

**EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LOS
SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE LOS MUNICIPIOS PILOTO DE LA
COSTA ATLÁNTICA**

CARLOS ALBERTO MONTERROZA VILLADIEGO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA DE CIVIL
BUCARAMANGA
2004**

**EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LOS
SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE LOS MUNICIPIOS PILOTO DE LA
COSTA ATLÁNTICA**

CARLOS ALBERTO MONTERROZA VILLADIEGO

**Monografía para optar al título de
Ingeniero Civil**

**Director:
HERNÁN PORRAS
Ing. Civil, Msc,PHD.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA DE CIVIL
BUCARAMANGA
2004**

A Dios porque en todos los caminos de mi vida siempre me ha acompañado.

A mis padres porque su dedicación y esfuerzo me impulsaron a seguir a adelante.

AGRADECIMIENTOS

Mis más sinceros agradecimientos a todos aquellos que estuvieron a mi lado en el camino de mi formación.

A mis tíos porque su apoyo inconstante fue de gran ayuda en los momentos difíciles.

Al director del proyecto Ing. Hernán Porrás Díaz, por confiar en mí y brindarme su ayuda, ya que sin esa oportunidad no habría sido posible culminar mis estudios.

CONTENIDO

INTRODUCCION	1
1. OBJETIVOS	3
1.1. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
2. MARCO LEGAL.....	4
3. GENERALIDADES DE LOS MUNICIPIOS.....	5
3.1. MUNICIPIO DE ASTREA	5
3.2. MUNICIPIO DE CHIMICHAGUA	6
3.3. MUNICIPIO DE CURUMANÍ	6
3.4. MUNICIPIO DE LA GLORIA.....	7
4. ACTIVIDADES REALIZADAS	9
4.1. CLASIFICACIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA	9
4.2. ANALISIS DE LA INFORMACIÓN SECUNDARIA	10
4.3. PREPARACIÓN PARA LA CAPTURA DE INFORMACIÓN PRIMARIA.....	10
4.4. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PRIMARIA.....	12
4.4.1 Procedimiento para la captura de información.....	13
4.5. REALIZACIÓN DE DIAGNOSTICOS Y EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS EXISTENTES.....	19
4.5.1 Sistema de alcantarillado sanitario	20
4.5.2 Sistema de alcantarillado pluvial.....	26
4.5.3 Sistema de tratamiento de aguas residuales	34
5. DIAGNOSTICO Y EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EXISTENTES.....	37
5.1. MUNICIPIO DE ASTREA	37
5.1.1 Requerimientos del sistema.....	37
5.1.2 Alcantarillado Sanitario	37

5.1.3 Sistema de alcantarillado pluvial.....	52
5.1.4 Sistema de tratamiento de aguas residuales	60
5.2. MUNICIPIO DE CHIMICHAGUA	77
5.2.1 Requerimientos del sistema.....	77
5.2.2. Sistema de alcantarillado sanitario	77
5.2.3 Sistema de alcantarillado.....	95
5.2.4 Sistema de tratamiento de aguas residuales	102
5.3. MUNICIPIO DE CURUMANI	111
5.3.1 Requerimientos del sistema.....	111
5.3.2. Sistema de alcantarillado sanitario	111
5.3.3 Sistema de alcantarillado pluvial.....	123
5.3.4 Sistema de tratamiento de aguas residuales.....	141
5.4. MUNICIPIO DE LA GLORIA.....	153
5.4.1 Requerimientos del sistema.....	153
5.4.2 Sistema de alcantarillado sanitario	154
5.4.3 Sistema de alcantarillado pluvial.....	170
5.4.4. Sistema de tratamiento de aguas residuales	181
6. PROPUESTA DE ALTERNATIVAS.....	190
6.1. MUNICIPIO DE ASTREA	191
6.1.1 Alternativa 1.....	191
6.1.2 Alternativa 2 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales	192
6.1.3 Alternativa 1 para tratamiento de aguas residuales.....	192
6.1.4. Alternativa 2 para tratamiento de aguas residuales.....	193
6.2. MUNICIPIO DE CHIMICHAGUA	193
6.2.1 Alternativa 1 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales.....	193
6.2.3 Alternativa 1 para tratamiento de aguas residuales:.....	194
6.2.4. Alternativa 2 para tratamiento de aguas residuales.....	194

6.3. MUNICIPIO DE CURUMANÍ	195
6.3.2 Alternativa 2 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales.	195
6.2.3 Alternativa 1 para tratamiento de aguas residuales.	196
6.4. MUNICIPIO DE LA GLORIA.....	196
6.4.1 Alternativa 1 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales.	196
6.3.2 Alternativa 2 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales.	197
6.3.3 Alternativa 1 para tratamiento de aguas residuales.	197
6.3.4. Alternativa 2 para tratamiento de aguas residuales.	197
CONCLUSIONES	198
BIBLIOGRAFIA.....	199

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Ubicación geográfica del Municipio de Astrea.	5
Tabla 2 Velocidades máximas admisibles.	20
Tabla 3 Profundidades mínimas a cota clave.	21
Tabla 4 Dotaciones netas.	22
Tabla 5 Coeficiente de retorno de acuerdo al nivel de complejidad.....	22
Tabla 6 Contribución comercial.....	23
Tabla 7 Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias con sistema pluvial.....	24
Tabla 8. Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial.....	25
Tabla 9 Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.....	25
Tabla 10. Parámetros para la calificación del estado de los pozos.....	25
Tabla 11. Valores estimados para el coeficiente de escorrentía C	30
Tabla 12 Tiempo estimado para el Periodo de Retorno.....	31
Tabla 13 Grado de protección.....	31
Tabla 14. Coeficiente de retardo.....	32
Tabla 15 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n)	34
Tabla 16. Valores de K_{20} en flujo en pistón para la ecuación anterior.....	36
Tabla 17. Características de la red norte	39
Tabla 18 Características de la red sur	40
Tabla 19 Lugar de desagüe de aguas lluvias en el Municipio de Astrea	43
Tabla 20. Estado de los pozos de alcantarillado.....	44
Tabla 21 Tubería a instalar para la situación actual. Zona Sur.....	47
Tabla 22 Tubería a instalar para la situación actual. Zona Norte.....	47
Tabla 23 Tubería a instalar para la situación futura. Zona Sur	48
Tabla 24. Tubería a instalar para la situación futura. Zona Norte	49

Tabla 25 Costo de tubería a cambiar. Situación Actual	49
Tabla 26.Costo de tubería a cambiar. Situación futura	49
Tabla 27. Costo de proyecto.....	51
Tabla 28. Potencia requerida del motor de acuerdo al caudal.....	51
Tabla 29 Potencia requerida del motor de acuerdo al caudal.....	52
Tabla 30 Potencia requerida del motor de acuerdo al caudal.....	52
Tabla 31. Descripción de las Estaciones.	52
Tabla 32 Ecuaciones para los diferentes periodos de retorno.....	53
Tabla 33 Variación de la sección transversal en el canal No.1	55
Tabla 34 Variación de la pendiente a lo largo del canal No.1	56
Tabla 35. Variación de la sección transversal de la carrera 5.....	58
Tabla 36. Variación de la pendiente a lo largo de la carrera 5.....	58
Tabla 37. Resultados de análisis para el canal.....	60
Tabla 38. Resultados de análisis para calles.....	60
Tabla 39. Dimensiones del sistema 1 (zona norte).....	66
Tabla 40. Dimensiones del sistema	68
Tabla 41. Resultados de análisis fisicoquímicos y microbiológicos. Lagunas sistema 1.....	71
Tabla 42. Resultados de análisis fisicoquímicos y microbiológicos. Lagunas sistema 2.....	74
Tabla 43.Características de la red.	80
Tabla 44 Especificaciones técnicas de las bombas.....	83
Tabla 45. Lugar de desagüe de aguas lluvias en el Municipio de Chimichagua....	86
Tabla 46. Estado de los pozos de alcantarillado.....	87
Tabla 47.Tubería a instalar para la situación actual.....	89
Tabla 48. Tubería a instalar para la situación futura	90
Tabla 49.Costo de tubería a cambiar. Situación actual.....	90
Tabla 50. Costo de tubería a cambiar. Situación futura	91
Tabla 51. Longitudes equivalentes. Situación futura.....	92

Tabla 52. Costo de construcción. Situación futura.....	95
Tabla 53. Descripción de las Estaciones	95
Tabla 54. Ecuaciones para los diferentes periodos de retorno	96
Tabla 55. Variación de la sección transversal de la calle 7.....	99
Tabla 56. Variación de la pendiente a lo largo de la calle 7	99
Tabla 57. Variación de la sección transversal de la carrera 9.....	100
Tabla 58. Variación de la pendiente a lo largo de la carrera 9.....	100
Tabla 59. Resultados de análisis para calle 7.....	102
Tabla 60. Resultados de análisis para calle 9.....	102
Tabla 61. Dimensiones de las lagunas de oxidación	104
Tabla 62. Caracterización de las aguas residuales del Municipio de Chimichigua	108
Tabla 63. Inventario de la red de alcantarillado Municipio de Curumaní.....	113
Tabla 64. Lugar de desagüe de aguas lluvias en el Municipio de Curumaní.....	117
Tabla 65. Estado de los pozos de alcantarillado.....	118
Tabla 66. Tubería a cambiar .Situación actual.....	121
Tabla 67.Tubería a instalar.	122
Tabla 68. Costo de tubería a cambiar. Situación Actual	122
Tabla 69. Costo de tubería a cambiar. Situación Futura	123
Tabla 70. Descripción de las Estaciones	123
Tabla 71. Ecuaciones para los diferentes periodos de retorno	124
Tabla 72. Variación de la sección a lo largo del canal No.1.....	126
Tabla 73. Variación de la pendiente a lo largo del canal No. 1	127
Tabla 74. Variación de la sección a lo largo del canal No.2.....	127
Tabla 75. Variación de la pendiente a lo largo del canal No. 2	127
Tabla 76. Variación de la sección transversal a lo largo de la calle	135
Tabla 77. Variación de la pendiente a lo largo de la calle.....	135
Tabla 78.Dimensiones de la laguna de estabilización.	146
Tabla 79. Resultados de la caracterización del tratamiento de aguas residuales.	

.....	147
Tabla 80. Composición de la red de alcantarillado Municipio de La Gloria.....	155
Tabla 81. Lugar de desagüe de aguas lluvias en el Municipio de La Gloria	160
Tabla 82. Estado de los pozos de alcantarillado.....	161
Tabla 83. Tubería a instalar para la situación actual.....	164
Tabla 84. Tubería a instalar para la situación futura.....	165
Tabla 85. Costo de tubería a cambiar. Situación actual.....	165
Tabla 86. Costo de tubería a cambiar. Situación futura	166
Tabla 87. Pérdidas en accesorios.....	167
Tabla 88. Costo de construcción. Situación futura.....	169
Tabla 89. Potencia requerida del motor. 1 Bomba.....	170
Tabla 90. Potencia requerida del motor. 2 Bombas en paralelo.	170
Tabla 91. Descripción de las Estaciones	170
Tabla 92. Ecuaciones para los diferentes periodos de retorno	171
Tabla 93. Especificaciones de la bomba.....	172
Tabla 94. Variación de la sección transversal a lo largo de la calle	174
Tabla 95. Variación de la pendiente a lo largo de la calle.....	174
Tabla 96. Dimensiones del sistema de lagunas.....	185
Tabla 97. Resultados Análisis Físicoquímicos y Microbiológicos de Aguas Residuales, La Gloria.....	187
Tabla 98. Diferencias entre las dimensiones de diseño y las actuales de las lagunas de estabilización del Municipio de La Gloria.....	189

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Esquema de toma de niveles.....	15
Figura 2. Esquema para identificación de flujo	16
Figura 3 Curvas de relación de caudales medio y máximo.....	24
Figura 4Vertiente norte Municipio de Astrea.....	38
Figura 5 Vertiente sur Municipio de Astrea	39
Figura 6 Composición del sistema sanitario Municipio de Astrea	40
Figura 7 Zonas sin sistema sanitario	50
Figura 8 Curvas de Intensidad Frecuencia Duración (IFD) Estación Astrea.....	59
Figura 9. ubicación del sistema de tratamiento del municipio de Astrea.....	62
Figura 10. Medidas de la canaleta parshall.	63
Figura 11. Esquema de distribución del sistema 1.....	64
Figura 12.. Distribución del sistema 2.....	68
Figura 13. Red sanitaria. Municipio de Chimichagua.....	79
Figura 14. Composición del sistema sanitario Municipio de Chimichagua.....	80
Figura 15. zonas sin sistema sanitario.....	94
Figura 16. Curva de Intensidad – Frecuencia – Duración (IFD) Estación Chimichagua.....	101
Figura 17. Esquema del sistema de tratamiento.....	105
Figura 18. Municipio de Curumaní.....	112
Figura 19. Composición del sistema sanitario Municipio de Curumaní.....	114
Figura 20. Curvas de intensidad-Frecuencia-Duración. Estación de Curumaní ..	140
Figura 21. Ubicación del sistema de tratamiento del municipio de Curumaní.....	142
Figura 22. Batimetría en la Laguna No 1	150
Figura 23. Batimetría en la Laguna No 2	151
Figura 24. Esquema de redes de alcantarillado Municipio de La Gloria	155
Figura 25. Composición del sistema sanitario Municipio de La Gloria.....	156
Figura 26. Zonas sin sistema sanitario.	169
Figura 27. Áreas aferentes de La Gloria	179

Figura 28. Curvas de Intensidad-Frecuencia-Duración. Estación La Gloria	180
Figura 29. Ubicación del sistema de tratamiento del municipio de la gloria.....	182
Figura 30. Esquema de la distribución de las lagunas de estabilización	185

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Esquema de toma de niveles	14
Fotografía 2. Cuarto de bombas	17
Fotografía 3. Estructuras de entrada	17
Fotografía 4 Batimetría de lagunas.....	18
Fotografía 5. Nivelación de canales de aguas lluvias	19
Fotografía 6 Pozo en buen estado.....	44
Fotografía 7 Pozo en regular estado.....	45
Fotografía 8 Pozo en mal estado, inundado	45
Fotografía 9. Inicio del canal.....	54
Fotografía 10. Final del canal.....	54
Fotografía 11. Tramo revestido en concreto	55
Fotografía 12. Tramo en terreno natural.....	55
Fotografía 13. Cambio de sección del canal.....	56
Fotografía 14. Cambio de sección del canal.....	56
Fotografía 15. Canaleta parshall del sistema 1.....	63
Fotografía 16. Interconexión entre lagunas	65
Fotografía 17. Interconexión entre lagunas	65
Fotografía 18. Canal transportador del efluente del sistema a la quebrada Astrea.	66
Fotografía 19. Canal transportador del efluente del sistema a la quebrada Astrea.	66
Fotografía 20. vista general del tratamiento secundario conformado por dos lagunas facultativas y una de maduración.	67
Fotografía 21. canal natural que transporta el efluente al vertimiento.	69
Fotografía 22. Tubería de entrada a las laguna, además proliferación de vegetación en la laguna No 1 del sistema norte	70
Fotografía 23. Tubería de entrada a las laguna, además proliferación de	

vegetación en la laguna No 1 del sistema norte.	70
Fotografía 24. Natas sobrenadantes y capas de grasa en el sistema sur (laguna No 1 y 2)	73
Fotografía 25. Natas sobrenadantes y capas de grasa en el sistema sur (laguna No 1 y 2)	73
Fotografía 26. Borde de laguna del sistema 1	76
Fotografía 27. Laguna facultativa sistema 1.	77
Fotografía 28. Estación de bombeo del municipio de Chimichagua	82
Fotografía 29. Vista del pozo húmedo	83
Fotografía 30.vista superior del pozo seco	84
Fotografía 31. Pozo en buen estado.....	87
Fotografía 32. Pozo en regular estado.....	88
Fotografía 33. Pozo en mal estado	88
Fotografía 34. Calles en óptimas condiciones	96
Fotografía 35. Calles en óptimas condiciones	97
Fotografía 36. Panorámica de las calles	97
Fotografía 37. Panorámica de las calles	98
Fotografía 38. Estructura de entrada	103
Fotografía 39. Rejillas antes de la estación de bombeo	104
Fotografía 40. Estructura de interconexión entre laguna 1 y 2	106
Fotografía 41. Estructura de interconexión entre laguna 1 y 2	106
Fotografía 42. Estructura de salida	107
Fotografía 43. Estructura de salida	107
Fotografía 44Pozo en buen estado.....	119
Fotografía 45. Pozo en regular estado MÁTICA 2004.	119
Fotografía 46. Pozo en mal estado, inundado.	119
Fotografía 47. Inicio Canal La Cubana	125
Fotografía 48. Inicio Canal La Troncal	125
Fotografía 49. Entrega Canal La Cubana	125

Fotografía 50. Entrega Canal La Troncal.....	126
Fotografía 51. Colector final de alcantarillado.....	143
Fotografía 52. Descarga al canal natural.....	143
Fotografía 53. Canal natural que transporta aguas negras no tratadas.....	144
Fotografía 54. Canal de entrada de aguas a las lagunas de estabilización.....	144
Fotografía 55. Rejillas que conforman el tratamiento preliminar.....	145
Fotografía 56. Batimetría en el municipio de Curumaní.....	149
Fotografía 57. Acumulación de sólidos en la rejilla.....	152
Fotografía 58. Estado actual de la laguna No 2.....	152
Fotografía 59. Falta de mantenimiento de la laguna No 1.....	153
Fotografía 60. Tubería de salida del agua residual de la estación de bombeo...	158
Fotografía 61. Pozo en buen estado.....	162
Fotografía 62. Pozo en mal estado.....	162
Fotografía 63. Pozo en regular estado.....	162
Fotografía 64. Vertimiento en el Caño Garcero.....	166
Fotografía 65. Desvío de las aguas lluvias, hacia la estación de bombeo (cauce natural).....	172
Fotografía 66. Bomba.....	172
Fotografía 67. Captación de las aguas lluvias.....	173
Fotografía 68. Conducción de aguas negras al sistema de tratamiento.....	183
Fotografía 69. Tratamiento preliminar de las aguas residuales.....	183
Fotografía 70. Canaleta Parshall.....	184

LISTA DE ANEXOS

Anexo A. Resumen del análisis hidráulico de los sistemas de alcantarillado sanitario.....	202
Anexo B. Planos del sistema con la tubería a reemplazar.....	227
Anexo C. Cálculos del sistema pluvial.....	232
Anexo D. Guía metodológica para el análisis y optimización técnica de la infraestructura de los sistemas de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales para poblaciones menores a 25000 habitantes ubicadas en las sabanas de la Costa Atlántica.....	245

RESUMEN

TITULO: PRACTICA EMPRESARIAL. EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO*

AUTOR: CARLOS ALBERTO MONTERROZA VILLADIEGO**

PALABRAS CLAVES:

ALCANTARILLADO
DISEÑO
DIAGNOSTICO
BATIMETRIA
POZO DE INSPECCIÓN
AGUAS SERVIDAS
CURVAS IFD
TRATAMIENTO BIOLÓGICO

ASTREA
CHIMICHAGUA
CURUMANÍ
LA GLORIA

DESCRIPCIÓN:

En búsqueda de mejorar la calidad de vida de los habitantes de los municipios de Astrea, La Gloria, Curumaní y Chimichagua, se procedió evaluar la funcionalidad de los sistemas de alcantarillado y tratamientos de aguas residuales, disponiendo de los conocimientos adquiridos en la Universidad Industrial de Santander, con el fin de optimizar la infraestructura existente, mejorando la prestación y cobertura del servicio.

Para lograr esto, se diseñó una metodología para la captura de información en campo, con el fin de identificar los componentes del sistema; se revisó la información secundaria suministrada por los municipios para tener una referencia de la infraestructura existente. Se investigó en campo los componentes del alcantarillado sanitario, pluvial y tratamiento de aguas residuales, para realizar luego la simulación de los sistemas y encontrar sus deficiencias. Se plantearon alternativas que mejoraran el funcionamiento de la infraestructura existente.

En virtud de lo anterior se puede decir que los sistemas actuales, presentes en cada municipio, poseen deficiencias en cuanto a evacuación y tratamiento de aguas; además se debe aumentar la cobertura en las redes de alcantarillado sanitario con el fin de eliminar los focos de contaminación generados por la mala disposición de las aguas servidas. Con lo que respecta a los sistemas de tratamiento, deben ser aumentadas las unidades con el fin de disminuir la carga de DBO entregada en los vertimientos buscando la conservación del medio ambiente.

* Proyecto de Grado, Monografía, Informe de Práctica.

** Facultad de Físico mecánicos, Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Hernán Porras Díaz

ABSTRACT

TITLE: ENTERPRISAL PRACTICE. SEWAGE SYSTEM INFRASTRUCTURE WORKING EVALUATION*

AUTHOR: CARLOS ALBERTO MONTERROZA VILLADIEGO**

KEYWORDS:

SEWAGE SYSTEM
DESIGN
DIAGNOSIS
BATIMETRY
INSPECTION WELL
WASTE WATERS
IFD CURVES
BIOLOGICAL TREATMENT

ASTREA
CHIMICHAGUA
CURUMANÍ
LA GLORIA

DESCRIPTION:

Looking for a better life quality for the community in the municipalities of Astrea, La Gloria, Curumaní and Chimichagua, the functionality of the sewage systems and waste water treatment was evaluated, using the knowledge obtained in the Universidad Industrial de Santander, trying to optimize the existent infrastructure, and providing a better service and covering.

In order to achieve those goals, a methodology was designed for the field information capture, trying to identificate the system components; the secondary information given by the municipalities was reviewed in order to obtain a reference of the existing infrastructure. The components of the sewage system, pluvial system and waste water treatment were investigated in field, in order to simulate the systems and find their deficiencies. Then, alternatives for the improvement of the existing infrastructure were raised.

It can be said that the existing systems in each municipality are deficient in the sewage and treatment of waste water. Plus, the covering of the sewage system must be improved looking for the elimination of pollution centers generated by bad disposal of waste waters. About the treatment systems, the number of working units must be raised in order to minimize the Biological Oxygen Demand in the final pouring of the system, looking for the environment conservation.

* Degree Project, Monographic, Informs into Practices.

** Faculty of Physics-Mechanics Sciences, Civil Scholl Engineerr, Ing. Hernán Porras Díaz

INTRODUCCION

Hoy día es necesario para las entidades gubernamentales ofrecer la mayor cobertura posible en cuanto a servicios públicos se refiere, además de garantizar la óptima prestación del servicio con el fin de mejorar el nivel de vida de los ciudadanos disminuyendo entre otros los focos de contaminación producidos por niveles de saneamiento inadecuados.

Así mismo para apoyar las ampliaciones de los sistemas de acueducto y alcantarillado las entidades deben realizar una evaluación de los mismos, buscando obtener información sobre el funcionamiento general, la capacidad máxima real, la eficiencia y los criterios operacionales, esto con el fin de diagnosticar, si es posible mejorar o no, los niveles de eficiencia del sistema. Lo anterior para cumplir el Artículo 19 de la Resolución 1096 de 17 de Noviembre de 2000 numeral A.4.7 “Documentación técnico normativa del sector de agua potable y saneamiento básico: capítulo A”

El siguiente proyecto consiste en la participación para la evaluación de la funcionalidad de los sistemas de alcantarillado en el grupo de investigación en Geomatica, con el fin de identificar, en los municipios de Astrea, La Gloria, Curumani y Chimichagua pertenecientes al Departamento del Cesar, cuales son los proyectos de infraestructura necesarios en cada uno de los municipios para mejorar la prestación y aumentar la cobertura del servicio.

