavable (como el caso de filtros granulares fijos en campos o humedales granulares).

Con base en esos criterios en donde si bien el UASB-filtro puede representar una Mayor inversión inicial, si ofrece una Mayor garantía sobre los efectos ambientales a producir en su implementación, **se opta por la elección de dicho esquema para la utilización en el montaje de la planta de tratamiento de aguas residuales del casco urbano del municipio de Puerto Parra.**

MEMORIAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Las estructuras diseñadas corresponden a tanques enterrados en los que actúan las siguientes cargas:

- ✓ Carga muerta.
- ✓ Carga viva.
- ✓ Carga por empuje de suelo y agua.
- ✓ Carga por sismo.

Las placas de los tanques se diseñaran en forma independiente respetando su ubicación y funcionamiento.

DISEÑO DEL TANQUE REGULADOR RAP.

El tanque regulador RAP (reactor anaerobio de placas) posee para diseño estructural los siguientes elementos:

- ✓ Placa de fondo.
- ✓ Paredes laterales.
- ✓ Placa superior.
- ✓ Tapas prefabricadas del sedimentador.
- ✓ Tapas prefabricadas de acceso.

Diseño de la placa de fondo.

Las cargas actuantes para la losa de fondo se resumen a continuación:

Peso de la estructura = 236 toneladas (incluye el peso del agua).

Carga muerta de diseño = $236 \times 1.4 / (5.0 \times 10.0) = 6.60 \text{ ton} / \text{m}^2$.

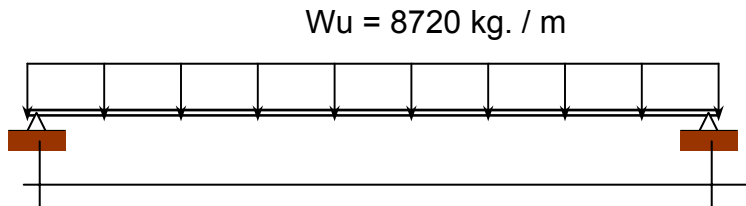
Carga viva inducida = $0.13 \text{ ton} / \text{m}^2$.

Carga de impacto = $0.06 \text{ ton} / \text{m}^2$.

Carga de sismo = 1.96 ton / m².

Carga última = 8.720 ton / m².

Diseñando por metro de ancho, con refuerzo principal paralelo a la menor luz, y para un espesor de 20 cm.:



	5.0 m		
	$W L^2 / 8$		$W L^2 / 8$
M	- 27.25	27.25	-27.25
V	21800		21800
K	0.0404	0.0404	0.0404
Cuantía	0.0125	0.0125	0.0125
As	18.75	18.75	18.75
Refuerzo	1 barra PDR60 N° 6 cada 15 cm, o, 1 barra PDR60 N° 5 cada 10 cms.		

Chequeo a cortante

$$Vu = 21800 - 8720 \times (0.15 + 0.10) = 19620 \text{ kgs.}$$

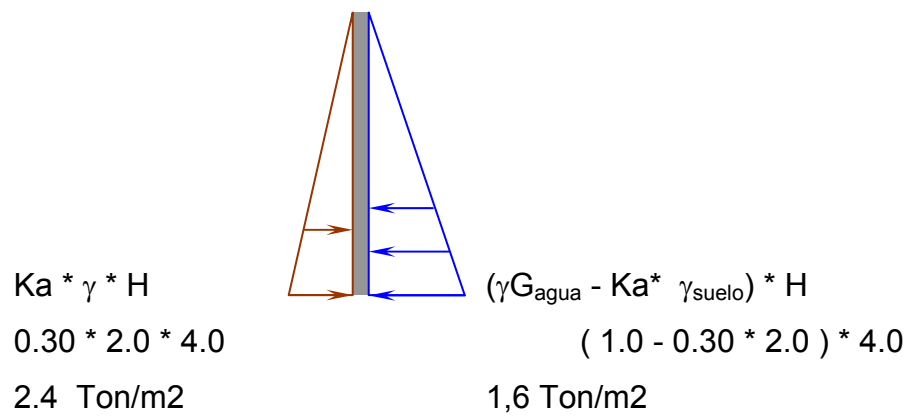
$$\text{Esfuerzo} = 19620 / (0.85 \times 100 \times 30) = 7.60 \text{ kg / cm}^2. \quad \mathbf{i \text{ ok } i}$$

Diseño de las paredes laterales del RAP.

Las paredes laterales del RAP soportan las siguientes cargas:

CARGA PARA REFUERZO
INTERIOR

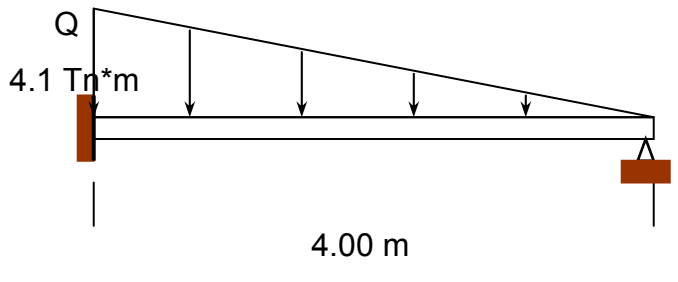
CARGA PARA REFUERZO
EXTERIOR



Factor de Mayoración De Carga = 1,7

Diseño cara interior de paredes laterales del RAP:

Diseñando por metro de ancho, con refuerzo principal en sentido vertical, y para un espesor de 20 cm:



	$WL^2/15$	$WL^2/33,54$	0
M	- 4.37	1.95	0
V	3468		867
K	0.0194	0.0086	0
Cuantía	0.0055	0.0025	
As	8.25	4.95	
Refuerzo	1 N°4 c/0.15 m	1 N°4 c/0.20 m	

En El Otro Sentido:

$$\text{Cuantía mínima} = 0.0025 \quad \text{As} = 4.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Refuerzo: } 1 \text{ N}^\circ 4 \text{ c}/0.20 \text{ m}$$

NOTA: Los refuerzos laterales para facilitar el proceso constructivo del tanque RAP se pueden desarrollar en todas sus caras por medio de mallas electrosoldadas DIACO M-378.

Chequeo a cortante

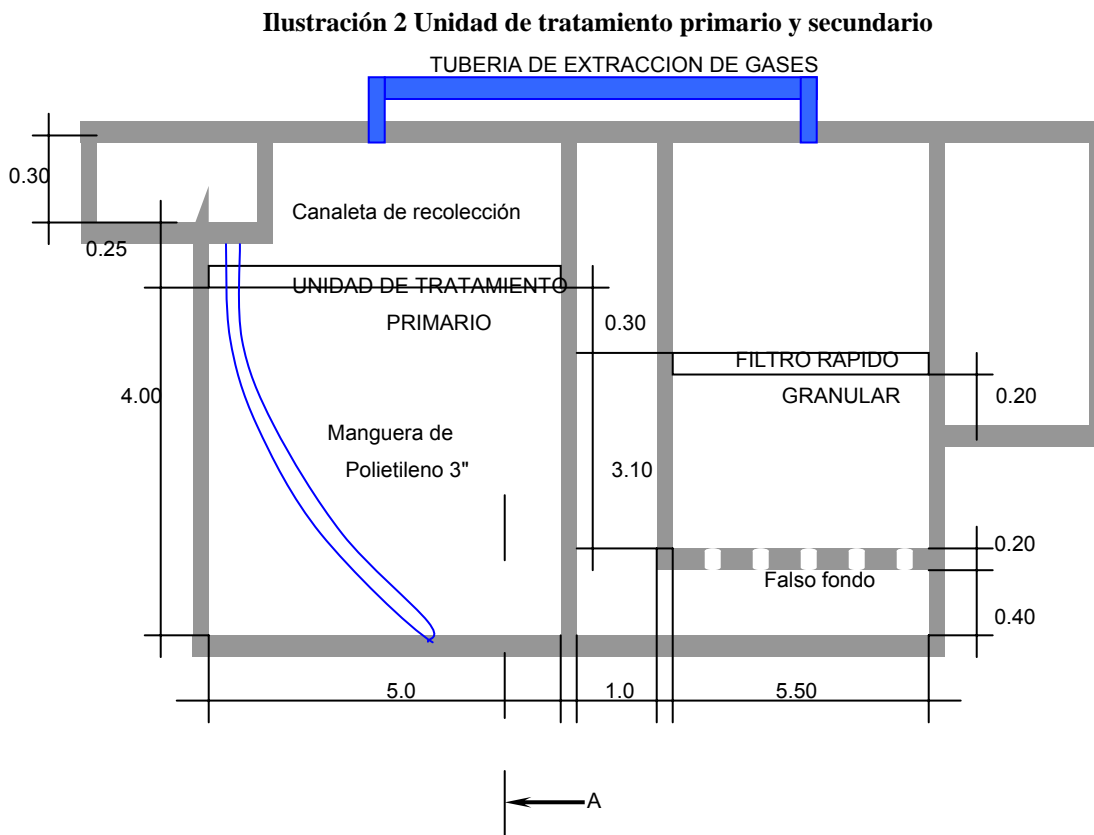
$$Vu = 3468 - 530 \times (0.15 + 0.20) = 3282 \text{ kgs.}$$

$$\text{Esfuerzo} = 3282 / (0.85 \times 100 \times 15) = 2.57 \text{ kg / cm}^2. < 0.53 \sqrt{fc} \text{ ; ok ;}$$

En vista que las cuantías de diseño obtenidas para las secciones críticas de soporte en el tanque regulador RAP dan como resultado cuantías mínimas, se adoptará el refuerzo obtenido anteriormente para todos los elementos del RAP.

DISEÑO DE LA UNIDAD PRINCIPAL DE TRATAMIENTO.

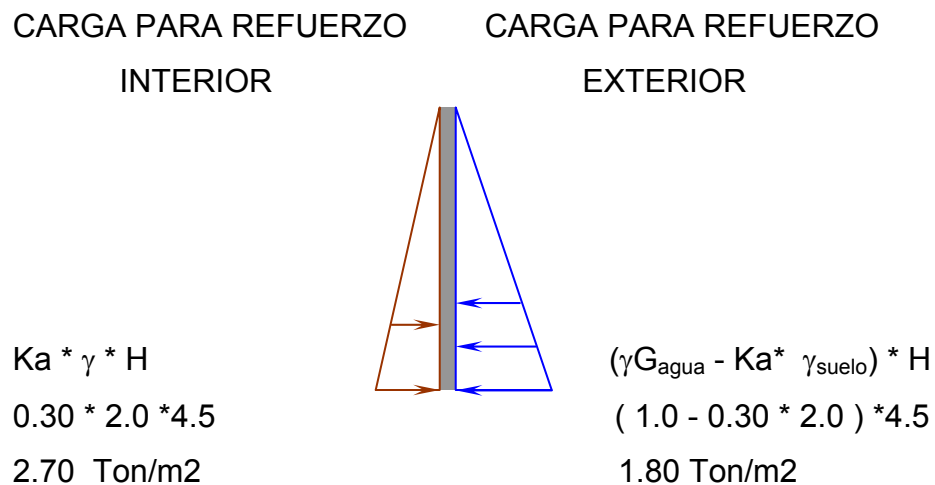
Debido al dimensionamiento hidráulico dado a los tratamientos primario y secundario, y buscando una disminución del costo final del proyecto, se planteará una unidad en la cual se desarrollen los dos procesos. La unidad conservará en forma independiente los tratamientos primario y secundario, y permitirá la existencia de bordes de seguridad para prevenir atascamientos de la unidad. Un esquema del predimensionamiento de la estructura se muestra a continuación.



Acorde al anterior dimensionamiento y tomando como diseño más crítico la suposición de tanque vacío para el refuerzo interior y sismo de agua para el refuerzo exterior, la estructura tendrá los siguientes elementos de diseño bajo las siguientes cargas de diseño:

- ✓ Carga muerta.
- ✓ Carga viva.
- ✓ Carga por empuje de suelo y agua.
- ✓ Carga por sismo.
- ✓ Placa de fondo.
- ✓ Falso fondo del filtro.
- ✓ Paredes laterales.
- ✓ Placa superior.
- ✓ Placas prefabricadas del separador GLS.
- ✓ Canaletas prefabricadas.
- ✓ Tapas prefabricadas de acceso.

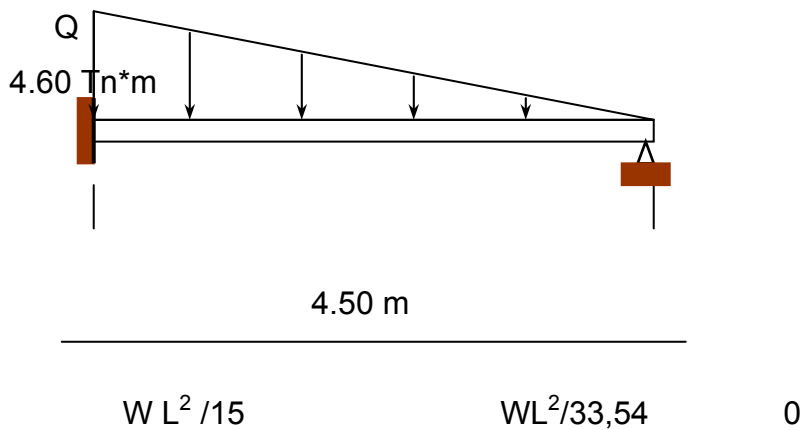
Diseño de las paredes laterales de la unidad principal.



Factor de Mayoración de Cargas = 1,7

Diseño cara interior de paredes laterales:

Diseñando por metro de ancho, con refuerzo principal en sentido vertical, y para un espesor de 25 cm:



M	- 6.21	2.77	0
V	10200		2550
K	0.02125	0.00953	0
Cuantía	0.00609	0.00263	0
As	12.18	6.60	0
Refuerzo	1 N°6 c/0.15 m	1 N°4 c/0.15 m	

En El Otro Sentido:

Cuantía mínima = 0.0018 As = 6.6 cm² Refuerzo: 1 N°4 c/0.15 m

Determinación del punto con momento cero a partir del empotramiento.

$$M(x) = - q l^2 / 30 [2 - 12 (x/l) + 15 (x/l)^2 - 5 (x/l)^3]$$

Para $M = 0$ $q = 4.6 \text{ ton-m}$ $l = 4.50$

$$0 = -6.20 + 8.30x - 2.30x^2 + 0.17x^3.$$

$$X = 1.00 \text{ mt.}$$

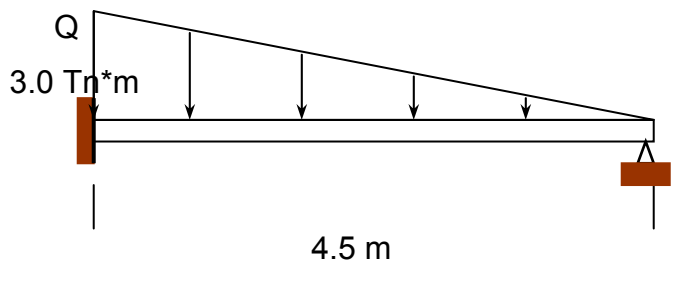
Chequeo a cortante

$$Vu = 10.200 - 1.530 x (0.15 + 0.20) = 9664.5 \text{ kgs.}$$

$$\text{Esfuerzo} = 9664.5 / (0.85 \cdot 100 \cdot 20) = 5.69 \text{ kg / cm}^2. < 0.53 \sqrt{f_c} \text{ ¡ ok !}$$

Diseño cara exterior de paredes laterales:

Diseñando por metro de ancho, con refuerzo principal en sentido vertical, y para un espesor de 25 cm:



	$W L^2 / 15$	$W L^2 / 33,54$	0
M	-4.05	1.81	0
V	6800		1700
K	0.014175	0.006325	0
Cuantía	0.00394	0.0018	0
As	7.88	6.6	0
Refuerzo	1 N°5 c/0.20 m	1 N°4 c/0.15	

En El Otro Sentido:

Cuantía mínima = 0.0018 $A_s = 6.6 \text{ cm}^2$ Refuerzo: 1 N°4 c/0.15 m

Chequeo a cortante

$$V_u = 6.800 - 1.020 \times (0.15 + 0.20) = 6443 \text{ kgs.}$$

$$\text{Esfuerzo} = 6443 / (0.85 \times 100 \times 20) = 3.79 \text{ kg / cm}^2. < 0.53 \sqrt{f_c} \text{ ; ok ;}$$

Determinación del punto con momento cero a partir del empotramiento.

$$M(x) = -q l^2 / 30 [2 - 12 (x/l) + 15 (x/l)^2 - 5 (x/l)^3]$$

$$\text{Para } M = 0 \quad q = 3.0 \text{ ton-m} \quad l = 4.5$$

$$0 = -4.05 + 5.4x - 1.5x^2 + 0.1118x^3.$$

$$X = 1.015 \text{ mt.}$$

Diseño de la losa de fondo.

Diseñando para un espesor de losa de 0.30 metros:

$$\text{Carga muerta: } 2.4 \text{ ton/ m}^3 \times (0.3 \times 8.20 \times 5.0) = 29.52 \text{ Ton.}$$

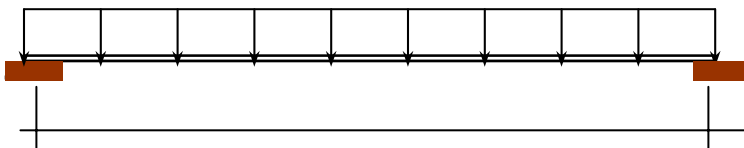
$$\text{Carga por Empuje: } 1.0 \text{ ton/m}^3 \times (5.0 \times 8.20 \times 4.0) = 164 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga viva por contacto: } 0.1 \text{ ton/m}^3 \times (5.0 \times 8.20) = 4.10 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga última} = 1.4 \times (29.52/41) + (164/41) + 1.7 \times (4.10/41) = 6.80 \text{ ton/m}^2$$

Diseñando por metro de ancho, con doble malla y con refuerzo principal paralelo a la menor luz:

$$W_u = 6.80 \text{ ton/m}^2$$



5.0 m

	$W L^2 / 12$	$W L^2 / 24$	$W L^2 / 12$
M	- 14.16	7.10	- 14.16
V	12268	0	12268
K	0.0226	0.011 4	0.0226
Cuantía	0.0065	0.0033	0.0065
As	16.25	8.25	16.25
Refuerzo	1 N°6 c./0.15m	1 N°5 c./0.20m	1 N°6 c./0.15

EN EL OTRO SENTIDO:

Cuantía mínima = 0.0018 As = 8.25 cm². Refuerzo: 1 N°4 c/0.10 m

Chequeo a cortante

$$V_u = 12268 - 6800 \times (0.125 + 0.25) = 9718 \text{ kgs.}$$

$$\text{Esfuerzo} = 9718 / (0.85 \times 100 \times 25) = 4.57 \text{ kg / cm}^2. < 0.53 \sqrt{f_c} \text{ ¡ ok !}$$

Diseño del falso fondo del filtro.

El falso fondo del filtro se debe diseñar para soportar la carga muerta producto del material de grava, al igual que las cargas de diseño propias de una placa de soporte. Adoptando un espesor de losa de 0.20 metros:

Carga muerta:

Por la losa: $2.4 \times 3.5 \times 4.5 \times 0.20 = 7.56 \text{ ton}$

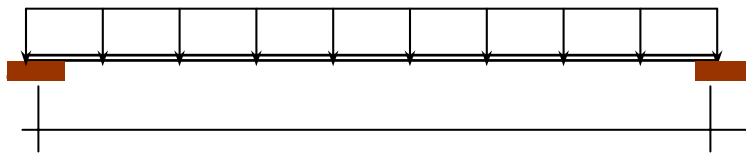
Por el material de grava: $2.5 \times 3.5 \times 1.5 \times 3.0 = 31.5 \text{ ton.}$

Carga por contacto: 1.12 ton

Carga última = $[1.4 * (7.56 + 31.50) + 1.12] / 4.5 = 11.16 \text{ ton / m}$

Diseñando para el apoyo en el sentido de la menor dimensión del tanque y para dos caras de refuerzo:

$$W_u = 11.16 \text{ ton/m}^2$$



3.50 m

	$W L^2 / 12$	$W L^2 / 24$	$W L^2 / 12$
M	- 11.20	5.70	-11.20
V	17265	0	17265
K	0.0491	0.0166	0.0491
Cuantía	0.0160	0.0253	0.0160
As	24.0	7.50	24.0
Refuerzo	1 N°7 c./0.15 m	1 N° 5 c./0.20 m	1 N° 7 c./0.15

En El Otro Sentido:

Para el otro sentido se adoptará el refuerzo que provenga de la pared lateral.

Chequeo a cortante

$$V_u = 17265 - 11510 \times (0.125 + 0.25) = 12949 \text{ kgs.}$$

$$\text{Esfuerzo} = 12949 / (0.85 \cdot 100 \cdot 20) = 7.617 \text{ kg / cm}^2. < 0.53 \sqrt{f_c} = 7.63 \text{ kg / cm}^2 \text{ ¡ ok}$$

Diseño de la Placa Superior del Tanque Digestor.

Asumiendo un espesor de losa de 0.20 metros y diseñando para doble cara de refuerzo:

Carga muerta:

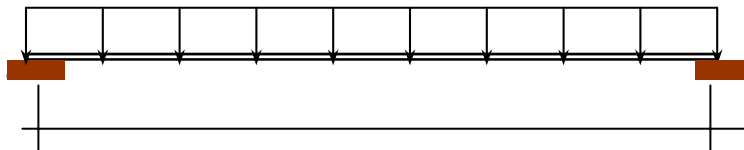
$$\text{Por la losa: } 2.4 \times 8.20 \times 50 \times 0.20 = 19.68 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva: } 0.1 \times 8.20 \times 5.0 = 4.10 \text{ ton}$$

$$\text{Carga última} = [1.4 \cdot (19.70) + 1.7 \cdot (4.10)] / 8.20 = 4.20 \text{ ton/m}$$

Diseñando por metro de ancho y con refuerzo principal paralelo a la menor luz:

$$W_u = 4.20 \text{ ton /m}^2$$



5.00 m

	$W L^2 / 12$	$W L^2 / 12$
M	- 8.70	8.70
V	5961	0
K	0.0386	0.0386
Cuantía	0.0118	0.0118
As	17.70	17.70
Refuerzo	1 N° 6 c./0.15 m	1 N° 6 c./0.15m

M	- 0.038	0.038
V	408	0
K	0.0031	0.0031
Cuantía	0.0018	0.0018
As	0.63	0.63

Refuerzo Se adoptará una malla electrosoldada DIACO M-106 (una varilla 4.5 mm cada 0.15 metros en ambos sentidos).

Chequeo a cortante

$$\text{Esfuerzo} = 408 / (0.85 * 100 * 3.5) = 1.17 \text{ kg / cm}^2. < 0.53 \sqrt{f_c} \text{ j ok j}$$

4 SISTEMA DE ASEO

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

4.1.1 Aspectos Generales

➤ Ubicación y datos Generales

Departamento: SANTANDER

Municipio: Puerto Parra

Población total actual: 2597

Ente administradora: Alcaldía Municipal

Altura promedio: 120 m.s.n.m.