Para elaborar el análisis y evaluación de los sistemas fue necesario proponer una metodología que suministrara los lineamientos básicos a seguir, con el fin de dictaminar el estado de dichos sistemas.

La metodología propuesta básicamente propone:

- Clasificación, inventario y análisis de la información secundaria suministrada por los municipios en estudio.
- Selección de la herramienta software para simular los sistemas existentes.
- Capacitación del personal encargado de recoger la información en campo para caracterizar los sistemas de alcantarillado.
- Recolección de la información primaria.
- Simulación de los sistemas de alcantarillado.
- Propuesta de soluciones a los problemas existentes.

Dicha metodología esta basada en la normatividad vigente:

- Norma RAS: “Documentación técnico normativa del sector de agua potable y saneamiento básico”.
- Documentos desarrollados por el Ministerio de desarrollo económico, el Banco Mundial y la UNICEF.
- Manual metodológico para la identificación, preparación y evaluación de proyectos de agua potable y saneamiento básico, desarrollado por El Departamento Nacional de Planeación, 1994.

1. OBJETIVOS

1.1. OBJETIVO GENERAL

Participar en el análisis y evaluación del estado y funcionalidad de la infraestructura de los sistemas de alcantarillado existentes en los municipios de La Gloria, Astrea, Curumaní y Chimichagua, dentro del marco del proyecto para la elaboración de la fase I para la modernización empresarial de los sistemas de agua potable y saneamiento básico de seis municipios del departamento del Cesar.

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diseñar los instrumentos necesarios para la captura de información en campo.
- Coordinar el levantamiento de la información necesaria para el catastro de redes de alcantarillado.
- Participar en la elaboración del diagnóstico de los sistemas de alcantarillado, con base en la información primaria y secundaria recopilada sobre los sistemas.
- Interactuar en el equipo que propondrá las alternativas para el mejoramiento del funcionamiento de la infraestructura de los alcantarillados y el tratamiento de las aguas residuales en cada uno de los municipios.
- Participar en el diseño, presupuesto y elaboración de las especificaciones técnicas de las alternativas seleccionadas.

2. MARCO LEGAL

La Constitución Política de Colombia prevé el derecho de todos los ciudadanos a los servicios públicos al establecer, en su Artículo 365, que éstos *son inherentes a la finalidad del Estado* y que es deber de éste *asegurar su prestación eficiente a todos los habitantes del territorio nacional*. Esta misma Norma autoriza que los servicios públicos sean prestados *por el Estado, directa o indirectamente, por comunidades organizadas o por particulares*.

Mediante la Ley 142 de 1994 el legislador desarrolló este precepto constitucional. En ella estableció el régimen de los servicios públicos domiciliarios, estructuró su prestación y organizó en cabeza del Estado el cumplimiento de las funciones de regulación, vigilancia y control de dichos servicios.

Esta Ley, además, desarrolla los Artículos 367 y 369 de la Constitución. El primero en materia de competencias, responsabilidades, cobertura, calidades, financiación y régimen tarifario de los servicios públicos domiciliarios; y el segundo, en lo relativo a los deberes y derechos de los usuarios, y a su participación y fiscalización en algunas de las empresas que prestan el servicio.

La Ley 142 de 1994 define como servicios públicos domiciliarios los de acueducto, alcantarillado, aseo, electricidad, gas combustible y telefonía básica conmutada incluyendo larga distancia nacional e internacional. Para el presente informe es necesario tener clara la definición de alcantarillado:

Alcantarillado

Es la recolección municipal de residuos, principalmente líquidos, por medio de tuberías y conductos, comprende las actividades complementarias de transporte, tratamiento y disposición final de dichos residuos.

3. GENERALIDADES DE LOS MUNICIPIOS

3.1. MUNICIPIO DE ASTREA

El Municipio de Astrea está ubicado en la subregión occidental del Departamento del Cesar, caracterizado como Municipio de Influencia¹ de la subregión, en las coordenadas latitud 9° 30' N y longitud 73° 59' W.²

Limita al norte con el Municipio de El Paso y el Departamento del Magdalena; al sur con el Municipio de Chimichagua y el Departamento del Magdalena; al oriente con el Municipio de Chiriguaná; al occidente con el Departamento del Magdalena.

La extensión superficial del Municipio es de 56.871,5 Ha. Su temperatura promedio es de 30°C.

La distancia a la capital del Departamento del Cesar (Valledupar) es de 170Km. aproximadamente, por la Vía Valledupar – Bosconia - Cuatro vientos - El Paso.

El Municipio tiene como área urbana las poblaciones de Astrea, Arjona, El Hebrón y Santa Cecilia. El área urbana de la cabecera municipal presenta una extensión de 128,51 Ha, localizada entre las coordenadas:

Tabla 1 Ubicación geográfica del Municipio de Astrea.

Coordenada	Valor
Oeste	Y = 1.010.130
Este	Y = 1.012.465
Norte	X = 1.543.229
Sur	X = 1.540.909

Fuente: Gobernación del cesar. Anuario estadístico 1995

¹ GOBERNACION DEL CESAR. Plan de Desarrollo “El Cuento Social” 1995-1997. P. 23.

² GOBERNACION DEL CESAR. Anuario Estadístico 1995. P. 32

3.2. MUNICIPIO DE CHIMICHAGUA

El Municipio de Chimichagua está ubicado al sur occidente del Departamento del Cesar. Limita al norte con el Municipio Astrea, al sur con los Municipios de Tamalameque y Pailitas, al oeste con el Municipio de El Banco y al este con los Municipios de Curumaní y Chiriguaná y el Departamento de Norte de Santander.

La cabecera municipal posee una extensión de 161,34 Ha y se encuentra a 49 m sobre el nivel de mar, con una temperatura entre 29°C y 38°C.

La distancia a la capital del Departamento del Cesar (Valledupar) es de 230 Km. La cabecera municipal tiene acceso por vía terrestre desde Valledupar y desde el centro del país ingresando por El Burro sobre la vía a la Costa Atlántica, se llega a El Banco y de ahí por vía terrestre hasta el casco urbano. De la misma manera, sobre la vía a la Costa, entrando por Las Vegas, ubicado a 10 minutos de Pailitas, por tierra a 40 minutos hasta el Corregimiento de Saloa y de ahí por vía fluvial 35 minutos hasta el casco urbano.

3.3. MUNICIPIO DE CURUMANÍ

El Municipio de Curumaní se encuentra ubicado en la subregión central del Departamento del Cesar, con un área de aproximadamente 415 Ha. Limita por el norte con el Municipio de Chiriguaná, por el oriente con la República de Venezuela y el Departamento de Norte de Santander, por el sur y el occidente con el Municipio de Chimichagua. Junto con los Municipios de Becerril, Chiriguaná, La Jagua de ibérico, Chimichagua, Pailitas y Tamalameque, conforman la subregión central del Departamento del Cesar, cuyo centro nodal es Curumaní, que dista de la capital del departamento, Municipio de Valledupar a 176 Km, por la vía San Roque – Valledupar.

La posición astronómica del Municipio de Curumaní se da entre las coordenadas 9° 12' de latitud norte y 73° 33' de latitud oeste. Su temperatura promedio es de 28° C y presenta una precipitación media anual de 1.563,9 mm.

No se conoce con exactitud el año de fundación de Curumaní, pero se sabe que aproximadamente hacia el año 1852, comenzó a poblarse con los vaqueros que trasladaban ganado de Chiriguaná a los Santanderes. Mas su creación se cumple en 1887, como producto de la búsqueda de mejores parajes por parte de los ganaderos para pastar su ganadería. Inicialmente, fue corregimiento del Municipio de Chiriguaná hasta el año 1965. En 1963, se inicia un movimiento independentista, lográndose la autonomía local de Curumaní mediante Ordenanza No. 036 de Noviembre 16 de 1965”³.

3.4. MUNICIPIO DE LA GLORIA

El Municipio de La Gloria surge en 1860 con el nombre de Belén, bajo la jurisdicción del entonces Municipio de Simaña, como un pequeño caserío ribereño, articulado a la red de apoyo y aprovisionamiento del sistema de transporte de pasajeros y carga que operaba por el Río Magdalena en barcos de vapor, y posteriormente al transporte ferroviario. En 1888 se le da el reconocimiento de la categoría de Municipio por parte de la Asamblea Departamental del Magdalena, mediante Ordenanza 004 del 24 de julio⁴

El crecimiento poblacional del municipio generado por la confluencia de pescadores, el establecimiento de asociaciones de braceros agrupados alrededor de cuatro bodegas y la conformación del comercio formal, permitió el desarrollo de las actividades agrícolas y ganaderas y con ellas el surgimiento de la red de caminos y vías hacia la parte oriental; con lo cual se logró su consolidación y su reconocimiento como municipio del departamento del Cesar, según ordenanza

³ CAMACHO G. Andrés. CURUMANI: Protagonistas de su Historia. Ediciones el Comején. Curumaní, Febrero 1996.

⁴ Tomado archivo Alcaldía Ordenanza Municipal – La Gloria

número 32 del año de 1916.

El Municipio de La Gloria se encuentra ubicado al suroccidente del Departamento del Cesar. Su cabecera está localizada en la margen oriental del río Magdalena, a los 08° 37' 22" de latitud norte y 73° 48' 30" de longitud oeste. Presenta una altura sobre el nivel del mar de 50 m., temperatura media de 28° C y precipitación media anual de 1.593 mm. Dista de Valledupar, capital del departamento del Cesar, 268 Km.

El área municipal es de 789 km² y limita por el norte con los Municipios de Tamalameque y Pelaya, por el este con el departamento de Norte de Santander, por el sur con Aguachica y Gamarra y por el oeste con el Departamento de Bolívar.

En el relieve sobresalen las estribaciones de la Serranía de los Motilones en la parte oriental del Municipio, el resto de su topografía es plana, bañada por numerosos caños y ciénagas aledaños al Río Magdalena. Sus predios están destinados a la agricultura y a la ganadería, la pesca también se convierte en una actividad importante para la región.

Tiene servicios de acueducto, energía eléctrica, DDN con 103 líneas instaladas, telegrafía, correo nacional y una sucursal de la Caja Agraria. Para la difusión cultural y recreativa dispone de una biblioteca y un teatro.

4. ACTIVIDADES REALIZADAS

El desempeño realizado en el grupo de investigación en Geomatica se realizó bajo la tutoría del ingeniero Luis Fernando Hoyos Carrillo asesor del proyecto, quien ha dedicado su vida profesional a los temas de acueductos, alcantarillados, sistemas de tratamiento de aguas residuales, represas, riego y control de cauces, participando en proyectos de magnitud nacional.

Las labores que se llevaron a cabo en el tiempo de la práctica fueron las siguientes:

4.1. CLASIFICACIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA

Fue necesario solicitar información a los municipios en estudio con el fin de identificar la infraestructura existente en la zona y tener una visión general de los sistemas, sin haber ido a campo. Esta información esta compuesta de memorias de cálculo, planos, planes de ordenamiento territorial y toda la información referente a la infraestructura de saneamiento básico y agua potable.

El grupo de investigación organizó una lista de requerimientos que fue enviada a los municipios, las personas encargadas de recoger esta información fueron los ingenieros Jorge Bastos y Serenel Toloza.

La información suministrada fue clasificada con base al tipo de información contenida en el documento, la cual podía ser referente a la infraestructura de los sistemas, a la parte económica y financiera tanto de las empresas prestadoras del servicio, como del municipio, y los planes de desarrollo de la región. De esta manera se facilitó el manejo de dicha información para cada una de las partes.

Se inventariaron los documentos y se identificó el nombre, autor, año de creación y tipo (digital o análogo), descripción del documento y nomenclatura de planos adjuntos entre otros. Igualmente se realizó con los planos el mismo procedimiento.

4.2. ANALISIS DE LA INFORMACIÓN SECUNDARIA

Se analizaron los estudios y diseños anteriores y se crearon fichas por municipio de lo que existía en lo referente a aspectos generales del municipio, sistema de acueducto, sistema de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales, rellenos sanitarios e infraestructura de mataderos.

Se llegó a la conclusión de que la información suministrada no era confiable porque en algunos aspectos se contradecía.

Esta información se utilizó para dar una visión general del sistema, servir como punto de partida para identificar la infraestructura presente en la zona y evaluar la veracidad de la misma, debido a que muchas veces los estudios y diseños que se realizan no se materializan al 100%, además la información que queda plasmada en las memorias y en los planos difiere de la que existe en campo.

4.3. PREPARACIÓN PARA LA CAPTURA DE INFORMACIÓN PRIMARIA

Fue necesario caracterizar los sistemas con información recogida por el grupo de infraestructura con el fin de validar la suministrada por los municipios.

Se consultaron algunos documentos con el fin de tener una guía para la creación de los formatos de captura. Los documentos son:

- Catastro de redes. Municipios menores y zonas rurales. Programa de modernización empresarial. Programa nacional de control de pérdidas y agua no contabilizada. Ministerio de desarrollo económico. Agosto de 2002. Segunda edición.
- Normas técnicas para el diseño y presentación de proyectos de

alcantarillado. Corporación Autónoma Regional para la defensa de la meseta de Bucaramanga.

- RAS: “Documentación técnico normativa del sector de agua potable y saneamiento básico
- Manual metodológico para la identificación, preparación y evaluación de proyectos de agua potable y saneamiento básico, desarrollado por el departamento nacional de planeación, 1994

Cuando se crearon los formatos fue necesario acompañarlos con un instructivo en el cual se definen los pasos para capturar la información necesaria para evaluar los sistemas de saneamiento básico. En el documento se definen los términos y procedimientos a seguir con el fin de evitar equívocos en la recolección de datos y posterior procesamiento de la misma. En el anexo A se presentan los formatos de captura de información.

Se realizó una capacitación del personal encargado de recoger la información con el fin de instruirlos en el diligenciamiento de los formatos. Esta capacitación se llevo a cabo durante los días 20 y 21 de Junio de 2004. Contó con la participación de:

- Carlos Alberto Monterroza Villadiego (el autor): expositor de la metodología de captura de información de campo referente a alcantarillado.
- Jorge Alberto Valero Fandiño: expositor de la metodología de captura de información de campo referente a acueductos.
- Diego Peñaloza: expositor de la metodología de captura de información de campo referente a rellenos sanitarios y plantas de beneficio de ganado.
- Luis Fernando Castañeda Galvis: responsable de la comisión de aforos y medición de presiones.

- Ing. Claudia Juliana Lucena Lizarazo: coordinadora del grupo de diseño e infraestructura.
- Ing. Luis Fernando Hoyos: Consultor.
- Los comisionados de los municipios
- Y los estudiantes practicantes de la Universidad Popular del Cesar.

Después de contar con todas estas herramientas y someter a diversos exámenes los procedimientos propuestos, se visitaron los municipios en estudio

4.4. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PRIMARIA

Luego de tener las metodologías y formatos para la captura de información primaria, se procedió a visitar cada uno de los municipios con el fin de caracterizar los sistemas existentes.

El grupo que visito la zona estaba conformado por cuatro comisiones a saber:

Comisión de topografía y GPS: Encargada de realizar el levantamiento altimétrico de la zona, correspondiente a las cotas rasantes de cada uno de los pozos de inspección del sistema de alcantarillado y las cotas de descarga de los emisarios finales en las plantas de tratamiento de aguas residuales; además con ayuda del GPS se referenciaron todos los elementos existentes en cada uno de los sistemas.

Comisión de alcantarillado: Encargada de caracterizar el sistema de colectores y el sistema de tratamiento de agua residual. Para caracterizar el sistema se colectores se crearon dos grupos que realizaran el recorrido de la red, y se creó un tercer grupo para realizar la investigación de las plantas de tratamiento.

Comisión de saneamiento: Encargada de caracterizar los sistemas de plantas de beneficio de ganado y rellenos sanitarios.

Comisión de acueducto: Encargada de caracterizar las plantas de tratamiento (PTAP) y la red de distribución de agua potable.

4.4.1 Procedimiento para la captura de información Para realizar el recorrido de los sistemas en cada uno de los municipios, se procedió a visitar las empresas encargadas de prestar los servicios públicos con el fin de informarles los alcances del proyecto y facilitar su colaboración.

Se hizo la caracterización de la red y la visita a las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Para caracterizar la red de colectores, además de tener los formatos de captura, fue necesario utilizar otras herramientas que facilitaran dicha caracterización, entre ellos tenemos cintas métricas, lámparas y miras métricas, estas últimas fueron hechas en campo. Fue necesario disponer de personal adicional que tuviera conocimientos de la red y que se encargara de destapar los pozos, dicho personal fue suministrado por la empresa de servicios públicos o en su defecto por la alcaldía.

Para la inspección de los pozos se adoptó la siguiente metodología:

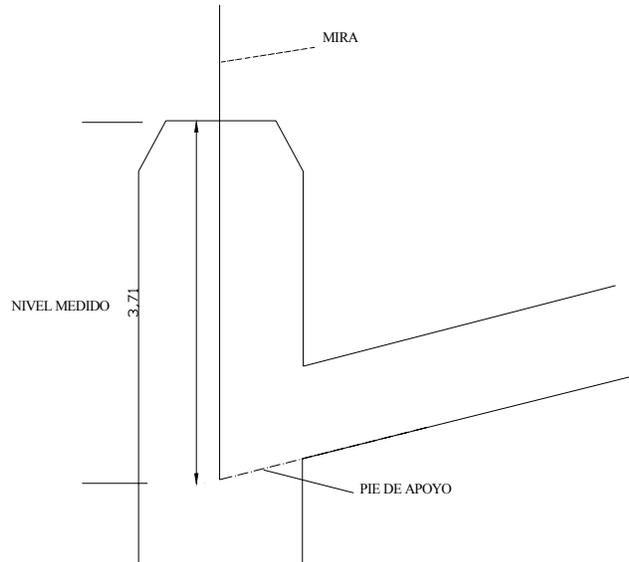
- Se tomaban los niveles de cada uno de los colectores que llegaban o salían del pozo con la ayuda de la mira y se registraba en el formato correspondiente. En la fotografía 1 se ilustra la manera en que se realizó el procedimiento.

Fotografía 1. Esquema de toma de niveles



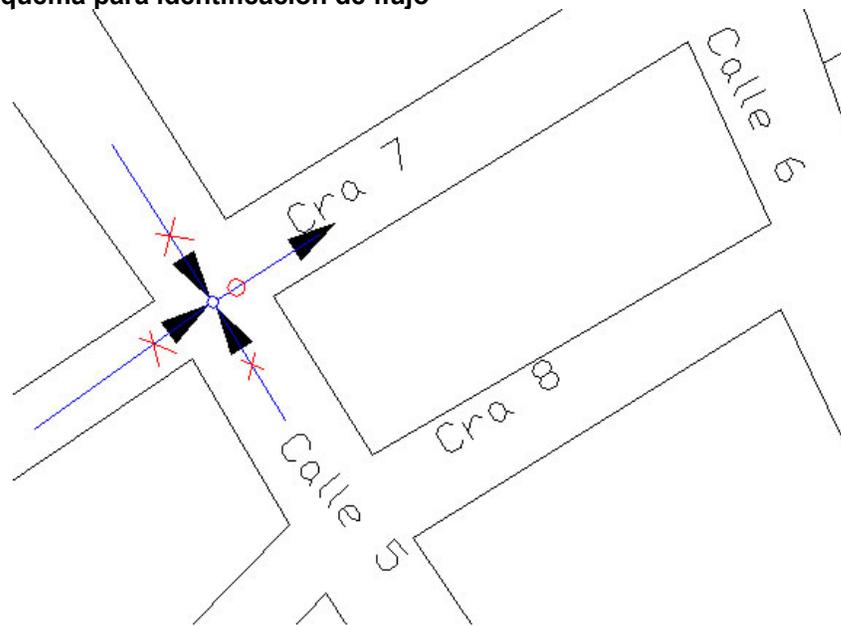
- Los colectores se identificaban con las letras a,b,c,d o e, en caso de que tuviera más de cuatro, empezando por aquel que tuviera la cota más baja de todas. Es necesario aclarar que en la inspección de los pozos se tomaron niveles de cotas bateas con respecto a la rasante del pozo, por lo tanto el pozo que presentara el mayor nivel poseía la cota más baja. En la figura 1 se observa un esquema ilustrativo.

Figura 1 Esquema de toma de niveles



- Para identificar el sentido del flujo fue necesario establecer una nomenclatura. En el esquema en planta se identificaba sobre cada uno de los colectores **X** si se observaba que estaba llegando agua, **O** si se observaba que estaba saliendo agua, se dejaba sin marcar cuando no se tuviera la certeza del flujo. Además fue necesario ubicar el pozo y los colectores con respecto a las calles vecinas. En la figura 2 se observa un esquema ilustrativo.

Figura 2. Esquema para identificación de flujo



- Se registraba el diámetro y material de los colectores y se comparaba con el tomado en el pozo anterior para evitar incongruencias en sus medidas.

Para la inspección de las plantas de tratamiento se identificó el sistema en conjunto, el cual consta de:

- Estación de bombeo: Los municipios que contaban con estación de bombeo fueron La Gloria, Chimichagua y Chiriguaná. En estas estaciones se identificaron los componentes que podían ser caracterizados.

Fotografía 2. Cuarto de bombas



- Sistemas de lagunas: En los que se inspeccionaron las estructuras de llegada y se realizó la caracterización del sistema como tal.

Fotografía 3. Estructuras de entrada



- Se realizó la batimetría de las lagunas con el fin de evaluar su capacidad actual, lo cual repercute en su eficiencia.

Además de esto se caracterizaron los sistemas de recolección de aguas lluvias, el cual se encuentra compuesto por canales abiertos ubicados en la cabecera municipal de los municipios. Estos canales fueron nivelados con manguera, tomando como referencia los pozos de inspección de aguas residuales.

Fotografía 4 Batimetría de lagunas



Fotografía 5. Nivelación de canales de aguas lluvias



4.5. REALIZACIÓN DE DIAGNOSTICOS Y EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS EXISTENTES

Luego de recopilar toda la información primaria necesaria para la evaluación de los sistemas, se procedió a realizar los informes de diagnostico para cada uno de los municipios en estudio. Previamente a estas actividades el grupo realizó un censo de usuarios con el fin de identificar, caracterizar y localizar a los usuarios de los servicios y a sus acometidas. De este censo se tomaron algunos parámetros con el fin de caracterizar en forma detallada cada sistema.

Los parámetros adoptados de la norma RAS y los fundamentos tenidos en cuenta para la evaluación de los sistemas existentes son los siguientes:

4.5.1 Sistema de alcantarillado sanitario

- **Velocidad mínima** La velocidad mínima real permitida en el colector es 0,45 m/s. Para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual se hizo necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, se estableció que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 1,5 N/m² (0,15 Kg./m²) para el caudal inicial máximo horario.
- **Velocidad máxima** La velocidad máxima real no debe sobrepasar los 5 m/s. En la Tabla 2 se muestran las velocidades máximas permisibles en función del tipo de material.

Tabla 2 Velocidades máximas admisibles.

MATERIAL	VMAX(M/SEG)
Ladrillo común	3
Ladrillo vitrificado y gres	5
Concreto de f'c= 2000 psi	3
Concreto de f'c= 3000 psi	6
Concreto de f'c= 4000 psi	10
Cloruro de Polivinilo	10
Asbesto Cemento	10

Fuente: Normas técnicas para diseño y presentación de proyecto CDMB⁵.

- **Profundidad hidráulica máxima** Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70 y 85% del diámetro real de éste. Se asumió un valor del 85%.
- **Profundidad mínima a la cota clave.** La profundidad mínima a la cota clave depende del tipo de vía según se muestra en la Tabla 3.

⁵ Normas técnicas para diseño y presentación de proyectos de alcantarillado. Pág. 47

Tabla 3 Profundidades mínimas a cota clave.

Tipo de vía	Profundidad a la cota clave
Vías peatonales	0,75
Vías vehiculares	1,2

. Fuente: RAS2000. Tabla D.3.11

➤ **Caudales de diseño de aguas residuales**

- **Caudal medio diario (Q_{md})** El caudal medio diario es la suma de los aportes domésticos Q_d , industriales Q_i , comerciales Q_c e institucionales Q_{ins} .

$$Q_{md} = Q_d + Q_i + Q_c + Q_{ins}$$

- **Contribuciones domésticas (Q_d)** Este aporte se calculó de acuerdo con la metodología RAS2000 (D.3.2.2.1):

$$Q_d = \frac{C * D * A_{rb} * R}{86.400}$$

En donde:

Q_d = Contribución doméstica (lps)

C = Estimación del consumo medio diario (l/hab-día)

D = La densidad de población calculada para la zona en estudio (hab/Ha).

A_{rb} = Área residencial bruta de drenaje (Ha)

R = Coeficiente de retorno

- **Consumo medio diario (C)** Se adoptó el valor del consumo medio diario, según el literal B.2.4 del título B de la norma RAS2000, para el sistema de acueducto. Para la situación actual y el año de diseño la dotación calculada se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4 Dotaciones netas.

Año calendario	Dotación(l/hab-día)
2004	160
2024	160

- **Densidad de población (D)** La densidad actual y la densidad proyectada se deben hallar teniendo en cuenta la identificación de las zonas actuales de la población y las zonas de expansión futuras, con base en la población actual y futura de dichas zonas.
- **Área residencial bruta de drenaje (A_{rb})** En esta área se tuvo en cuenta el perímetro del casco urbano para el análisis del año 2004 y 2024.
- **Coefficiente de retorno (R)** El valor del coeficiente de retorno se estimó de acuerdo con el nivel de complejidad del sistema, según la Norma RAS2000, el cual se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5 Coeficiente de retorno de acuerdo al nivel de complejidad.

Nivel de complejidad del sistema	Coefficiente de retorno
Bajo y medio	0,7-0,8
Medio alto y alto	0,8-0,85

Fuente: RAS2000. D.3.2.2.1.

- **Caudal de diseño de los tramos (Q_T)** El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtuvo sumando al caudal máximo horario del día máximo Q_{MH} , los aportes por infiltraciones Q_{inf} y conexiones erradas Q_{ce} .

$$Q_T = Q_{MH} + Q_{inf} + Q_{ce}$$

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al tramo hasta el pozo de inspección inferior. Se asumió 1,5 l/s como caudal de diseño cuando el calculado mediante fórmula sea inferior a este valor.

- **Contribuciones institucionales (Q_{ins})** Para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional presentados en la Tabla 6

Tabla 6 Contribución comercial.

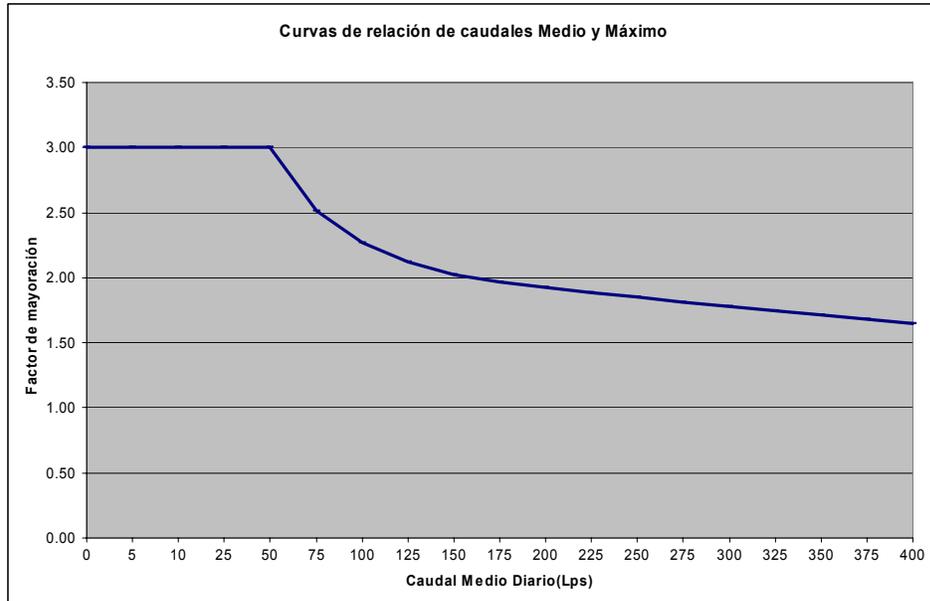
Nivel de complejidad del sistema	Contribución institucional (lps/ha inst)
Cualquier	0,4-0,5

Fuente: RAS2000. D.3.2.2.4

- **Contribuciones comerciales (Q_c)** Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial tabla D.3.3. El valor asumido para las contribuciones comerciales es de 0,5 (lps/Ha).
- **Caudal máximo horario (Q_{MH})** El factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerados aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos.

Se adoptó como factor de mayoración el utilizado por la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga – CDMB, debido a las similitudes entre los caudales aforados y los calculados por este factor, estas comprobaciones se presentaron en estudios anteriores hechos por esta Entidad en el Río Frio – Santander.

Figura 3 Curvas de relación de caudales medio y máximo.



Fuente: CDMB⁶

- **Conexiones erradas (Q_{ce})** Se consideraron los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario provenientes de las malas conexiones de bajantes de los tejados y los patios. El RAS 2000 prevé para este caudal distintos valores de acuerdo con la existencia o no de un sistema pluvial de recolección. de acuerdo a la Tabla D.3.6 de la Norma RAS2000. Estos aportes se muestran en la Tabla 7. y 8 respectivamente.

Tabla 7 Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias con sistema pluvial.

Nivel de complejidad	Aporte (lps/ha)
Bajo y medio	0.2
Medio alto y alto	0.1

Fuente: RAS2000. D.3.2.2.6

⁶ Normas técnicas para diseño y presentación de proyectos de alcantarillado. Corporación de Defensa de la Meseta de Bucaramanga. Fig. 9.

Tabla 8. Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial.

Nivel de complejidad	Aporte (lps/ha)
Bajo y medio	2
Medio alto y alto	2

Fuente: RAS2000. D.3.2.2.6

- **Caudal de infiltración (Q_{inf})** La categorización de la infiltración en los niveles alto, medio y bajo se relaciona con las características topográficas de suelos, niveles freáticos y precipitaciones. En la Tabla 9 están los valores de infiltración para cada nivel de complejidad asumidos para el estudio.

Tabla 9 Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.

Nivel de complejidad	Infiltración alta (lps/ha)	Infiltración media (lps/ha)	Infiltración baja (lps/ha)
Bajo y medio	0,15-0,4	0,1-0,3	0,05-0,2
Medio alto y alto	0,15-0,4	0,1-0,3	0,05-0,2

Fuente: RAS2000. D.3.2.2.7

- **Pozos de inspección** Los parámetros que se consideraron para la calificación de los pozos se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10. Parámetros para la calificación del estado de los pozos

Valoración en investigación de pozos de inspección	
Estado	Característica
Excelente	Cuando la estructura es nueva y en ella no se observa daño ni deterioro, además presenta un buen funcionamiento hidráulico y no se observan sedimentos.
Bueno	Cuando la estructura no siendo necesariamente nueva, cumple a cabalidad con la función, no presenta deterioro al menos visible
Regular	Cuando la estructura presenta daños menores como agrietamientos y obstrucciones debidas a sedimentos y las estructuras que permitan el acceso a estos pozos están deterioradas
Malo	Cuando la estructura tiene alto grado de deterioro o está en condiciones precarias, lo cual hace que la estructura no presente un buen funcionamiento, y además el pozo no posea estructuras que permitan el acceso. El pozo se encuentra inundado.

➤ **Sistema de colectores** a evaluación de los sistemas existentes se realizó mediante análisis hidráulico por medio del software Walcan utilizado por la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga. Los resultados obtenidos para cada uno de los sistemas y para las condiciones actuales y futuras de diseño se relacionan a continuación

4.5.2 Sistema de alcantarillado pluvial

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diagnóstico y diseño del sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias. A continuación se establecen las condiciones para su definición y estimación

➤ **Metodología para el cálculo de las curvas de IFD.** El procedimiento que se describe a continuación se realizó para las estaciones ubicadas en cada municipio de estudio, comparando los datos con los de la estación de Valledupar, puesto que para esta estación ya se tiene calculada la curva IFD.

A partir de los datos de los periodos correspondientes se determinaron los valores máximos de precipitación (mm) de acuerdo con su duración y se obtuvo su promedio, tanto para la estación en estudio como para la estación base (Valledupar).

Se halló la distribución de los valores extremos para lo cual se determinó la desviación típica según la fórmula:

$$S = \left(\sum \frac{(X_i - \bar{X})^2}{n} \right)^{1/2}$$

Para diferentes periodos de ocurrencia, la probabilidad está dada por la expresión:

$$P = \frac{1}{T_r}$$

La probabilidad de ocurrencia P , es proporcionada por el periodo de retorno de la curva IDF de Valledupar, para este caso 3, 5, 10, 25, 50 y 100 años, además está dada por la fórmula:

$$T_r = 1 - e^{(-e)^{-b}}$$

De esta ecuación se obtuvo como incógnita b . Su valor está dado por la siguiente expresión:

$$b = -\text{Ln}(\text{Ln}(1 - \frac{1}{T_r}))$$

En donde b es la variable reducida.

Se calculó la precipitación máxima en 24 horas (1.440 min) para periodos de retorno requeridos tanto para la estación de estudio como para la estación base con la siguiente expresión:

$$b = \left(\frac{1}{0.7797 * S} \right) * (X_i - \bar{X} + 0.45 * S)$$

Los valores de b , \bar{X} y S son conocidos. Se despeja el valor de X_i que corresponde al valor de precipitación medido en mm. Entonces se tiene:

$$X_i = b * 0.7797 * S + \bar{X} - (0.45 * S)$$

En donde:

b = está en función del periodo de retorno.

S = es la desviación típica.

\bar{X} = es el promedio de las precipitaciones.

Por otro lado se calcularon los valores de precipitación máxima en función de la duración de la lluvia para periodos de retorno requeridos con base en la curva de IFD de Valledupar.

Con base en esta información y los datos obtenidos de precipitación máxima en función de la lluvia en 24 horas para la estación base, se halló la relación entre la duración de la lluvia en 1 hora y la duración diaria, dada por:

$$\text{Relación} = \frac{I_{1\text{hora}} \text{ (mm/h)}}{I_{1\text{día}(24\text{h})} \text{ (mm/h)}}$$

Con esta relación y la información de la curva de IDF de Valledupar, se hallaron los valores de precipitación máxima para diferentes duraciones en función del periodo de retorno en mm para la estación de estudio con la fórmula para el cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales.

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_{1hora}}{I_{1día}} \right)^{\left(\frac{0.28^{0.1} - D^{0.1}}{0.4} \right)}$$

Estos valores de intensidad en mm se transformaron en valores de mm/h dividiéndolos entre la duración de cada uno de ellos.

Finalmente con estos datos se generaron las curvas de IFD para cada estación mediante el programa de Excel aplicando una línea de tendencia de tipo exponencial; Estas ecuaciones se utilizaron para el cálculo de los caudales para el diseño de canales de aguas lluvias.

➤ **Áreas de diseño** Las áreas de drenaje se determinaron por medición directa en planos, y su delimitación es consistente con las redes de drenaje natural. El área aferente está expresada en hectáreas con aproximación de 0.01 ha.

➤ **Caudal de diseño** Para la estimación del caudal de diseño se utilizó el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas lluvias con base en la intensidad media del evento de precipitación con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escorrentía. El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 700 Ha, por lo tanto se ajusta a las condiciones del Municipio. La ecuación del método racional es:

$$Q = C * I * A$$

En donde:

Q: Descarga estimada en litros por segundo

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de la lluvia en litros por segundo por hectárea para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y para un período de retorno determinado

A: Área de drenaje en hectáreas

- **Coeficiente de escorrentía (C)** El Coeficiente de Escorrentía es función del tipo de suelo, de la impermeabilidad de la zona y de la pendiente y debe corresponder a algunos de los valores determinados por la tabla 11.

Tabla 11. Valores estimados para el coeficiente de escorrentía C

Tipo de superficie	C
Cubiertas	0,75-0,95
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0,70-0,95
Vías adoquinadas	0,70-0,85
Zonas comerciales o industriales	0,60-0,95
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre éstos	0,60-0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,40-0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,30
Laderas sin vegetación	0,60
Laderas con vegetación	0,30
Parques recreacionales	0,20-0,35

Fuente: RAS-2000

- **Intensidad de la lluvia** Las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) constituyen la base climatológica para la estimación de los caudales de diseño. Estas curvas sintetizan las características de los eventos extremos máximos de precipitación de la zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con periodos de retorno específicos.

➤ **Periodo de retorno.** El periodo de retorno de diseño está determinado de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular, comercio, industria, etc. La selección del periodo de retorno está

asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio y, por lo tanto, el valor que se adopto está justificado.

Para efectos de diseño, el período de retorno del aguacero de diseño se selecciona de acuerdo con los criterios considerados en la tabla 12.

Tabla 12 Tiempo estimado para el Periodo de Retorno.

Características del área de drenaje	Mínimo (años)	Aceptable (años)	Recomendado (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	5	10
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha	25	25	50

Fuente: RAS-2000

Para el proyecto se adopto el tiempo Mínimo de acuerdo con el nivel de complejidad del sistema, tabla No.13

Tabla 13 Grado de protección.

Nivel de complejidad del sistema	Grado de protección igual o mayor al:
Bajo	Mínimo
Medio	Mínimo
Medio alto	Aceptable
Alto	Recomendado

Fuente: RAS-2000

➤ **Tiempo de concentración** El tiempo de concentración está compuesto por el tiempo de entrada y el tiempo de recorrido en el colector.

$$T_C = T_e + T_t$$

- **Tiempo de entrada (T_e)** El tiempo de entrada corresponde al tiempo requerido para que la escorrentía llegue al canal, mientras que el tiempo de recorrido se asocia con el tiempo de viaje o tránsito del agua dentro del canal.

El tiempo entrada se puede calcular de diferentes formas, la que adoptamos para nuestros cálculos es la propuesta por Kerby:

$$T_e = 1.44 \cdot \left(\frac{Lm}{S^{1/2}} \right)^{0.467}$$

En donde:

T_e : Tiempo de entrada

L: Longitud

S: Pendiente

m: Coeficiente de retardo (puede ser estimado a partir del tipo de superficie, con base en los valores de la tabla 14)

Tabla 14. Coeficiente de retardo.

Tipo de superficie	m
Impermeable	0,02
Suelo sin cobertura, compacto y liso	0,10
Superficie sin cobertura moderadamente rugosa	0,20
Pastos	0,30
Terrenos arborizados	0,70
Pastos densos	0,80

Fuente: RAS-2000

- **Tiempo de recorrido (T_t)**. El tiempo de recorrido se estimó de la siguiente forma:

$$T_t = \frac{L_t}{V}$$

En donde:

Lt: Longitud del tramo

V: Velocidad dentro del canal

➤ **Diagnostico del sistema** De acuerdo con la información recogida en campo y la suministrada por el IDEAM, se realizó la evaluación técnica del funcionamiento de los canales de recolección y evacuación de las aguas de escorrentía pluvial, con base a los parámetros establecidos en el capítulo D.4 del REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO RAS – 2000.

El procesamiento de los datos se realizó por medio de hojas de calculo en Excel, en donde se calculó la intensidad de la lluvia apoyándose en las curvas de Intensidad – Frecuencia – Duración (IFD) Conociendo la intensidad de la lluvia se calcularon los caudales de diseño y circulante, los cuales se confrontaron remplazando el caudal de diseño por el caudal circulante en la ecuación de Manning, conociendo así el volumen máximo de agua que son capaces de soportar los canal y las calles en condiciones de un evento fuerte de precipitación.

➤ **Capacidad hidráulica de los canales y de las calles.** El cálculo de la capacidad hidráulica máxima de los canales y calles existentes se determinó por medio de hojas de cálculo en Excel, utilizando la ecuación de Manning para canales abiertos:

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

Donde:

Q : Caudal

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

A: Área del canal

R: Radio hidráulico

S: Pendiente del terreno

Tabla 15 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (*n*)

Material	<i>n</i>
Conductos abiertos	
Canal revestido en ladrillo	0.012 - 0.018
Canal revestido en concreto	0.011 - 0.020
Canal excavado	0.018 - 0.050
Canal revestido rip-rap	0.020 - 0.035

Fuente: RAS-2000

4.5.3 Sistema de tratamiento de aguas residuales. Los modelos de evaluación para las lagunas son los siguientes:

➤ **Flujo completamente mezclado.** Este tipo de lagunas se puede diseñar con base en modelos de reactor de mezcla completa y cinética de remoción de primer orden.

En el modelo de mezcla completa se supone que las partículas del fluido del afluente son dispersadas instantáneamente a través de todo el volumen del reactor y que no existen gradientes de concentración dentro del sistema; por lo tanto, la concentración del efluente del reactor es la misma concentración de cualquier punto en el reactor.

El balance de materiales permite deducir la siguiente ecuación de diseño:

$$C = \frac{C_o}{1 + K\theta}$$

Donde,

C = Concentración de DBO en el efluente, mg/L

Co = Concentración de DBO en el afluente, mg/L

K = Constante de reacción de primer orden para remoción de DBO, d^{-1}

θ = Tiempo de retención en el reactor.

Reordenando la ecuación anterior, se obtiene:

$$\theta = \frac{1}{k} \left(\frac{C_o}{C} - 1 \right)$$

La constante de remoción de DBO es función de la temperatura y puede calcularse por la siguiente ecuación:

$$Kt = 1.2(1.085)^{t-35}$$

➤ **Modelos de flujo pistón.** En el modelo de flujo en pistón, con cinética de remoción de primer orden se tiene:

$$C = C_o e^{-k\theta}$$

Donde:

C = concentración del efluente

C_o = concentración del afluente

e = base de los logaritmos naturales, 2.7183

k = constante de reacción de primer orden, flujo pistón d^{-1}

θ = tiempo de retención hidráulico, d

Para la DBO, la constante de reacción de primer orden, se puede determinar con la siguiente ecuación

$$K_T = K_{20}(1.09)^{T-20}$$

Donde:

K_t = constante de reacción de DBO a la temperatura T, d^{-1}

K_{20} = constante de reacción de DBO a 20°C

T = temperatura de diseño, °C

El valor de K_{20} en flujo en pistón se puede obtener de la siguiente tabla:

Tabla 16. Valores de K_{20} en flujo en pistón para la ecuación anterior

COS, kg DBO/ha.d	K_{20} , d^{-1}
22	0.045
45	0.071
67	0.083
90	0.096
112	0.129

5. DIAGNOSTICO Y EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EXISTENTES

5.1. MUNICIPIO DE ASTREA

5.1.1 Requerimientos del sistema

Con el objeto de realizar un diagnóstico de la situación del Municipio en términos de saneamiento básico, se estimaron inicialmente las condiciones admisibles de operación, que comparadas con las condiciones imperantes de suministro del servicio, ilustraran su situación actual y los requerimientos necesarios para la disposición de las aguas residuales de la población. Para la determinación del nivel de complejidad del sistema se siguieron los parámetros dados en la Norma RAS2000, determinándose un nivel de complejidad definitivo **Medio** para el sistema de alcantarillado.

5.1.2 Alcantarillado Sanitario

➤ **Descripción general.** Según los resultados de la consolidación del Catastro de usuarios, de los 1.489 usuarios que respondieron el formato, 678 (45,5%) cuentan con el servicio, mientras que 811 personas (54.5%) no lo poseen, argumentado motivos tales como el taponamiento en las tuberías, falta de redes de alcantarillado, baja capacidad de pago, desinterés en la prestación del servicio o el no encontrarse conectados a las redes existentes, entre otros.

En el Municipio la eliminación de excretas se hace a través de letrinas, inodoros con conexión a pozo séptico, inodoro con conexión a alcantarillado e inodoro sin ningún tipo de conexión.

El sistema de alcantarillado sanitario de Astrea es de tipo convencional (sistemas tradicionales, utilizados para la recolección de aguas residuales o lluvias hasta los sitios de disposición final), cuyas redes en su mayoría son en tubería de PVC.

El sistema está dividido en dos vertientes (No.1 o Norte y No.2 o Sur) que operan totalmente por gravedad con vertimiento a dos sistemas de tratamiento formado por lagunas de estabilización. Una vez tratadas las aguas son entregadas a la Quebrada Arjona y a campo abierto para los sistemas norte y sur respectivamente

En las figuras 4 y 5 se muestran estos sistemas.

Figura 4Vertiente norte Municipio de Astrea

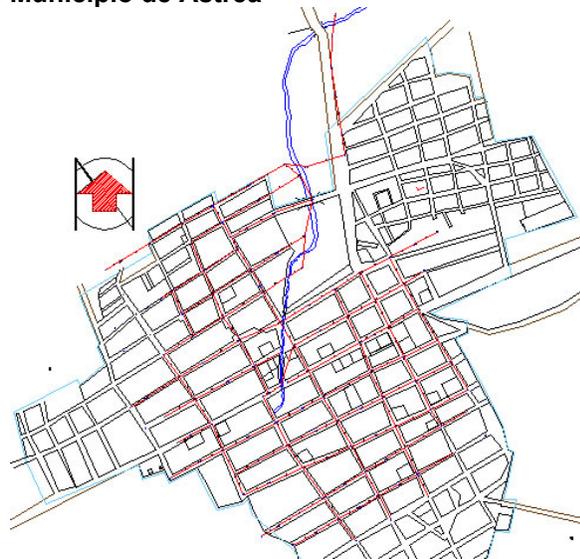
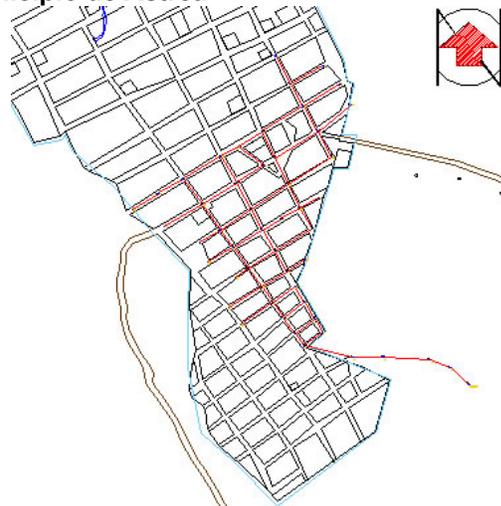


Figura 5 Vertiente sur Municipio de Astrea



- **Colectores y emisarios finales** Las características físicas de la red de colectores de la vertiente norte, la cual vierte en la Quebrada de Arjona, se muestran en la Tabla 17.