Temperatura media: 28°C

Tipo principal de acceso: Terrestre.

➤ Disponibilidad de otros servicios públicos: (SI/NO)

- Energía eléctrica: SI
- Matadero con tratamiento*: NO
- Matadero sin tratamiento*: SI
- Acueducto: SI
- Alcantarillado: SI
- Aseo: SI

(*) Se refiere al tratamiento de las aguas residuales.

➤ **Carácter del problema:** Problema de tipo ambiental y de salud que afecta a la población del casco urbano del municipio de Puerto Parra, así como a la población rural del municipio.

4.2 NIVEL Y ESTADO ACTUAL DEL SERVICIO DE ASEO

El municipio de Puerto Parra cuenta actualmente con sistema de aseo el cual posee los siguientes elementos funcionales: recolección, transporte y disposición final.

Tabla 29 Características principales servicio de aseo

Sistema de Recolección:	Domiciliaria
Días de Recolección:	Lunes
Equipo Recolectores:	2 auxiliares y una volqueta
Predios con recolección:	486
Cobertura:	95%
Tarifa:	Cobro incluido en el recibo de agua
Volumen Semanal	57 m ³

4.3 EVALUACIÓN E INVENTARIO

Generación y almacenamiento: El municipio no posee grandes industrias y en su mayoría es de orden domiciliario. Hace un año y medio se inicio una

campaña de reciclaje la cual no ha tenido continuidad debido a la falta de preocupación de el municipio de continuar con las campañas publicitarias, ya que no se contaba con infraestructura la cual respaldara la clasificación de material en la fuente.

Los desechos domiciliarios son almacenados en la hacer, en enfrente de cada vivienda, para la recolección de estos.

No se cuenta con el sistema de barrido de Vías, cada propietario o arrendatario de las viviendas se encargan de este oficio.

➤ **Recolección:** Los residuos sólidos son recogidos una vez por semana, el día lunes. Esta recolección se realiza sobre el andén a lo largo de las calles con una volqueta y dos auxiliares

➤ **Transporte:** El transporte de los residuos sólidos empieza desde el punto de recolección hasta el punto de descarga de los residuos en una volqueta, la cual pertenece a un señor del municipio de Puerto Parra.

➤ **Aprovechamiento y valorización:** El municipio de Puerto Parra no tiene en funcionamiento ninguna alternativa para la recuperación de materiales y energía y tampoco cuenta con tratamientos biológicos ni de incineración de los residuos.

➤ **Disposición final:** En el año de 1980 se diseñó y construyó un relleno sanitario tipo trinchera el cual hace 2 años fue destruido al meter maquinaria para que mezclara los residuos y terminó por destruir los filtros de grava de el relleno

Hace dos años atrás el relleno sanitario viene funcionando como un botadero a campo abierto el cual ha empezado a generar presencia de vectores en la zona y contaminación de fuentes de agua, generando efectos ambientales negativos.

Los desechos hospitalarios son incinerados a campo abierto por las enfermeras de cada centro de salud y enterrados, con esta actividad no se está dando cumplimiento al Decreto 2676 de Diciembre 22 del 2000 “Por el cual se reglamenta la gestión integral de los residuos hospitalarios y similares”. En el Decreto mencionado se establece (Artículo 13) que los municipios de quinta y sexta categoría podrán efectuar el tratamiento de estos residuos en incineradores con temperaturas de 1200° C sin equipos de control hasta Dic de 2003; previa autorización de la CAS. El municipio deberá formular e implementar el plan de gestión integral de residuos hospitalarios y similares en el corto plazo, teniendo en cuenta los procedimientos y estándares máximos de microorganismos que están establecidos en el Manual para la gestión integral de residuos hospitalarios y similares (MGIRH), de los Ministerios del Medio Ambiente y Salud.

4.4 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA O NECESIDAD

A nivel urbano la recolección de basuras se realiza una vez por semana con una cobertura del 95% de las viviendas, instituciones y lugares públicos.

En el casco urbano del municipio de Puerto Parra existe una gran cantidad de viviendas en las cuales se crían diferentes animales como gallinas y marranos, los

cuales hurgan los lugares de almacenamiento de residuos sólidos en las viviendas y sobre las vías, generando esparcimiento de los residuos en el lugar.

La disposición final de los desechos sólidos urbanos utiliza un terreno localizado a 1 Km. del casco urbano sobre la vía que conduce al Cruce, (denominado doña Juana debido al nombre de la anterior propietaria del lote), lugar a donde son transportados los 457 m³ de basura semanal, arrojándolas a campo abierto generando problemas de contaminación ambiental y propiciando un hábitat de gallinazos y fomentando el número de artrópodos y roedores.

El botadero al aire libre cumple con todas las normas de localización de un relleno sanitario según el decreto 1713 del 2002 por el cual se reglamenta la Ley 142 de 1994, la Ley 632 de 2000 y la Ley 689 de 2001, en relación con la prestación del servicio público de aseo, y el Decreto Ley 2811 de 1974 y la Ley 99 de 1993 en relación con la Gestión Integral de Residuos Sólidos.

Ilustración 3 Actual Sistema de disposición final de residuos sólidos – Botadero a cielo abierto



Se observa en el botadero al aire libre un pequeño estanque generado por aguas lluvias el cual recibe lixiviados generados por los residuos sólidos, que posteriormente convergen en una cañada que vierte al río Carare; también se observa otro flujo de lixiviados cuyo destino final es la Quebrada Las Doradas (Esquema 1). Esto ha generado contaminación de los afluentes y malos olores en algunas vertientes que atraviesan lotes utilizados para la ganadería en la zona, acarreado quejas por parte de la comunidad

Actualmente en el municipio en algunas viviendas están utilizando pozos sépticos antiguos para enterrar los residuos sólidos, así como también se está recurriendo a la quema de los residuos por parte de la población. Esto se debe principalmente al alto tiempo de recolección de los residuos sólidos municipales (una vez por semana).

En algunos sectores del municipio las personas guardan sus residuos sólidos vegetales para alimentar a los diferentes animales como cerdos, gallinas, burros y caballos.

El municipio produce volúmenes de basura altos los cuales necesitan reducirse considerablemente, para de esta forma reducir los gastos de acarreo y transporte al sitio de disposición final. Esta reducción se puede realizar con una planta de Compostaje cofinanciada por la administración, pero se presenta el problema de no tener la infraestructura necesaria para instalar la planta y poder manejar el material de la mejor manera posible, así como de poner en funcionamiento dicha maquinaria.

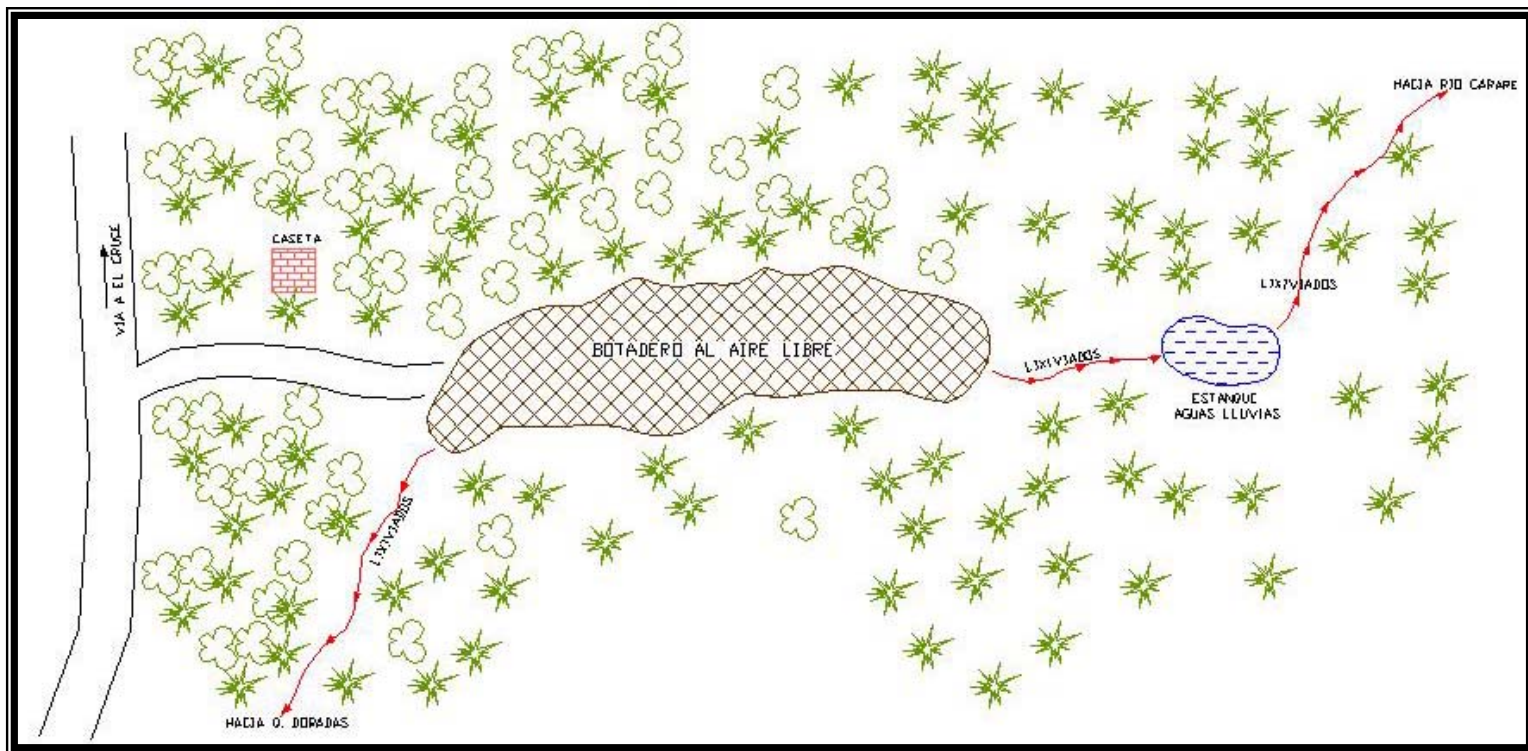


Ilustración 4 Flujo de Lixiviados, hacia el Río Carare y la Quebrada Las Doradas.

4.4.1 Descripción de la población afectada

Los habitantes del municipio de Puerto Parra son personas cuya principales actividades económicas son la agricultura, la ganadería y comercio. Los principales cultivos son el maíz, la yuca y el plátano. En la zona se destaca la ganadería vacuna como una de las actividades de mayor futuro de la región debido a que todas las tierras allí están siendo preparadas para el engorde y cría de ganado. Las actividades comerciales son menores y tienen relación con los productos de origen agropecuario, especialmente entre los departamentos de Antioquia y Santander.

4.4.2 Descripción de la población objetivo

La población objetivo del proyecto son los 2597 habitantes del área urbana del municipio de Puerto Parra (pertenecientes a 517 viviendas) quienes se dedican especialmente al comercio, la ganadería y la agricultura. Los habitantes del municipio conocen de manera superficial los cuidados y tratamientos relacionados con el manejo de los residuos sólidos, debido a que en una época se les informó y educó acerca del reciclaje y de la generación y el almacenamiento de residuos sólidos, intentando con ese programa minimizar la generación de residuos en la fuente.

4.5 CARACTERIZACIÓN DE LOS RESIDUOS SÓLIDOS

4.5.1 Características físicas y químicas

El municipio no contaba con la información indispensable para la realización de un proyecto de esta índole, debido a que no se llevaba un control sobre la cantidad ni la clasificación de los residuos.

El proyecto demandó realizar una investigación acerca de la composición gravimétrica y peso de los residuos sólidos urbanos, la producción per cápita de los residuos, así como algunas características químicas de los residuos como la relación Carbono Nitrógeno, la humedad y el pH.

Para esto se conformó un grupo de trabajo, constituido por 3 personas las cuales nos repartimos por los diferentes barrios del municipio para recolectar por todas las viviendas, la basura generada hasta el momento, durante toda una semana y pesarla. Posteriormente en una zona seleccionada, la cual tenía como base un área en concreto, se extendió plástico para depositar allí los residuos por barrio,

para separar estos en diferentes componentes y posteriormente pesarlos, para sacar el porcentaje en peso de cada uno de los componentes.

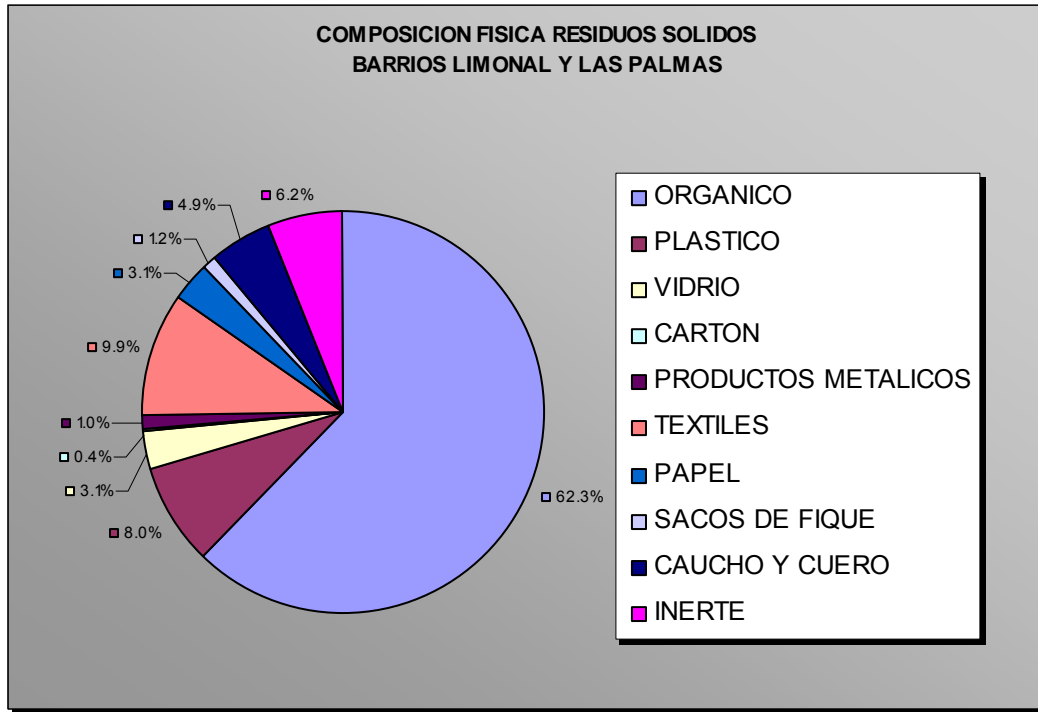
4.5.2 Composición Gravimétrica

Definición: Es el peso porcentual de cada componente en relación con el peso total de los residuos manejados, se expresa en porcentaje (%).

Tabla 30Tabla de datos composición Gravimétrica Residuos Sólidos

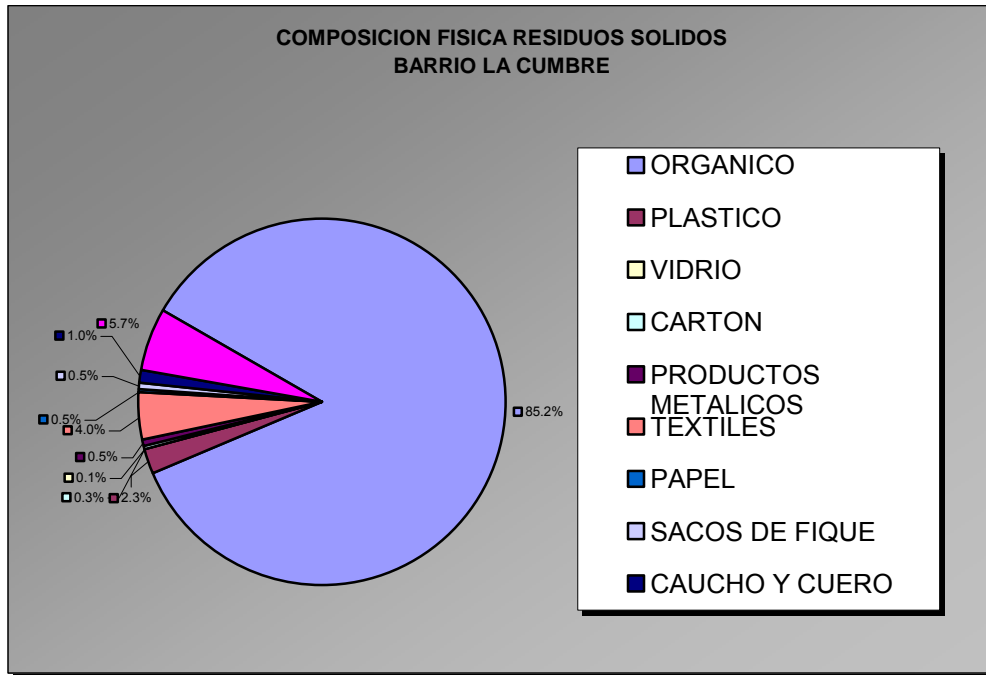
COMPOSICIÓN GRAVIMÉTRICA	LIMONAL - LAS PALMAS	LA CUMBRE	EL CENTRO	KENNEDY	INVASIÓN	CENTRO DE SALUD	TOTAL	%
ORGÁNICO	25.3	63.1	20.0	21.3	22.9	6	152.6	61.3%
PLÁSTICO	3.3	1.7	3.3	3.3	5.6	6	17.2	6.9%
VIDRIO	1.3	0.1	0.9	1.3	3.5	5	7.1	2.8%
CARTÓN	0.2	0.2	0.8	1.5	3.2	2	5.9	2.4%
PRODUCTOS METÁLICOS	0.4	0.4	0.1	0.2	1.6	0.7	2.7	1.1%
TEXTILES	4.0	3.0	1.2	1.3	3.5	2	13.0	5.2%
PAPEL	1.3	0.4	8.0	2.3	4.1	3	16.0	6.4%
SACOS DE FIQUE	0.5	0.4	0.3	0.2	0.7	0.2	2.1	0.8%
CAUCHO Y CUERO	2.0	0.8	0.1	0.1	0.9	0.4	3.8	1.5%
INERTE	2.5	4.2	11.7	6.1	4.1	12.5	28.6	11.5%
TOTAL	40.6	74.1	46.3	37.8	50.1	37.8	248.9	100.0%

Esquema 25 Composición Gravimétrica Barrios Limonal y Las Palmas



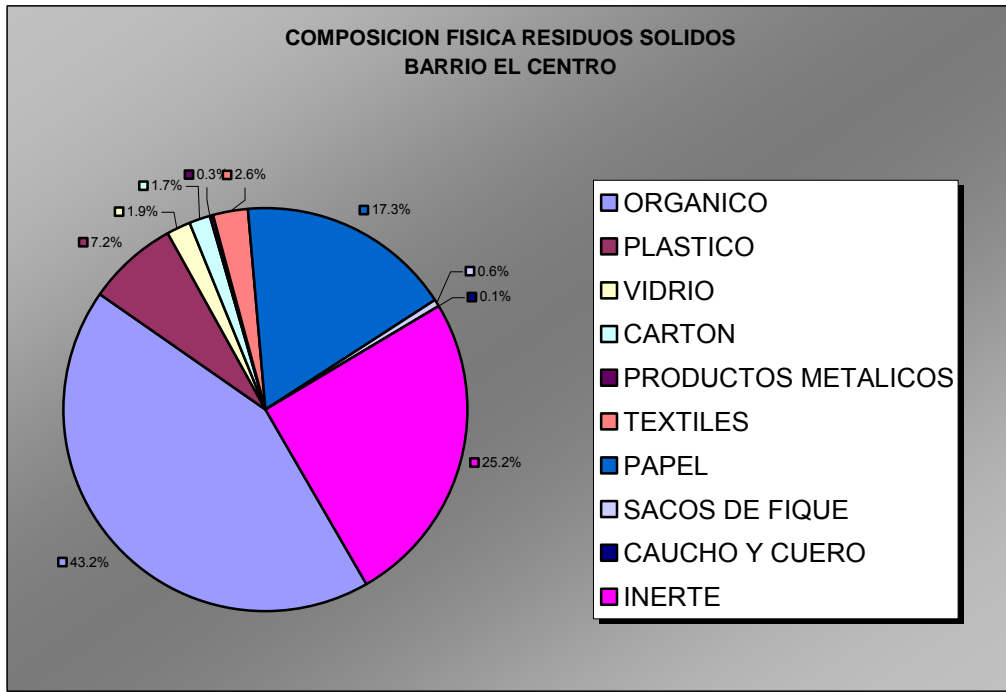
Se observa en el (Esquema 25) un alto porcentaje de material orgánico el cual en su gran mayoría son desechos de verduras, frutas y material de cocina. En estos barrios se encuentra también un alto porcentaje de textiles desechados, esto debido a la gran cantidad de niños y jóvenes presentes en este barrio, los cuales cambian rápido de muda y maltratan las prendas desechándolas. También se observa un alto porcentaje de plástico el cual principalmente está compuesto por tarros de comida y de límpido.

Esquema 26 Composición Gravimétrica Barrio La Cumbre



En el barrio la cumbre (Esquema 26) se observa un porcentaje considerablemente alto de material orgánico, lo cual se debe a que este barrio está conformado por casas construidas en grandes lotes en los cuales se tienen siembras de mango, maíz, yuca y plátano, además de tener allí animales de engorde como cerdos y gallinas. También se generan una alta cantidad de hojas secas de los diferentes árboles y arbustos en las casas que no tienen siembras. Estos residuos normalmente son quemados por parte de la comunidad, debido a que la recolección de los residuos se realiza solo una vez a la semana.

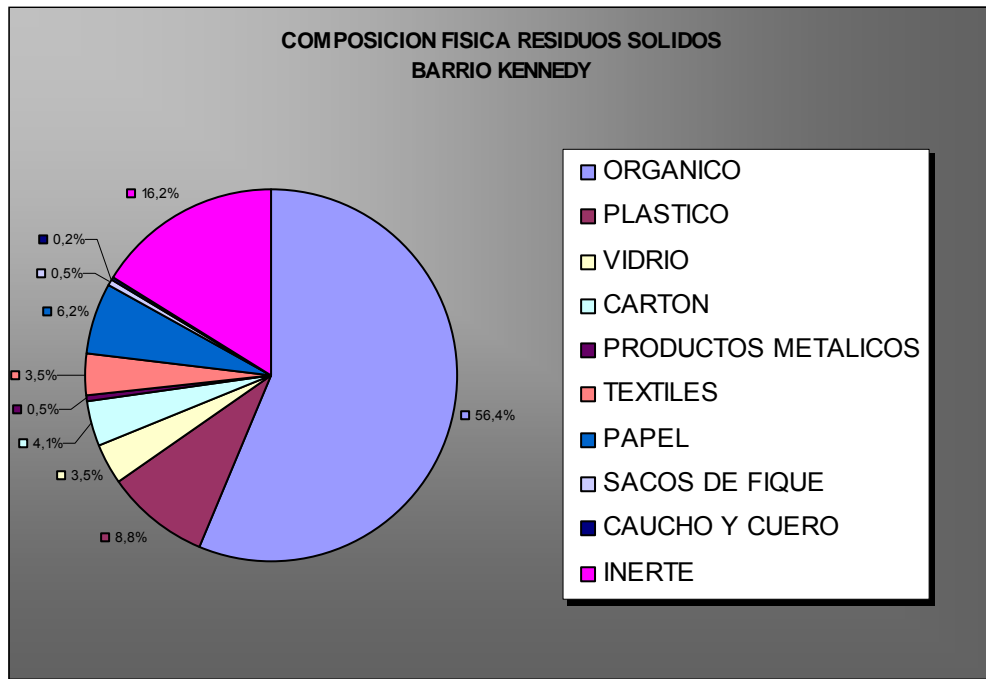
Esquema 27 Composición Gravimétrica Barrio El Centro



En el barrio El Centro (Esquema 27) se observa un alto porcentaje de material orgánico el cual se debe principalmente a los residuos de cocina y a material de siembras de poda.