Tabla 17. Características de la red norte

Material	Diámetro (pulgadas)	No. tramos	Longitud (m)	%
PVC	6	129	9.677,9	57,9
PVC	8	6	453,2	2,7
PVC	12	14	966,5	5,8
AC	20	14	1.028,9	6,2
Total		163	12.126,5	72,6

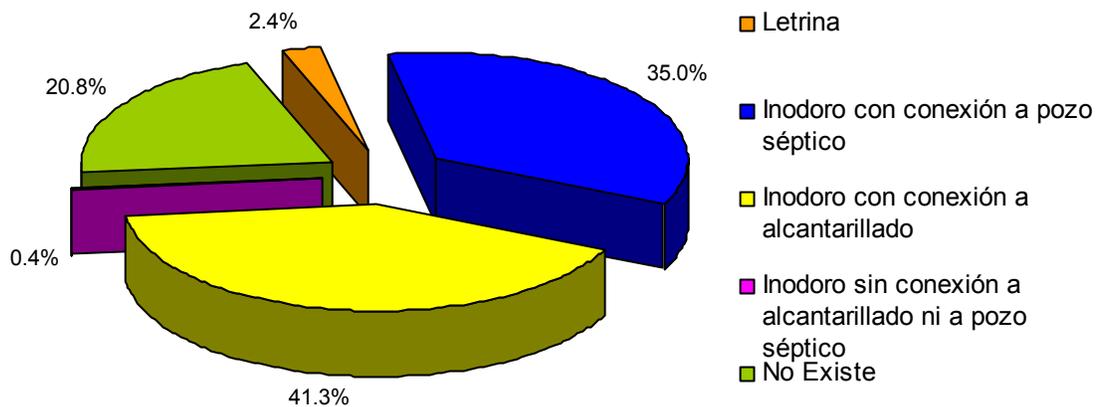
Las características físicas de la red de colectores de la vertiente sur, la cual vierte a campo abierto, se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18 Características de la red sur

Material	Diámetro (pulgadas)	No. tramos	Longitud (m)	%
PVC	6	54	3.869,5	23,2
PVC	10	3	172	1,0
PVC	12	8	542,5	3,2
Total		65	4.584	27,4

- **Conexiones domiciliarias.** Los resultados de la verificación del Catastro de usuarios, de acuerdo a las personas que respondieron la encuesta, se muestran en la Figura 6.

Figura 6 Composición del sistema sanitario Municipio de Astrea



La población que no está conectada al sistema de alcantarillado (54,5%⁷), aduce motivos⁸ para no estarlo, entre los que están:

- Taponamiento de redes 5,7%

⁷ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 12. Verificación del catastro

⁸ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 10., Verificación del catastro.

- Inexistencia del sistema de alcantarillado 39,5%
- Déficit en la capacidad de pago 13,1%
- No le interesa 4,8%
- No está conectado 33,4%
- Otros motivos 3,6%

➤ **Diagnóstico del sistema** Para el diagnóstico del sistema se precisaron algunos parámetros específicos de diseño inherentes al Municipio, dentro de la normatividad vigente. Con base en éstos y en la infraestructura existente, se determinó su factibilidad de incorporación a los escenarios futuros.

- **Contribuciones domésticas.** Este aporte se calculó a través de la fórmula dada en la norma RAS (D.3.2.2.1):

$$Q_d = \frac{C * D * A_{rb} * R}{86.400}$$

En donde

Q_d = Contribución doméstica (lps)

C = Estimación del consumo medio diario (l/hab-día)

D = La densidad de población calculada para la zona en estudio (hab/ha).

A_{rb} = Área residencial bruta de drenaje (Ha)

R = Coeficiente de retorno

○ **Estimación del consumo medio diario (C)**. Se tomó el calculado, según el literal B.2.4 de la Norma RAS2000 para el sistema de acueducto. La dotación calculada es de 160 lts/Hab-ha.

○ **Densidad de población (D)**. La densidad actual de la población estimada es 58,39 (hab./Ha); esta densidad se evaluó con base en la población actual de 7.504 habitantes, proveniente de la verificación del censo realizado por GEOMÁTICA⁹ y su materialización sobre planos del Municipio suministrados por la Alcaldía, actualizados y corregidos, en los cuales se definió un área de 128,51 Ha, para el perímetro sanitario actual.

$$D = \frac{7.504hab.}{128,51Ha} = 58,39hab./ Ha$$

○ **Área residencial bruta de drenaje (A_{rb})**. Está área incluye las zonas recreacionales, muy escasas en la zona urbana. Para el área correspondiente al perímetro sanitario actual se definió un valor de 128,51 Ha, área calculada de acuerdo con la información suministrada por el Municipio.

○ **Coefficiente de retorno (R)**. El valor de R es el correspondiente a un nivel de complejidad medio. De acuerdo con la Tabla 5, se asumió el valor de 0,8.

● **Conexiones erradas (Q_{ce})**. Se consideraron los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario provenientes de conexiones de patios y bajantes de tejados. Según la verificación del catastro de usuarios el 1,9%¹⁰ de la

⁹ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 1.

¹⁰ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág.11. verificación.

población desagua sus aguas lluvias al alcantarillado sanitario, los resultados se muestran en la Tabla 19.

Tabla 19 Lugar de desagüe de aguas lluvias en el Municipio de Astrea

¿En qué lugar de su residencia desaguan las aguas lluvias?	% de viviendas
Alcantarillado municipal	1,6%
Patio	21,6%
Frente a la residencia	33,3%
Alcantarillado municipal y Patio	0,1
Alcantarillado municipal y Frente a la Residencia	0,2%
Patio y Frente a la Residencia	43,2%

. Fuente: Verificación Catastro GEOMÁTICA 2004.

Sin embargo para el caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias se consideraron los aportes máximos de drenaje pluvial domiciliario a la red sanitaria, de acuerdo a la Tabla 8.

- **Caudal de infiltración (Q_{inf}).** La geomorfología del municipio de Astrea esta compuesta por sedimentos terciarios y cuaternarios, en los que predominan materiales aluviales finos, areniscas, arcillas calcáreas y limos. En la cabecera predominan las altiplanicies ligeramente planas a fuertemente ondulada con pendientes 0-3%. Se adoptará un coeficiente de infiltración de 0,2 Lps/ha.
- **Pozos de inspección.** El sistema consta de 191 pozos en servicio, cuyo diámetro es de 1,20m, construidos en su mayoría en concreto.

Los resultados del estudio de campo se transcriben en la Tabla 20

Tabla 20. Estado de los pozos de alcantarillado.

Estado de los pozos de alcantarillado		
Calificación	No. Pozos	%
Excelente estado	0	0
Buen Estado	72	37,70
Regular Estado	71	37,17
Mal Estado	40	20,94
Sin calificación *	8	4,19
Total	191	100

De acuerdo con la Tabla 16, existe un 37,17% de pozos en regular estado y un 20,94% en mal estado, lo que puede ocasiona un mal funcionamiento hidráulico de estas estructuras. Debido a que la principal falla es su sedimentación, lo que trae como consecuencia taponamientos a la entrada o a la salida de los colectores con el respectivo rebosamiento, se recomienda hacer un mantenimiento periódico de los mismos, incluidas sus estructuras, ya que de acuerdo a la inspección visual realizada algunos presentan deterioro en sus paredes (agrietamiento) lo que genera filtraciones.

Los pozos que no tienen calificación son aquellos en los que no fue posible la inspección por encontrarse sellados.

En las Fotografías 6 a 8 se visualiza el estado de los pozos.

Fotografía 6 Pozo en buen estado



Fotografía 7 Pozo en regular estado.



Fotografía 8 Pozo en mal estado, inundado



- **Colectores.** Para el análisis del sistema, la información de 8 pozos de inspección no se logró obtener debido a que se encontraron sellados y para examinarlos había que destruir las tapas, así que se asumieron sus niveles de acuerdo con la topografía de la zona y con la dirección del flujo observado en otros colectores. Es necesario anotar que la mayor parte del sistema de Astrea está compuesto por tubería de 6 pulgadas(150 mm) y la norma RAS(D.3.2.6), para

sistema de alcantarillado tipo convencional, exige como diámetro mínimo 8 pulgadas (200 mm) con el fin de evitar obstrucciones en los conductos.

○ **Situación actual.** La red de colectores que vierte en sentido sur presenta actualmente un buen funcionamiento hidráulico para la evacuación de aguas residuales, solo tiende a presentar fallas por capacidad de evacuación en un solo tramo (ubicado en la carrera 5 entre calles 19A y 19B), un porcentaje pequeño de tramos presentaría problemas de flujo inestable y baja velocidad lo cual se refleja en ruidos y sedimentación en los colectores problema solucionado con un buen mantenimiento.

Existen 3 tramos que presentan flujo inestable, 5 que presentan velocidad inferior a la mínima y como se dijo anteriormente un tramo que falla por capacidad.

La red de colectores que vierte hacia el norte presenta un mayor número de tramos con problemas de capacidad debido a que este sistema evacua un área mayor que el anterior, razón por lo cual se hace necesario aumentar la capacidad de dichos colectores con el fin de evitar el trabajo a presión de estas estructuras y posibles reboses del alcantarillado. Existen tramos que presentan problemas de sedimentación por no cumplir con la velocidad mínima permisible para la autolimpieza del colector. En los emisarios finales el tramo comprendido entre los pozos P(POZO-2)R y P(POZO-1)R presenta problemas de capacidad de acuerdo a este análisis.

Para el sistema norte, 16 tramos presentan problemas de flujo inestable, 16 tramos presentan problemas de velocidad inferior a la mínima admisible y 7 fallan por capacidad.

Las condiciones ideales para el funcionamiento hidráulico se presentan cuando se realiza el mantenimiento periódico de las estructuras y la limpieza y evacuación de lodos.

En el anexo A se muestran los tramos que presentan problemas. Los tramos que sería necesario cambiar para la situación presente se muestran en las tablas 21 y 22.

Tabla 21 Tubería a instalar para la situación actual. Zona Sur

TIPO	No. tramos	Longitud (m)
PVC 12"	1	45.2

Tabla 22 Tubería a instalar para la situación actual. Zona Norte

TIPO	No. tramos	Longitud(m)
PVC 12"	1	69.8
PVC 16"	4	212.2
PVC 20"	2	118.5
PVC 8"	1	113.8
NOV 24"	1	60.7
	Total:	575

○ **Situación futura.** Se consideró que no existe desarrollo de las zonas de crecimiento, debido a que las densidades que presenta el municipio son relativamente bajas, sino que toda la población se concentra en la zona urbana. La población para el año 2024 es de 8.897 habitantes asentados en un área de 128,51 Has obteniéndose una densidad de 69.23 hab./Ha.

El sistema se simulará para la dotación racional neta adoptada para el sistema de acueducto. Se incorporaran los aportes provenientes de las áreas que poseen población pero que no cuentan con sistema de alcantarillado sanitario.

Los resultados del análisis se presentan a continuación:

- El sistema de colectores de la vertiente sur presenta 6 tramos que se deben cambiar, de los cuales 4 fallan por capacidad y 2 deben ser cambiados por norma. Estos dos tramos se cambiaran debido a que el tramo que vierte en ellos posee un diámetro superior al diámetro con el cual cumple el tramo. El sistema de emisarios finales de la vertiente sur que van desde el pozo

P(LAG-1)R al pozo P(LAG-5)R presentó problemas de capacidad, siendo necesario incrementar su capacidad, aumentando el diámetro de dichos emisarios a 16”.

- El sistema de colectores de la vertiente norte presenta 9 tramos que deben ser cambiados, de los cuales 7 presentan problemas de capacidad y 2 es necesario cambiarlos por norma. Es necesario hacer notar que los tramos que poseen problemas en el futuro son los mismos que presentan problemas para la situación actual. El sistema de emisarios finales de la vertiente norte presentó un buen funcionamiento, fallando únicamente el emisario que va del pozo P(POZO2)R al P(POZO1)R el cual presenta problemas de capacidad lo que sugiere aumentar su diámetro a 24” con el fin de evacuar el caudal dado.

En el anexo B se presentan los tramos a los cuales es necesario cambiar con su respectiva longitud, diámetro actual y recomendado. Para los tramos que presentan iguales el diámetro actual y recomendado, solo fue necesario cambiarles la pendiente debido a que la profundidad del pozo final al tramo lo permitía.

Los tramos que sería necesario cambiar para la situación futura se presentan en las tablas 23 y 24. En esta tabla se presenta la tubería que debe ser cambiada al futuro considerando que no se hacen cambios para la situación actual.

Tabla 23 Tubería a instalar para la situación futura. Zona Sur

TIPO	No. Tramos	Longitud(m)
PVC 12"	1	45.2
PVC 16"	5	414.9
	Total	460.1

Tabla 24. Tubería a instalar para la situación futura. Zona Norte

TIPO	No. Tramos	Longitud(m)
PVC 12"	1	69.8
PVC 16"	4	212.2
PVC 20"	2	118.5
PVC 8"	1	113.8
NOV 24"	1	60.7
	Total	575

- **Costo para el cambio de la tubería.** El costo para el cambio de las redes actuales se presenta en la tabla 25.

Tabla 25 Costo de tubería a cambiar. Situación Actual

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
113.8	200	\$ 16,983,799
115	315	\$ 23,873,516
212.2	400	\$ 56,518,695
118.5	500	\$ 40,206,031
60.7	600	\$ 24,008,573
	Total	\$ 161,590,614

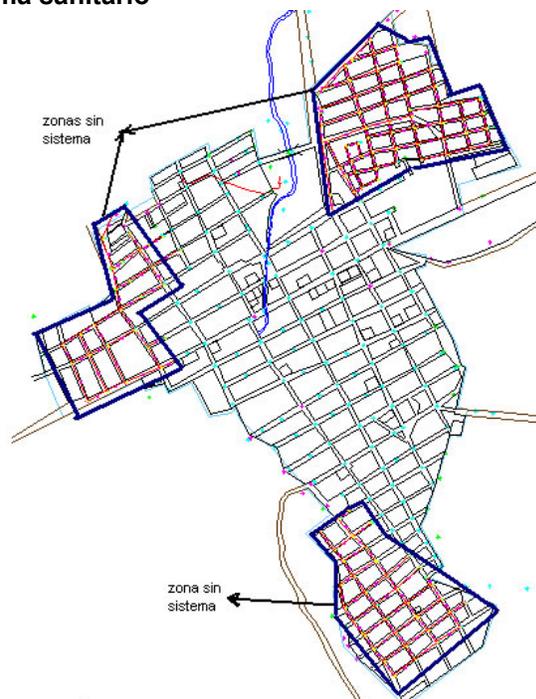
El costo para el cambio de la tubería para el 2024 se presenta en la tabla 26.

Tabla 26. Costo de tubería a cambiar. Situación futura

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
113.80	200	\$ 16,983,799
115.00	315	\$ 23,873,516
627.1	400	\$ 167,025,794
118.5	500	\$ 40,206,031
60.7	600	\$ 24,008,573
	Total	\$ 272,097,713

- **Zonas pobladas que no cuentan con el servicio de alcantarillado.** En la cabecera municipal de Astrea se presentan tres zonas pobladas que no cuentan con el servicio de alcantarillado, aunque estas zonas son las menos densificadas es necesario proveerles un sistema de alcantarillado sanitario con el fin de evitar la disposición inadecuada de las aguas residuales y así evitar enfermedades tales como disenteria, diarrea, parásitos intestinales, entre otras.

Figura 7 Zonas sin sistema sanitario



En la figura 7 se presentan las zonas a las cuales es necesario construir un sistema de evacuación de aguas residuales.

Existen tres zonas que no poseen con sistema de alcantarillado, en la parte sur existe un área aproximada de 12,24 Ha, en la parte norte existe una área aproximada de 16,56 Ha y en la parte nor-occidental un área aproximada de 15,72 Ha. Estas tres zonas suman un área aproximada de 44,52 Has, esto

corresponde al 34,64% del casco urbano, por lo cual se hace prioritaria la construcción de dichos sistemas.

En cada una de las tres zonas se presentan unos sectores que por encontrarse en un nivel inferior a los emisarios finales necesitan de un sistema de bombeo.

El costo total aproximado de la construcción de la red en estas zonas se presenta a continuación:

Tabla 27. Costo de proyecto.

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
11.355,94	200	\$ 2,161,477.114
	Total	\$ 2,161,477.114

El sistema de bombeo recomendado para cada uno de los sistemas se presenta a continuación:

Para el sistema de bombeo ubicado en la zona sur se detallan dos opciones para la escogencia del motor, las cuales se presentan en la tabla 28.

Tabla 28. Potencia requerida del motor de acuerdo al caudal.

Diámetro (pulg)	Velocidad (m/s)	J (m/m)	perdidas (m.c.a)	H.D.T	Potencia del motor	
					H.P	KW
4	0.51	0.0026	0.25	3.7	0.44	0.33
6	0.22	0.0005	0.04	3.49	0.41	0.32

Para el sistema de bombeo ubicado en la zona nor-occidental se presentan dos opciones para la escogencia del motor, las cuales se presentan en la tabla 29.

Tabla 29 Potencia requerida del motor de acuerdo al caudal.

Diámetro (pulg)	Velocidad (m/s)	J (m/m)	perdidas (m.c.a)	H.D.T	Potencia del motor	
					H.P	KW
4	0.54	0.0029	0.55	5.43	0.70	0.52
6	0.24	0.0004	0.08	4.96	0.64	0.48

Para el sistema de bombeo ubicado en la zona nor-oriental se presentan dos opciones para la escogencia del motor, las cuales se muestran en la tabla 30.

Tabla 30 Potencia requerida del motor de acuerdo al caudal.

Diámetro (pulg)	Velocidad (m/s)	J (m/m)	perdidas (m.c.a)	H.D.T	Potencia del motor	
					H.P	KW
4	0.54	0.0029	0.37	9.39	1.21	0.9
6	0.24	0.0004	0.05	9.07	1.16	0.87

5.1.3 Sistema de alcantarillado pluvial

➤ **Metodología para el cálculo de curvas de IFD.** Como información base se requirió la curva de Intensidad – Frecuencia – Duración (IFD) de la estación Aeropuerto Alfonso López de Valledupar, además de los valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas para la estación de Astrea.

Tabla 31. Descripción de las Estaciones.

Estación	Municipio	Tipo	Código	Corriente	Ubicación		
					Latitud	Longitud	Elevación
Apto Alfonso López	Valledupar	SP	2803503	Guatapurí	1026N	7315 W	138m.s.n.m
Astrea	Astrea	PM	2502022	Q. Arjona	0930 N	7359 W	50 m.s.n.m

Fuente: IDEAM

En la figura 8 se muestran las curvas generadas para la estación Astrea para diferentes períodos de retorno.

Con el objeto de poder utilizar estos valores en el programa de cálculo elaborado para este fin, se obtuvo por el método de los mínimos cuadrados una ecuación representativa para cada una de las curvas resultantes.

Las ecuaciones resultantes para los diferentes períodos de retorno se relacionan en la tabla 32.

Tabla 32 Ecuaciones para los diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno (años)	Ecuación
3	$Y=2348.7 x^{-0.8062}$
10	$Y=3138.2 x^{-0.7952}$
25	$Y=3904.8 x^{-0.8044}$
50	$Y=4469.8 x^{-0.8094}$
100	$Y=5033.5 x^{-0.8134}$

En donde:

Y= Intensidad de la lluvia (mm/h)

X= Tiempo de concentración (min)

➤ **Descripción del sistema.** Para conducir y evacuar las aguas lluvias de escorrentía pluvial, el Municipio cuenta con un canal rectangular abierto que inicia en la calle 7 entre carreras 4 y 5, está revestido en concreto 192 m hasta la calle 5 con carrera 4 y sigue en terreno natural 335 m hasta entregar sus aguas a un lote en la calle 1B con carrera 2, estas drenan por gravedad hasta la Quebrada Astrea. La longitud total del canal es de 510.33 m.

Fotografía 9. Inicio del canal



Fotografía 10. Final del canal.



- **Geometría del canal existente.** El canal se clasifica como no prismático por tener secciones transversales y pendientes de fondo variables a lo largo de toda su longitud. El primer tramo inicia en la calle 7 entre carreras 4 y 5, revestido en concreto con una longitud de 192 m, el segundo tramo inicia en la calle 5 con carrera 4 construido en terreno natural con una longitud de 335 m como se puede apreciar en la fotografía 11 y 12.

Fotografía 11. Tramo revestido en concreto



Fotografía 12. Tramo en terreno natural



En la siguiente tabla se muestra la variación de la sección del canal en tres puntos diferentes a lo largo de este.

Tabla 33 Variación de la sección transversal en el canal No.1

Referencia	Sección	Forma	Observación
punto 1	b=4.23m, y=1.03m	Rectangular	Inicio del canal
punto 2	b=3.44m, y=1.98m	Rectangular	A 192 m desde el punto 1.
punto 3	b=3.98m, y=2.0m	Rectangular	Al final del canal. A 335 m

La pendiente del canal es variable en toda su longitud, en la siguiente tabla se puede observar los diferentes cambios que adopta el canal en toda su extensión.

Tabla 34 Variación de la pendiente a lo largo del canal No.1

Tramo	Pendiente (S)
1	0.0042
2	0.0054

Fotografía 13. Cambio de sección del canal



Fotografía 14. Cambio de sección del canal



➤ **Evaluación técnica del sistema.** La evaluación técnica del sistema arrojó como resultado que el canal tiene la capacidad de desviar, transportar y evacuar las aguas lluvias hasta la fuente superficial a la cual realiza el vertimiento sin ningún inconveniente.

Dentro del sistema de evacuación de aguas de escorrentía pluvial se pudo detectar que la cobertura del sistema es muy limitada, no alcanza a cubrir todo el perímetro del Municipio. Existen áreas que por condiciones topográficas no drenan las aguas a los canales destinados para esto, estas corren por las vías públicas y son arrojadas a diferentes sitios lo que puede traer consecuencias como inundaciones, paralización del tráfico vehicular y peatonal entre otras, por esta razón se hizo necesario evaluar las condiciones propias de drenaje de la zona.

Para este procedimiento se asume que la evacuación de las aguas de escorrentía podría lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles, teniendo en cuenta las condiciones topográficas y las características de las vías.

- **Geometría de las calles.** Las calles realizan la función de canales rectangulares no prismáticos por tener secciones transversales y pendientes de fondo variables a lo largo de toda su longitud. Se analizó la carrera 5 siendo esta la más larga de la zona de interés.

Para el estudio se dividió la calle en tres tramos de la siguiente manera:

Tramo No.1: inicia en la calle 13 con carrera 5 y termina en la calle 17 con carrera 5 y con una longitud de 264 m.

Tramo No.2: inicia en la calle 17 con carrera 5 y termina en la calle 20 con carrera 5 y con una longitud de 255 m.