El alto porcentaje de material inerte corresponde principalmente a que esta zona es la que presenta el mayor comercio del municipio, siendo en este barrio donde se localizan las tiendas, cacharrerías, misceláneas y restaurantes. En el barrio también se encuentra localizada la alcaldía, tesorería y planeación, aportando estos lugares un alto porcentaje en el desecho de papel, convirtiéndose este barrio en el que mayor aporte de papel de papel ofrece a la composición gravimétrica del municipio.

Esquema 28 Composición Gravimétrica Barrio Kennedy

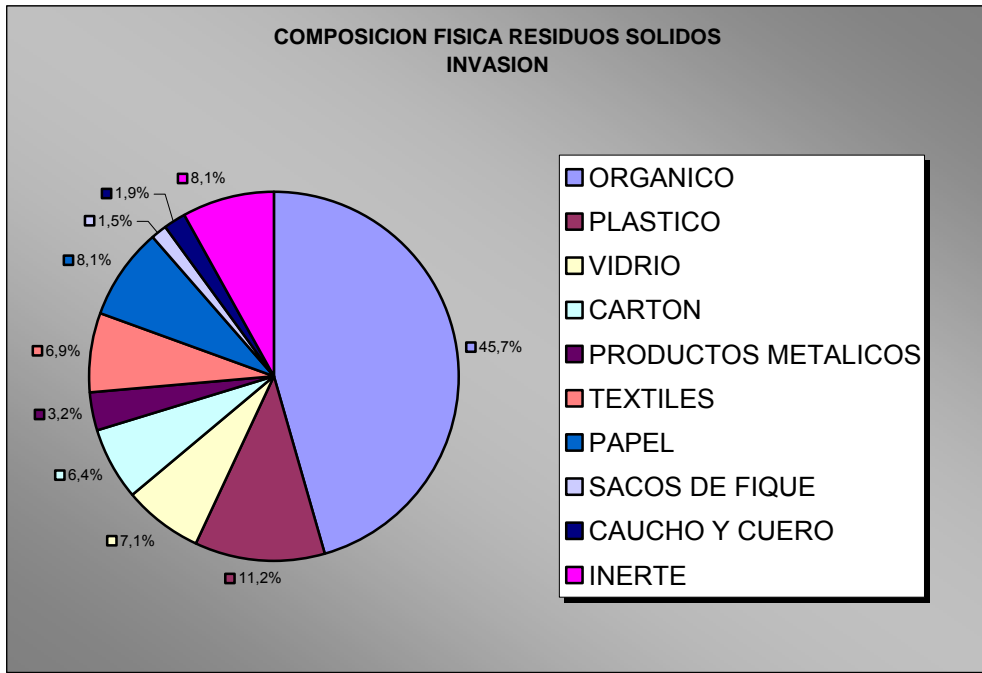


El barrio Kennedy (Esquema 28) presenta altos porcentajes de material orgánico y material inerte teniendo como característica la presencia de zona comercial y bares los cuales generan gran cantidad de éste material no reutilizable, y plástico (bolsas de agua, botellas de agua, tarros para detergente, entre otros).

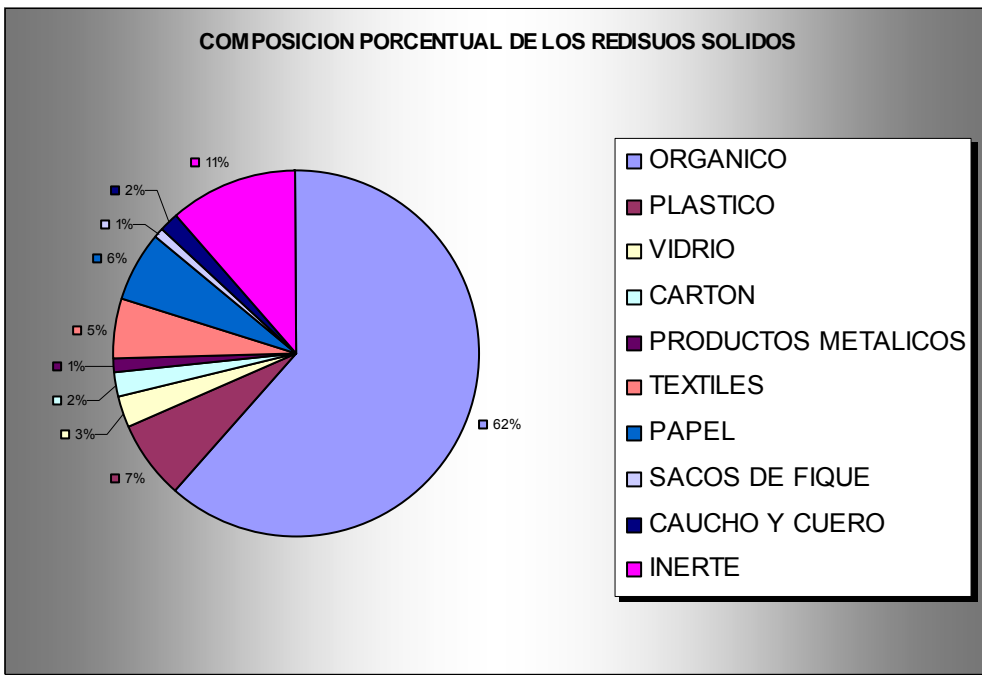
En la invasión (Esquema 29) aunque se presenta una mayor porcentaje de material orgánico, se observa una distribución uniforme de los materiales de tipo reciclable, convirtiéndose este barrio en uno de los mayores ponentes, para adoptar una solución de reciclaje en el municipio.

En el municipio existen dos personas que por su propia cuenta recolectan material reciclable y lo almacenan en una especie de kiosco a las afueras de la casa para posteriormente vender estos desechos a empresas interesadas.

Esquema 29 Composición Gravimétrica Invasión



Esquema 30 Composición Media Porcentual de los Residuos Sólidos



La composición gravimétrica del municipio de Puerto Parra (Esquema 30), se calculó como el porcentaje en peso igual a la suma de cada uno de los componentes sobre el peso total de los residuos, esto arrojó como resultado un alto índice de presencia de material orgánico (62%), el cual puede ser utilizado en procesos biológicos de tratamiento de residuos sólidos. El otro componente que se presenta en mayor cantidad es el material inerte con un porcentaje de 12% el cual no puede ser reutilizado y tampoco puede ser sometido a un tratamiento biológico.

Los resultados anteriormente expuestos no incluyen materiales peligrosos generados por el centro de Salud del Municipio.

4.5.3 Peso específico

Definición: Es la relación del peso de los residuos en función del volumen que ocupan, se expresa en (Kg/m^3). Se puede expresar en peso específico de material suelto o peso específico de material compactado.

Para el cálculo del peso específico se depositaban los residuos sólidos (no compactados) en un recipiente circular (Tonel, de radio efectivo 0.6 m y altura 1.5 m) hasta alcanzar una altura de un metro (1 m) para luego ser pesados. Este procedimiento se realizó 4 veces seguida con diferentes residuos a la misma altura. Seguidamente se volvió a realizar el procedimiento hasta que los residuos alcanzaran una altura 0.8 m, se realizó 3 veces.

Tabla 31 Peso específico [Kg/m³]

	Peso	Altura	Volumen	Peso Especifico
	39	1	0.14	275.9
	32	0.8	0.11	282.9
	39	1	0.14	275.9
	30	0.8	0.11	265.3
	36	1	0.14	254.6
	30	0.8	0.11	265.3
	38	1	0.14	268.8
Total	244			269.8

Se puede observar que los residuos sólidos en el municipio de Puerto Parra tienen un peso específico promedio de $269.8 \approx 270$ [Kg/m³] lo cual es un peso específico alto. Esto se debe a que hay gran cantidad de materia orgánica de desechos de frutas y verduras.

4.5.4 Producción Per Cápita “PPC”

Definición: Relaciona la cantidad de residuos generado diariamente por un habitante de una región determinada. Se expresa en (Kg/hab-día).

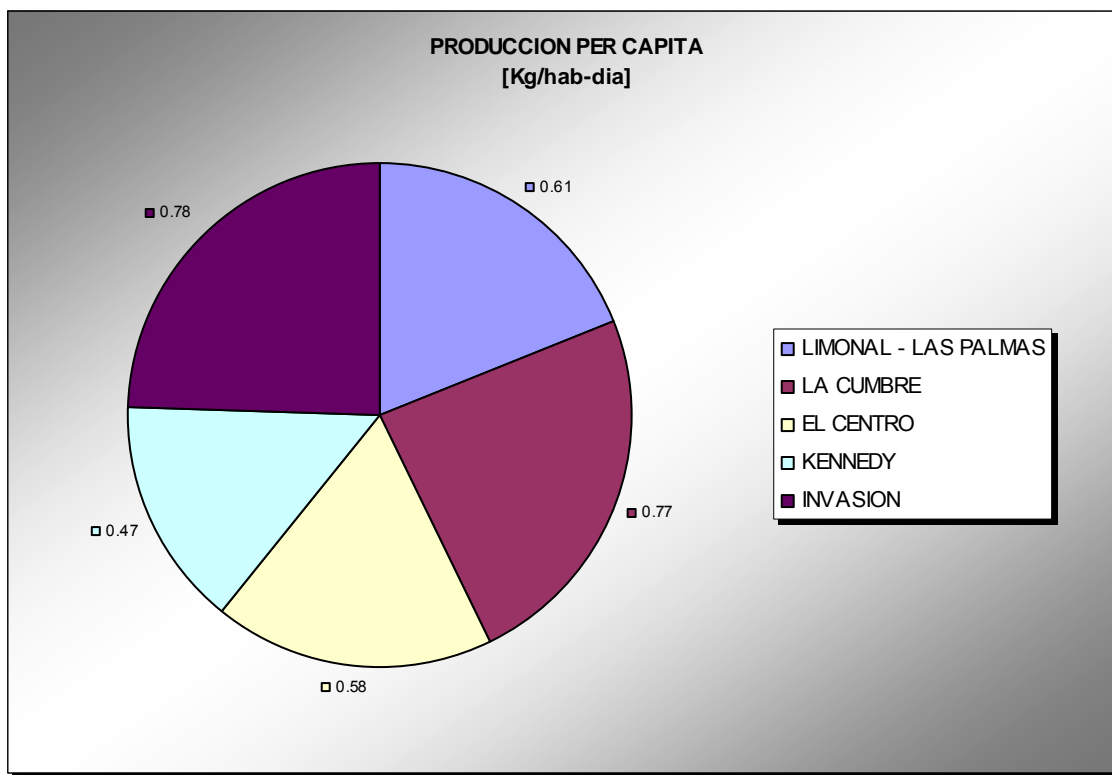
La resolución 1096 de 17 de Noviembre de 2000 “RAS 2000”, establece en el Título F los valores típicos de la PPC para municipios colombianos de acuerdo con el nivel de complejidad establecido en la RAS de la siguiente manera.

Tabla 32Valores de PPC establecidos por el decreto 1096 del 2000

Nivel de complejidad	Valor mínimo	Valor máximo	Valor Promedio
Bajo	0.3	0.75	0.45
Medio	0.3	0.95	0.45
Medio Alto	0.3	1.00	0.53
Alto	0.4	1.10	0.79

Según el estudio realizado en el municipio se encontró una producción per cápita promedio de 0.64 (Kg/hab-día). Para esto se calculó la PPC en cada uno de los barrios del municipio y posteriormente se calculó la PPC promedio.

Esquema 31 Producción Per Cápita. Barrios Municipio de Puerto Parra



4.5.5 Humedad

Definición: Es el peso de agua por el peso total del residuo. Este valor es de vital importancia en los procesos de compactación y para la evaluación de los sistemas de evacuación de lixiviados. Según *“Tchobanoglous,G”* en su libro *“Gestión Integral de los Residuos Sólidos”* determina que aproximadamente el 50% en peso de los residuos sólidos es humedad y el 30% de la humedad de los residuos sólidos son lixiviados. Estos valores fueron adoptados para el diseño de los tratamientos.

4.5.6 Relación Carbono-Nitrógeno “C/N”

Esta relación indica la fracción de carbono orgánico frente a la de nitrógeno. Prácticamente la totalidad del nitrógeno orgánico presente en un residuo orgánico es biodegradable y, por tanto disponible. Con el carbono orgánico ocurre lo contrario ya que una gran parte se engloba en compuestos no biodegradables que impiden su disponibilidad en la agricultura.

Tabla 33 Relación Carbono-Nitrógeno
NITRÓGENO Y RELACIÓN C/N EN VARIOS
MATERIALES

MATERIAL		C/N
Residuos De comida	Fruta	34.80
	Mataderos	2
	Vaca	18
Estiércoles	Cerdo	20
	Aves	15
	Oveja	22
Fangos Activados	Digeridos	15.70
	Crudos	6.30
	Aserrín	200-500
Madera y Paja	Paja trigo	128
	Madera Pino	723
	Mezclado	173
Papel	Periódico	983
	Revistas	470
Residuos de Jardín	Céspedes	20.10
	Hojas caídas	40-80
Biomasa	General	20.90

4.5.7 Potencial de Hidrogeno “pH”

Indica el grado de acidez y alcalinidad de los residuos. Es importante determinar su valor cuando se van a analizar alternativas de tratamiento biológicos como el Compostaje.

El pH es un valor indicador que relaciona el tipo de descomposición que se esta generando en el tratamiento, ya sea de tipo aerobio o anaerobio.

4.6 TIPO DE RESIDUOS

4.6.1 Residuos ordinarios

Los residuos ordinarios están conformados por los residuos generados por los usuarios residenciales y los pequeños productores (conformados básicamente por el sector ganadero y agricultor), porque la composición y volumen de residuos son objeto del mismo servicio en la actualidad, tal como lo establece el decreto 605/96. También se incluye en estos los residuos generados por las podas de las aceras de enfrente de las viviendas debido a que no existe un programa de poda y barrido de las calles del municipio.

En el municipio de Puerto Parra los establecimientos prestadores de servicio y comercio entran dentro de la clasificación de los residuos ordinarios, a razón de la poca producción que generan y de la similar composición con los residuos de los usuarios residenciales. No existen grandes productores de residuos sólidos debido a la falta de industrialización del municipio.

Los residuos de barrido de calles y limpieza de áreas públicas **no** incluyen los “provenientes de la limpieza de alcantarillas, cloacas, canales colectores de aguas lluvias, ríos, etc.” por cuanto estos últimos corresponden al servicio de alcantarillado, que trata de los residuos líquidos, y estos se incluyen en el grupo de Lodos.

4.6.2 Residuos peligrosos

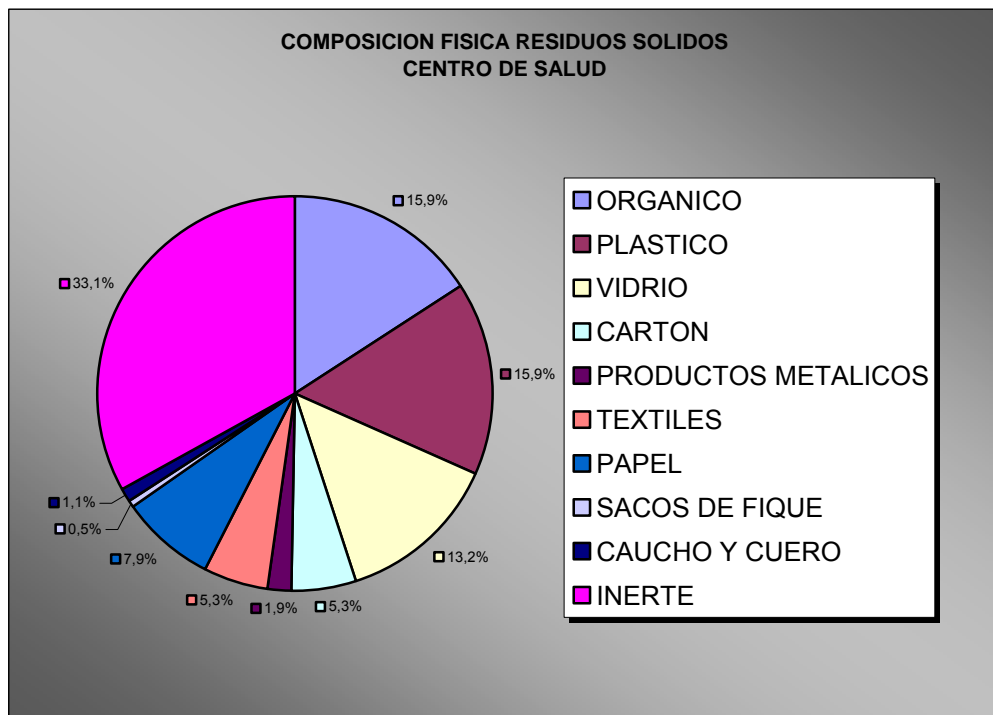
Se han dividido según su origen en domésticos y cenizas de incineración, para ninguno de los cuales existe hoy un servicio público.

4.6.3 Residuos hospitalarios

Como residuos generados por el centro de salud del municipio encontramos residuos orgánicos (desechos de frutas, verduras y comida en general), plásticos (bolsas, tarros de medicamentos, utensilios desechables, utensilios de aseo, bolsas de suero), vidrio (frascos de alcohol), y material inerte (vendas usadas, frascos de jarabe, jeringas, pañales, guantes quirúrgicos, gasas, algodón entre otros). En la actualidad a estos residuos se les da un manejo inapropiado al quemarlos al aire libre e inclusive algunas veces estos son mezclados con los residuos ordinarios del municipio.

Hoy en día el municipio está gestionando la incineración de estos residuos en la ciudad de Barrancabermeja a una empresa particular, dando cumplimiento al decreto 2676 del 2000.

Diagrama 1. Composición gravimétrica de residuos sólidos en el centro de salud en el municipio de Puerto Parra.



4.6.4 Escombros

No se consigue información sobre este tipo de residuos debido a que nunca se ha controlado la disposición de escombros en el botadero, ni en las construcciones públicas y/o privadas del municipio, lo cual podría arrojar un dato

4.6.5 Lodos

Actualmente no se está tratando los lodos en el sistema de aseo, los cuales provienen esencialmente de la limpieza del sistema de alcantarillado (el cual no se está realizando a tiempo, prolongando la presencia de estos lodos en las tuberías causando deterioro y taponamiento de la red, dejando como resultado la salida de las aguas negras por los sifones y pozos de inspección del sistema).

Hoy en día el municipio no cuenta con planta de tratamiento de aguas residuales, razón por la cual no se tenía un valor promedio anual de la cantidad de lodos producidos.

4.7 ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE LOS RESIDUOS SÓLIDOS

Hoy en día en el mundo de los residuos sólidos existen una gran gama de soluciones en el tratamiento de los residuos sólidos, los cuales contemplan tratamientos como: Rellenos sanitarios, Compostaje Aerobio y Anaerobio, Tratamiento térmico de los residuos (Incineración, Pirolisis, Termólisis, producción de energía y Gasificación), Reciclaje, Lombricultura y Procesos de transformación química, entre otros.

Dada la magnitud del proyecto y el estado socio económico del municipio, se van a estudiar solo las alternativas de la construcción de un relleno sanitario, Planta de compostaje y reciclaje.

4.7.1 Reciclaje

En el segundo lugar en la jerarquía Girs (Gestión Integral de los residuos sólidos) está **el reciclaje**, que implica la separación y la recolección de materiales residuales y su preparación para la transformación en nuevos productos. El reciclaje es un factor fundamental para reducir la demanda de recursos naturales y energía, como también para la reducción de la cantidad de residuos para la disposición final.

El reciclaje es el proceso mediante el cual se aprovechan y transforman los residuos sólidos recuperados y se devuelve a los materiales su potencialidad de reincorporación como materia prima para la fabricación de nuevos productos.

Los materiales reciclables más reconocidos son el plástico, el vidrio, Las latas de aluminio, papeles y los cartones.

El plástico



El material plástico tiene varios puntos a favor: es económico, liviano, irrompible, muy duradero y hasta buen aislante eléctrico y acústico. Pero a la hora de hablar de reciclaje presenta muchos inconvenientes. Y cada uno de los pasos para cumplir el proceso de reciclado encarece notablemente el producto. Para reciclar plástico, primero hay que clasificarlo de acuerdo con la resina. Es decir, en siete clases distintas: PET, PEAD, PVC, PEBD, PP, PS y una séptima categoría denominada "otros". La separación no es caprichosa. Las resinas que componen cada una de las categorías de plástico son termodinámicamente incompatibles unas con otras. A eso hay que sumarle el trabajo de separar las tapas, que generalmente no están hechas del mismo material. Este no es el único inconveniente; en el proceso de reciclaje el plástico pierde algunas de sus propiedades originales, por lo que hay que agregarle una serie de aditivos para que recupere sus propiedades. La separación, el lavado y el posterior tratamiento son muy costosos de por sí y cuando se llega al producto final se vuelve inaccesible para el consumo humano.

El vidrio

Veinte años atrás, los envases de vidrio eran los reyes absolutos del mercado. Nadie se asombraba de tener que ir de compras cargado de botellas vacías de vino o gaseosas para cambiarlas por un envase lleno. Entonces, el reciclaje postindustrial era prácticamente inquebrantable, excepto, claro, cuando la botella se rompía. Hoy los envases de plástico han sustituido a los de vidrio a tal punto que ya nadie ve cargando al vecino la pesada bolsa con envases, camino al

supermercado. Conclusión: la cadena de reutilización que se daba automáticamente, se quebró.

Con este panorama, las mismas fábricas de vidrio tuvieron que implementar planes para recuperar el vidrio que producían. Y como la recolección clandestina se tradujo en problemas impositivos para las empresas, hubo que apostar a un reciclaje legal. La colocación de contenedores en las principales esquinas de una ciudad es un sistema que ha



tenido un mediano éxito debido a que no todas las personas se mueven hasta los contenedores para participar del proceso de clasificación, y en algún caso -como el del barrio de Núñez de la ciudad de Bs. As.- se presentaron quejas por los ruidos molestos que se producían cada vez que se descargaba el contenedor sobre el camión recolector. Una campaña de concientización bien planificada reduce el rechazo a cualquier plan de reciclado.

Latas de aluminio

El reciclaje de latas de aluminio se lleva a cabo en Argentina con éxito, pero con una particularidad. La misma empresa, Reynolds S.A., es la que fabrica las latas y la que se ocupa de recolectarlas y reciclarlas para luego volver a utilizar el material. En este proceso, ahorra el 95% de la energía que se necesitaría para fabricar una lata a partir de material virgen.