Tramo No.3: inicia en la calle 20 con carrera 5 y termina en la calle 24 con carrera en los límites del perímetro sanitario y con una longitud de 335 m.

En la siguiente tabla se muestra la variación de la sección transversal de la calle en cinco puntos diferentes a lo largo de esta.

Tabla 35. Variación de la sección transversal de la carrera 5

Referencia	Sección	Forma	Observación
punto 1	b=7m, y=0.20m	Rectangular	Inicio de la calle
punto 2	b=10m, y=0.20m	Rectangular	A 265 m del el punto 1.
punto 3	b=12m, y=0.20m	Rectangular	A 255 m del el punto 2.
punto 5	b=10m, y=0.20m	Rectangular	A 335m al final de la carrera.

La pendiente de la carrera 5 es variable en toda su longitud, en la siguiente tabla se puede observar los diferentes cambios que adopta en toda su extensión.

Tabla 36. Variación de la pendiente a lo largo de la carrera 5

Tramo	Pendiente (S)
1	0.027
2	0.010
3	0.0088

- **Capacidad hidráulica de la calle.** El cálculo de la capacidad hidráulica máxima de la carrera 5 se determino utilizando la ecuación de Manning para canales abiertos:

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

Luego de realizar los cálculos para encontrar la intensidad de la lluvia, los caudales circulantes y de diseño en las hojas de cálculo (ver anexo C) se puede afirmar que las aguas de escorrentía pluviales pueden ser conducidas, transportadas y evacuadas por las calles ya que las características topográficas e hidráulicas de estas son lo suficientemente eficientes para realizar esta labor, sin que se presenten problemas de inundaciones y desbordamientos.

Hay que resaltar que la evaluación se realiza para la calle más larga de la zona de interés, siendo esta la más representativa para el resto del Municipio. La calle se supone en condiciones óptimas, donde el agua pueda drenar sin ningún obstáculo.

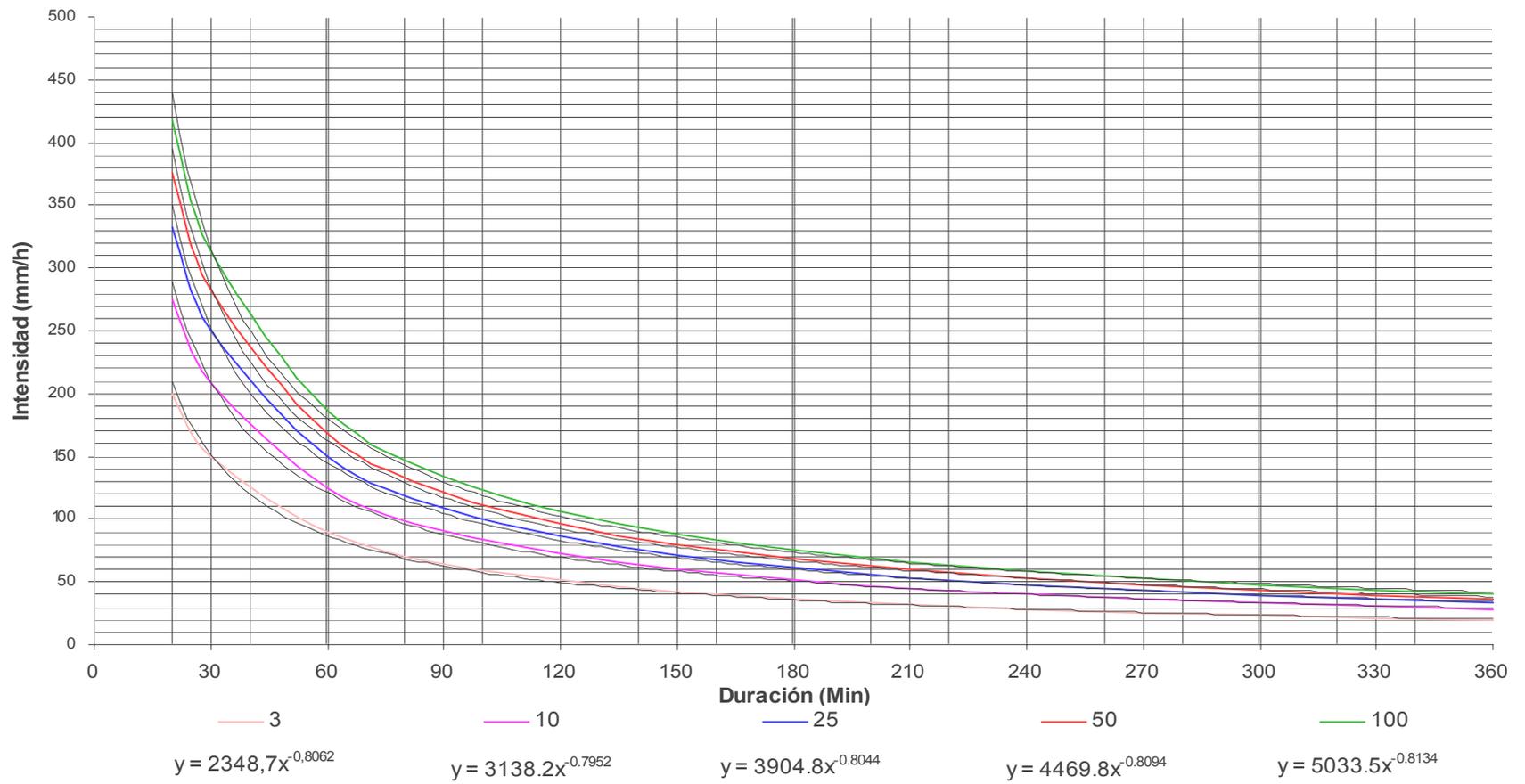


Figura 8 Curvas de Intensidad Frecuencia Duración (IFD) Estación Astrea

- **Análisis de los resultados**

Canal No 1

Tabla 37. Resultados de análisis para el canal

	Tramo 1	Tramo 2
Altura real o existente del canal	1.98 m	2 m
Altura de la lamina de Agua incorporándole el Caudal de Diseño	1.06 m	1.58 m

Con los anteriores resultados se puede decir que en los tramos 1 y 2 el canal tolera el caudal de diseño ya que la altura de lámina de agua que se obtiene al incorporarle el caudal de diseño no supera la altura real del canal. Por lo tanto se puede decir que el canal está funcionando bien.

Calle 5

Tabla 38. Resultados de análisis para calles

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Altura real de la calle	0.20	0.20	0.20
Altura de la lamina de agua incorporándole el caudal de diseño	0.07	0.11	0.13

Con los anteriores resultados podemos decir que la carrera 5 tiene la capacidad de desviar y transportar las aguas lluvias, ya que al incorporarle el caudal de diseño la altura de la lamina de agua que alcanza, no supera en grandes proporciones la altura real de la calle.

5.1.4 Sistema de tratamiento de aguas residuales

➤ **Descripción general.** El Municipio de Astrea cuenta con dos sistemas de tratamiento de agua residual, consecuente con la conformación del alcantarillado el cual esta dividido en dos zonas, norte y sur en función de la topografía del Municipio.

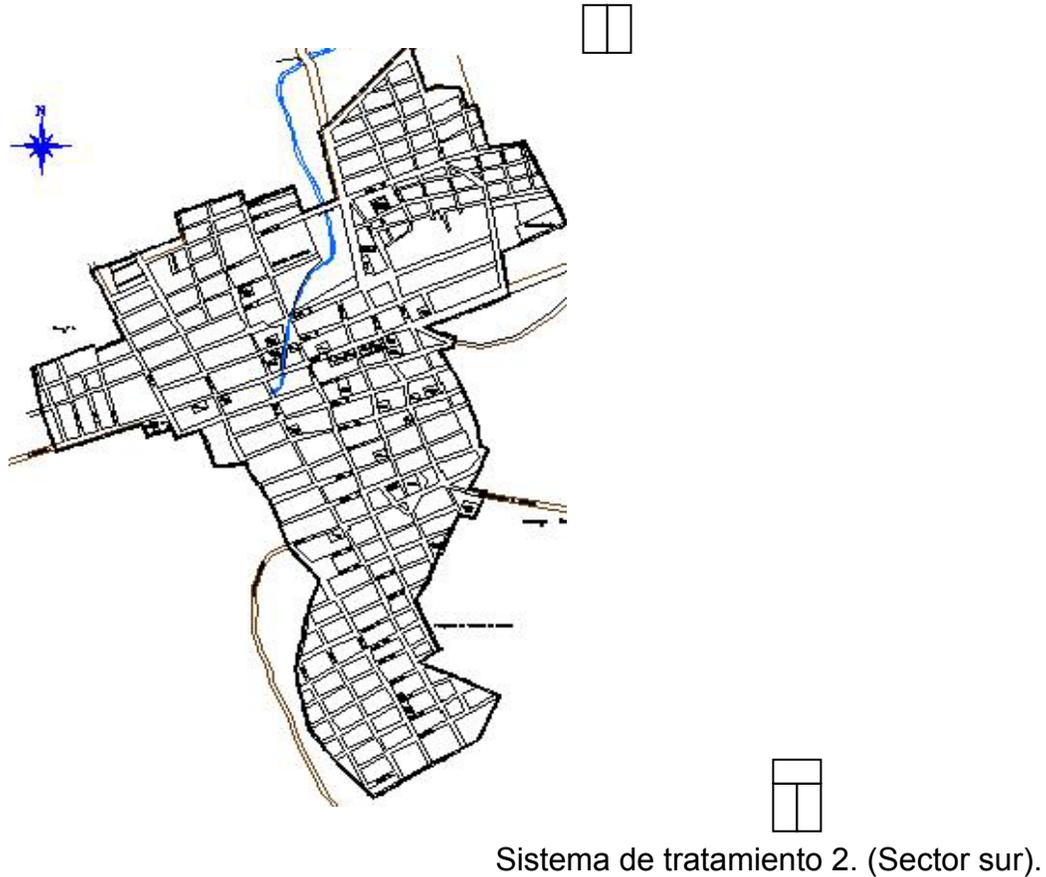
- **Localización**

- **Sistema 1. (Zona norte).** Ubicado al norte del Municipio, a una distancia de la cabecera municipal de 400mt, en la vía que conduce a la zona rural, ocupa un área de 2.0 hectáreas y limita en todas las direcciones con predios de la antigua hacienda la Siria que en la actualidad son parcelas de campesinos, el sentido del flujo con respecto a los vientos va en sentido contrario.

En la figura 9 se muestra esta localización.

- **Sistema 2. (Zona sur).** Ubicada al sur del Municipio, a una distancia de la cabecera municipal de 396mt, ocupa un área de 0.4 hectáreas y limita en todas las direcciones con la finca La Argelia propiedad del señor Julio Piña. (Ver figura 9), el sentido del flujo van en la misma dirección de los vientos.

Figura 9. ubicación del sistema de tratamiento del municipio de Astrea.
Sistema de tratamiento 1. (Sector norte)



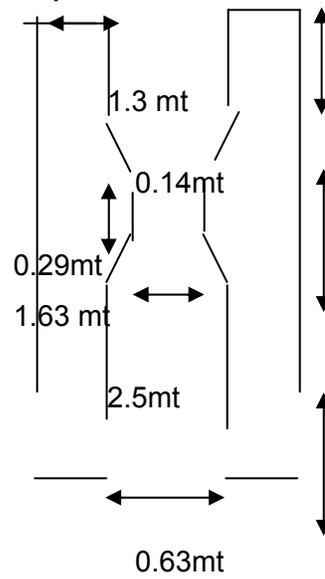
➤ **Sistema 1 (Zona Norte)**

- **Estructura de entrada.** Las aguas residuales acceden al sistema a través de una emisario de 360mts de longitud, en tubería en Asbesto cemento de diámetro 20 pulgadas hasta una estructura de entrada conformada por una canaleta Parshall cuyas dimensiones se muestra en la figura 10. En la fotografía 15 se muestra la estructura existente.

Fotografía 15. Canaleta parshall del sistema 1

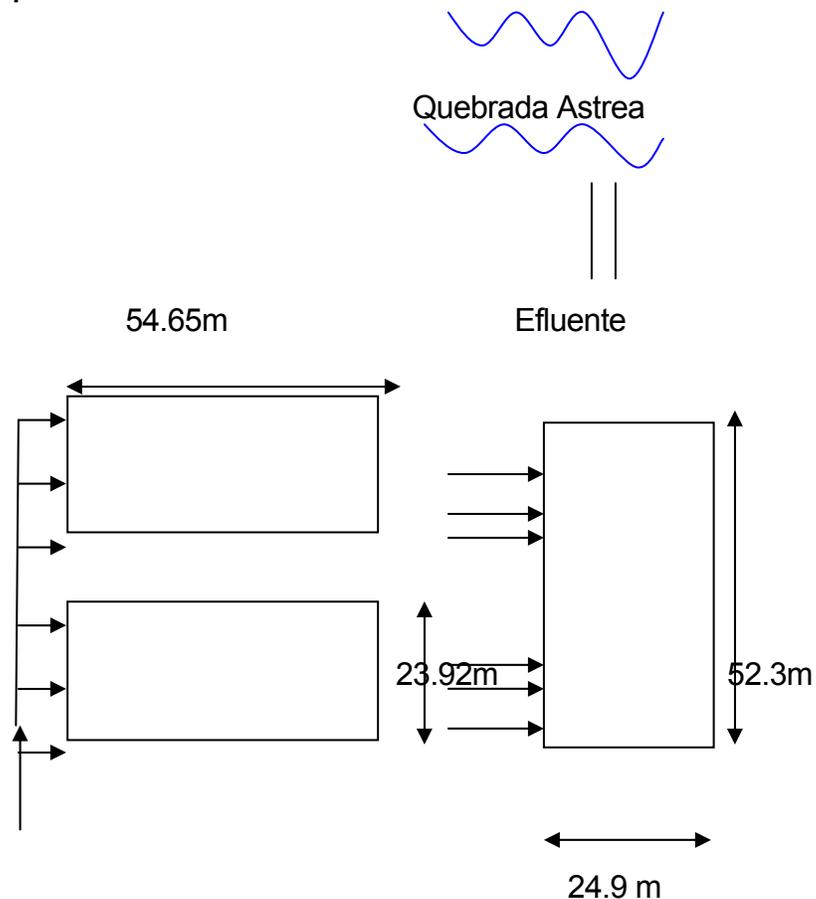


Figura 10. Medidas de la canaleta parshall.



- **Tratamiento preliminar.** En la actualidad no se realiza ningún tipo de tratamiento preliminar a las aguas residuales del Municipio, estas van directamente al tratamiento secundario.
- **Tratamiento primario.** En la actualidad no se realiza ningún tratamiento primario a las aguas residuales urbanas de Astrea, la carga es conducida directamente al tratamiento biológico.
- **Tratamiento secundario o biológico.** Este sistema consta de tres lagunas: dos facultativas y una de maduración, operando las dos facultativas en paralelo conectadas en serie a la de maduración. En la figura 11 se muestra esquemáticamente esta distribución.

Figura 11. Esquema de distribución del sistema 1.



En la tabla 39 se muestran las dimensiones de cada uno de los componentes del sistema.

En las fotos No 16 y 17 se muestra la interconexión entre lagunas.

Fotografía 16. Interconexión entre lagunas



Fotografía 17. Interconexión entre lagunas



Tabla 39. Dimensiones del sistema 1 (zona norte).

Laguna	Año Cons.	Tipo de Laguna	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Área (Ha)
1	1993	Facultativa	54.65	23.92	1.8	0.13
2	1993	Facultativa	54.65	23.92	1.8	0.13
3	1993	Maduración	24.9	52.3	1.2	0.13

- **Estructura de salida.** Una vez terminado el tratamiento secundario del agua residual en la tercera laguna, el efluente pasa a un canal abierto natural de 250 m de longitud (ver fotografía 18); este canal hace su descarga directamente a una quebrada intermitente denominada Quebrada Astrea (ver fotografía 19).

Fotografía 18. Canal transportador del efluente del sistema a la quebrada Astrea.



Fotografía 19. Canal transportador del efluente del sistema a la quebrada Astrea.



➤ **Sistema 2 (Zona sur).**

- **Estructura de entrada.** En la actualidad el sistema No 2 no cuenta con estructura de entrada, las aguas residuales son conducidas directamente a través

de un emisario de 320mts de longitud, de tubería de pvc de diámetro 12 pulgadas que las distribuye a las dos lagunas iniciales.

- **Tratamiento preliminar.** Actualmente no se realiza ningún tipo de tratamiento preliminar a las aguas residuales del Municipio que llegan al sistema 2 (zona sur).
 - **Tratamiento primario.** En el momento no se realiza ningún tratamiento primario a las aguas residuales urbanas de Astrea que llegan al sistema 2 (zona sur), la carga es conducida directamente al tratamiento biológico.
 - **Tratamiento secundario o biológico.** Este sistema al igual que el sistema Norte, consta de tres lagunas: dos facultativas y una de maduración (ver fotografía No 20). Operando las dos facultativas en paralelo y conectadas en serie con la de maduración. En la figura 12. Se muestra esquemáticamente esta distribución.

Fotografía 20. vista general del tratamiento secundario conformado por dos lagunas facultativas y una de maduración.



En la tabla No 40 se muestran las dimensiones de cada uno de los componentes del sistema.

Figura 12.. Distribución del sistema 2

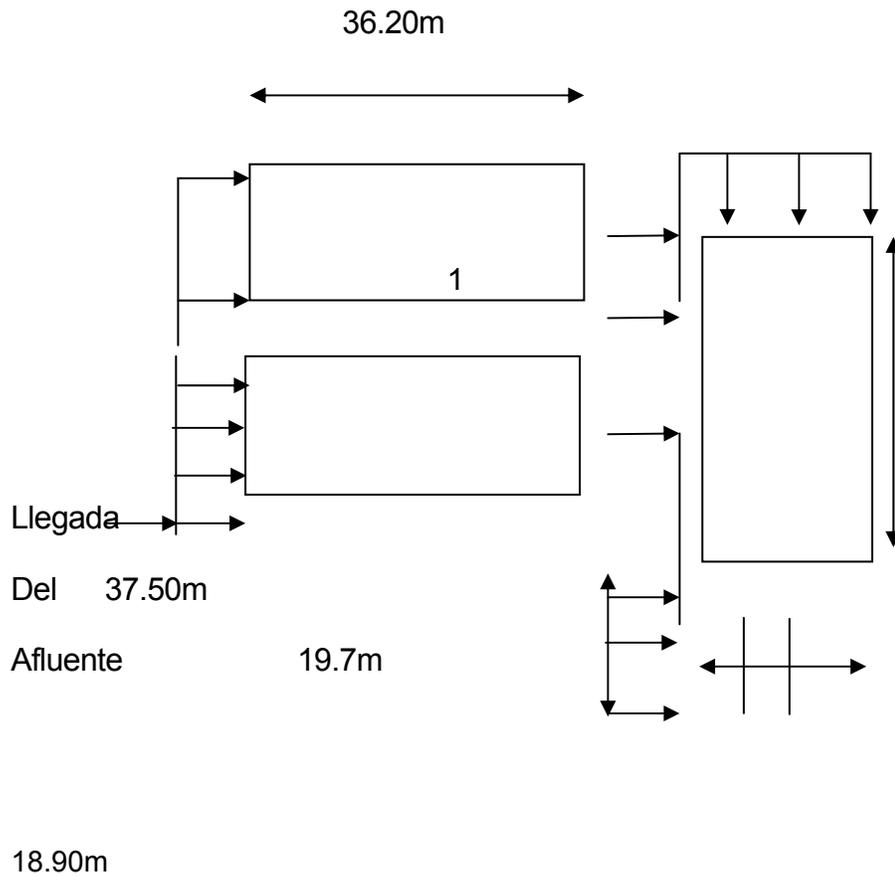


Tabla 40. Dimensiones del sistema

Laguna	Año Cons.	Tipo de Laguna	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Área (Ha)
1	1993	Facultativa	36.20	19.70	1.8	0.07
2	1993	Facultativa	36.20	19.70	1.8	0.07
3	1993	Maduración	18.90	37.50	1.2	0.07

- **Estructura de salida.** La descarga del agua residual se hace a través de un canal abierto directamente a un terreno vecino (ver foto 20).

Fotografía 21. canal natural que transporta el efluente al vertimiento.



➤ **Diagnostico técnico del sistema.** Las condiciones actuales que presentan las lagunas y sus principales características fueron determinadas mediante la realización observaciones directas en campo, análisis químicos, físicos y bacteriológicos (ver tabla No 41 Y 42) y verificación teórica de su capacidad de tratamiento.

- **Sistema Norte**

- **Observaciones de campo.** La laguna 1 recibe netamente aguas residuales domésticas, a través de 3 entradas superficiales de diámetro 6 pulgadas en tubería de PVC (ver fotografía 22). La localización preferencial de las descargas en términos de nivel hace que la mayor parte de las aguas que acceden al sistema converjan hacia esta laguna. Esto ha ocasionado igualmente el acceso preferencial de los lodos hacia ella, produciendo una colmatación que en términos de área superficial se acerca al 20%. Esta colmatación ha propiciado la formación de vegetación acuática que aunada a la vegetación terrestre perimetral facilita la

eutrofización de la laguna (ver fotografía 23). Esta condición igualmente disminuye el tiempo de retención.

Fotografía 22. Tubería de entrada a las laguna, además proliferación de vegetación en la laguna No 1 del sistema norte



Fotografía 23. Tubería de entrada a las laguna, además proliferación de vegetación en la laguna No 1 del sistema norte.



Tabla 41. Resultados de análisis fisicoquímicos y microbiológicos. Lagunas sistema 1.

Parámetro	Afluente	Efluente	%de remoción	Decreto 1594/84	Cailif..
DBO5 (mg o2/lt)	989	899	9.10	Remoción> 80%	No cumple
DQO(mg o2/lt)	1351	1134	16.06	Remoción> 80%	No cumple
Nitrógeno total (mg N/lt)	66.6	55.6	N/A	----	----
Nitritos (mg NO2/lt)	ND	ND	N/A	1 mg/lt	----
Nitratos (mg NO3/lt)	0.46	0.44	N/A	10 mg/lt	----
Fosfatos (mg PO3/lt)	6.2	9.7	N/A	----	----
Tenso activos (mg SAAM/lt)	0.412	0.218	N/A	0.5 mg/ lt	----
Sólidos totales mg/lt	972	898	7.61	Remoción> 80%	No cumple
Sólidos suspendidos totales mg/lt	220	164	25.45	Remoción> 50%	No cumple
Sólidos disueltos totales mg/lt	752	734	2.39	Remoción> 50%	No cumple
Sólidos sedimentables mg/lt	20	15	25	Remoción> 50%	No cumple
Grasas y aceites mg/lt	45.2	33.1	26.77	Remoción> 80%	No cumple
Coliformes fecales NMP/100ml	240000	46000	N/A	-----	No cumple
Coliformes totales NMP/100ml	240000	15000	N/A	-----	No cumple

Fuente: Estudio de caracterización de aguas

○ **Análisis de resultados de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos.** Según los resultados que se detallan en la tabla 38 se puede decir que teóricamente el sistema 1 no cumple con la remoción de los constituyentes señalados en el Decreto 1594. No obstante estos resultados están

influenciados por las descargas que realiza el matadero de la población el cual vierte directamente al sistema. En efecto las muestras de laboratorio tomadas en la entrada de la laguna no están afectadas por las descargas puntuales del matadero como si lo están las de salida, lo cual distorsiona los resultados de eficiencia.

Un análisis mas completo de las condiciones de operación de la laguna se logra con su revisión desde el punto de vista teórico, combinado con su inspección visual.

Este sistema recibe actualmente un caudal de 142.27 lps, correspondiente a una población 3.263 habitantes localizada un área tributaria de 55.88 Ha.

$$Q_s = 14.50 \text{ máx. Horario}$$

$$Q_s = 4.83 \text{ medio diario}$$

$$Q_i = 11.18$$

$$Q_{ce} = 111.76$$

Presenta estructura de llegada en el sistema 1, constituida por una canaleta parshall, la cual por lo que se pudo apreciar no tiene un funcionamiento correcto, debido a la falta de mantenimiento de limpieza de maleza y remoción de sedimentos.

- **Sistema Sur.**

- **Observaciones de campo.** Al sistema llegan las aguas a través de tubería de gres de diámetro 12 pulgadas, recibe netamente aguas residuales domésticas, a través de 3 entradas superficiales de diámetro 6 pulgadas en tubería de PVC por cada laguna, no se cuenta con ninguna estructura de llegada.

En las lagunas apreciamos natas sobrenadantes y capas de grasa que pueden inhibir el proceso fotosintético. (Ver fotografía No 24). Es necesario un mantenimiento rutinario y correctivo de las lagunas de estabilización que permitan que los procesos que allí se realicen se desarrollen de manera eficiente, ya que en el actual poco se evidencia.

Fotografía 24. Natas sobrenadantes y capas de grasa en el sistema sur (laguna No 1 y 2)



Fotografía 25. Natas sobrenadantes y capas de grasa en el sistema sur (laguna No 1 y 2)



Tabla 42. Resultados de análisis fisicoquímicos y microbiológicos. Lagunas sistema 2.

parámetro	Afluente	Efluente	% de remoción	Decreto 1594-84	Califi.
DBO5 (mg o2/lit)	365	181	50.41	Remoción> 80%	No cumple
DQO(mg o2/lit)	468.5	204	56.46	Remoción> 80%	No cumple
Nitrógeno total (mg N/lit)	16.2	23.1	N/A	----	----
Nitritos (mg NO2/lit)	ND	ND	N/A	1 mg/lit	----
Nitratos (mg NO3/lit)	0.65	0.48	N/A	10 mg/lit	----
Fosfatos (mg PO3/lit)	14.8	11.5	N/A	----	----
Tensoactivos (mg SAAM/lit)	0.423	0.35	N/A	0.5 mg/ lit	----
Sólidos totales mg/lit	4678	148	96.84	Remoción> 80%	cumple
Sólidos suspendidos totales mg/lit	58	28	51.72	Remoción> 50%	cumple
Sólidos disueltos totales mg/lit	4620	120	97.40	Remoción> 50%	cumple
Sólidos sedimentables mg/lit	2	3	----	Remoción> 50%	No cumple
Grasas y aceites mg/lit	35.8	16.3	54.47	Remoción> 80%	No cumple
Coliformes fecales NMP/100ml	240000	240000	N/A	-----	No cumple
Coliformes totales NMP/100ml	240000	9300	N/A	-----	No cumple

Fuente: Estudio de caracterización de aguas

○ **Análisis de resultados de los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos.** Según los resultados que se detallan en la tabla No 5 se puede decir que teóricamente el sistema 2 no cumple con la remoción de DBO y DQO que se contempla en el Decreto 1594.

Este sistema recibe actualmente un caudal de 43.04 Ips, correspondiente a una población 988 habitantes y a un área tributaria de 16.91 Ha.

$Q_s = 4.39$ máx. Horario

$Q_s = 1.46$ medio diario

$Q_i = 3.38$

$Q_{ce} = 33.81$.

- **Observaciones generales.** Los sistemas de tratamiento del Municipio de Astrea no cuentan con tratamientos preliminares, por lo que se recomienda la ubicación de rejillas que permitan la retención de sólidos visibles que al entrar al tratamiento secundario ocasionan bajos rendimientos en el funcionamiento y que ocasionarían alteraciones en las condiciones biológicas de los microorganismos allí existentes

El objetivo del tratamiento secundario es remover la DBO soluble que se escapa de un tratamiento primario, además de remover cantidades adicionales de SS. Estas remociones se realizan por medio de procesos Biológicos.

En un tratamiento secundario se remueve un 85% de la DBO y de los sólidos suspendidos aunque no remueve cantidades significativas de Nitrógeno y Fósforo, Metales pesados, DQO y bacterias patógenas.

Cuando los efluentes de una Planta de tratamiento de aguas residuales de tipo secundario no cumplen con ciertos niveles de calidad se hace entonces necesario un tratamiento terciario o avanzado.

En el tratamiento secundario de tipo biológico, la materia orgánica es utilizada como alimento de los microorganismos tales como hongos, bacterias, protozoos, rotíferos, etc., de tal manera que ésta es transformada en CO₂, H₂O y un nuevo material celular.

Además de los microorganismos y materia orgánica es necesario hablar de oxígeno $\dot{\text{O}}$ DBO, y ciertas condiciones favorables como el PH, y un adecuado tiempo de contacto.

Los mecanismos utilizados para llevar a cabo la anterior tarea son los lodos activados, filtros percoladores, lagunas de estabilización, o biodiscos.

De acuerdo con las observaciones realizadas en campo, los sistemas presentan abundante maleza en los alrededores y en el interior de los mismos, sobretodo en el sistema No.1. Los taludes están parcialmente destruidos, esto podría reducir la eficiencia del tratamiento, disminuir los tiempos de retención y favorecer las condiciones anaeróbicas con su correspondiente desprendimiento de olores fuertes. (Ver Fotografía No 26).

Fotografía 26. Borde de laguna del sistema 1



Además se aprecia en las lagunas una gran acumulación de lodos y acumulación de sedimentos, lo que indica que no se les hace un mantenimiento oportuno. (Ver fotografía No 27).

Fotografía 27. Laguna facultativa sistema 1.



Es aconsejable la formación de barreras vivas, que ayuden a controlar o disipar los olores fuertes que se están generando en los sistemas.

5.2. MUNICIPIO DE CHIMICHAGUA

5.2.1 Requerimientos del sistema. Con el objeto de realizar un diagnóstico de la situación del Municipio en términos de saneamiento básico, se estimaron inicialmente las condiciones admisibles de operación, que comparadas con las condiciones imperantes de suministro del servicio, ilustrarán su situación actual y los requerimientos necesarios para la disposición de las aguas residuales de la población. Para la determinación del nivel de complejidad del sistema se siguieron los parámetros dados en la Norma RAS2000, determinándose un nivel de complejidad definitivo **Medio alto** para el sistema de alcantarillado.

5.2.2. Sistema de alcantarillado sanitario

➤ **Descripción general.** La empresa encargada de prestar el servicio es ACUACHIM.

Según los resultados de la verificación del Catastro de usuarios¹¹, de los 2.118 usuarios que respondieron el formato, 934 (44,1%) cuentan con el servicio, mientras que 1.118 personas (55.9%) no lo poseen argumentado motivos tales como el taponamiento en las tuberías, la falta de redes de alcantarillado, la inexistencia de capacidad de pago, el desinterés en la prestación del servicio o el no encontrarse conectados a las redes existentes, entre otros.

En el Municipio la eliminación de excretas se hace a través de letrinas, inodoros con conexión a pozo séptico, inodoro con conexión a alcantarillado, inodoro sin ningún tipo de conexión o monte.

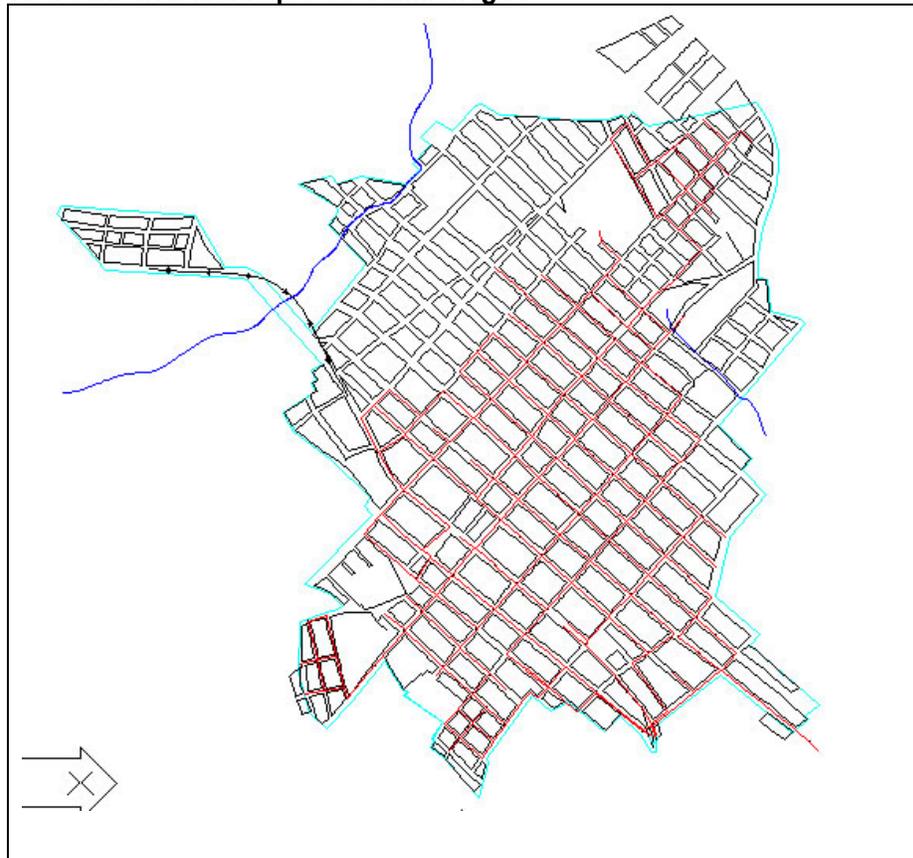
El sistema de alcantarillado sanitario de Chimichagua es de tipo convencional, cuyas redes son en tubería de PVC, gres, novafort.

Las aguas residuales tienen dos posibles procesos de destinos por un sistema de compuertas. El primero es una planta de bombeo con un tanque de almacenamiento de donde se bombea al sistema de lagunas facultativas. La descarga de las aguas residuales a la primera laguna se realiza por medio de una canaleta con caída libre y de allí se pasa por rebose de una compuerta a la siguiente laguna; este mismo proceso se sigue para la descarga a la ciénaga. El segundo proceso de destino no dispone de tratamiento, las aguas residuales caen directamente a la ciénaga, en la actualidad se está vertiendo en la Ciénaga, lo que está produciendo daño ecológico no despreciable.

En la figura 13 se muestra el esquema del sistema.

¹¹ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Verificación del catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 24.

Figura 13. Red sanitaria. Municipio de Chimichagua



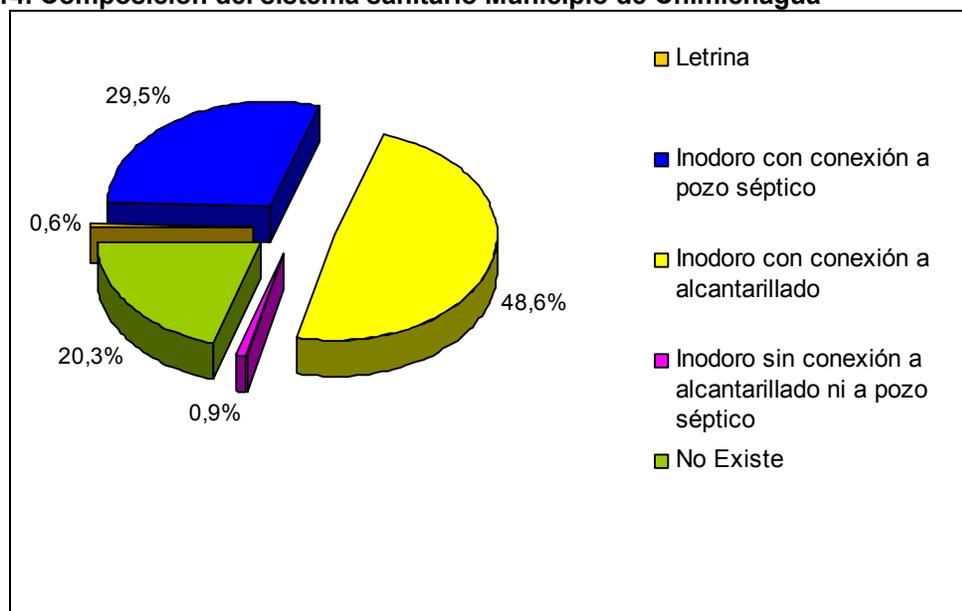
- **Colectores y emisarios finales.** Las características físicas de la red de colectores proveniente del estudio realizado en campo se muestran en la Tabla 43.

Tabla 43. Características de la red.

Material	Diámetro (pulgadas)	No. tramos	Longitud (m)	%
PVC	6	1	57,3	0,3
PVC	8	42	2.534,5	12,1
PVC	10	5	352,8	1,7
NOVAFORT	8	73	4.909	23,4
NOVAFORT	12	2	129,1	0,6
NOVAFORT	16	6	132,4	0,6
GRES	8	145	10.607,2	50,5
GRES	10	5	321,3	1,5
GRES	12	4	261,8	1,2
GRES	14	4	267,5	1,3
GRES	16	11	686	3,3
GRES	18	12	754,3	3,6
Total		310	21.013,3	100

- **Conexiones domiciliarias.** Los resultados del Catastro de usuarios¹², de acuerdo a las personas que respondieron la encuesta, se muestran en la Figura 14.

Figura 14. Composición del sistema sanitario Municipio de Chimichagua



¹² Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Verificación del catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 21.

La población que no esta conectada al sistema de alcantarillado aduce motivos¹³ para no estarlo, entre los que están:

- Taponamiento de redes 0.6%
- Inexistencia del sistema de alcantarillado 56,3%
- Déficit en la capacidad de pago 13,3%
- Sin explicación 25,2%
- Otros motivos 4,7%

- **Sistema de bombeo**

- **Localización.** Debido a las condiciones hidráulicas de las redes de recolección afectadas por las condiciones topográficas de la localidad, se hizo necesario el diseño de una estación de bombeo para poder elevar las aguas negras tributadas por la población hasta las lagunas de oxidación, estas se encuentran ubicadas dentro del casco urbano entre las calles 5 y 6 con carrera 1. A una distancia de 970 m del sistema de tratamiento de aguas residuales (fotografía 28).

¹³ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Verificación del catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 22.

Fotografía 28. Estación de bombeo del municipio de Chimichagua



○ **Disponibilidad de Energía.** La disponibilidad de este servicio para el funcionamiento de la estación de bombeo es muy irregular, presentándose interrupciones frecuentes lo que impide el bombeo de las aguas residuales debido a que no cuenta con planta eléctrica.

○ **Pozo Húmedo.** Es una estructura de forma rectangular en concreto diseñada para recibir y acumular las aguas residuales de la población por cierto periodo de tiempo, sus dimensiones son:

Largo: 4.0m

Ancho: 1.80m

Altura 1: 2.10m

Altura 2: 2.90m

Fotografía 29. Vista del pozo húmedo



○ **Pozo Seco.** El proceso de bombeo se realiza por medio de tres bombas centrifugas de igual capacidad las cuales trabajan en paralelo (tabla 44), las cuales están ubicadas en el pozo seco, estas se encargan de extraer las aguas negras del pozo húmedo e impulsarlas hasta una tubería de 12 pulgadas de asbesto cemento, la cual las conduce hasta el sistema de tratamiento de aguas residuales.

Tabla 44 Especificaciones técnicas de las bombas

Bombas	Marca	Referencia	Velocidad r.p.m	Potencia (H.P)	Voltaje
No 1	Siemens	722626	1165	12	220/440
No 2	Siemens	722629	1165	12	220/440
No 3	Siemens	722623	1165	12	220/440

Fotografía 30.vista superior del pozo seco



➤ **Diagnóstico del sistema.** Para el diagnóstico del sistema se precisaron, dentro de la normatividad vigente, algunos parámetros específicos de diseño inherentes al Municipio. Con base en éstos y en la infraestructura existente, se determinó su factibilidad de incorporación a los escenarios futuros.

- **Contribuciones domésticas.** Según el título D.3.3.2.1 este aporte se calcula a través de la fórmula:

$$Q_d = \frac{C * D * A_{rb} * R}{86.400}$$

En donde

Q_d = Contribución doméstica (lps)

C = Estimación del consumo medio diario (l/hab-día)

D = La densidad de población calculada para la zona en estudio (hab/ha).

A_{rb} = Área residencial bruta de drenaje (Ha)

R = Coeficiente de retorno

- **Estimación del consumo medio diario (C).** Se tomó el calculado, según el literal B.2.4 de la Norma RAS2000 para el sistema de acueducto. La dotación calculada es de 170 lts/Hab-ha.
- **Densidad de población (D).** La densidad actual de la población estimada es 66,16(hab./Ha); esta densidad se evaluó con base en la población actual de 10.647 habitantes, proveniente de la verificación del censo realizado por GEOMÁTICA¹⁴ y su materialización sobre planos del Municipio suministrados por la Alcaldía, actualizados y corregidos, en los cuales se definió un área de 161,34 Ha, para el perímetro sanitario actual.

$$D = \frac{10.647hab}{161,34Ha} = 65,99hab / Ha$$

- **Área residencial bruta de drenaje (A_{rb}).** Está área incluye las zonas recreacionales, muy escasas en la zona urbana. Para el área correspondiente al perímetro sanitario actual se asumió un valor de 161,34 Ha, área calculada de acuerdo con la información suministrada por el Municipio.
- **Coefficiente de retorno (R).** El valor de *R* es el correspondiente a un nivel de complejidad medio. De acuerdo con la tabla 5 se asumió el valor de 0,85.
- **Contribuciones institucionales (Q_{ins}).** Como contribuciones institucionales serán tenidas en cuenta aquellas que presenten una capacidad sanitaria considerable; las instituciones que se tienen en cuenta son el hospital la inmaculada concepción de Chimichagua, la alcaldía municipal y algunos colegios.
- **Contribuciones comerciales (Q_c).** Se presentan muchos establecimientos clasificados como uso comercial, sin embargo solo serán tenidos en cuenta

¹⁴ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 13.

aquellos que por su capacidad sanitaria lo exijan, ya que existen otros que presentan un comportamiento residencial.

- **Caudal de infiltración (Q_{inf}).** Debido a que la cabecera municipal se encuentra en cercanías de la ciénaga, puede presentar un nivel freático alto por lo tanto se adoptará un valor de 0,4 lps/ha.
- **Conexiones erradas (Q_{ce}).** Se consideraron los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario provenientes de conexiones de patios y bajantes de tejados. Según la verificación del catastro de usuarios el 8,1%¹⁵ de la población desagua sus aguas lluvias al alcantarillado sanitario, los resultados se muestran en la Tabla 45.

Tabla 45. Lugar de desagüe de aguas lluvias en el Municipio de Chimichagua.

¿En qué lugar de su residencia desaguan las aguas lluvias?	% de viviendas
Alcantarillado municipal	6,4
Patio	20,9
Frente a la residencia	30,7
Alcantarillado municipal y Patio	0,1
Alcantarillado municipal y Frente a la Residencia	1,6
Patio y Frente a la Residencia	40,4

Sin embargo para el caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias se consideraron los aportes máximos de drenaje pluvial domiciliario a la red sanitaria, de acuerdo a la Tabla 8.

- **Pozos de inspección.** El sistema consta de 255 pozos en servicio, cuyo diámetro es de 1,20m, construidos en su mayoría en concreto.

Estos resultados del estudio de campo se transcriben en la Tabla 46.

¹⁵ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Verificación del Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág.23.

Tabla 46. Estado de los pozos de alcantarillado

Estado de los pozos de alcantarillado		
Calificación	No. Pozos	%
Excelente estado	1	0
Buen Estado	118	46,27
Regular Estado	89	34,90
Mal Estado	23	9,02
Sin calificación *	24	9,41
Total	255	100

De acuerdo con la Tabla 46, existe un 34,90% de pozos en regular estado y un 9,02% en mal estado, lo que da un porcentaje de 43,92% (casi el 50%) de pozos que pueden presentar problemas, ocasionando un mal funcionamiento hidráulico de estas estructuras. Con el fin de evitar obstrucciones en las redes y garantizar un buen funcionamiento, se recomienda realizar periódicamente limpieza a estas estructuras.

Los pozos que no tienen calificación son aquellos en los que no fue posible la inspección por encontrarse sellados.

En las fotografías 31 a 33 se visualiza el estado de los pozos.

Fotografía 31. Pozo en buen estado.



Fotografía 32. Pozo en regular estado.



Fotografía 33. Pozo en mal estado



- **Colectores.** Para el análisis del sistema, la información de 24 pozos no se logro obtener por encontrarse sellados, así que se asumieron sus niveles de acuerdo con la topografía de la zona y con la dirección del flujo observado en otros colectores.
 - **Situación actual.** La red de colectores presenta un funcionamiento regular, con algunos tramos que presentan problemas de velocidad y capacidad de evacuación.

En la situación actual el sistema presenta:

- Existe un tramo que se encuentra taponado el ubicado en la calle 10 entre carreras 2 y 3, que va del pozo P(10-2) al P(10-3).
- Hay un número significativo de tramos que presentan capacidad deficiente, por lo cual se recomienda que se aumente su capacidad.
- A los tramos que tienden a presentar flujo crítico es necesario que se les realice un mantenimiento rutinario con el fin de evitar sedimentos que alteren la altura del agua en dichos colectores.

Los resultados se presentan en el anexo A.

Existen 126 tramos que presentan problemas de los cuales 34 presentan flujo inestable (11% del total), 55 presentan velocidad inferior a la mínima permisible (17,7% del total) y 37 tramos tienden a fallar por falta de capacidad (11,9% del total).

La tubería que seria necesaria instalar para mejorar la situación presente se muestra en la tabla 47.

Tabla 47. Tubería a instalar para la situación actual.

TIPO	No de tramos	Longitud (m)
PVC 8"	2	156,7
PVC 10"	10	687,4
PVC 12"	11	600,4
PVC 16"	2	138,24
PVC 18"	7	453,7
PVC 20"	5	249,96
NOV 20"	1	5
NOV 24"	4	245,85

- **Situación futura.** Para la situación futura no se consideraron las áreas de expansión pero se tendrán en cuenta las áreas que poseen población y que no

cuentan con sistema de alcantarillado. La población para el año 2024 es de 15.593 hab. ubicados en un área de 161.34 Ha, por lo cual se obtiene una densidad de 96,65 hab/Ha.

El sistema se simulará para la dotación racional neta adoptada para el sistema de acueducto.

Los resultados del análisis se presentan a continuación.

Tabla 48. Tubería a instalar para la situación futura

TIPO	No de tramos	Longitud (m)
PVC 10"	14	1040,5
PVC 12"	10	692,6
PVC 14"	3	184,5
PVC 16"	1	86,8
PVC 18"	4	246
PVC 20"	6	336,3
NOV 24"	13	530,3

- **Costo para el cambio de la tubería.** El costo para el cambio de las redes actuales se presenta en la tabla 49.