El "Programa permanente de reciclaje" fue emprendido desde 1994 por Reynolds en acuerdo con la Secretaría de Medio Ambiente y la Cámara de las Bebidas, canjeando latas de aluminio por productos de uso cotidiano con miles de instituciones como escuelas, parroquias, centros de jubilados. El reciclaje de latas no es nuevo en el mundo. Al contrario. La experiencia comenzó en 1968, cuando se inauguró el primer "Recycling Center" en Los Ángeles. En Estados Unidos, el negocio de reciclaje de latas mueve 2,5 millones de dólares por día. En Argentina todavía hay 13 millones de pesos de latas por el piso.

Papeles y cartones

Aunque sus beneficios son innumerables, la fabricación de papel consume recursos naturales muy preciados, como árboles, agua y energía. Para fabricar una tonelada de papel se necesitan aproximadamente 14 árboles que tardan más de 7 años en renovarse a través de nuevas plantaciones: se consumen 40 mil



litros de agua y alrededor de 7600 Kwh. de energía. La recuperación de papel usado desechado para ser utilizado como materia prima para la fabricación de nuevo papel disminuye la tala de árboles, consume un 55% menos de energía y sólo el 10% del agua requerida

por el uso de madera. Existen innumerables tipos y calidades de papel. Si bien no siempre es factible la utilización de material recuperado, el porcentaje del producto reciclado fue aumentando en los últimos años.

El reciclaje consta de varias etapas: separación, recolección selectiva, acopio, procesos de tecnologías limpias, reconversión industrial, reutilización, transformación y comercialización.

4.7.2 Relleno Sanitario

El relleno sanitario es entendido hoy en día como aquella instalación destinada a la disposición final de residuos sólidos no reciclables ni aprovechables, diseñada para minimizar los impactos ambientales y reducir los riesgos sanitarios potencialmente generables por dichos residuos, amén de controlar las reacciones y procesos propios de su descomposición dentro del mismo relleno, mediante procedimientos previstos y concebidos.

Los Elementos principales que deben considerarse en el desarrollo de un relleno sanitario son: Selección del sitio de disposición, Trazado y diseño operativo del relleno, Control de lixiviado, Control de gases, análisis y control de estabilidad, Monitoreo ambiental durante la operación.

4.7.3 Compostaje

El compostaje es un proceso biológico en el cual las bacterias y otros microorganismos utilizan la materia orgánica el desecho como alimento incrementando la población de microorganismos y generando una materia orgánica final estabilizada y reutilizable.

Se entiende por compostaje al producto resultante de la transformación biológica, mediante microorganismos, del material orgánico procedente de distintas fuentes tales como estiércol, residuos de cultivos, hojarasca de bosques y material leñoso, componentes orgánicos contenidos en los residuos sólidos urbanos (restos de la preparación de comidas, papeles, cartones, residuos de podas y jardín, flores muertas, entre otros) y lodos provenientes de plantas depuradoras de aguas residuales.

Por otro lado, restos de vidrio, vajilla, cerámica, metales, desechos de la construcción, envases de vidrio y plástico, láminas de polietileno, caucho, nylon y otras fibras sintéticas, pilas, baterías y otros productos peligrosos de uso en el hogar (envases de insecticidas, aerosoles, limpiamuebles, citando algunos de ellos), que también están presentes en los residuos sólidos urbanos, son materiales inertes y tóxicos, y por ende se transforman en contaminantes del producto final de la fermentación biológica o *compost*. El vocablo *compost* proviene del latín *componere* que significa juntar. De aquí que el *compost* puede ser considerado como la agrupación de un conjunto de restos orgánicos que a

través de un proceso de fermentación origina un producto inodoro y con alto contenido de humus.

Desde una mirada ambientalista, el *compost* posee un inestimable valor pues se trata de la recuperación de materia orgánica a partir de los desechos originados por la actividad humana, que sin ningún tratamiento contaminarían el entorno. El aporte de materia orgánica a los terrenos agrícolas puede hacerse entonces mediante la aplicación de *compost*.

El *compost* no es propiamente un abono, sino más bien un regenerador orgánico de los suelos, pero por analogía con los abonos químicos es reconocido usualmente como abono orgánico. Es sabido que la materia orgánica es necesaria para el desarrollo y mantenimiento de la vida bacteriana, puesto que sin ésta las plantas no pueden asimilar los elementos minerales, ni retener la humedad, ni lograr un crecimiento óptimo.

Como resultado de la observación profunda de la naturaleza, en la que toda sustancia que salía de la tierra volvía a ella en forma de excrementos, hojas y cadáveres cerrándose el ciclo con la acción de un gran número de animales descomponedores y microorganismos que degradaban dichas sustancias manteniendo la fertilidad del suelo; desde la antigüedad los agricultores separaban (y aún separan), los desechos agrícolas para transformarlos en abonos orgánicos, buscando mantener la fertilidad de las tierras mediante el uso de esos compuestos en sus prácticas agrícolas, respetando así los ciclos naturales.

Compostar los residuos orgánicos no es más que imitar la descomposición natural que ocurre en el suelo de un bosque por el cual se produce humus, con la diferencia de que se realiza en forma acelerada, dirigida e intensiva.

La agricultura moderna presenta una mayor demanda de productos orgánicos para aumentar la rentabilidad de los cultivos, con el fin de realizar las enmiendas orgánicas y aumentar los tenores nutritivos del suelo.

La tendencia actual en la búsqueda de nuevas fuentes orgánicas es la de recurrir a los residuos sólidos urbanos, cuyas fracciones orgánicas oscilan entre un 30 al 70% en peso de las basuras y a residuos generados por las estaciones depuradoras de aguas residuales, consistente en grandes cantidades de sustancias sólidas en forma de lodos con altos tenores orgánicos y de nutrientes agrícolas. Los parámetros principales que se deben tener en cuenta en el proceso de compostaje son los siguientes:

Tamaño de las Partículas:

En el proceso del Compostaje se debe tener un tamaño de partículas reducido, debido a que este factor incrementa la velocidad de las reacciones bioquímicas durante el proceso de Compostaje aerobio. El tamaño de partículas más deseable para el Compostaje es menos de 5 cm, pero se pueden fermentar partículas más grandes.

Relación Carbono-Nitrógeno (C/N):

Las relaciones Carbono-Nitrógeno de la materia prima, óptimas, se encuentran en un rango entre 25 y 45 (en masa) para el Compostaje aerobio. Esto se debe básicamente a que a bajas relaciones se impide la actividad biológica, encargada de la descomposición. También a relaciones bajas se emite amoníaco, el cual puede provocar envenenamiento por inhalación de vapores, produciendo síntomas en el cuerpo, como inflamación de los labios, opresión en el pecho, vomito y ceguera temporal. Con relaciones muy altas el Nitrógeno puede ser un nutriente limitante. A continuación se muestra una tabla de la relación Carbono-Nitrógeno de algunos materiales (*Fuente: Tchobanoglous. USA 1996*).

Esquema 32 Esquema Básico Del Proceso De Compostaje

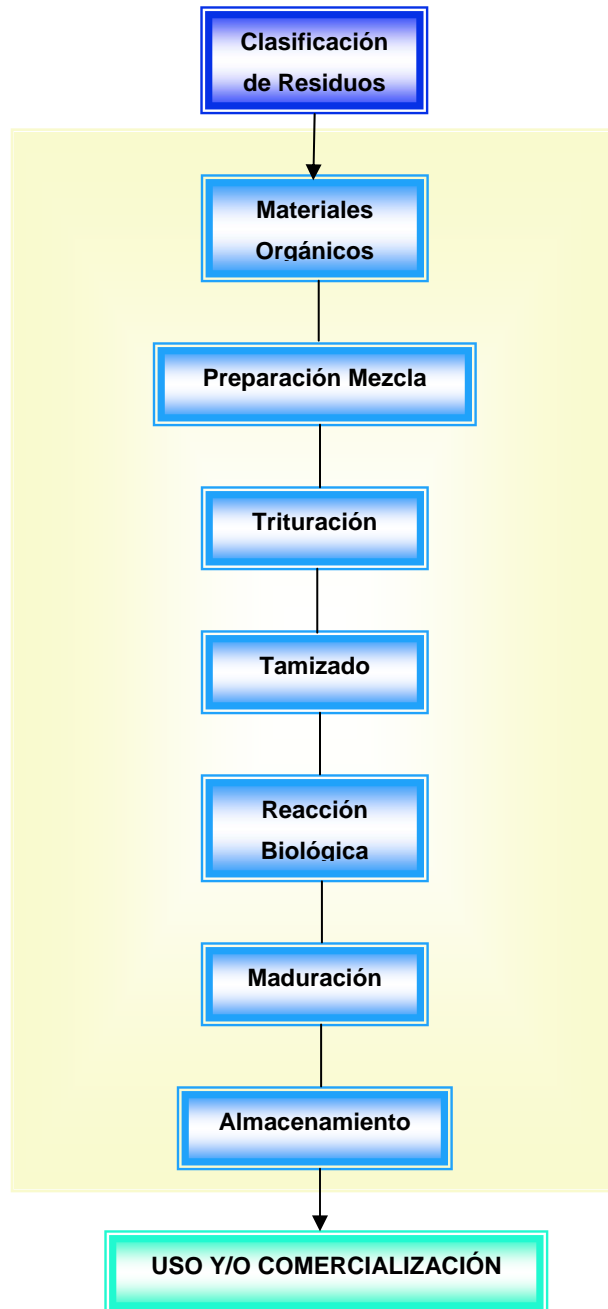


Tabla 34 Relación Carbono Nitrógeno para diferentes materiales presentes en los residuos sólidos

MATERIAL	C:N
Papel Mezclado	173
Papel Periódico	983
Cartón	147
Aserrín	723
Desperdicios de cocina	18.5
Estiércol de Establo	18 vaca - 25 Caballo
Césped cortado	20.1
Residuos de Fruta	34.8

Siembra y mezcla del Compost

El tiempo de Compostaje se puede reducir cuando los residuos a ser objeto de compost están parcialmente descompuestos. También se puede añadir lodos de aguas residuales a los residuos sólidos del Compostaje, aunque estos aumentan significativamente el contenido de humedad

Contenido de Humedad

El contenido de humedad óptimo para el Compostaje se encuentra en un rango entre el 50% y el 60% (peso de agua/peso total del residuo). A medida que el contenido de humedad se aleja de este rango se limita el proceso.

Mezcla o Volteo del compost

El material en proceso debe ser mezclado para prevenir el encostramiento, homogenizar el material, permitir la aireación encargada del proceso aeróbico de descomposición del compost. La frecuencia de la mezcla o volteo depende del tipo de Compostaje.

Temperatura

La temperatura debe mantenerse entre 50 y 55° C durante los primeros días y entre 55 y 60° C para el resto de periodo de Compostaje. Lo anterior permite el control de organismos patógenos.

pH

El valor de pH debe permanecer en el rango de 7 a 7.5. Para minimizar la pérdida de nitrógeno en la forma de gas amonio, el pH no debe sobrepasar un valor de 8.5. El valor de pH bajo se puede controlar con la adición de cal en bajas dosis.

Características De La Oferta

Aspectos culturales: Si la población donde se realizará el trabajo de conversión de materia orgánica a compost tiene una vocación agrícola, se facilitará la comercialización en la región, lo que permitirá disminuir los costos de transporte en el caso de que el productor sea el mismo que distribuya el abono orgánico; también este tipo de cultura favorecerá la adquisición del material orgánico.

Participación comunitaria: La materia prima disponible para el compostaje debe estar libre de elementos diferentes a la materia orgánica rápidamente biodegradable, es decir, debe estar ya separada. Para lograr esto, es indispensable, sobre todo en los residuos municipales, la participación de la comunidad la cual puede ejecutar la separación desde sus viviendas, facilitando el proceso.

Esta participación debe ser planificada, facilitada y estimulada por la administración municipal, a través de programas sostenidos de educación.

Cantidad De Producto Final

La materia prima disponible para el compost proviene principalmente de las basuras municipales. En la sección “caracterización de los residuos sólidos” se calculó la producción per cápita (PPC), y el porcentaje de materia orgánica presente en el municipio de Puerto Parra, y se obtuvo resultados de 0.64 (Kg/hab-día) y 62% de material orgánico.

Sobre la base de la cantidad total de materia orgánica disponible, puede calcularse la capacidad de producción de compost, ya que en general el 60% de la materia orgánica rápidamente biodegradable se convierte en compost. Así, la producción será:

$$produccio_compost = cantidad_materia_orgánica * (0.6)$$

Instalar una planta de reciclaje en el municipio, no es una solución económica y socialmente viable, debido principalmente a dos razones; la primera es el bajo porcentaje de material reciclable que se genera en el municipio el cual es del 19%, el cual consiste en plástico 6.9%, vidrio 2.8%, cartón 2.4%, productos metálicos 1.1% y papel 6.4%. La segunda razón es que el municipio de Puerto Parra tiene muy poca población, la cual afectada por el 20% de material reciclable genera muy poco material, para ser tratado y generaría costos muy altos de tratamiento para una baja producción.

Por esta razón, la construcción de una planta de reciclaje como alternativa de solución se descarta, dejando como alternativas únicamente la construcción de una planta de compostaje y un relleno sanitario.

4.8 ALTERNATIVA 1: RELLENO SANITARIO

Los Elementos principales que deben considerarse en el desarrollo de un relleno sanitario son: Selección del sitio de disposición, Trazado y diseño operativo del relleno, Control de lixiviado, Control de gases.

4.8.1 Selección del sitio de disposición

Se debe localizar y operar un relleno sanitario cumpliendo con dos condiciones fundamentales: preservar la salud y el bienestar de la comunidad y preservar los recursos naturales el agua, el aire, el suelo y el paisaje.

Se pueden considerar como condiciones ideales para el sitio donde se ubicará un sistema de tratamiento y/o relleno sanitario las siguientes: ser fácil y rápidamente accesible para los carros recolectores, permitir su utilización por largo plazo, superior a diez años, tener condiciones naturales que protejan los recursos naturales, la vida animal y vegetal en sus cercanías, estar localizado de modo que le relleno sanitario no sea rechazado por la población, y ofrecer material de cobertura, en cantidad y calidad adecuada dentro de las cercanías del sitio.

Dentro de las consideraciones a tener en cuenta en la localización de un relleno sanitario se debe tener en cuenta las siguientes:

➤ Casco Urbano: La distancia mínima con respecto al límite del casco urbano, según los promedios a nivel internacional y la Resolución N° 882 de Agosto del

1998 del Ministerio de Desarrollo, será 1000 m, pudiendo ser mayor o menor en función de los resultados de los estudios ambientales. En todo caso el uso del suelo del sitio en estudio debe ser compatible con el tipo de actividad que se realiza en los rellenos sanitarios, por tanto debe estar reglamentado en los Planes Básicos de Ordenamiento Territorial y en los Planes de Desarrollo Local. La ubicación de los rellenos sanitarios no debe imponer restricciones al crecimiento y desarrollo de la malla urbana, ni introducir cambios drásticos en el uso del suelo.

➤ **Cuerpos de Agua:** La distancia de ubicación del sitio para la disposición final, con respecto a cuerpos de agua superficiales, deberá ser mínimo de 500 m a partir de la orilla del cuerpo de agua o de la base de los diques; en el caso de las corrientes superficiales, a partir del centro del cauce. Esta distancia podrá variar usando para ello las recomendaciones que se obtengan de los estudios de Impacto Ambiental de la zona; En toda circunstancia pese al cumplimiento de los rangos de distancias mínimas especificadas, se debe demostrar que dadas las condiciones locales no se producirá la contaminación de las fuentes superficiales de agua. En caso que se prevea algún riesgo de contaminación, por mínimo que este sea, durante la etapa de diseño se deben contemplar las medidas necesarias para evitar, prevenir y controlar la contaminación de los cuerpos de aguas tanto superficiales como subterráneas.

➤ **Fuentes de agua potable:** La distancia mínima del sitio a los pozos de agua potable, tanto en operación como en abandono, a los manantiales y a cualquier fuente superficial o subterránea de abastecimiento hídrico debe ser mayor de 500 m, para evitar la contaminación del agua de abastecimiento.

➤ **Nivel freático:** Se recomienda como criterio general como distancia mínima entre el fondo del relleno y la tabla de agua 5 m en condiciones de altura máxima

del nivel freático. Este parámetro debe ser evaluado y podrá variar, de acuerdo a las condiciones específicas del sitio en estudio, ya que la capa de suelo que existe entre la superficie y el nivel de aguas freáticas puede actuar como filtro o barrera natural. Entre más impermeable sea el suelo existente entre el fondo del relleno y la tabla de agua y viceversa pueden considerarse menores profundidades para la tabla de agua y viceversa.

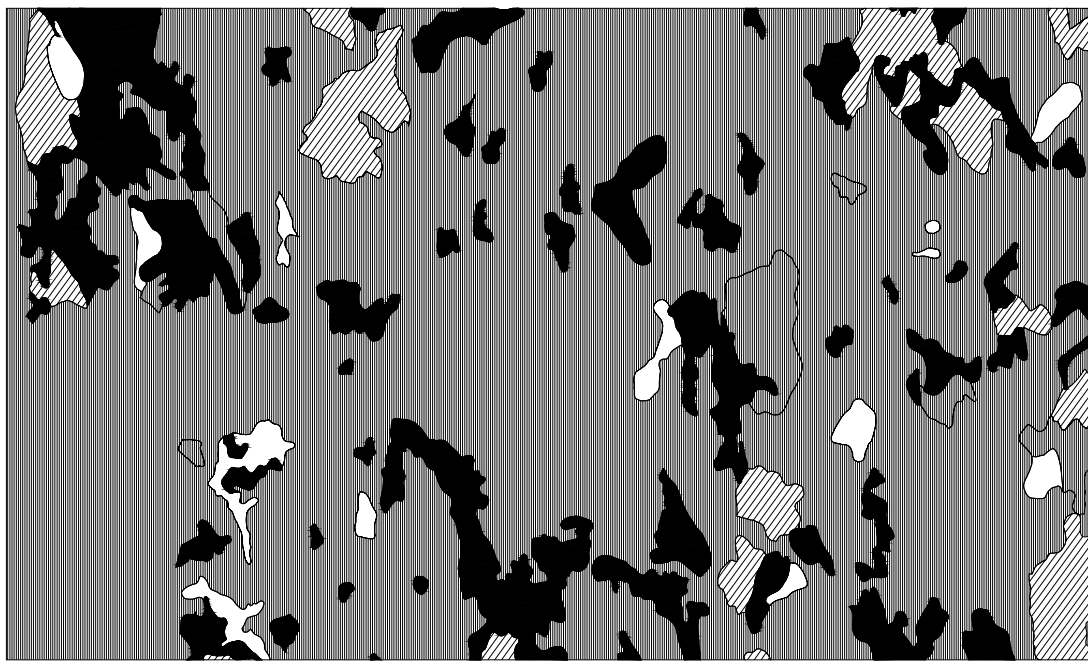
➤ Distancia de transporte: La distancia de transporte desde el sitio de generación hasta el sitio de disposición, es una de las variables importantes en la selección del lugar, ya que puede afectar significativamente el diseño, operación y gestión del sistema de residuos. Son deseables las distancias mínimas de transporte, que inciden positivamente en el aspecto económico y financiero de la opción. Para esto en común acuerdo con el municipio se determinó trabajar en una solución regional con los cascos urbanos del Puerto Parra, Carare Viejo, Las Montoyas, El Cruce y Campo Capote, municipios los cuales están unidos por una red vial de carácter secundario (carreteable) con una longitud máxima de 30 Km entre Carare Viejo y Campo Capote. Esta decisión se toma debido a que la distancia Económica Optima se encuentra para distancias de transporte menores a 20 Km del sitio de recolección al sitio de disposición.

También se tiene en cuenta que la distancia entre la vía principal y la vía de acceso al relleno sanitario no tenga una distancia mayor a 500 m, para garantizar bajos costos en las vías de acceso si hay que generarlas y una mejor manejabilidad y seguridad del relleno sanitario.

Para la selección del sitio de disposición final del relleno sanitario se remitió a la información de capacidad de uso de los suelos, manejo de los suelos y zonificación ambiental de la zona, para determinar a gran escala cuales serían los

sitios recomendables para la construcción y puesta en marcha del relleno sanitario para el municipio de Puerto Parra. En cada uno de los planos de uso de suelos, manejo de suelos y zonificación ambiental se clasificó el terreno en suelos Altamente Apropriados (AA), Moderadamente Apropriados (MA), Poco Apropriados (PA), y Nada Apropriados (NA), como se muestra a continuación.