Tabla 49. Costo de tubería a cambiar. Situación actual

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
156,7	200	\$ 19.857.260
687,4	250	\$ 104.450.713
600,4	315	\$ 108.615.296
138,2	400	\$ 32.705.298
453,7	450	\$ 119.961.592
255,0	500	\$ 77.998.743
245,9	600	\$ 88.154.725
	Total	\$ 551.743.626

El costo aproximado de la tubería a instalar para el 2024 se presenta en la tabla 50.

Tabla 50. Costo de tubería a cambiar. Situación futura

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
1040,5	250	\$ 158.104.403
600,4	315	\$ 125.294.727
138,2	400	\$ 410.022.797
453,7	450	\$ 65.044.196
255,0	500	\$ 102.882.716
245,9	600	\$ 190.150.297
	Total	\$ 1.051.499.136

- **Sistema de bombeo.** El caudal que sería necesario bombear para las condiciones actuales según la norma RAS es de 268,3 Lts/seg. El diámetro de la impulsión es de 12 pulg. La velocidad es la siguiente

$$V_s = \frac{Q}{A} = \frac{0.268}{\left(\frac{\pi}{4}\right) * (12 * 0.0254)^2} = 3.67 \text{ m /seg}$$

Esta velocidad se encuentra muy por encima de la recomendada, la cual es de 1 m/s según la norma RAS D.7.4.6.

- **Perdidas unitarias**

$$J = \frac{10.67}{\phi^{4.87}} * \left(\frac{Q}{C}\right)^{1.85}$$

$$J = \frac{10.67}{(12'' * 0.0254)^{4.87}} * \left(\frac{0.268}{150}\right)^{1.85}$$

$$J = 2.86 E - 2 \frac{m}{m}$$

- **Perdidas**

Tabla 51. Longitudes equivalentes. Situación futura

Perdidas en accesorios	LE (m)
1 Válvula de compuerta	1.40 m
1 Válvula de retención	13 m
1 codo de 45°	3 m
1 ampliación	2.44 m
Longitud aprox. de la conducción	1.154 m
Longitud total:	1.173,8m

$$Perd.total = 1.173,8m * 2.86E - 2 = 33.57m$$

Ubicación de las bombas: 37.52 m.s.n.m

Altura de descarga: 45.56 m.s.n.m

$$Alturaestatica = 45.56 - 37.52 = 8.04m$$

$$Altura dinámica total: H_{DT} = 33.57 + 8.04 = 41.61m$$

El sistema esta diseñado para que funcionen las dos bombas en paralelo y la tercera bomba descansa, el caudal que tendría que impulsar una bomba seria de 0.134 m³/seg.

$$P = \frac{\gamma * Q * Hdt}{76 * \epsilon}$$

P = Potencia de la bomba. [Hp]

γ = Peso especifico del fluido. [Kg/m³]

Q = Caudal. [m³/s]

Hdt = Altura dinámica total. [m]

ϵ = Eficiencia de la bomba. (Entre 0 y 1)

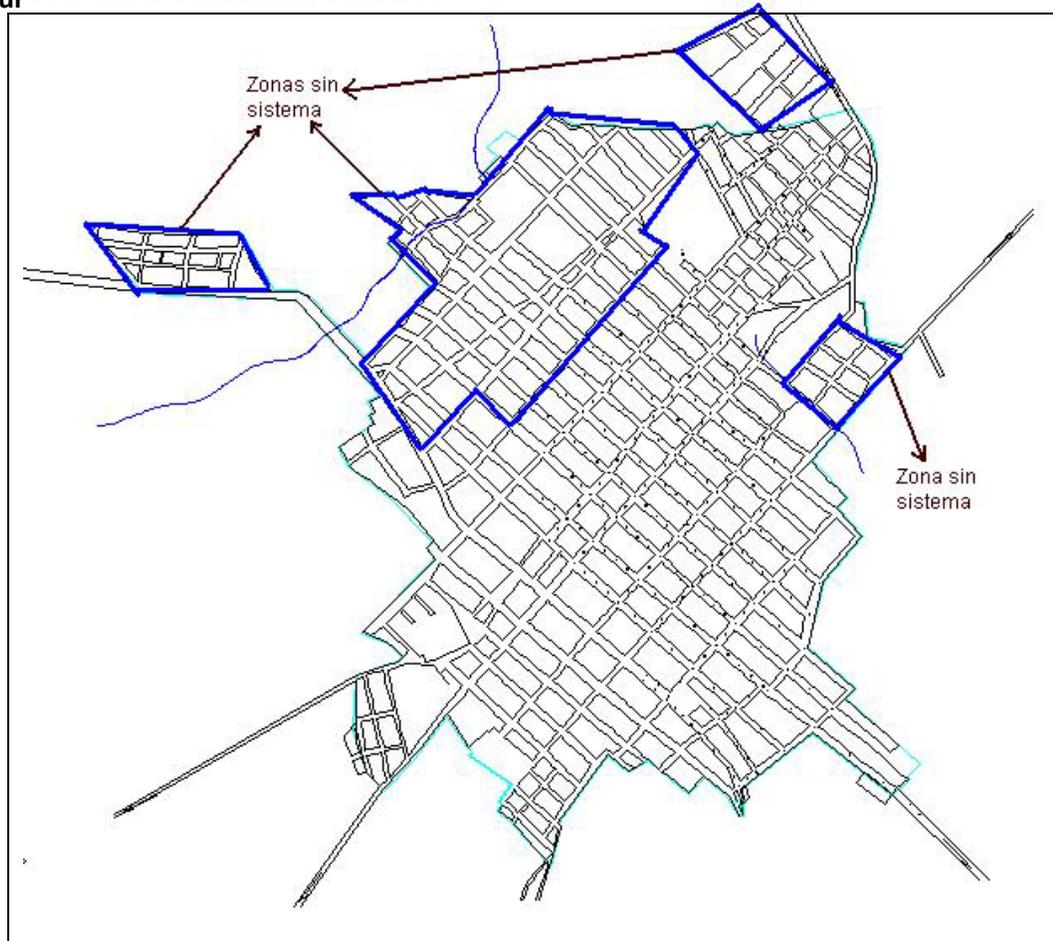
$$P = \frac{1040 * 0.134 * 41.61}{76 * 0.6} = 128 H.P$$

Se asumió una eficiencia de 60% para las bombas, y aunque se tomara una eficiencia del 100% lo cual es ilógico porque ningún equipo de bombeo posee esta eficiencia, puede verse claramente que la capacidad de las bombas no es suficiente para el año actual de acuerdo al caudal de diseño.

Se recomienda poner en funcionamiento lo más pronto posible la estación de bombeo, la cual necesita, para evacuar los caudales proyectados, dos bombas en paralelo con una potencia de 128 H.P.

- **Zonas pobladas que no cuentan con el servicio de alcantarillado.** La cabecera municipal del municipio de Chimichagua presenta 4 zonas pobladas que no cuentan con el servicio de alcantarillado, es necesario proveerles un sistema de alcantarillado sanitario con el fin de evitar la disposición inadecuada de las aguas residuales evitando enfermedades tales como disenteria, diarrea, parásitos intestinales, entre otras.

Figura 15. zonas sin sistema sanitario



En la parte norte de la cabecera municipal existe una zona con una extensión aproximada de 4,8 Ha. En la parte nor-oriental existe una zona con una extensión aproximada de 3,4 Ha. En la parte nor-occidental existe una zona de 31,9 Ha, y en la parte occidental una zona de 4,4 Ha. Estas cuatro zonas suman una área aproximada de 44,5 Ha lo que corresponde al 27,5% del casco urbano, lo que refleja la necesidad inminente para la construcción de dichos sistemas.

El costo total aproximado de la construcción de la red en estas zonas se presenta a continuación:

Tabla 52. Costo de construcción. Situación futura

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
6.975	200	\$ 883.882.493
	total:	\$ 883.882.493

Si se lleva a cabo esta obra, se necesitaría una estación de bombeo o un pozo húmedo como tal, para impulsar las aguas de la urbanización Padilla y parte del barrio la Marinera al sistema de alcantarillado cercano.

La construcción de dicho pozo tiene un costo aproximado de \$9.821.150.

5.2.3 Sistema de alcantarillado

➤ **Metodología para el cálculo de curvas de IFD.** Como información base se requirió la curva de Intensidad – Frecuencia – Duración (IFD) de la estación Aeropuerto Alfonso López de Valledupar además de los valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas para la estación de Chimichagua.

Tabla 53. Descripción de las Estaciones

Estación	Municipio	Tipo	Código	Corriente	Ubicación		
					Latitud	Longitud	Elevación
Apto Alfonso López	Valledupar	SP	2803503	Guatapurí	1026N	7315 W	138m.s.n.m
Chimichagua	Chimichagua	PM	2502124	Cga Zap.	0916N	7348W	138m.s.n.m

Fuente: IDEAM

En la figura 16 se muestran las curvas generadas para la estación Chimichagua para diferentes períodos de retorno.

Con el objeto de poder utilizar estos valores en el programa de cálculo elaborado para este fin, se obtuvo por el método de los mínimos cuadrados una ecuación representativa para cada una de las curvas resultantes.

Las ecuaciones resultantes para los diferentes períodos de retorno se relacionan en la tabla 54.

Tabla 54. Ecuaciones para los diferentes periodos de retorno

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	ECUACIÓN
3	$Y=2279.5 X^{-0.8062}$
10	$Y=2628.0 X^{-0.7952}$
25	$Y=3114.8 X^{-0.8044}$
50	$Y=3462.1 X^{-0.8094}$
100	$Y=3802.5 X^{-0.8134}$

En donde:

$Y=$ *Intensidad de la lluvia (mm/h)*

$X=$ *Tiempo de concentración (min)*

➤ **Descripción del sistema.** El municipio de Chimichagua no cuenta con un sistema técnicamente construido para la evacuación de las aguas de escorrentía pluvial, estas son transportadas por las calles hacia el sur este y sur oeste del Municipio hasta la zona más baja.

Fotografía 34. Calles en óptimas condiciones



Fotografía 35. Calles en óptimas condiciones



Puesto que el Municipio no cuenta con un sistema de canales para la evacuación de las aguas esorrentía pluviales se evaluaron las condiciones propias de drenaje de la localidad asumiendo que la evacuación de las esorrentías puede lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles, teniendo en cuenta las condiciones topográficas y las características de las vías.

Fotografía 36. Panorámica de las calles



Fotografía 37. Panorámica de las calles



• **Geometría de las calles.** Las calles realizan la función de canales rectangulares no prismáticos por tener secciones transversales y pendientes de fondo variables a lo largo de toda su longitud. Se analizó la calle 7 y la carrera 9, siendo estas las más largas de la zona de interés.

○ **Calle 7.** Para el estudio se dividió la calle en tres tramos de la siguiente manera:

- *Tramo No.1:* inicia en la calle 7 con carrera 7 y termina en la calle 7 entre carreras 5 y 6, con una longitud de 342 m.
- *Tramo No.2:* inicia en la calle 7 entre carreras 5 y 6 y termina en la calle 7 entre carreras 2 y 3, con una longitud de 372 m.
- *Tramo No.3:* inicia en la calle 7 entre carreras 2 y 3 y termina en la calle 7 entre carreras 1 y 1A en los límites del perímetro sanitario, con una longitud de 502 m.

En la tabla 55 se muestra la variación de la sección transversal de la calle en cuatro puntos diferentes a lo largo de esta.

Tabla 55. Variación de la sección transversal de la calle 7

Referencia	Sección	Forma	Observación
punto 1	b=12m, y=0.20m	Rectangular	Inicio de la calle
punto 2	b=13m, y=0.20m	Rectangular	A 342 m del el punto 1.
punto 3	b=13m, y=0.20m	Rectangular	A 372 m del el punto 2.
punto 4	b=13m, y=0.20m	Rectangular	A 502 m al final de la calle.

La pendiente de la calle es variable en toda su longitud, en la tabla 56 se puede observar los diferentes cambios que adopta la calle en toda su extensión.

Tabla 56. Variación de la pendiente a lo largo de la calle 7

TRAMO	PENDIENTE (S)
1	0.033
2	0.008
3	0.004

- **Carrera 9.** Para el estudio se dividió la carrera en tres tramos de la siguiente manera:
 - *Tramo No.1:* inicia en la calle 16 con carrera 9 y termina en la calle 12 con carrera 9, con una longitud de 242 m.
 - *Tramo No.2:* inicia en la calle 12 con carrera 9 y termina en la calle 8 con carrera 9, con una longitud de 246 m.
 - *Tramo No.3:* inicia en la calle 8 con carrera 9 y termina en la calle 5 con carrera 9, con una longitud de 248 m.

En la tabla 57 se muestra la variación de la sección transversal de la carrera 9 en cuatro puntos diferentes a lo largo de esta.

Tabla 57. Variación de la sección transversal de la carrera 9

Referencia	Sección	Forma	Observación
punto 1	b=10m, y=0.20m	Rectangular	Inicio de la calle
punto 2	b=12m, y=0.20m	Rectangular	A 242 m del el punto 1.
punto 3	b=13m, y=0.20m	Rectangular	A 246 m del el punto 2.
punto 4	b=12m, y=0.20m	Rectangular	A 248 m al final de la carrera.

La pendiente de la carrera 9 es variable en toda su longitud, en la tabla 58 se puede observar los diferentes cambios que adopta en toda su extensión.

Tabla 58. Variación de la pendiente a lo largo de la carrera 9

TRAMO	PENDIENTE (S)
1	0.010
2	0.006
3	0.008

➤ **Evaluación técnica del sistema.** La evaluación técnica arrojó como resultado que las calles tienen la capacidad de transportar y evacuar las aguas lluvias hasta zonas bajas drenando por gravedad hasta la Ciénega de Zapatoza sin ningún inconveniente.

Hay que resaltar que la evaluación se realiza para las calles más largas de la zona de interés, siendo esta la más representativa para el resto del Municipio. La calle se supone en condiciones óptimas, donde el agua pueda drenar sin ningún obstáculo.

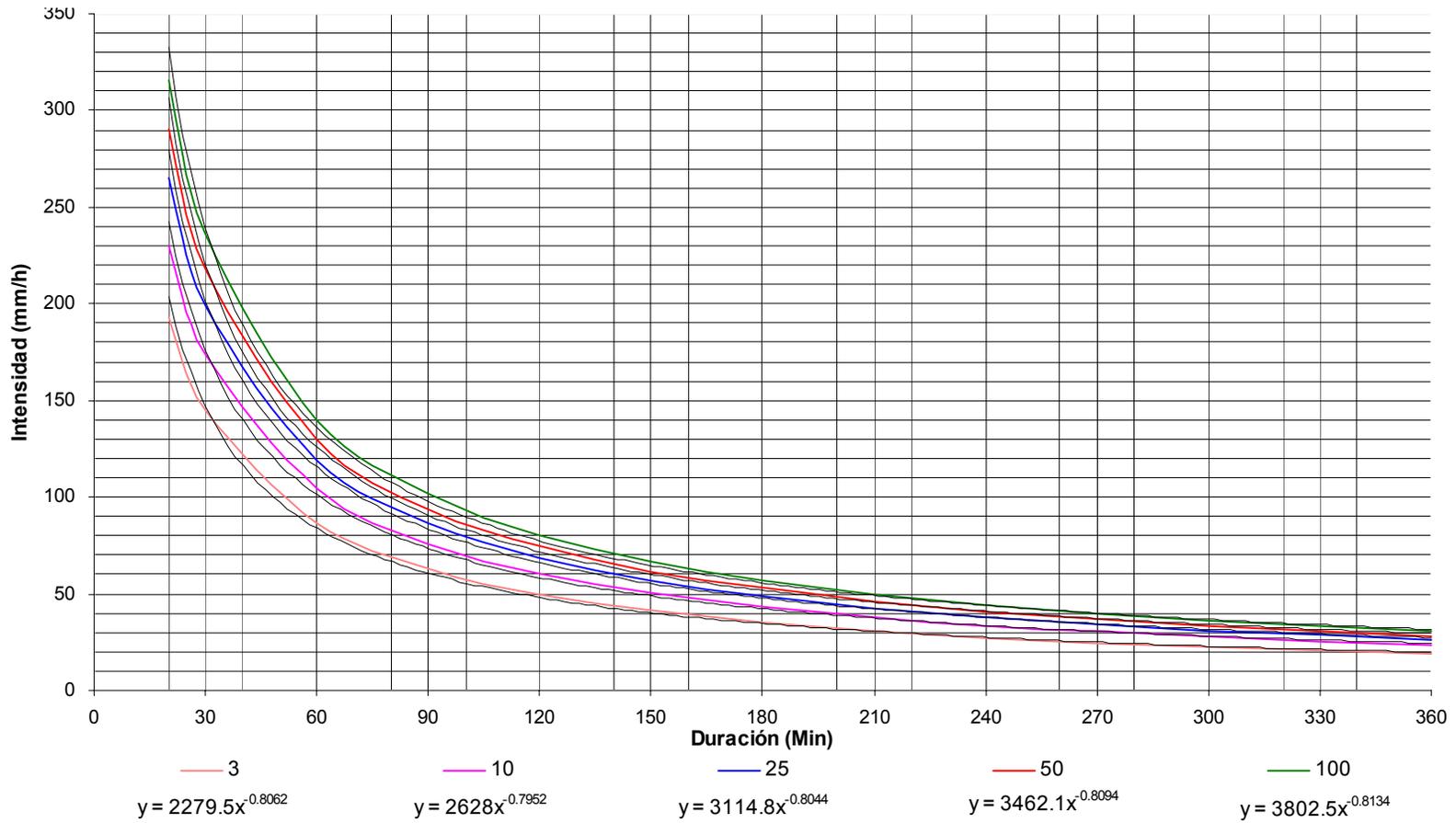


Figura 16. Curva de Intensidad – Frecuencia – Duración (IFD) Estación Chimichagua

➤ **Análisis de resultados.**

• **Calle 7**

Tabla 59. Resultados de análisis para calle 7

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Altura real del calle	0.2	0.2	0.2
Altura de la lamina de agua incorporándole el caudal de diseño	0.05	0.11	0.17

• **Carrera 9**

Tabla 60. Resultados de análisis para calle 9

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Altura real de la calle	0.2	0.2	0.2
Altura de la lamina de agua incorporándole el caudal de diseño	0.09	0.14	0.16

Con los anteriores resultados podemos decir que la calle tiene la capacidad de desviar y transportar las aguas lluvias, ya que al incorporarle el caudal de diseño la altura de la lamina de agua que alcanza, no supera en grandes proporciones la altura real del bordillo de la calle.

5.2.4 Sistema de tratamiento de aguas residuales

➤ **Descripción general del sistema.** El Sistema de Tratamiento se encuentra ubicado a 970m del perímetro urbano como se muestra en la figura 2-1, el emisario final tiene un diámetro de 16 pulgadas y el sentido del flujo va en dirección contraria a los vientos.

- **Estructura de entrada.** La unidad de entrada tiene por objeto distribuir lo más uniformemente posible el agua en la laguna y prevenir la presencia de cortocircuito.

La entrada de aguas negras al sistema de tratamiento se da de una forma superficial mediante un canal rectangular de las dimensiones descritas a continuación:

Largo: 28.70 m

Ancho: 0.5 m

Profundidad: 0.5 m

Fotografía 38. Estructura de entrada



- **Tratamiento preliminar.** El sistema cuenta con una rejilla la cual esta ubicada dentro del pozo que manda las aguas servidas a la estación de bombeo, esta unidad tiene como función realizar parte del tratamiento preliminar como es la remoción de los sólidos suspendidos gruesos de las aguas residuales del Municipio.

Fotografía 39. Rejillas antes de la estación de bombeo



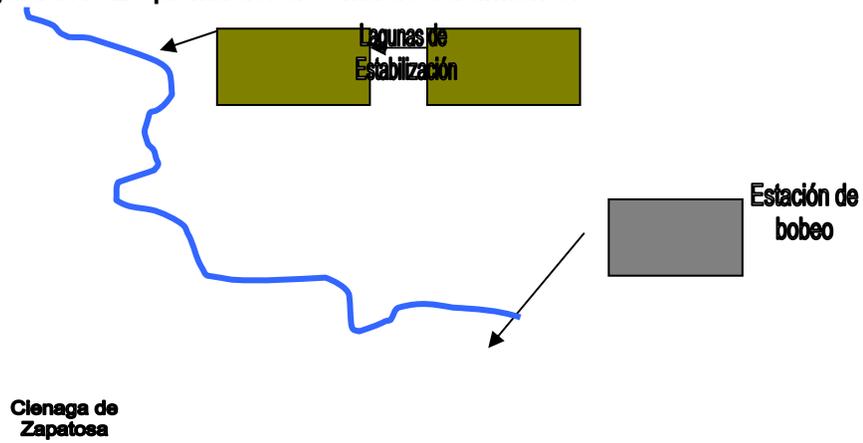
- **Tratamiento primario.** En la actualidad no se realiza ningún tratamiento primario para las aguas residuales urbanas del Municipio de Chimichagua, del pretratamiento la carga es conducida directamente al tratamiento biológico.
- **Tratamiento secundario o biológico.** Las aguas residuales generadas en la zona urbana del Municipio de Chimichagua, reciben tratamiento secundario a través, de dos lagunas de estabilización, de tipo facultativo ubicadas en serie, cuentan con un área de 0.42ha y 0.38ha respectivamente (tabla 61). Estas lagunas tienen como función remover parte de la materia orgánica mediante dos procesos aeróbico y anaeróbico llevados a cabo por microorganismos, bacterias y algas.

Tabla 61. Dimensiones de las lagunas de oxidación

Laguna	Tipo	Largo (m)	Ancho (m)	Área (Ha)	Profundidad (m)
Nº 1	Facultativa	97	45	0.43	1.8
Nº 2	Facultativa	80	45	0.36	1.8

En la figura 17 se muestra la esquematización del sistema de tratamiento de Aguas Residuales del Municipio.

Figura 17. Esquema del sistema de tratamiento.



El paso de las aguas servidas de la laguna No 1 a la laguna No 2 se da por rebose mediante una compuerta que consta de las siguientes especificaciones:

Ancho: 1 m

Altura: 1.8 m

Fotografía 40. Estructura de interconexión entre laguna 1 y 2



Fotografía 41. Estructura de interconexión entre laguna 1 y 2



- **Estructura de salida.** Una vez terminado el tratamiento secundario del agua residual en la segunda laguna, el efluente pasa al cuerpo receptor por rebose mediante una estructura de las siguientes dimensiones:

Ancho: 1. m

Altura: 2.2m

Gobernada por una compuerta de 1.70 metros de alto.

Fotografía 42. Estructura de salida



Fotografía 43. Estructura de salida



➤ **Diagnostico técnico del sistema.** Las condiciones actuales que presentan las lagunas y sus principales características fueron determinadas mediante la realización de observaciones directas en campo, análisis químicos, físicos y bacteriológicos (tabla 62) y verificación teórica de su capacidad de tratamiento.

No fue posible determinar las condiciones actuales del funcionamiento de las lagunas y sus principales características físicas, químicas y bacteriológicas debido a que la estación de bombeo no está funcionando lo que imposibilita el transporte de las aguas negras hasta el sistema. En el momento se están realizando las descargas de las aguas residuales directamente al cuerpo receptor como lo es el Complejo Cenagoso de Zapatosa.