Ilustración 5 Usos de suelo



□ AA ▨ MA ▬ PA ■ NA

4.8.2 La clasificación establecida en cada uno de los usos de suelo, fue la siguiente:

Tabla 35 Usos de Suelo

USO DE SUELO	CLASIFICACIÓN
PM	POCO APROPIADO
PNR	NADA APROPIADO
R	ALTAMENTE APROPIADO
PN	POCO APROPIADO
BN	NADA APROPIADO
BNS	NADA APROPIADO
MS-3	MODERADAMENTE APROPIADO

Ilustración 6 Zonificación Ambiental



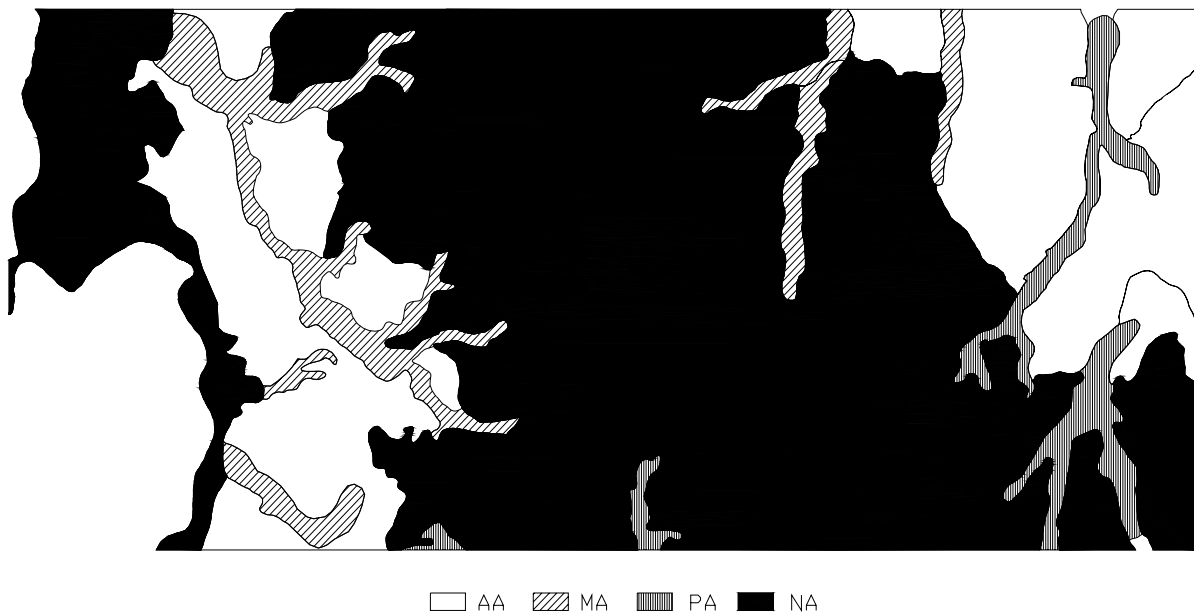
□ AA ▨ MA ▤ PA ■ NA

La clasificación establecida para los diferentes suelos de zonificación ambiental fue la siguiente:

Tabla 36 Zonificación Ambiental

ZONIFICACIÓN AMBIENTAL	CLASIFICACIÓN
ZACU	NADA APROPIADO
INUNDACIÓN ALTA	NADA APROPIADO
CL	NADA APROPIADO
BP	NADA APROPIADO
ES	NADA APROPIADO
CS	NADA APROPIADO
BPP	NADA APROPIADO
ASP	MODERADAMENTE APROPIADO

Ilustración 7 Manejo De Suelos



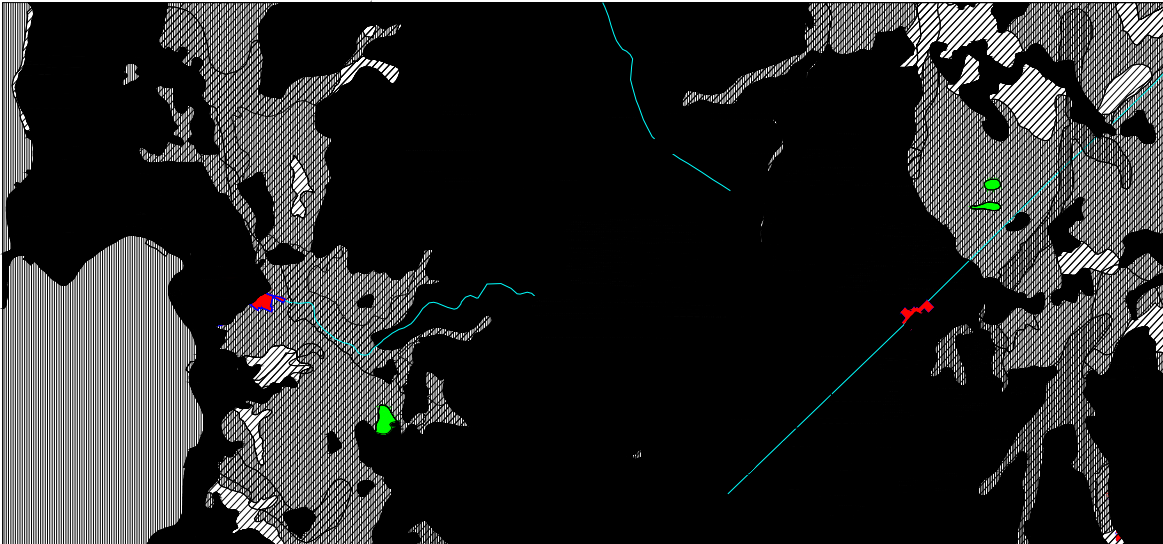
La clasificación establecida para el manejo de suelos en la zona seleccionada para el análisis fue la siguiente:

Tabla 37 Manejo de Suelos

MANEJO DE SUELOS	CLASIFICACIÓN
PVAb2	NADA APROPIADO
PVAa	ALTAMENTE APROPIADO
PVAab	ALTAMENTE APROPIADO
PVAb	ALTAMENTE APROPIADO
PVAc2	NADA APROPIADO
P	NADA APROPIADO
RVBa	NADA APROPIADO
PVFa	MODERADAMENTE APROPIADO
PVFbc	MODERADAMENTE APROPIADO
PVFbp	POCO APROPIADO
LVBde2	NADA APROPIADO
LVBd2	NADA APROPIADO
LVBb2	NADA APROPIADO
LVBbe2	NADA APROPIADO
LVBcd2	NADA APROPIADO
LVFap	POCO APROPIADO
LVFbcp	POCO APROPIADO

La intersección de los tres planos, proyectó como resultado tres sitios en los cuales se puede desarrollar un relleno sanitario. Estos sitios además de tener suelos aptos según el esquema de ordenamiento territorial, cumplen con las condiciones de estar a una distancia menor de 500 mt de una vía y se encuentran a más de 1000 mt de distancia del casco urbano de Puerto Parra y de los corregimientos de las Montoyas, Campo Capote y El Cruce.

Ilustración 8 Sitios para ubicación del relleno sanitario



La selección del mejor sitio se determinó, asignando una puntuación a cada criterio de selección, establecida de la siguiente manera:

➤ Distancia de transporte (Puntaje Máximo 35 puntos)

Medida la distancia en kilómetros desde el sitio de generación en la Central hasta el sitio escogido, se asigna el puntaje inversamente proporcional a la distancia de tal forma que 100 Km son equivalentes a 0 puntos.

20 Km: 35 puntos.

100 Km: 0 puntos.

➤ Accesibilidad al sitio (Puntaje Máximo 30 puntos)

Este criterio se clasifica bajo dos conceptos: vías principales y vías de acceso.

Vías principales: Son las vías principales para llegar a los sitios escogidos.

Este concepto se califica bajo dos indicadores:

➤ Condiciones de la vía principal (Puntaje máximo: 5 puntos)

Pavimentada 5 puntos

Sin pavimentar 2 puntos

➤ Pendiente de la vía (Puntaje máximo: 5 puntos)

0-3% 5 puntos

3,1-5% 3 puntos

5,1-7% 2 puntos

> 7% 0 puntos

Vías de acceso: Son las vías que van desde la vía principal hasta el sitio escogido.

Este concepto se califica bajo cuatro indicadores:

➤ Longitud en Km de la vía de acceso (Puntaje máximo: 5 puntos)

El puntaje se asigna inversamente proporcional a la distancia; para distancias iguales o superiores a 20 Km se asignan 0 puntos.

➤ Pendiente de las vías (Puntaje máximo: 5 puntos)

0 - 3% 5 puntos

3,1-5% 3 puntos

5,1-7% 2 puntos

> 7% 0 puntos

➤ Número de vías de acceso (Puntaje máximo: 5 puntos)

2 o más vías 5 puntos

1 vía 2 puntos

No existe 0 puntos

➤ Condiciones de las vías de acceso (Puntaje máximo: 5 puntos)

Pavimentada 5 puntos

Afirmado 3 puntos

Carreteable 1 puntos

Trocha/no existe 0 puntos

➤ Capacidad actual del sitio (Puntaje máximo 35 puntos)

Este criterio tiene gran importancia debido a que el horizonte de los diseños es por lo regular entre 10 y 20 años y por consiguiente los sitios pequeños requerirán la búsqueda de otros sitios una vez se agote su vida útil o mayores obras de ingeniería para adecuar sus capacidades con lo que se afectan los montos de las inversiones iniciales normales. Para la evaluación preliminar se califica este criterio con una asignación de puntaje directamente proporcional a la vida útil, de tal forma que sitios con una vida útil mayor a 15 años para proyectos locales o a 10 años para proyectos regionales sean equivalentes al puntaje máximo.

➤ Ocupación actual del sitio (Puntaje máximo 20 puntos)

Se da el puntaje de acuerdo a la siguiente escala:

Deshabitado 20 puntos

Industrial 10 puntos

Agrícola 5 puntos

Urbano 0 puntos

➤ Condiciones de suelo y topografía (puntaje máximo 20 puntos)

Determina las facilidades de operación y trabajabilidad del sitio, calificadas bajo dos conceptos:

➤ Pendiente promedio del terreno (Puntaje máximo: 10 puntos)

0-3% 10 puntos

3,1-7% 8 puntos

7,1-12% 5 puntos

12,1-25% 3 puntos

>25% 0 puntos

➤ Manejabilidad del suelo para su remoción y forma del sitio (Puntaje máximo: 10 puntos)

Muy fácil 10 puntos

Fácil 8 puntos

Regular 5 puntos

Difícil 3 puntos

Imposible 0 puntos

➤ Disponibilidad de material de cobertura (Puntaje máximo 20 puntos)

Se califica bajo dos conceptos, uno que mide la distancia y cantidad disponible de explotación y otro que mide la calidad del suelo.

➤ Disponibilidad de material de cobertura, medida por la distancia donde se localiza, hasta el sitio de disposición del relleno (Puntaje máximo: 10 puntos)

0 - 1Km 10 puntos

1 - 2 Km 8 puntos

2 - 3 Km 6 puntos

3 - 4 Km 4 puntos

4 - 5 Km 2 puntos

>5 Km 0 puntos

➤ Calidad del material de cobertura, medida por su textura (Puntaje máximo: 10 puntos)

Recebo granular 10 puntos

Arcilla arenosa 8 puntos

Arcilla 6 puntos

Limo-arcilla 4 puntos

Limo-arenoso 2 puntos

Limos 0 puntos

➤ Profundidad del nivel freático (Puntaje máximo 20 puntos)

Determina la capacidad de utilización del relleno sanitario debido a la influencia del nivel freático.

> 6,5m 20 puntos

5,1-6.5m 15 puntos

3,6-5,0m 10 puntos

2,0-3,5m 5 puntos

<2,0m 0 puntos

➤ Incidencia en la congestión del tráfico (Puntaje máximo: 10 puntos)

Se refiere a la incidencia que puede producir el desplazamiento de los vehículos de recolección al relleno sanitario, sobre el tráfico de las vías principales.

Ninguna 10 puntos

Moderada 5 puntos

Grande 0 puntos

➤ Impacto sobre la comunidad por el transporte de residuos (Puntaje máximo 10 puntos)

Insignificante 10 puntos

Moderado 0 puntos

Negativo 0 puntos

Partiendo de que la selección a gran escala de los posibles sitios de ubicación del relleno sanitario, lleva consigo la evaluación de condiciones ambientales locales, condiciones geológicas y permeabilidad del suelo y restricciones en la disponibilidad del terreno, estos factores no se va a tener en cuenta para la selección definitiva del sitio, asumiendo el 100% de estos valores, según lo indican los planes de gestión integral de residuos sólidos.

Tabla 38 Criterios de selección del sitio para ubicación de rellenos sanitarios

CRITERIO		PUNTAJE MÁXIMO	PUNTAJE		
GENERAL	ESPECIFICO		SITIO 1	SITIO 2	SITIO 3
Distancia de transporte		35	28	33	33
Accesibilidad al sitio	Condiciones vía principal	5	2	2	2
	Pendiente vía principal	5	2	3	3
	Longitud vía de acceso	5	5	0	0
	Pendiente vía de acceso	5	3	0	0
	Numero vías de acceso	5	2	0	0
	Condiciones vía de acceso	5	1	0	0
Capacidad actual sitio		35	35	35	35
Ocupación actual del sitio		20	5	5	5
Condiciones del suelo y topografía	Pendiente promedio terreno	10	8	8	8
	Manejabilidad del suelo	10	8	5	5
Disponibilidad material de cobertura	Distancia de localización	10	10	10	10
	Calidad del material	10	8	6	6
Profundidad nivel freático		20	10	15	15
Incidencia Congestión tráfico		10	5	5	5
Impacto sobre la comunidad por transporte de residuos		10	10	10	10
TOTAL		200	142	137	137

Los resultados obtenidos en la evaluación del lugar de disposición de los residuos sólidos, muestran que el sitio más opcionado para la localización del relleno sanitario es el sitio 1, lugar que obtuvo la mayor puntuación 142 puntos de 200 puntos disponibles. Por lo tanto la ubicación del relleno sanitario se realizará en el primer sitio que cuenta con un área disponible de uso de 108446 m².

4.9 TRAZADO Y DISEÑO OPERATIVO DEL RELLENO

De acuerdo con los métodos de disposición final, se recomienda adelantar un relleno sanitario manual mediante el sistema de trinchera.

➤ Descripción: Para resolver el problema de disposición final de los residuos sólidos en municipios pequeños y aún en los medianos, los costos de adquisición de maquinaria o el valor de su alquiler, para las labores de regar, compactar los residuos y compactar las capas de cobertura en un relleno sanitario resultan muy altas. Esta situación ha obligado a utilizar procedimientos manuales. Se estima que es posible llevar a cabo un relleno sanitario manual hasta una cantidad de 20 toneladas por día.

➤ Proceso: Los residuos son extendidos por los operarios en capas utilizando las horquillas o los rastrillos y se hace una primera compactación con los piones de mano hasta alcanzar la altura de celda diseñada, para concluir la celda se cubre con tierra mediante el uso de carretillas, palas, azadón y finalmente se compacta con los piones de mano y el rodillo, de manera similar a lo realizado con los residuos.

- Estado tecnológico: Los rellenos manuales para pequeñas poblaciones, resultan ser una excelente alternativa, de hecho se han tenido muy buenas experiencias en varios municipios del país. No obstante el hecho de presentarse como una tecnología "que funciona sola" ha propiciado que se desvirtúe la misma, pues si no se controlan adecuadamente los residuos dispuestos un relleno se convierte fácilmente en un botadero a cielo abierto. Como toda tecnología necesita una gestión responsable, eficaz y eficiente.

- Equipo requerido: El tractor comúnmente utilizado en operaciones agrícolas, puede operar como unidad independiente y emplearse en el relleno sanitario, con la adaptación de accesorios como: cuchilla topadora, cargador frontal, retroexcavadora y rodillo compactador. La compactación manual de los residuos en capas se hace con utensilios y herramientas muy sencillos como carretillas de llanta, palas, picas, azadones, barras, además del uso de horquillas o rastrillos y de un rodillo compactador consistente en una caneca de 55 galones que se llena parcialmente con agua. Sólo se requiere equipo pesado para la adecuación del sitio y la construcción de vías internas.

- Aplicabilidad: Los rellenos manuales pueden ser aplicados a la mayoría de los residuos sólidos, de naturaleza urbana, de los municipios que generan hasta 20 toneladas/día.

- Limitaciones: La aplicación en los rellenos manuales se ha considerado apropiada para poblaciones de menos de 20.000 habitantes. Los costos ambientales que deben asumirse pueden significar el abandono de esta infraestructura de servicio. La baja capacidad de gestión de los municipios, puede tener implicaciones en el manejo adecuado del sistema.

- Confiabilidad: El método de relleno manual es totalmente confiable para la disposición final de residuos sólidos. En comunidades pequeñas se aconseja su

utilización, dando oportunidad a las poblaciones de disponer adecuadamente de sus residuos y dando empleo de mano de obra de la misma comunidad, es además considerada como una tecnología muy económica.

➤ Modificaciones: Pueden diseñarse, según las condiciones topográficas, como rellenos tipo zanja, rampa, área y/o de pendiente.

Cálculo del área necesaria para disponer las basuras por un periodo de 12 meses.

A partir de la siguiente ecuación, se obtiene el volumen:

$$V = \frac{t * P}{D_{RSM}}$$

V: Volumen de la zanja, en m³.

t: Tiempo de vida útil, en días.

D_{RSM}: Densidad de la basura en los residuos sólidos municipales.

P: Cantidad de residuos sólidos a ser enterrada.

DATOS:

Población: 4450 habitantes del casco urbano del municipio de Puerto Parra y los corregimientos Las Montoyas, El Cruce, y Campo Capote.

PPC: 0.64 Kg/hab-día

D_{RSM}: 270 Kg/m³

t: 365 días

P = 4450 hab * 0.64 Kg/hab-día = 2848 Kg/día

$$V = \frac{365[\text{días}] * 2848[\text{kg / día}]}{270[\text{kg / m}^3]} = 3850\text{m}^3$$

Utilizando zanjas de 2.5 metros de profundidad y 2 m de profundidad útil para residuos sólidos, se obtiene un área de disposición de residuos sólidos en un año de:

$$A = V/h$$

A: área, en m²

h = profundidad, en m

$$A = \frac{3850[\text{m}^3]}{2[\text{m}]} = 1925[\text{m}^2]$$

$$A = L * a$$

L= Largo, en m

a = ancho, en m

Para un ancho de zanja de 15 m se tiene.

$$L = \frac{1925[\text{m}^2]}{15[\text{m}]} = 128[\text{m}]$$

Para una altura zanja de 2.5 y un ancho de zanja de 15 m, se requieren 128 m longitudinales de zanja en un año para depositar los residuos sólidos.

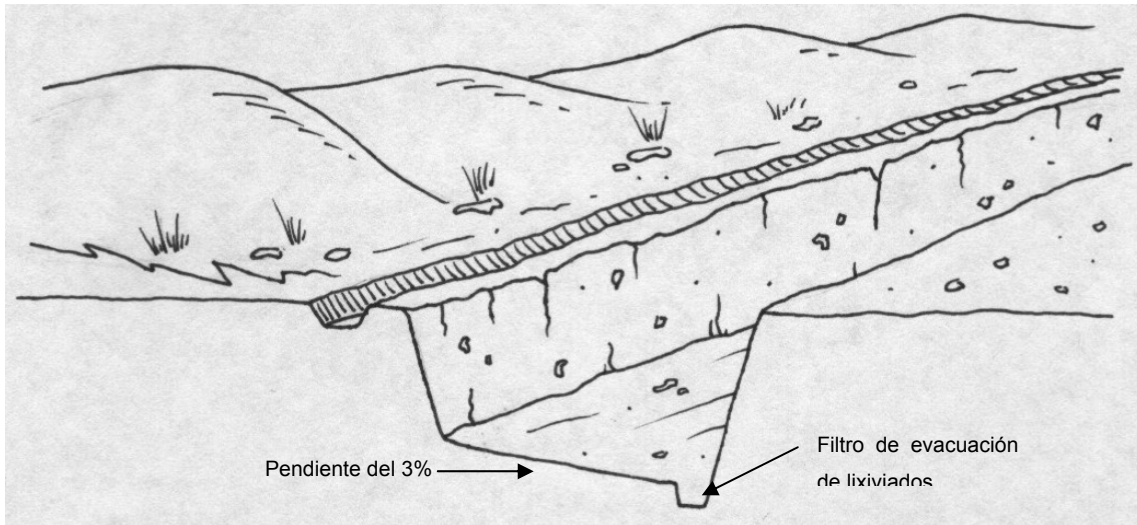
Tabla 39 Cantidad de Residuos Sólidos desechados en 15 años

	Años Calendario	Habitantes	Residuos Sólidos [m³/Anual]	Área Útil Relleno Sanitario [m²]	Longitud trinchera	Nº ZANJAS
0	2004	4450	3850	1925	642	3
1	2005	4579	3962	1981	660	3
2	2006	4712	4077	2038	679	2
3	2007	4848	4195	2097	699	3
4	2008	4989	4316	2158	719	3
5	2009	5134	4442	2221	740	3
6	2010	5283	4570	2285	762	3
7	2011	5436	4703	2352	784	3
8	2012	5593	4839	2420	807	3
9	2013	5756	4980	2490	830	4
10	2014	5923	5124	2562	854	3
11	2015	6094	5273	2636	879	4
12	2016	6271	5426	2713	904	3
13	2017	6453	5583	2792	931	4
14	2018	6640	5745	2872	957	4
15	2019	6833	5912	2956	985	4
			Total	38498	12833	52

Se deben realizar zanjas de 50 m de longitud como máximo por lo cual se calculan un total de 52 zanjas a realizar para un periodo de 15 años como se muestra en la tabla siguiente en la cual se calculó, el número de zanjas a realizar por año para una longitud de zanja de 50 m.

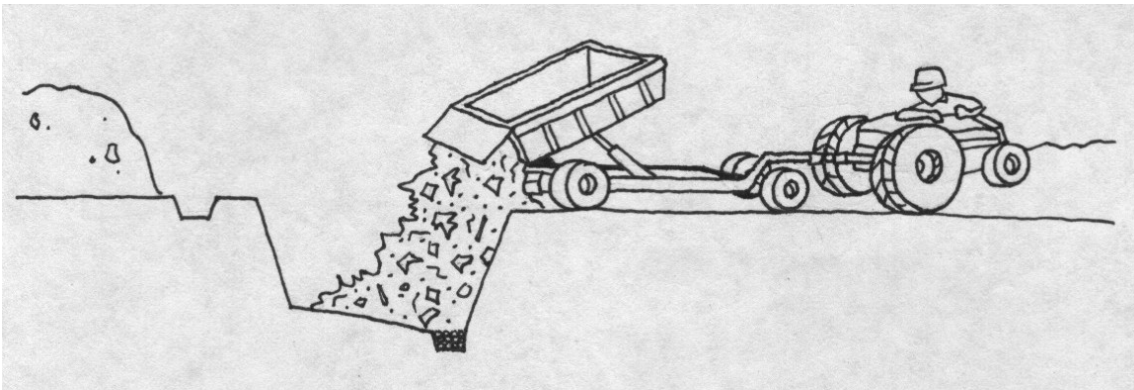
A continuación se muestra a manera gráfica la construcción, forma de operación y obras complementarias del relleno sanitario, explicados anteriormente en la descripción y proceso de un relleno sanitario manual.

Ilustración 9 Zanja para la disposición final de residuos sólidos



Las zanjas tienen una pendiente del 3% en sentido longitudinal y transversal para permitir la evacuación de los lixiviados por medio de los filtros de grava ubicados al costado derecho de la zanja. También es importante la creación de cunetas en la parte superior de la zanja para prevenir desastres en el relleno sanitario y controlar la producción de lixiviados

Ilustración 10 Descarga de desechos en la zanja



Es importante disponer los residuos sólidos por el lado contrario de la cuneta construida para prevenir la destrucción de esta y seguir el orden estipulado en la construcción de las zanjas.

Ilustración 11 Descenso y revelación de los desechos

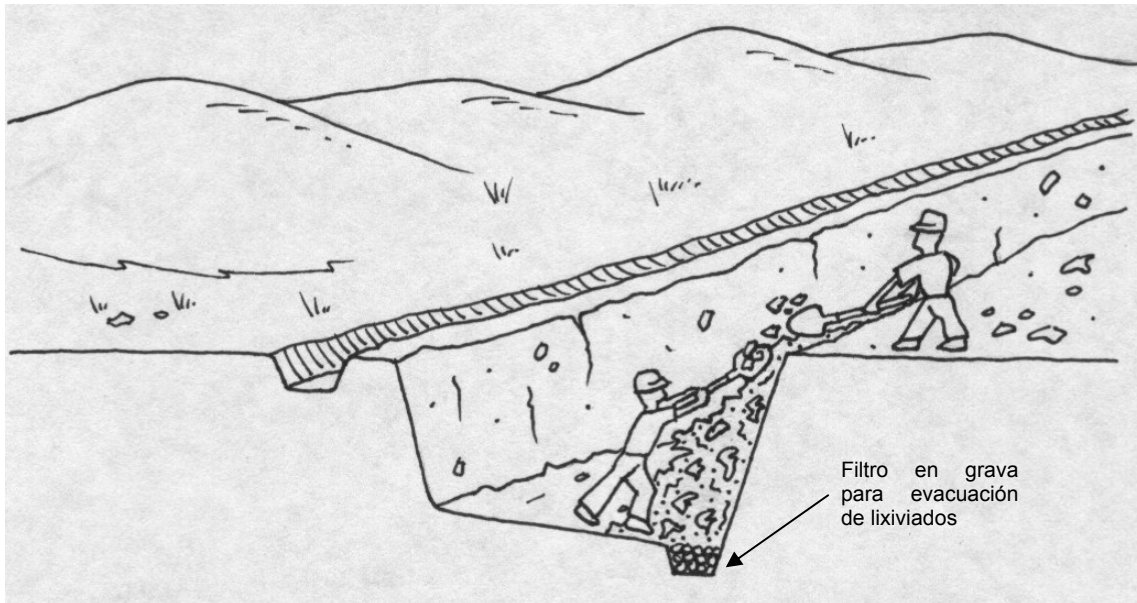
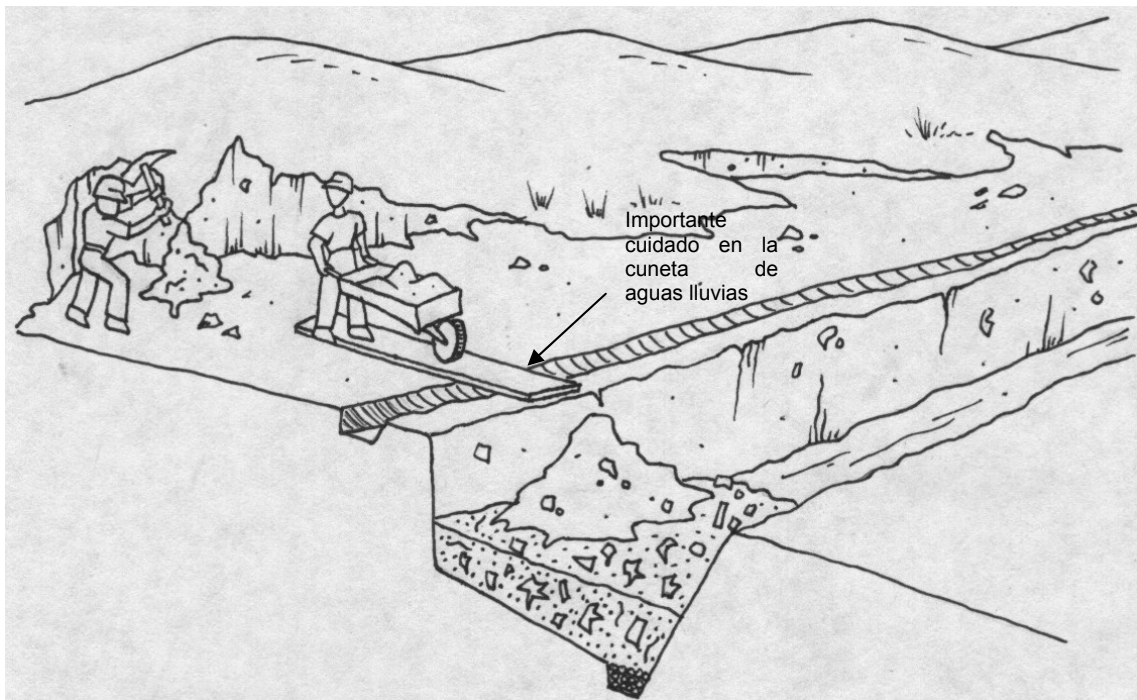


Ilustración 12 Conformación de la celda y cubrimiento diario de los desechos



Se deben cubrir los desechos diarios con alturas de material de relleno de 0.15 m, para el control de vectores y protección de las aguas lluvia.

Ilustración 13 Compactación manual de la celda

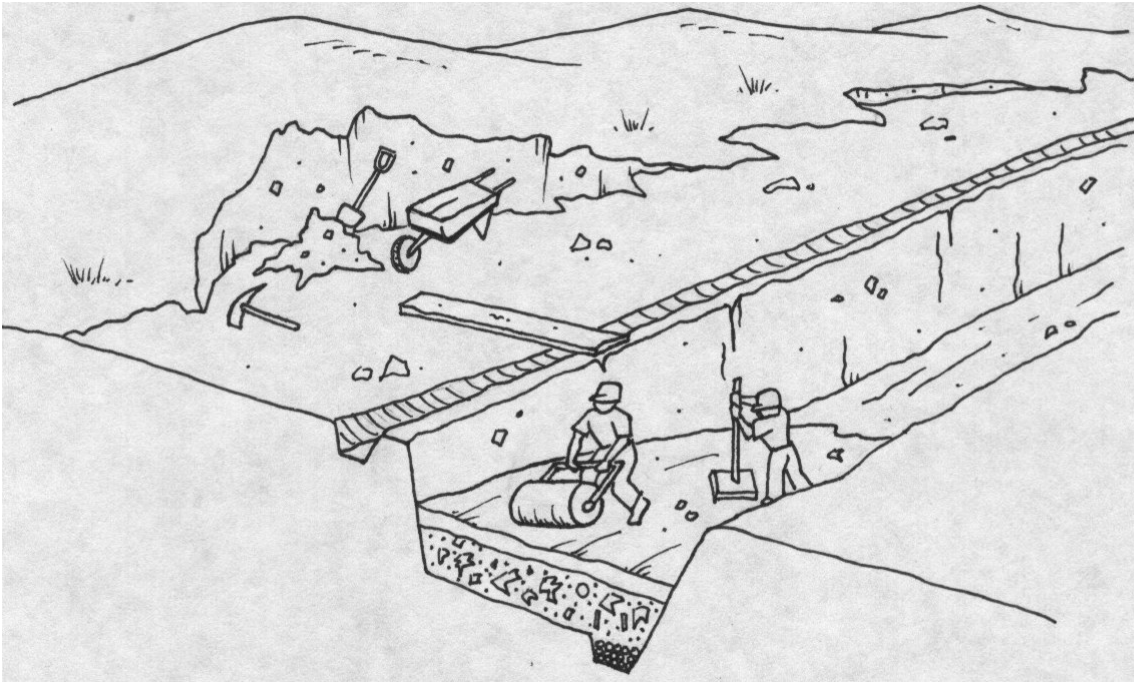
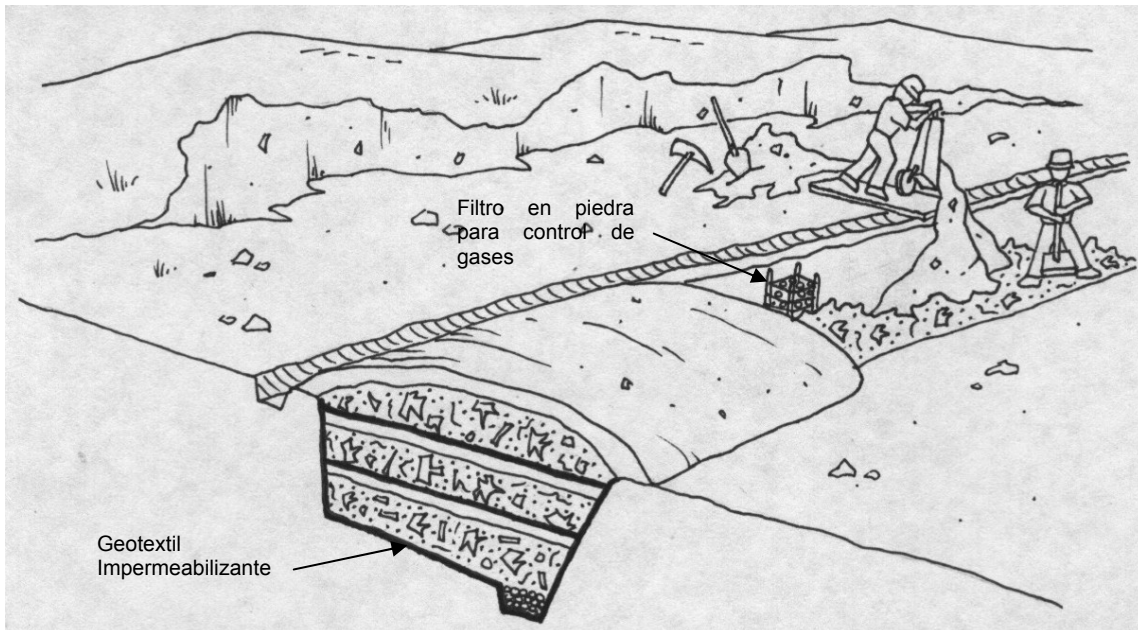
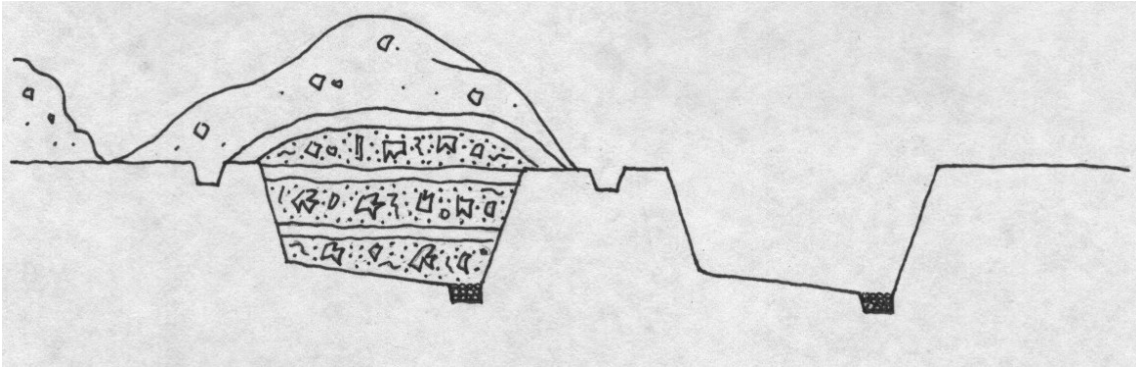


Ilustración 14 Configuración del relleno sanitario en zanjas



Construcción de la segunda zanja para disposición de residuos sólidos



Se debe colocar el material de excavación acumulado sobre la zanja terminada para utilizar este en la siguiente zanja teniendo en cuenta de no dañar la zanja anterior al momento de retirar material para compactar.

4.9.1 Presupuesto

Para el presupuesto de la construcción del un relleno sanitario para el tratamiento de los residuos sólidos del municipio de Puerto Parra, se calcularon, las obras dominantes en precio proyectando como resultado un valor de obra en el presente de \$ 1.142'540.166 pesos. Esta proyección se realizó para el periodo de diseño del relleno sanitario que fue de 15 años.

Proyectando los ingresos por concepto de pago del servicio de aseo al presente se obtiene un valor de \$ 1.569'850.783 pesos, arrojando una ganancia de \$427'310.617 pesos actuales, recuperando la inversión inicial a los 12 años de la puesta en marcha del relleno sanitario, lo cual es económicamente inestable ya que desestabiliza la inversión generando vacíos monetarios y la posible quiebra de la empresa.

Tabla 40 Presupuesto construcción Relleno Sanitario – Alternativa 1

ITEM	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANT	VAL UNITARIO	VAL PARCIAL
1	PRELIMINARES				
1,1	REPLANTEO Y LOCALIZACION	GL	1	\$ 5.000.000,00	\$ 5.000.000,00
1,2	DESCAPOTE Y RETIRO DE MATERIAL	M2	53897	\$ 2.100,00	\$ 113.184.120,00
1,3	EXCAVACIONES	M3	76996	\$ 6.500,00	\$ 500.474.000,00
1,4	RELLENO COMPACTADO	M3	19249	\$ 4.000,00	\$ 76.996.000,00
1,5	GEOTEXTIL	M2	115494	\$ 3.709,00	\$ 428.367.246,00
1,6	FILTRO EN GRAVA	M3	1382	\$ 13.400,00	\$ 18.518.800,00
					\$ 1.142.540.166,00

Tabla 41 Ingresos por concepto de pago del servicio de Aseo – Municipio de Puerto Parra

	Años Calendario	Habitantes	Ingresos por concepto de pago del servicio de aseo
0	2004	4450	\$ 78.498.000,00
1	2005	4579	\$ 80.774.442,00
2	2006	4712	\$ 83.116.900,82
3	2007	4848	\$ 85.527.290,94
4	2008	4989	\$ 88.007.582,38
5	2009	5134	\$ 90.559.802,27
6	2010	5283	\$ 93.186.036,53
7	2011	5436	\$ 95.888.431,59
8	2012	5593	\$ 98.669.196,11
9	2013	5756	\$ 101.530.602,80
10	2014	5923	\$ 104.474.990,28
11	2015	6094	\$ 107.504.765,00
12	2016	6271	\$ 110.622.403,18
13	2017	6453	\$ 113.830.452,87
14	2018	6640	\$ 117.131.536,01
15	2019	6833	\$ 120.528.350,55
		TOTAL	\$ 1.569.850.783,32

4.10 ALTERNATIVA 2: PLANTA DE COMPOSTAJE Y RELLENO SANITARIO

4.10.1 Área De Corte o Fraccionamiento

Deberá ser un área ventilada, con piso firme y techo. Deberá colocarse especial atención a garantizar piso duro, ojalá en concreto, con facilidades de drenaje para recoger percolados y para manejar materiales extraños a la materia orgánica que llega con los residuos.

En este sitio se colocará la máquina fraccionadora (molino de martillos o similar) que debe ser especificada y fabricada para fraccionar materiales con alto contenido de humedad y con tamaños de fraccionamiento entre 1 a 3 centímetros. Si la máquina trae zarandas incorporadas estas deben retirarse para evitar daños a los motores por atascamiento.

La máquina deberá anclarse fuertemente al piso para evitar accidentes. Igualmente deberán instalarse con los elementos de protección para los operarios, especialmente la banda de alimentación.

Para evitar la llegada de materiales extraños, se debe insistir en la separación previa de la materia prima, antes de llegar al compostaje.

El tamaño del área para manejar hasta 2 toneladas por hora, es de 12 m², la cual incluye el espacio necesario para almacenar temporalmente el material que va a ser fraccionado.

➤ **Área de transformación**

Es el área donde se ubicará el material orgánico a ser transformado. El área ocupada dependerá del volumen presentado y de su frecuencia de suministro.

En esta área se efectuará el proceso básico de fermentación del material, el cual deberá ser volteado con frecuencia (generalmente 1 vez por semana). Esta frecuencia estará definida por la temperatura interna del material que no debe subir más allá de 65°C. En ese momento se debe voltear. El proceso de fermentación toma generalmente 4 semanas.

El material se organiza en pilas o cavas de 1.5 metros de altura, en forma de pirámide completa. Así, el ancho de la pila estará entre 2 a 4 metros. La pila debe contener el material que llega al sitio en un período máximo de 1 día.

La materia prima fraccionada tiene por lo general un peso específico de 350 kilogramos por cada metro cúbico. Bajo estas condiciones, cada tonelada de material fresco fraccionado ocupará un área de 4 m².

Las pilas se organizan por hileras. El número dependerá de la frecuencia semanal de alimentación del material.

➤ **Área De Maduración**

En este espacio el material, una vez que sale del área de transformación. Aquí no se hace necesario el volteo y por tanto, las pilas pueden tener otras dimensiones.

Considerando que el peso específico ha aumentado en este punto a cerca de 500 kilogramos por cada metro cúbico y que, el material se puede colocar en alturas hasta 2,0 metros, el área ocupada por cada tonelada de material será de 2,0 m².

➤ **Área De Empaque Y Almacenamiento**

Dependiendo de la forma de comercialización del producto final, se requerirá un espacio para empacar e inclusive para almacenar el producto final. Este almacenamiento debe:

- Mantener siempre a la sombra
- Mantener una humedad entre el 35% y el 40%.

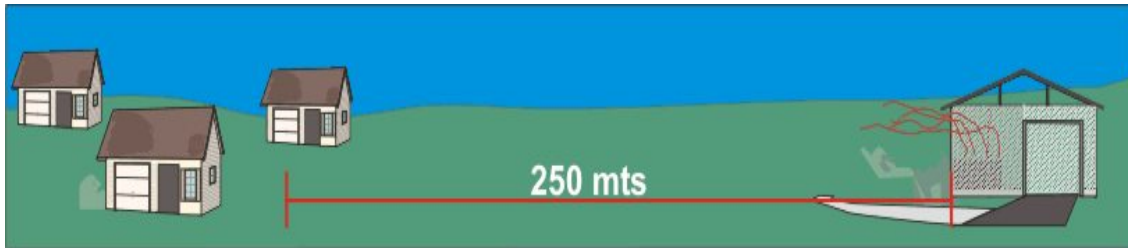
En estas condiciones puede almacenarse hasta 6 meses. Solo como una guía se sugiere que se prevea un área de 0,5 m² por cada 7 toneladas anuales del producto final.

4.10.2 Selección del sitio de la planta de compostaje

➤ **Cercanía A Viviendas**

En el proceso de transformación de materiales orgánicos se generan temperaturas y vapores y emanan olores, los cuales son fuertes al inicio del proceso; esto ocasionaría un impacto negativo, al estar cerca de viviendas o de recintos cerrados. Por esta razón, si el proceso va a ser municipal, se recomienda que la compostera se instale por lo menos a 250 metros de los núcleos de viviendas.

Ilustración 15 Distancia mínima de la planta de compostaje a las viviendas

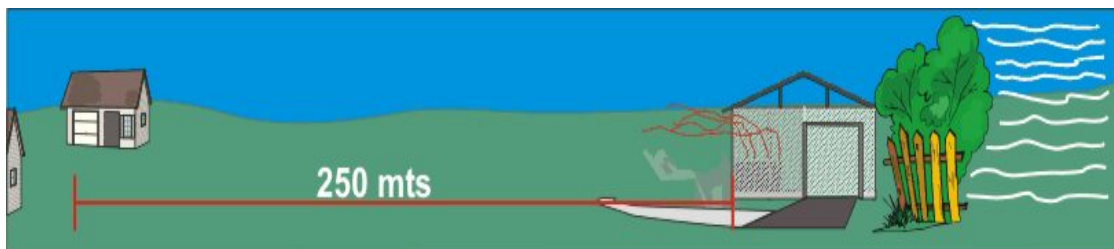


Nota: La compostera se instala a por lo menos 250 metros de los núcleos de viviendas

➤ **Vientos Dominantes**

La ubicación de la compostera deberá protegerse de vientos dominantes fuertes en el sitio de transformación, evitando así el desplazamiento del olor generado y las partículas del compost. Por esta razón, la recomendación principal es ubicar la compostera de tal manera que los vientos dominantes vayan desde la comunidad hacia el sitio seleccionado. Si esto no es posible se recomienda que se construya una barrera viva entre la compostera y la comunidad en la dirección del viento. Esta barrera debe ser hecha con árboles de rápido crecimiento y con abundante follaje desde el inicio de su tallo, como por ejemplo la swingle, el San Joaquín, camarones, crotos y plantas arbustivas.

Ilustración 16 Distancia mínima de la planta de compostaje a las viviendas por acción del viento



Nota: Protección contra los vientos evita los malos olores

➤ Pluviosidad

El sitio donde se desea realizar compostaje debe tener una protección o techo, para evitar la lluvia directa y de esta manera no afectar la transformación de la materia orgánica. Si el compostaje es afectado por un exceso de humedad, se convierte en un proceso anaeróbico, desacelerando el ritmo de maduración hasta pararse el proceso sin lograr el objetivo, ya que el aumento de agua agota el oxígeno.

Ilustración 17 Protección o techo de la planta de compostaje para protegerla de la lluvia



➤ Área disponible

El área debe ser suficiente para manejar el material orgánico disponible, tomando en cuenta no solo la cantidad en peso, sino también la frecuencia con que se recoge, que puede ser diaria, semanal, mensual, u otra. El área debe tener acceso fácil, con caminos y carreteras para llevar el material orgánico hasta el sitio.

Por su diseño y administración, es preferible una forma cuadrada o rectangular. Es aconsejable un sitio ligeramente plano, con acceso a energía y agua para la instalación, manejo y aseo de equipos, herramientas y servicios públicos mínimos.

El área seleccionada debe tener capacidad para futuras ampliaciones sobre todo si el proyecto se planea a más de 10 años.

Distancia A Los Sitios De Comercialización

Aunque la situación ideal se presenta cuando el sitio de comercialización es el mismo sitio de producción, se debe tener en cuenta que en muchos municipios es necesario desplazar el producto hasta el cliente, lo que conlleva a un gasto de transporte que incide en el costo del producto.

Respetando la distancia hasta las viviendas, la localización del sitio debe considerar este factor para disminuir los costos del transporte.

Para la construcción de la planta de compostaje se seleccionó el lote ubicado al lado del nuevo lote para el relleno sanitario, al lado derecho de la vía llegando al relleno sanitario. Este lote cumple con todos los parámetros dados anteriormente, además que se disminuyen costos de transporte de los residuos orgánicos.

4.10.3 Cantidad de material orgánico

Anteriormente se había calculado el porcentaje de material orgánico, en el municipio de puerto parra con una presencia del 62%. Según estos datos la cantidad de material orgánico en una proyección de 15 años es la siguiente:

Tabla 42 Cantidad de material orgánico a someter al proceso aerobio de compostaje

	Años Calendario	Habitantes	Residuos Orgánicos [m³/Anual]	Residuos Orgánicos [Kg/Anual]
0	2004	4450	2310	623712
1	2005	4579	2377	641800
2	2006	4712	2446	660412
3	2007	4848	2517	679564
4	2008	4989	2590	699271
5	2009	5134	2665	719550
6	2010	5283	2742	740417
7	2011	5436	2822	761889
8	2012	5593	2904	783984
9	2013	5756	2988	806719
10	2014	5923	3074	830114
11	2015	6094	3164	854188
12	2016	6271	3255	878959
13	2017	6453	3350	904449
14	2018	6640	3447	930678
15	2019	6833	3547	957667
		Total	46198	12473372

4.10.4 Construcción de la compostera

La instalación de composteras depende generalmente de las condiciones ambientales y de la materia orgánica disponible para la preparación.

➤ Piso

Preferible un piso duro, en cemento, ya que permite un mayor control de líquidos generales llamados percolados lixiviados. El piso debe tener un 3% de inclinación para hacer la recolección de percolados.

Los percolados pueden ser un elemento contaminante del suelo y de allí pasar a fuentes de aguas donde alterarían la calidad de éstas, si no se controlan.

Si el piso es en tierra, es preferible un piso con más contenido de arcilla que de arena; porque en la arcilla, el proceso de penetración e infiltración de los líquidos generados en el compostaje es más lento y superficial que en los suelos arenosos.

En todos los sistemas, se deben hacer canales perimetrales para garantizar la recolección de los líquidos resultantes y de esta manera, mitigar el impacto que se generaría.

El manejo de estos líquidos se facilita si la materia orgánica se recoge con el menor contenido de líquidos y de humedad; si se fracciona el material en tamaño de 1 a 3 centímetros, preferiblemente y finalmente si el líquido percolado recogido puede recircularse hacia las pilas mediante una regadera.

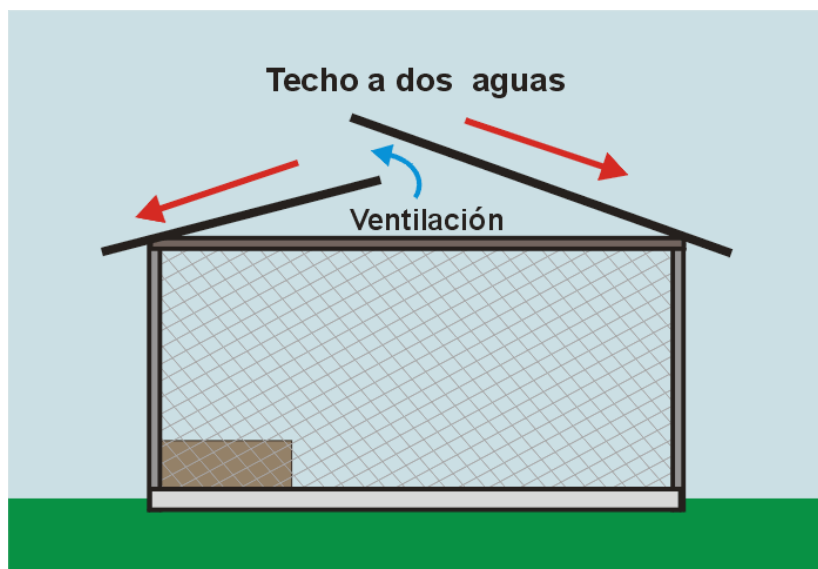
➤ **Techo**

Es un elemento importante para poder controlar la lluvia, y de esta manera no afectar el proceso de compostaje. Durante el proceso se requiere mantener la humedad entre 40% y 70%, y terminado el mismo el compost debe estar con una humedad final entre 35% y 40%.

Los techos se pueden hacer básicamente de dos formas:

A dos aguas o dos lados, traslapando los lados, quedando uno por encima del otro y dejando un espacio de ventilación.

Ilustración 18 Cobertura de Techo a dos aguas



Para la cobertura de los techos se utilizará:

➤ Zinc: por ser un material liviano, de fácil consecución, precio favorable y transporte cómodo.

➤ **Paredes**

Donde los vientos son moderados y no hay viviendas cerca, la compostera puede construirse completamente abierta, sin muros. Donde esto no suceda, los muros pueden levantarse a diferentes alturas, pero permitiendo siempre una buena ventilación. Como materiales pueden utilizarse ladrillo, esterilla de guadua, cañabrava, costales de fibra sintética, telas sintéticas, zarán o polisombra o cualquier material similar que no acumule humedad.

4.10.5 Especificaciones técnicas de los equipos

➤ Banda transportadora de separación:

En esta banda los operarios separan los residuos reciclables o no recuperables que aún permanecen en los residuos orgánicos. La banda además alimenta la trituradora automáticamente.

Las principales partes de la banda son:

- Estructura de soporte: es la base de la banda.
- Sistema de transporte: es el que se encarga de transportar la materia prima de la tolva hacia el triturador, está compuesta por la banda, el sistema de transmisión por cadena y el motoreductor.

Especificaciones generales de la Banda:

- Capacidad de transporte: 0.5 toneladas por hora.
- Ancho de la banda: 15 pulgadas.
- Longitud: 5 metros
- Potencia transportador: 1 Hp.
- Voltaje 220 trifásico.

Tabla 43 Componentes banda de transporte – Compostera

Componentes de la banda

Estructura en láminas de acero colroll de 1/4“ de espesor y bases perfiles en U de 3” y 1/8”

Motoreductor 1Hp @90 r.p.m.

Guarda motor- Contactor Siemens, con protección térmica contra sobrecargas y cortocircuitos.

Sistema Transmisión por piñones y cadenas paso 50

Chumacera FAG de placa de diámetro 1 ¼” interno

Banda especial de 3 lonas de 15”

Recubrimiento en la parte interna y externa por pintura anticorrosivo y acrílica en el exterior

Dimensiones: altura 160 cm, Ancho 50 cm, Largo 500 cm, peso 250 Kg.

➤ Triturador

En esta máquina se trituran los residuos orgánicos, para dar el tamaño de partículas adecuado para realizar el proceso de degradación acelerado. El objetivo de este es fragmentar la materia prima (RSO) en tamaño no superiores a 3 cm, además la mezcla de manera homogénea y reduce su volumen. El tratamiento provee las siguientes ventajas:

- Aumentar la superficie disponible para el ataque de los microorganismos
- Predisponer los materiales para la descomposición.
- Incrementar la velocidad de las reacciones bioquímicas durante el proceso de degradación.

Descripción del equipo:

La trituradora está diseñada específicamente para trabajar con materia orgánica vegetal, adaptándose mejor a las condiciones del proceso, permitiendo un control estricto sobre el tamaño de partícula.

La trituradora es de tipo cuchillas rotativas, que brinda buenos resultados al triturar materia orgánica vegetal, adaptándose mejor a las condiciones del proceso, debido a que permite un control estricto sobre el tamaño de partícula además no presenta retorno de material por la tolva, además posee un sistema de alimentación que permite que los materiales pasen fácilmente de la banda al rotor donde se encuentran las cuchillas del corte.

Las principales partes de la trituradora son las siguientes:

- Tolva: Es donde se recibe la materia prima a triturar.
- Alimentador: Es el que se encarga de impulsar la materia prima de la tolva al interior de la trituradora.
- Cuchillas de corte: Son los elementos que realizan el corte de la materia prima.
- Rotor: Es el elemento donde se encuentran ubicados los martillos.
- Criba: Es el elemento que determina el tamaño de partícula final.

Especificaciones generales de la trituradora:

- Capacidad de trituración: 0.5 toneladas por hora.
- Número de martillos: 40.
- Potencia trituradora: 8 Hp. Potencia alimentador: 1Hp.
- Voltaje 220 trifásico.
- Dimensiones de triturado: 0.5 cm a 2 cm.

Tabla 44 Componentes Trituradora - Compostera

Componentes de la trituradora

Carcaza y rotor en láminas e acero de alta resistencia al desgaste XAR400 de 1/2" de espesor y estructura y base en perfiles en U de 4" x 1/8"

Motor de accionamiento del rotor 8Hp @ 1800 r.p.m.

Motoreductor de alimentación de 1 Hp @ 60 r.p.m.

Guarda motor – Contactor Siemens, con protección térmica contra sobrecargas y cortocircuitos

Sistema transmisión por peleas e 2 canales en hierro gris y correas en v

Eje de 60 cm de largo de 2 1/2" en acero 4140

Chumaceras FAG para altas revoluciones tipo pesada de diámetro 2 1/4" interno

40 discos de corte maquinado con perforaciones para trabajo en tres posiciones, con material XAR500 con refuerzo en soldadura 7018 con una duración garantizada de 6 meses de trabajo continuo

Recubrimiento en la parte interna y externa por una película galvanizada anticorrosión y además pintura anticorrosivo y acrílica en el exterior

Dimensiones: altura 170 cm, ancho 80 cm, Largo 120 cm, peso 200 Kg

➤ Tornillos de transporte

El primer tornillo sube el material de la salida de la trituradora al segundo tornillo que se encuentra en la parte superior del silo. El segundo tornillo se encarga de transportar el material a través de las cámaras del silo de maduración o fermentación y depositarlas en cada una de ellas utilizando unas compuertas, se abren dependiendo donde se desee que el material se procese.

Especificaciones generales del tornillo

- Capacidad de transporte: 0.5 toneladas por hora.
- Ancho de tornillo de 7 pulgadas.
- Longitud: 8 m.
- Potencia transportador: 1.5 Hp.
- Voltaje 220 trifásico.

Tabla 45 Componentes del tornillo de transporte - Compostera

Componentes del tornillo

Tornillo y carcasa, en acero colroll de 1/4" de espesor

Motor 1.5 Hp @ 1800 r.p.m. y redactor 1.5 Hp, salida a 90 r.p.m.

Guarda motor – Contactor Siemens, con protección térmica contra sobrecargas y cortocircuitos

Chumaceras FAG de placa de 1 ¼" de diámetro interno

Transmisión por piñones y cadena paso 50

Recubrimiento en la parte interna y externa por pintura anticorrosivo y acrílica en el exterior

Dimensiones: Altura 150 cm, Ancho 20 cm, Largo 8 m, Peso 100 Kg

➤ Silos de maduración

En este equipo se realiza el proceso de degradación, este es el proceso fundamental e innovador de la planta; el proceso de fermentación se lleva a cabo en un recipiente fermentador (Silo de maduración) en el cual los sustratos que componen el medio de cultivo se transforman por acción microbiana en metabolitos y biomasa.

Los factores que intervienen en el proceso biológico y son controlados automáticamente en el Silo de maduración son:

- Temperatura

- Humedad
- pH
- Oxígeno
- Relación C/N
- Población microbiana
- Temperaturas mesofílicas
- Temperaturas termofílicas

Descripción de los equipos:

Los silos de maduración, es sin duda uno de los equipos fundamentales. En este se deposita la materia prima después del habersele realizado el proceso de trituración. El silo de maduración con un conjunto de cámaras independientes, cada una de ellas se diseña y construye con la capacidad de almacenamiento y procesamiento necesaria para una semana de trabajo.

Las tareas que realizan en las cámaras del silo de maduración pueden resumirse como sigue:

- Mantener las células uniformemente distribuidas en todo el volumen a fin de prevenir la sedimentación o la flotación.
- Mantener homogénea y constante la temperatura.
- Minimizar los gradientes de concentración de nutrientes.
- Suministrar oxígeno a una velocidad tal que satisfaga el consumo de los microorganismos.

En las cámaras el producto se termina de estabiliza, hasta alcanzar sus características definitivas para su comercialización y venta. Cada cámara cuenta además con dos sistemas fundamentales. Es necesario que esté provisto de un sistema de inoculación de microorganismos al cultivo y un sistema de ventilación.

Las principales partes de las cavas son:

- Estructura en concreto o ladrillo: son 2 cámaras con capacidad de 5 toneladas cada una de 2 metros de ancho por 2 metros de largo con 1.5 metros de altura.

Especificaciones generales de los silos:

- Capacidad de almacenamiento de dos cava de 5 toneladas cada una.
- Estructura de cada cava 2 m, Altura 1.5 m, Largo 2 m.
- Espesor de 10 cm

➤ Sistema de aireación para los silos

Este suministra aire a las cámaras de fermentación del silo, si se adiciona mucho aire el material en los silos se enfría y no genera la temperatura suficiente, lo que retarda el proceso y si se adiciona poco aire el material se empieza a degradar sin oxígeno y se vuelve anaeróbico, generándose malos olores y demora en el tiempo de procesamiento. El sistema posee un ventilador centrífugo de alta presión y un sistema de tuberías que distribuyen el aire a cada una de las cámaras.

Especificaciones generales del sistema de aireación:

Potencia: 1 Hp.

Flujo de aire mínimo: 300 cfm

Tubería en PVC de 2 ½" y 1 ½".

Tabla 46 Componentes equipo de ventilación - Compostera

Componentes del equipo de ventilación

Soplador centrífugo, flujo mínimo 300 cfm. 2psi, motor de 1 Hp @ 36" r.p.m.

Guarda motor-Contactor Siemens, con protección térmica contra sobrecargas y cortocircuitos

8 mallas perforadas para la entrada de aire en acero galvanizado calibre 14 a los silos

Cubierta de la entrada de aire, 2 láminas galvanizadas 2x1 calibre 14

Recubrimiento en la parte interna y externa por pintura anticorrosivo y acrílica en el exterior.

Dimensiones: Altura 60 cm, Ancho 200 cm, largo 70 cm, Peso 50 Kg.

➤ **Sistema de almacenamiento e inoculación de microorganismos**

Consiste en cuatro tanques en los cuales se depositan diferentes tipos de microorganismos, estos se cultivan de los mismos residuos del municipio y solamente hay que suministrarles alimento que consiste en 10% en peso de melaza y 5% en peso de urea, en este sistema no hay que comprar microorganismos. Estos se bombean hasta los silos utilizando una bomba centrífuga y mangueras o tubería, a la bomba se le coloca un temporizador para que suministre la cantidad exacta de microorganismos.

El material procesado se saca después de 7 días cuando el proceso a terminado, el material se puede pasar nuevamente por el triturador para reducir su tamaño garantizando la granulometría exigida por el ICA.

Especificaciones generales del sistema de adición de microorganismos

Dos tanques de un metro cúbico de volumen.

Tubería interna en PVC.

Compresor de ½ Hp.

Bomba centrífuga de ½ Hp.
2 rociadores, con tubería galvanizada.

➤ **Planta Eléctrica**

Consta de un motor Diesel con un generador de electricidad acoplado y montado sobre una base común. Además debe tener un tablero eléctrico de controles, baterías de arranque, tanques de combustible ACPM, chimenea, tubo de combustión, un silenciador para absorber los ruidos de explosiones internas del motor y su sistema de enfriamiento.

EL ÁREA DE MONTAJE DEL SISTEMA INTEGRAL DE TRATAMIENTO UTILIZANDO PROCESOS MECÁNICOS Y BIOLÓGICOS PARA LA BIOCONVERSIÓN DE LOS RESIDUOS SÓLIDOS EN ABONOS ORGÁNICOS PARA EL MUNICIPIO DE PUERTO PARRA ES DE 325 m². ÁREA DE 13 m * 25 m.

4.10.6 Relleno Sanitario

El relleno sanitario se calcula para una producción del 38% de los residuos sólidos orgánicos producidos en el municipio arrojando como datos de diseño los valores mostrados en la siguiente tabla.

Se observa una disminución en la construcción de zanjas para disposición de residuos sólidos de 52 a 21 zanjas en 15 años de vida, lo cual decrece el volumen de excavación de las zanjas en más del doble, razón por lo cual los precios se disminuirían notablemente por este factor y por el descapote y retiro del material.

Tabla 47 Cantidad de residuos sólidos para el relleno sanitario utilizando planta de compostaje

	Años Calendario	Habitantes	Residuos Sólidos [m³/Anual]	Area Util Relleno Sanitario [m²]	Longitud trinchera	Nº ZANJAS
0	2004	4450	1540	770	51	2
1	2005	4579	1585	792	53	1
2	2006	4712	1631	815	54	1
3	2007	4848	1678	839	56	1
4	2008	4989	1727	863	58	1
5	2009	5134	1777	888	59	1
6	2010	5283	1828	914	61	1
7	2011	5436	1881	941	63	2
8	2012	5593	1936	968	65	1
9	2013	5756	1992	996	66	1
10	2014	5923	2050	1025	68	2
11	2015	6094	2109	1055	70	1
12	2016	6271	2170	1085	72	1
13	2017	6453	2233	1117	74	2
14	2018	6640	2298	1149	77	1
15	2019	6833	2365	1182	79	2
		TOTAL	30798	15399	1027	21

LARGO DE ZANJA 50

4.10.7 Presupuesto

En este presupuesto se calculan la construcción de la planta compostaje y la construcción del relleno sanitario necesario para depositar los residuos sobrantes de las basuras que genera el municipio, para el periodo de diseño del sistema de disposición final.

Tabla 48 Presupuesto Planta de Compostaje

ITEM	ACTIVIDAD	UND	CANT	VAL UNIT	VAL PARCIAL
1	PRELIMINARES				
1,1	REPLANTEO Y LOCALIZACION	GL	1	\$ 200.000,00	\$ 200.000,00
1,2	DESCAPOTE Y RETIRO DE MATERIAL	M2	350	\$ 1.500,00	\$ 525.000,00
1,3	EXCAVACIONES	M3	15	\$ 7.000,00	\$ 105.000,00
1,4	RELLENOS COMPACTADOS EN TIERRA COMUN	M3	24	\$ 15.800,00	\$ 379.200,00
2,1	ZAPATAS EN CONCRETO REFORZADO 3000 PSI	M3	1,06	\$ 250.000,00	\$ 265.000,00
2,2	CONCRETO VIGAS DE AMARRE	ML	86	\$ 22.500,00	\$ 1.935.000,00
2,3	CONCRETO COLUMNAS	ML	15	\$ 35.000,00	\$ 525.000,00
2,4	CONCRETO CICLOPEO	M3	1,06	\$ 280.000,00	\$ 296.800,00
2,5	ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL	Kg	110	\$ 1.200,00	\$ 132.000,00
2,7	CORREA METÁLICA	UND	228	\$ 27.690,00	\$ 6.313.320,00
2,8	PLATINA DE APOYO	UND	18	\$ 20.400,00	\$ 367.200,00
2,9	MONTAJE ESTRUCTURA METALICA	GL	1	\$ 270.000,00	\$ 270.000,00
2,10	MAMPOSTERIA H10	M2	130	\$ 12.500,00	\$ 1.625.000,00
2,11	MALLA GALLINERO	M2	200	\$ 8.000,00	\$ 1.600.000,00
2,12	MORTERO DE NIVELACIÓN	M2	350	\$ 17.500,00	\$ 6.125.000,00
2,13	PISO GENERAL	M2	350	\$ 22.000,00	\$ 7.700.000,00
2,14	CUBIERTA AJOVER	M2	360	\$ 18.000,00	\$ 6.480.000,00
2,15	PUNTO HIDRAULICO	UND	3	\$ 37.200,00	\$ 111.600,00
2,16	PUNTO SANITARIO	UND	1	\$ 27.200,00	\$ 27.200,00
2,17	CAJA DE INSPECCIÓN	UND	1	\$ 72.600,00	\$ 72.600,00
2,18	SALIDA FLUORECENTE	UND	10	\$ 75.000,00	\$ 750.000,00
2,19	SALIDA INTERRUPTOR DOBLE	UND	7	\$ 28.000,00	\$ 196.000,00
2,20	SALIDA CORRIENTE BIFASICA	UND	7	\$ 30.500,00	\$ 213.500,00
					\$ 36.214.420,00
	A.I.U. 25%				\$ 9.053.605,00
	VALOR TOTAL OBRAS				\$ 45.268.025,00

4	EQUIPOS				
4,1	TOLVA DE RECEPCIÓN DE SÓLIDOS	UND	1	\$ 5.000.000,00	\$ 5.000.000,00
4,2	BANDA TRANSPORTADORA	UND	1	\$ 7.500.000,00	\$ 7.500.000,00
4,3	TRITURADOR DE RESIDUOS ORGÁNICOS	UND	1	\$ 12.500.000,00	\$ 12.500.000,00
4,4	TORNILLO DE TRANSPORTE	UND	1	\$ 7.000.000,00	\$ 7.000.000,00
4,5	SISTEMA DE AIREACIÓN	UND	1	\$ 5.800.000,00	\$ 5.800.000,00
4,6	SISTEMA DE INOCULACION	UND	1	\$ 7.200.000,00	\$ 7.200.000,00
4,7	PLANTA MOVIL DE GENERACION DE ENERGIA	UND	1	\$ 15.600.000,00	\$ 15.600.000,00
4,8	BASCULA	UND	1	\$ 1.200.000,00	\$ 1.200.000,00
	VALOR TOTAL EQUIPOS				\$ 61.800.000,00

VALOR TOTAL OBRAS + EQUIPOS \$ **107.068.025,00**

Tabla 49 Presupuesto Relleno Sanitario

ITEM	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANT	VAL UNITARIO	VAL PARCIAL
1	PRELIMINARES				
1,1	REPLANTEO Y LOCALIZACION	GL	1	\$ 5.000.000,00	\$ 5.000.000,00
1,2	DESCAPOTE Y RETIRO DE MATERIAL	M2	21559	\$ 2.100,00	\$ 45.273.060,00
1,3	EXCAVACIONES	M3	30798	\$ 6.500,00	\$ 200.187.000,00
1,4	RELLENO COMPACTADO	M3	7699,5	\$ 4.000,00	\$ 30.798.000,00
1,5	GEOTEXTIL	M2	46197	\$ 3.709,00	\$ 171.344.673,00
1,6	FILTRO EN GRAVA	M3	800	\$ 13.400,00	\$ 10.720.000,00
VALOR TOTAL					\$ 463.322.733,00

Tabla 50 Valor Total De Sistema De Disposición Final Alternativa 2

VALOR TOTAL PLANTA COMPOSTAJE	\$ 107'068.025
VALOR TOTAL RELLENO SANITARIO	\$ 463'322.733
VAOR TOTAL	\$ 570'390.758

Tabla 51 Ingresos por concepto de pago del servicio de aseo

	Años Calendario	Habitantes	Ingresos por concepto de pago del servicio de aseo
0	2004	4450	\$ 78.498.000,00
1	2005	4579	\$ 80.774.442,00
2	2006	4712	\$ 83.116.900,82
3	2007	4848	\$ 85.527.290,94
4	2008	4989	\$ 88.007.582,38
5	2009	5134	\$ 90.559.802,27
6	2010	5283	\$ 93.186.036,53
7	2011	5436	\$ 95.888.431,59
8	2012	5593	\$ 98.669.196,11
9	2013	5756	\$ 101.530.602,80
10	2014	5923	\$ 104.474.990,28
11	2015	6094	\$ 107.504.765,00
12	2016	6271	\$ 110.622.403,18
13	2017	6453	\$ 113.830.452,87
14	2018	6640	\$ 117.131.536,01
15	2019	6833	\$ 120.528.350,55
		TOTAL	\$ 1.569.850.783,32

Tabla 52 Ingresos por concepto de venta de abono orgánico

	Años Calendario	Habitantes	Residuos Sólidos [Kg/Anual]	Ingresos por concepto de ventas abono orgánico
0	2004	4450	623712	\$ 77.964.000
1	2005	4579	641800	\$ 80.224.956
2	2006	4712	660412	\$ 82.551.480
3	2007	4848	679564	\$ 84.945.473
4	2008	4989	699271	\$ 87.408.891
5	2009	5134	719550	\$ 89.943.749
6	2010	5283	740417	\$ 92.552.118
7	2011	5436	761889	\$ 95.236.129
8	2012	5593	783984	\$ 97.997.977
9	2013	5756	806719	\$ 100.839.918
10	2014	5923	830114	\$ 103.764.276
11	2015	6094	854188	\$ 106.773.440
12	2016	6271	878959	\$ 109.869.870
13	2017	6453	904449	\$ 113.056.096
14	2018	6640	930678	\$ 116.334.723
15	2019	6833	957667	\$ 119.708.430
		TOTAL	12473372	\$ 1.559.171.526

El valor actual del abono orgánico en el comercio es de \$6000 pesos el bulto de 40 kilos, según datos registrados por el DANE, sin embargo se calculó la venta de abono orgánico a un precio de \$5000 pesos el bulto de 40 Kilos, teniendo en cuenta que apenas se entraría en el mercado de este producto en la zona.

Para la segunda alternativa se obtiene una ganancia en 15 años de \$2.558'631.551 pesos, recuperándose la inversión inicial en el tercer año de funcionamiento del sistema de disposición final de residuos sólidos.

4.10.8 Observaciones y Conclusiones

Después de analizar las dos alternativas de solución del problema de los residuos sólidos en el municipio, se escoge la segunda alternativa, debido a que es económica, social y ambientalmente, la alternativa con mayores beneficios para el municipio de Puerto Parra.

El municipio de Puerto Parra busca implementar la planta de compostaje, para ofrecer a los grandes hacendados de sus tierras la oportunidad de comprar a un precio más barato y para la utilización de estos productos en sus programas de producción agrícola implementados por las naciones unidas en las zonas de paz.

5 CONCLUSIONES

Resulta satisfactorio haber podido diseñar las soluciones más viables desde el punto de vista técnico, económico y ambiental, que le permitan al municipio de Puerto Parra contar con un sistema de servicios públicos mejorado en eficiencia, eficacia y efectividad (que constituyen los tres principios que encierran el contexto de tecnologías de bajo costo) que le permitan a la comunidad gozar de las condiciones mínimas de calidad de vida.

Queda ahora esperar la gestión que se realice por parte de la administración pública del municipio a favor de la materialización de estas obras que con tanta urgencia requiere la comunidad del casco urbano del municipio e iniciar de esta forma el proceso de recuperación del bienestar de sus pobladores y de su ecosistema.

La planta de tratamiento de aguas residuales evitará que se sigan contaminando las aguas del río Carare y que con el tiempo se recupere la fauna y biota del tramo del río que en la actualidad se ve contaminado.

La optimización del caudal de alimentación del tanque de almacenamiento en el sistema de agua potable, permitirá la reactivación de la planta de tratamiento, para que la población pueda consumir agua tratada y se mejoren de esta manera los problemas de salud, sobretodo en la población infantil.

Por último la implementación de un relleno sanitario y una planta de tratamiento biológico aerobio (compostaje), solucionará los problemas de contaminación de la biota y fauna del municipio, disminuyendo la presencia de vectores en la zona, reduciendo los problemas de salud pública. También se genera en el municipio una producción de material mejorador de suelo por medio del compost el cual se

puede utilizar en el mismo municipio, aprovechando el uso agrícola de sus tierras para las siembras, y también como material para el tratamiento de los suelos con erosión, problema el cual aqueja actualmente al país entero y no se está tratando de la manera adecuada.

6 BIBLIOGRAFÍA

SILVA GARAVITO, Luís Felipe. Diseño de acueductos y alcantarillados. Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia. 1979. 280 p.

ACODAL-EMCALI. Foro Internacional y complementación de tecnologías en aguas residuales domésticas para Municipalidades. Cali, Colombia. 1997. 203 p.

METCALF Y EDDY, INC. Ingeniería de aguas residuales, redes de alcantarillado y bombeo. España: Mc Graw Hill. 1995. 461p.

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL PARA LA DEFENSA DE LA MESETA DE BUCARAMANGA. Normas técnicas para diseño de alcantarillado. Bucaramanga, Colombia: 1994. 62 p.

ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Tratamiento de aguas residuales. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería, 1999. 1232 p.

GEORGE TCHOBANOGLIOUS, Gestión Integral de Residuos Sólidos: Mc Graw Hill. 1994 248 p.

LOPEZ GARRIDO. Eliminación de los residuos sólidos urbanos. Madrid España: ETA. 1980 274 p.

MINISTERIO DE DESARROLLO. Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá, Colombia. 185 p.

ANEXO A REGISTRO FOTOGRÁFICO SISTEMA DE ACUEDUCTO

Planta de tratamiento de agua potable



Dosificador de Cloro Gaseoso



Entrada Planta de tratamiento de agua potable



Observar el abandono de la estructura debido al desuso de esta desde el año de construcción 2001.

Canaleta Parshall



Fisuras a La Entrada Del Floculador



Floculador de placas paralelas verticales



Vista lateral – Entrada planta de tratamiento



Obsérvese la gran cantidad de cobertura vegetal que invade la estructura

Caseta de cloración y tanque de cloración – planta de tratamiento



Tanque de almacenamiento



Entrada a la planta de tratamiento



Mal estado del tramo de conducción al casco urbano del municipio de Puerto Parra



ANEXO B REGISTRO FOTOGRÁFICO SISTEMA DE AGUAS RESIDUALES

Vertimiento de Aguas Residuales sobre el río Carare



Acumulación de lodos aledaña al punto final de entrega de las aguas residuales



Caño final de aguas negras



Lote para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales



Problema de los tres pozos en la esquina de la calle 9



Uno de los tantos pozos enterrados (diagonal 11)



Mal estado de sumidero (calle 7 con carrera 7)



Caja de inspección en al estado



Esta caja representa un peligro potencial para la ciudadanía, especialmente para los niños que usan esta zona para la recreación.

ANEXO C CARTERA DE COORDENADAS

CARTERA DE COORDENADAS																
PROYECTO: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO ACUEDUCTO CASCO URBANO										LOCALIZACIÓN: MUNICIPIO DE PUERTO PARRA						
LEVANTO: TOP. JUAN PABLO GOMEZ BAUTISTA Lic. 01-1053 C.P.N.T.																
H.I.	DEL TAS	PNT	ANG. HOR.	AZIMUT	ANG. VERT.	HILOS			DH	DV	PROYECCIONES		COORDENADAS			PNT
						HS	HM	HI			NS	E-W	NORTE	ESTE	COTA	
		N	0°0'0"										100,000.000	100,000.000	245.000	D1
1.595	D1	1	35°13'42"	35°13'41"	96°34'6"	1.095	1.0	1.000	9,375	- 1.080	7.659	5.408	100,007.659	100,005.408	244.467	1
		2	36°1'18"	36°1'18"	99°19'24"	1.070	1.0	1.000	6,816	- 1.119	5.513	4.008	100,005.513	100,004.008	244.207	2
		3	35°36'30"	35°36'29"	103°20'0"	1.090	1.0	1.000	8,521	- 2.020	6.928	4.961	100,006.928	100,004.961	243.296	3
		4	25°28'42"	25°28'42"	111°59'51"	2.032	2.0	2.000	2,751	- 1.111	2.483	1.183	100,002.483	100,001.183	243.234	4
		5	265°22'51"	264°22'50"	115°6'6"	2.048	2.0	2.000	3,936	- 1.844	-0.385	-3.917	99,999.615	99,996.083	242.493	5
		D2	257°3'18"	257°3'17"	91°29'48"	1.125	0.9	0.700	42,471	- 1.110	-9.514	-41.392	99,990.486	99,958.608	239.573	D2
1.563	D2	D1	0°0'0"										99,990.486	99,958.608	239.573	D2
		D3	188°1'30"	265°4'49"	92°56'21"	1.252	1.1	1.000	25,134	- 1.290	-2.155	-25.041	99,988.331	99,933.567	238.720	D3
1.482	D3	D2	0°0'0"										99,988.331	99,933.567	238.720	D3
		D4	160°21'0"	245°25'52"	96°4'9"	1.370	1.2	1.000	36,586	- 3.890	-15.212	-33.274	99,973.119	99,900.293	235.127	D4
1.475	D4	D3	0°0'0"										99,973.119	99,900.293	235.127	D4
		D5	200°35'54"	266°1'46"	86°49'18"	1.194	1.1	1.000	19,348	1.074	-1.339	-19.294	99,971.780	99,880.999	236.579	D5
1.467	D5	D4	0°0'0"										99,971.780	99,880.999	236.579	D5
		D6	171°5'30"	257°7'18"	95°40'54"	1.245	1.0	0.800	44,064	- 4.384	-9.821	-42.956	99,961.959	99,838.043	232.639	D6
1.435	D6	D5	0°0'0"										99,961.959	99,838.043	232.639	D6
		D7	200°25'42"	277°33'0"	88°53'54"	1.096	0.9	0.800	29,589	0.569	3.888	-29.332	99,965.847	99,808.711	233.695	D7
1.537	D7	D6	0°0'0"										99,965.847	99,808.711	233.695	D7
		D8	116°59'54"	214°32'56"	94°45'18"	1.050	0.8	0.500	54,662	- 4.544	-44.989	-30.977	99,920.858	99,777.734	229.913	D8
1.494	D8	D7	0°0'0"										99,920.858	99,777.734	229.913	D8
		D9	200°26'54"	234°59'51"	90°58'42"	2.160	1.6	1.000	115,966	- 1.980	-66.519	-94.991	99,854.339	99,682.743	227.847	D9
1.545	D9	D8	0°0'0"										99,854.339	99,682.743	227.847	D9
		D10	177°18'12"	232°18'3"	93°12'15"	1.362	1.2	1.000	36,087	- 2.020	-22.068	-28.553	99,832.271	99,654.190	226.191	D10
1.573	D10	D9	0°0'0"										99,832.271	99,654.190	226.191	D10
		D11	197°31'24"	249°49'25"	95°15'54"	0.646	0.5	0.400	24,393	- 2.248	-8.413	-22.896	99,823.858	99,631.294	224.993	D11
1.445	D11	D10	0°0'0"										99,823.858	99,631.294	224.993	D11
		D12	187°33'54"	257°23'21"	91°4'36"	1.724	1.4	1.000	72,374	- 1.360	-15.801	-70.628	99,808.057	99,560.666	223.716	D12
1.438	D12	D11	0°0'0"										99,808.057	99,560.666	223.716	D12
		17	205°56'0"	283°19'21"	91°28'3"	1.285	1.1	1.000	28,481	- 0.730	6.563	-27.715	99,814.620	99,532.951	223.281	17
		18	204°34'18"	281°57'39"	89°5'30"	1.382	1.2	1.000	38,190	0.605	7.915	-37.631	99,815.972	99,523.305	224.568	18
		D13	204°5'30"	281°28'51"	86°22'36"	1.025	0.8	0.500	52,290	3.311	10.408	-51.244	99,818.465	99,509.422	227.702	D13

1.515	D13	D12	0°0'0"										99,818.465	99,509.422	227.702	D13
		20	153°38'54"	255°7'45"	103°46'51"	1.536	1.5	1.500	3,396	- 0.833	-0.872	-3.282	99,817.593	99,506.140	226.966	20
		21	173°52'48"	275°21'39"	97°17'54"	1.236	1.1	1.000	23,219	- 2.974	2.169	-23.117	99,820.634	99,486.305	225.125	21
		22	175°51'51"	277°20'42"	92°51'54"	1.530	1.3	1.000	52,868	- 2.646	6.759	-52.434	99,825.224	99,456.988	225.306	22
		23	175°29'33"	276°58'24"	93°8'15"	2.640	2.3	2.000	63,808	- 3.498	7.747	-63.336	99,826.212	99,446.086	223.399	23
		24	175°46'36"	277°15'27"	91°5'18"	1.328	1.0	0.600	72,774	- 1.383	9.194	-72.191	99,827.659	99,437.231	226.870	24
		D14	175°56'0"	277°24'51"	90°34'12"	1.940	1.5	1.000	93,991	- 0.935	12.129	-93.205	99,830.594	99,416.217	226.812	D14
1.424	D14	D13	0°0'0"										99,830.594	99,416.217	226.812	D14
		26	179°22'18"	276°47'9"	101°25'30"	1.724	1.6	1.500	21,521	- 4.349	2.543	-21.370	99,833.137	99,394.847	222.275	26
		D15	181°3'48"	278°28'39"	98°2'54"	1.480	1.2	1.000	47,059	- 6.654	6.938	-46.545	99,837.532	99,369.672	220.342	D15
1.485	D15	D14	0°0'0"										99,837.532	99,369.672	220.342	D15
		D16	177°54'36"	276°23'17"	91°0'42"	1.440	1.1	0.800	63,980	- 1.130	7.119	-63.583	99,844.651	99,306.089	219.577	D16
1.48	D16	D15	0°0'0"										99,844.651	99,306.089	219.577	D16
		29	182°19'30"	278°42'48"	91°13'33"	1.218	0.9	0.500	71,767	- 1.536	10.872	-70.939	99,855.523	99,235.150	218.662	29
		D17	182°42'24"	279°5'42"	88°27'18"	1.259	0.8	0.400	85,838	2.315	13.569	-84.759	99,858.220	99,221.330	222.542	D17
1.46	D17	D16	0°0'0"										99,858.220	99,221.330	222.542	D17
		31	179°52'21"	278°58'3"	89°55'12"	1.439	1.3	1.100	33,900	0.047	5.284	-33.486	99,863.504	99,187.844	222.779	31
		D18	181°47'42"	280°53'24"	89°37'6"	2.478	2.2	2.000	47,798	0.318	9.03	-46.937	99,867.250	99,174.393	222.081	D18
1.532	D18	D17	0°0'0"										99,867.250	99,174.393	222.081	D18
		33	183°37'15"	284°30'38"	100°20'42"	1.206	1.1	1.000	19,936	- 3.639	4.995	-19.300	99,872.245	99,155.093	218.871	33
		34	183°8'3"	284°1'26"	96°52'30"	1.300	1.2	1.000	29,570	- 3.565	7.166	-28.689	99,874.416	99,145.704	218.898	34
		D19	181°9'42"	282°3'5"	91°56'21"	1.000	0.8	0.500	49,943	- 1.691	10.428	-48.842	99,877.678	99,125.551	221.171	D19
1.56	D19	D18	0°0'0"										99,877.678	99,125.551	221.171	D19
		D20	182°59'30"	285°2'37"	85°48'51"	3.144	2.7	2.300	83,950	6.144	21.79	-81.073	99,899.468	99,044.478	226.154	D20
1.552	D20	D19	0°0'0"										99,899.468	99,044.478	226.154	D20
		D21	177°1'24"	282°4'1"	89°13'36"	2.720	2.4	2.000	91,987	0.972	15.05	-70.396	99,914.518	98,974.082	226.318	D21
1.593	D21	D20	0°0'0"										99,914.518	98,974.082	226.318	D21
		D22	178°43'39"	280°47'42"	83°47'42"	1.930	1.7	1.500	42,498	4.621	7.96	-41.746	99,922.478	98,932.336	230.817	D22
1.584	D22	D21	0°0'0"										99,922.478	98,932.336	230.817	D22
		39	142°44'0"	243°31'43"	96°50'24"	1.082	1.0	1.000	8,084	- 0.970	-3.603	-7.236	99,917.875	98,925.100	230.390	39
		D23	142°59'12"	243°46'55"	91°28'6"	2.270	2.1	2.000	26,982	- 0.692	-11.92	-24.206	99,910.558	98,908.130	229.574	D23
1.552	D23	D22	0°0'0"										99,910.558	98,908.130	229.574	D23
		41	184°21'0"	248°7'57"	97°17'6"	1.964	1.4	0.900	104,689	- 13.383	-38.993	-97.156	99,871.565	98,810.974	216.311	41
		42	184°3'36"	247°50'33"	93°57'6"	4.240	3.6	3.000	123,411	- 8.525	-46.545	-114.297	99,864.013	98,793.833	218.981	42
		D24	184°0'24"	247°47'21"	93°1'0"	2.880	2.0	1.100	177,504	- 9.380	-67.099	-164.333	99,843.459	98,743.797	219.756	D24
1.528	D24	D23	0°0'0"										99,843.459	98,743.797	219.756	D24
		D25	176°27'0"	244°14'21"	96°23'42"	1.258	1.1	1.000	25,480	- 2.856	-11.074	-22.948	99,832.385	98,720.849	217.299	D25
1.513	D25	D24	0°0'0"										99,832.385	98,720.849	217.299	D25
		45	178°59'54"	243°14'16"	92°50'33"	1.086	1.0	1.000	8,579	- 0.426	-3.863	-7.660	99,828.522	98,713.189	217.343	45
		46	181°39'24"	245°53'46"	77°40'33"	1.178	1.0	0.800	36,078	7.882	-14.734	-32.932	99,817.651	98,687.917	225.705	46
		D26	181°37'6"	245°51'28"	78°9'6"	2.540	2.1	1.600	90,037	18.889	-36.825	-82.162	99,795.560	98,638.684	235.631	D26

1.49	D26	D25	0°0'0"										99,795.560	98,638.684	235.631	D26
		48	190°44'6"	256°35'35"	103°1'24"	1.048	1.0	1.000	4.556	- 1.054	-1.056	-4.432	99,794.504	98,634.255	235.043	48
		49	187°23'42"	253°15'11"	97°43'48"	1.176	1.1	1.100	7.463	- 2.150	-2.15	-7.146	99,793.410	98,631.541	234.970	49
		50	177°13'42"	243°5'11"	89°38'18"	1.126	1.1	1.000	12.599	- 5.703	-5.703	-11.234	99,789.857	98,627.453	236.138	50
		51	157°33'3"	223°24'32"	86°59'6"	1.636	1.6	1.500	13.562	- 9.852	-9.852	-9.320	99,785.708	98,629.367	236.267	51
		52	145°24'0"	211°15'29"	83°23'36"	0.848	0.8	0.800	4.736	- 4.049	-4.049	-2.457	99,791.511	98,636.230	236.846	52
		53	181°31'30"	247°22'59"	92°56'36"	1.158	1.1	1.000	15.758	- 6.060	-6.06	-14.546	99,789.500	98,624.141	235.232	53
		D27	186°57'24"	252°48'53"	96°22'36"	1.340	1.2	1.000	33.581	- 9.922	-9.922	-32.082	99,785.638	98,606.605	232.198	D27
1.525	D27	D26	0°0'0"										99,785.638	98,606.605	232.198	D27
		D28	193°40'54"	266°29'47"	99°23'0"	1.850	1.4	1.000	82.741	- 5.056	-5.056	-82.586	99,780.582	98,524.019	218.625	D28
		56	193°50'6"	266°38'59"	99°21'6"	1.900	1.5	1.000	87.624	- 5.121	-5.121	-87.474	99,780.517	98,519.131	217.843	56
1.407	D28	D27	0°0'0"													
		57	182°39'30"	269°9'17"	83°1'24"	1.258	1.1	1.000	25.419	3.111	-0.375	-25.416	99,780.207	98,498.603	222.014	57
		D29	181°7'57"	267°37'44"	82°20'12"	1.600	1.2	0.800	78.577	10.573	-3.25	-78.510	99,777.332	98,445.509	229.405	D29
1.445	D29	D28	0°0'0"										99,777.332	98,445.509	229.405	D29
		59	0°0'0"	87°37'46"	102°18'54"	1.318	1.1	0.900	39.898	- 8.710	1650	39.864	99,778.982	98,485.373	221.031	59
		60	178°13'42"	265°51'28"	86°52'54"	1.818	1.7	1.500	31.706	1.727	-2.29	-31.623	99,775.042	98,413.886	230.918	60
		61	178°9'42"	265°47'28"	86°57'18"	1.342	1.2	1.000	34.103	1.814	-2.503	-34.011	99,774.829	98,411.498	231.493	61
		62	177°49'42"	265°27'28"	84°53'36"	1.062	0.9	0.700	35.480	5.054	-2.81	-35.369	99,774.522	98,410.140	235.390	62
		63	175°45'30"	263°23'16"	83°59'24"	3.352	3.2	3.000	34.814	3.665	-4.009	-34.582	99,773.323	98,410.927	231.339	63
		D30	164°49'6"	252°26'52"	86°8'48"	2.418	2.2	2.000	41.611	2.803	-12.549	-39.674	99,764.783	98,405.835	231.444	D30
1.518	D30	D29	0°0'0"										99,764.783	98,405.835	231.444	D30
		65	260°44'12"	333°11'3"	97°23'36"	1.046	1.0	1.000	4.524	- 0.587	4.038	-2.041	99,768.821	98,403.794	231.352	65
		66	258°49'6"	331°15'57"	92°50'18"	1.082	1.0	1.000	8.180	- 0.406	7.173	-3.932	99,771.956	98,401.903	231.390	66
		67	211°1'24"	283°28'15"	97°51'12"	1.620	1.6	1.500	11.776	- 1.624	2.743	-11.452	99,767.526	98,394.383	229.778	67
		D31	200°47'30"	273°14'21"	98°34'12"	1.148	1.1	1.000	14.471	- 2.181	0.818	-14.448	99,765.601	98,391.387	229.707	D31
1.548	D31	D30	0°0'0"										99,765.601	98,391.387	229.707	D31
		D32	144°21'12"	237°35'37"	91°3'42"	1.700	1.4	1.100	59.979	- 1.112	-32.144	-50.638	99,733.457	98,340.749	228.743	D32
1.52	D32	D31	0°0'0"										99,733.457	98,340.749	228.743	D32
		D33	186°34'48"	244°10'24"	91°52'27"	4.950	3.5	2.000	294.684	- 9.643	-128.379	-265.250	99,605.078	98,075.499	217.145	D33
1.51	D33	D32	0°0'0"										99,605.078	98,075.499	217.145	D33
		D34	159°24'42"	223°35'6"	90°33'24"	4.260	2.6	1.000	325.969	- 3.167	-236.116	-224.733	99,368.962	97,850.766	212.858	D34
1.51	D34	D33	0°0'0"										99,368.962	97,850.766	212.858	D34
		D35	176°9'54"	219°45'0"	90°41'18"	4.080	2.5	1.000	307.956	- 3.700	-236.769	-196.919	99,132.193	97,653.847	208.128	D35
		73	176°9'54"	219°45'0"	90°41'30"	4.600	3.1	1.500	309.955	- 3.742	-238.306	-198.198	99,130.656	98,652.568	207.576	73
1.52	D35	D34	0°0'0"										99,132.193	97,653.847	208.128	D35
		D36	177°28'24"	217°13'24"	90°21'6"	3.110	2.1	1.100	200.992	- 1.234	-160.047	-121.585	98,972.146	97,532.262	206.309	D36
1.51	D36	D35	0°0'0"										98,972.146	97,532.262	206.309	D36
		D37	165°3'18"	202°16'41"	90°2'2"	3.050	2.1	1.200	185.000	- 0.118	-171.19	-70.135	98,800.956	97,462.127	205.576	D37
1.535	D37	D36	0°0'0"										98,800.956	97,462.127	205.576	D37
		D38	179°57'18"	202°14'0"	89°2'54"	2.560	1.6	0.600	195.946	3.255	-181.377	-74.142	98,619.579	97,387.985	208.786	D38

1.572	D38	D37	0°0'0"											98,619.579	97,387.985	208.786	D38
		77	0°0'0"	22°14'0"	93°58'18"	2.028	2.0	2.000	2.787	- 0.194	2.58	1.055	98,622.159	97,389.040	208.150	77	
		D39	196°58'36"	219°12'36"	90°18'0"	3.570	2.3	1.000	256.993	- 1.346	-199.127	-162.462	98,420.452	97,225.523	206.727	D39	
1.58	D39	D38	0°0'0"										98,420.452	97,225.523	206.727	D39	
		D40	187°59'12"	227°11'48"	89°5'0"	2.485	1.7	1.000	148.462	2.375	-100.878	-108.925	98,319.574	97,116.598	208.939	D40	
1.605	D40	D39	0°0'0"										98,319.574	97,116.598	208.939	D40	
		80	166°12'54"	213°24'41"	90°30'42"	2.462	2.0	1.500	96.192	- 0.859	-80.295	-52.968	98,239.279	97,063.630	207.704	80	
		D41	170°54'48"	218°6'35"	89°54'57"	2.464	1.7	1.000	146.400	0.215	-115.192	-90.354	98,204.382	97,026.244	209.027	D41	
1.575	D41	D40	0°0'0"										98,204.382	97,026.244	209.027	D41	
		82	181°31'30"	219°38'5"	89°49'36"	3.520	2.9	2.200	131.999	0.399	-101.656	-84.201	98,102.726	96,972.043	208.141	82	
		83	182°36'48"	220°43'23"	89°49'42"	2.350	1.7	1.000	134.999	0.404	-102.312	-88.074	98,102.070	96,938.170	209.331	83	