Sin embargo se realizaron muestreos en el vertimiento en línea de aguas negras y en el sitio de disposición final de las aguas servidas se realizó una malla; las características obtenidas fueron las siguientes:

Tabla 62. Caracterización de las aguas residuales del Municipio de Chimichigua

Parámetro	Vertimiento en línea	Ciénaga malla 1	Ciénaga Malla 2	Ciénaga Malla 3	Decreto 1594-84
DBO5 (mg O ₂ /lt)	95	89	52	63	Remoción > 80%
DQO (mg O ₂ /lt)	1790	107	66	75	Remoción > 80%
Nitrógeno total (mg N/lt)	12,1	10,7	14,3	8,7	----
Nitritos (mg NO ₂ /lt)	N.D	N.D	N.D	N.D	1 mg/lt
Nitratos (mg NO ₃ /lt)	0,86	0,25	1,32	0,12	10 mg/lt
Fosfatos (mg PO ₃ /lt)	11,1	0,8	1,00	0,9	----
Tensoactivos (mg SAAM/lt)	0,778	0,305	0,362	0,329	0.5 mg/ lt
Sólidos totales (mg/lt)	422	128	156	120	Remoción > 80%
Sólidos suspendidos totales (mg/lt)	364	14	30	14	Remoción > 50%
Sólidos disueltos totales (mg/lt)	58	114	126	106	Remoción > 50%
Sólidos sedimentables (mg/lt)	7,4	5	6,3	6,5	Remoción > 50%
Grasas y aceites (mg/lt)	22.1	7,0	9,6	10,3	Remoción > 80%
Coliformes fecales (NMP/100ml)	2400000	2300	9300	-----	20000
Coliformes totales (NMP/100ml)	2400000	43000	2400000	-----	2000

Fuente: Estudio de caracterización de aguas

De acuerdo con los resultados obtenidos en las muestras de agua residuales para los diferentes puntos, se observa que no cumplen con el capítulo IV del Decreto 1594/84, el cual se refiere a la destinación genérica de las aguas subterráneas, marítimas, estuarinas, subterráneas y servidas.

Se encontraron altos niveles de DBO5 y DQO, lo que indica que las aguas están altamente contaminadas por razones biológicas, lo cual es preocupante puesto que niveles fuertes de estas concentraciones en un cuerpo receptor pueden

llevar al consumo de las fuentes de oxígeno natural necesarias para su estabilización biológica y al desarrollo de condiciones sépticas en el mismo.

Se encontraron aceptables niveles de grasas y aceites, aguas buenas en nitratos, fosfatos y sólidos disueltos totales.

Además se detecto que las aguas están contaminadas por coliformes totales y fecales, sobre todo en la malla 2 y 3, lo que puede generar la transmisión de enfermedades a la población.

- **Observaciones de campo.**

- **Estación de bombeo.** La estación de bombeo del Municipio no funciona desde el mes de enero del 2004 lo cual no permite la conducción de las aguas servidas al sistema para su previo tratamiento realizándose las descargas directamente al cuerpo receptor.

Los equipos de bombeo para aguas negras se encuentran fuera de servicio debido a problemas de averiamiento en los motores, cheques, válvulas por lo tanto es imprescindible el reemplazo a corto plazo de estas unidades para el funcionamiento del sistema de bombeo.

Por otra parte cabe resaltar que para que funcione la estación de bombeo se requiere el servicio de energía eléctrica el cual es deficiente, por lo que se recomienda adquirir una planta de energía para contar con el servicio en el momento que se presenten interrupciones del mismo.

- **Planta de tratamiento.** El sistema de tratamiento para aguas residuales del Municipio, consta de un tratamiento biológico el cual está incompleto y además no está trabajando en la actualidad lo que esta generando una alta contaminación del cuerpo receptor por las considerables descargas de materia biodegradable por lo que se hace necesario la puesta en marcha de este sistema.

El tratamiento preliminar con que cuenta el sistema para la remoción de los sólidos suspendidos gruesos no es óptimo, puesto que esta unidad no cuenta con las dimensiones necesarias para la retención de los sólidos en su totalidad y además su ubicación impide que se le realice mantenimiento.

Además se aprecia acumulación de lodos y sedimentos en el fondo de las lagunas lo que conlleva a la pérdida de profundidad útil de la misma.

Por otro lado las observaciones directas de la estructura dejaron en evidencia el abandono en el cual se encuentra el sistema. Se percibió a simple vista la presencia de vegetación invasora en el fondo de las lagunas, en los taludes, en todo el perímetro de los estanques en la estructura de interconexión y en la estructura de salida. Se recomienda remover físicamente toda la vegetación.

De acuerdo con información obtenida del personal que opera las rutas de transporte de Chimichagua – Saloa los niveles máximos de la Ciénaga corresponden al nivel de superficie en la calle 7 con carrera 1 que corresponde al nivel 41.45, por otra parte la diferencia de niveles entre este nivel y la cresta de las lagunas arroja una diferencia de 2.87mts para una cota de cresta de lagunas de 43.44, además el nivel de fondo de la estructura de salida se halla a 2.20mts es decir, al nivel 41.24 pero el nivel de descarga de las lagunas se halla 1.70 por encima de este nivel es decir a la cota 42.54, con lo cual el nivel de descarga de las lagunas se encuentra con 1.09 por encima del nivel máximo histórico reportado.

Las lagunas no están cercadas apropiadamente, lo que permite el acceso libre de animales o personas, por lo tanto se recomienda cercar el terreno con alambre de púas, malla u otro material, sin que se inhiba la acción del viento sobre la superficie de las lagunas.

5.3. MUNICIPIO DE CURUMANI

5.3.1 Requerimientos del sistema. Con el objeto de realizar un diagnóstico de la situación del Municipio en términos de saneamiento básico, se estimaron inicialmente las condiciones admisibles de operación, que comparadas con las condiciones imperantes de suministro del servicio, ilustraran su situación actual y los requerimientos necesarios para la disposición de las aguas residuales de la población. Para la determinación del nivel de complejidad de sistema se siguieron los parámetros dados en la Norma RAS2000, determinándose un nivel de complejidad definitivo **Medio alto** para el sistema de alcantarillado.

5.3.2. Sistema de alcantarillado sanitario

➤ **Descripción general.** La empresa encargada de prestar el servicio es ACUACUR.

Según los resultados de la verificación del Catastro de usuarios¹⁶, de los 3.670 usuarios que respondieron el formato, 3.007 (81,9%) cuentan con el servicio, mientras que 663 usuarios (18,1%) no lo poseen argumentado motivos tales como el taponamiento en las tuberías, la falta de redes de alcantarillado, la inexistencia de capacidad de pago, el desinterés en la prestación del servicio o el no encontrarse conectados a las redes existentes, entre otros.

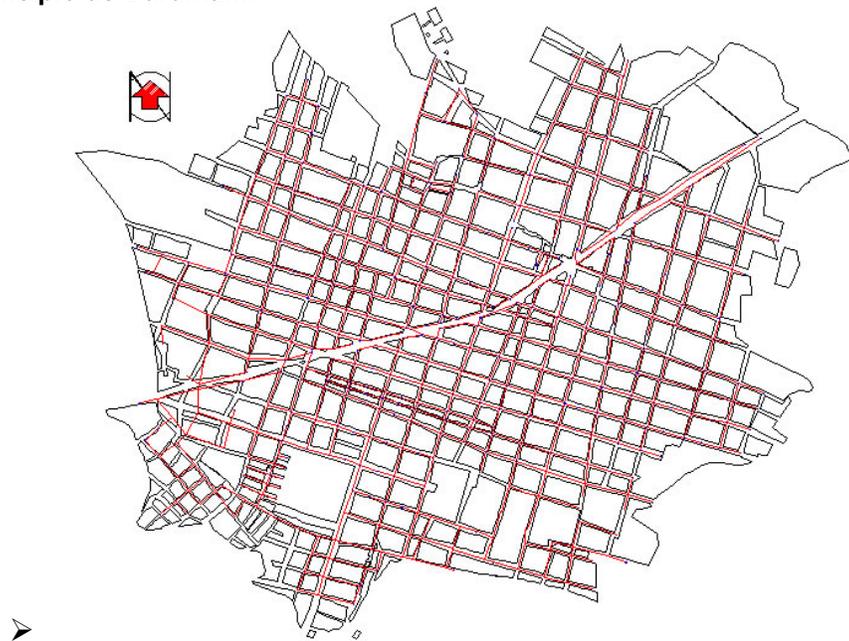
En el Municipio la eliminación de excretas se hace a través de letrinas, inodoros con conexión a pozo séptico, inodoro con conexión a alcantarillado e inodoro sin ningún tipo de conexión.

¹⁶ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 48.

El sistema de alcantarillado sanitario del Municipio de Curumaní es de tipo convencional, (sistemas tradicionales, utilizados para la recolección de aguas residuales o lluvias hasta los sitios de disposición final) cuyas redes son en tubería de PVC, gres y novafort. El sistema opera totalmente por gravedad con vertimiento a un sistema de tratamiento formado por dos lagunas facultativas, posteriormente sus aguas son entregadas a la Quebrada San Pedro y luego a la Quebrada San Ignacio.

En la figura 18 se presenta el sistema de Curumaní.

Figura 18. Municipio de Curumaní.



- **Colectores y emisarios finales.** El estudio de redes de la zona urbana del municipio de Curumaní arrojó los resultados dados en la tabla 61. Los emisarios finales no fueron inspeccionados porque no fue posible su ubicación en el terreno.

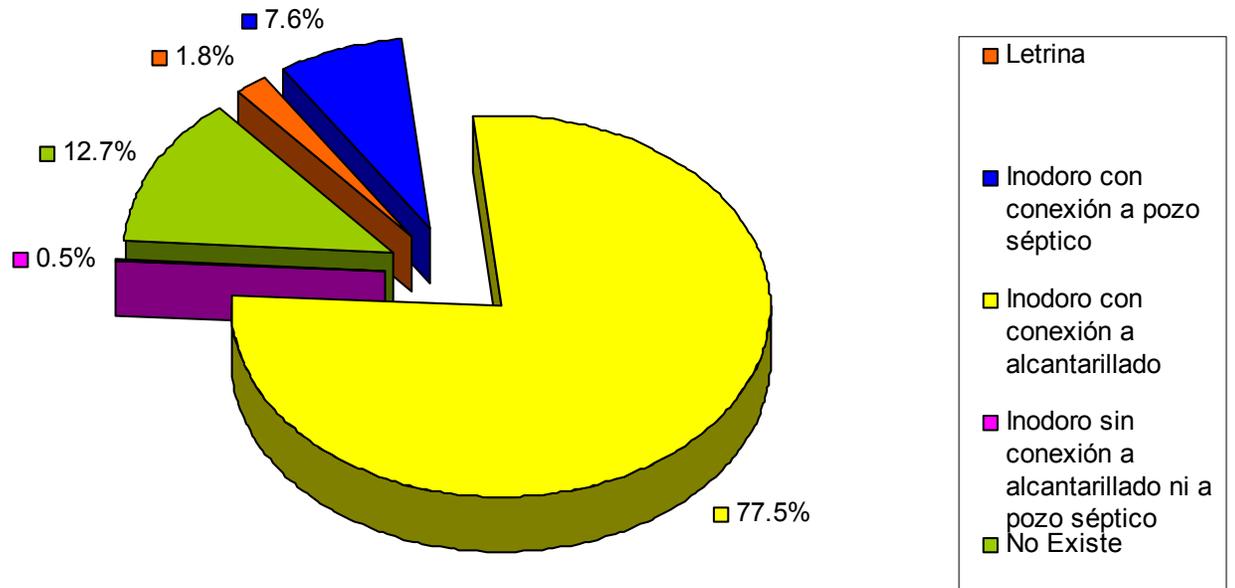
Tabla 63. Inventario de la red de alcantarillado Municipio de Curumaní

Material	Diámetro (pulgadas)	No. tramos	Longitud (m)	%
GRES	8	591	44.556,86	73,8
PVC	8	72	5.966,18	9,9
NOVAFORT	8	2	154,90	0,3
NOVAFORT	6	1	67,06	0,1
GRES	10	20	1.697,07	2,8
PVC	10	8	774,59	1,3
GRES	12	54	3.807,65	6,3
GRES	14	37	2.982,42	4,9
GRES	16	1	60,68	0,1
GRES	21	5	345,55	0,6
Total		791	60.412,95	100

- **Conexiones domiciliarias.** Los resultados de la verificación del Catastro de usuarios¹⁷, de acuerdo a las personas que respondieron la encuesta, se muestran en la Figura 19

¹⁷ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 45.

Figura 19. Composición del sistema sanitario Municipio de Curumani.



La población que no está conectada al sistema de alcantarillado (18,1%), aduce motivos¹⁸ para no estarlo, entre los que están:

- Taponamiento de redes 1,7%
- Inexistencia del sistema de alcantarillado 13,1%
- Déficit en la capacidad de pago 48,9%
- No le interesa 5,5%
- Sin explicación 28,6%
- Otros motivos 2,3%

¹⁸ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 46.

La cabecera municipal de Curumaní consta de una buena cobertura de conexiones domiciliarias de alcantarillado (77,5%).

➤ **Diagnóstico del sistema.** Para el diagnóstico del sistema se precisaron algunos parámetros específicos de diseño inherentes al Municipio, dentro de la normatividad vigente. Con base en éstos y en la infraestructura existente, se determinó su factibilidad de incorporación a los escenarios futuros.

• **Contribuciones domésticas.** Este aporte se calculó a través de la fórmula dada en la norma RAS (D.3.2.2.1):

$$Q_d = \frac{C * D * A_{rb} * R}{86.400}$$

En donde

Q_d = Contribución doméstica (lps)

C = Estimación del consumo medio diario (l/hab-día)

D = La densidad de población calculada para la zona en estudio (hab/ha).

A_{rb} = Área residencial bruta de drenaje (Ha)

R = Coeficiente de retorno

○ **Estimación del consumo medio diario (C).** Se tomó el calculado, según el literal B.2.4 de la Norma RAS2000 para el sistema de acueducto. La dotación calculada es de 170 lts/Hab-ha.

Densidad de población (D). La densidad actual de la población estimada es 38,18 (hab./Ha); esta densidad se evaluó con base en la población actual de 15.845 habitantes, proveniente de la verificación del censo realizado por

GEOMÁTICA¹⁹ y su materialización sobre planos del Municipio suministrados por la Alcaldía, actualizados y corregidos. Esta densidad poblacional es baja con relación a los otros municipios en estudio.

$$D = \frac{15.845hab.}{415Ha} = 38,18hab / Ha$$

- **Área residencial bruta de drenaje (A_{rb}).** Está área incluye las zonas recreacionales, muy escasas en la zona urbana. Para el área correspondiente al perímetro sanitario actual se tomó un valor de 415 Ha, área calculada de acuerdo con la información suministrada por el Municipio. Para la situación del año 2024 no se considerarán zonas de expansión, debido a la densidad tan baja que existe actualmente, la cual da pie a que en un futuro se densifique el área del perímetro actual.
- **Coefficiente de retorno (R).** El valor de R es el correspondiente a un nivel de complejidad medio alto. De acuerdo con la tabla 5, se asumió el valor de 0,85.
- **Contribuciones industriales (Q_i).** El municipio cuenta con pocas industrias en la cabecera municipal. Como contribuciones industriales serán consideradas las producidas por la empresa Cicolac.
- **Contribuciones comerciales (Q_c).** Se presentan muchos establecimientos clasificados como uso comercial, sin embargo solo serán tenidos en cuenta aquellos que por su capacidad sanitaria lo exijan, ya que existen otros que presentan un comportamiento residencial.
- **Contribuciones institucionales (Q_{ins}).** Como contribuciones institucionales serán tenidas en cuenta aquellas que presenten una capacidad sanitaria

¹⁹ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 37.

considerable; las instituciones que se tienen en cuenta son la Policía Nacional, la alcaldía, algunos colegios y escuelas entre otros.

- **Conexiones erradas (Q_{ce}).** Se consideraron los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario provenientes de conexiones de patios y bajantes de tejados. Según la verificación del catastro de usuarios el 10,2%²⁰ de la población desagua sus aguas lluvias al alcantarillado sanitario, los resultados se muestran en la Tabla 64.

Tabla 64. Lugar de desagüe de aguas lluvias en el Municipio de Curumaní

¿En qué lugar de su residencia desaguan las aguas lluvias?	% de viviendas
Alcantarillado municipal	8,7%
Patio	34,8%
Frente a la residencia	32,6%
Alcantarillado municipal y Patio	0,8%
Alcantarillado municipal y Frente a la Residencia	0,7%
Patio y Frente a la Residencia	22,4%

Sin embargo, para el caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias se consideraron los aportes máximos de drenaje pluvial domiciliario a la red sanitaria, de acuerdo a la Tabla 8.

- **Caudal de infiltración (Q_{inf}).** La zona urbana de Curumaní descansa sobre sedimentos cuaternarios. Su relieve es ligeramente ondulado. Predominan los suelos muy evolucionados asociados con algunos de baja evolución desarrollados a partir de mezclas de arenas y arcillas superficiales a moderadamente profundos, bien drenados, por lo tanto se adoptará un valor de infiltración media de 0,3 Lps/ha.
- **Pozos de inspección.** El sistema consta de 558 pozos en servicio, cuyo diámetro es de 1,20m, en su mayoría.

²⁰ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág.47.

Los resultados del estudio de campo se transcriben en la Tabla 65.

Tabla 65. Estado de los pozos de alcantarillado

Estado de los pozos de alcantarillado		
Calificación	No. Pozos	%
Excelente estado	0	0
Buen Estado	168	30,1
Regular Estado	262	47
Mal Estado	111	19,9
Sin calificación *	17	3
Total	558	100

De acuerdo con la Tabla 63, existe un 47% de pozos en regular estado y un 19,9% en mal estado (mas del 50%), lo que puede ocasionar un mal funcionamiento hidráulico de estas estructuras ya que existen pozos que presentan hormiguo, taponamiento en sus colectores y reboses debido a la sedimentación, por lo cual se recomienda hacer un mantenimiento periódico de los mismos, incluidas sus estructuras. El comportamiento hidráulico de la red depende en gran parte del estado en que se encuentren los pozos y de la frecuencia de mantenimiento, porque lo que suceda en ellos repercute aguas arriba del sistema. Es necesario concientizar a las empresas prestadoras del servicio sobre la importancia del mantenimiento en dichas estructuras.

Los pozos que no tienen calificación son aquellos en los que no fue posible la inspección por encontrarse sellados.

En las Fotografías 44a 46 se visualizan el estado de los pozos.

Fotografía 44 Pozo en buen estado



Fotografía 45. Pozo en regular estado MÁTICA 2004.



Fotografía 46. Pozo en mal estado, inundado.



- **Colectores.** Para el análisis del sistema, la información de 17 pozos no se logró obtener debido a que se encontraron sellados y para abrirlos habría que

destruir las tapas, por lo tanto se asumieron niveles de algunos colectores de acuerdo con la topografía de la zona y con la dirección del flujo observado en los pozos vecinos.

○ **Situación actual.** Para realizar la evaluación del sistema actualmente, se asumió una densidad de 38,18 hab./Ha. Los tramos que presenta una capacidad actual inferior a la mínima deberían cambiarse para que no se presenten tramos trabajando a presión con el fin de evitar reboses en el sistema y el mal funcionamiento del mismo. Los tramos que presentan velocidad inferior a la mínima pueden producir sedimentación de material fino u otro tipo de material sobrenadante, disminuyéndose así la capacidad del colector, lo cual puede causar la falla por capacidad. Los tramos que presentan problemas en el sistema son 488 (61,7%), de los cuales 55 (7%) por flujo crítico, 263 (33,2%) por velocidad mínima y 170(21,5%) por capacidad inferior a la mínima.

La lista de los tramos que pueden presentar problemas se encuentra en el anexo A.

Los tramos que sería necesario cambiar para la situación actual se presentan en la tabla 66.

Existen tramos que no fallan por capacidad pero que deben ser cambiados por norma debido a que los tramos que vierten en él tienen con un diámetro mayor al diámetro con el cual cumple el tramo.

Tabla 66. Tubería a cambiar .Situación actual

TIPO	No. TRAMOS	LONGITUD (m)
NOV 24"	7	645.50
NOV 27"	10	821.45
NOV 36"	16	1,360.16
PVC 10"	31	2,130.28
PVC 12"	15	1,195.57
PVC 16"	30	2,280.14
PVC 18"	20	1,212.86
PVC 20"	20	1,507.80
PVC 8"	32	2,675.80
TOTAL	181	13,829.56

○ **Situación futura.** La población para el año 2024 es de 18.962 habitantes asentados en un área de 415 Has, obteniéndose una densidad de 45,69 hab./Ha. Se asumirá que no existen áreas de expansión sino que toda la población proyectada al 2024 se concentra en el casco urbano actual.

El sistema se simulará para la dotación racional neta adoptada para el sistema de acueducto.

Solo se tendrán en cuenta aquellos tramos que fallan por capacidad, debido a que el arreglo de los tramos que presentan problemas por velocidades mínimas resultaría oneroso para el municipio. Los tramos que fallan por flujo crítico solo presentan sonidos en la tubería y no se tendrán en cuenta por la razón mencionada anteriormente.

Para esta situación 141 tramos presentan problemas de capacidad, 41 tramos cumplen con un diámetro menor pero deben ser cambiados a un diámetro mayor por norma, debido a que el tramo que vierte en él posee un diámetro superior al diámetro con el cual cumple el tramo. Es necesario aclarar que las pendientes que poseen los tramos actualmente y con las cuales se simulo el sistema influyen en su capacidad de evacuación de caudales. El tipo de tubería que se necesita instalar se presenta en la tabla 67.

Tabla 67. Tubería a instalar.

TIPO	No. TRAMOS	LONGITUD (m)
NOV 24"	7	645.50
NOV 27"	10	821.45
NOV 36"	16	1360,16
PVC 10"	31	2,130.28
PVC 12"	15	1,195.57
PVC 16"	30	2,280.14
PVC 18"	20	1,212.86
PVC 20"	20	1,507.80
PVC 8"	33	2,736.83
TOTAL	181	13,890.59

Los resultados se presentan en el anexo A.

El sistema presenta un comportamiento similar, tanto para el futuro como para la situación actual, solo se presenta una variación en un tramo adicional que se debe cambiar para el 2024.

- Costos para el cambio de tubería. El costo aproximado para el cambio de las redes actuales se presenta en la tabla 68.

Tabla 68. Costo de tubería a cambiar. Situación Actual

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
2675.8	200	\$ 382,742,489.92
2130.28	250	\$ 361,647,055.85
1195.57	315	\$ 239,910,718.58
2280.14	400	\$ 590,307,457.31
1212.86	450	\$ 349,561,195.73
1507.8	500	\$ 499,425,628.03
645.5	600	\$ 249,723,940.86
821.45	700	\$ 387,079,143.04
1360.16	900	\$ 1,052,257,909.57
	Total	\$ 4,112,655,538.91

El costo aproximado para el cambio de las redes para el futuro se presenta en la tabla 69.

Tabla 69. Costo de tubería a cambiar. Situación Futura

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
2736.83	200	\$ 391,472,131.21
2130.28	250	\$ 361,647,055.85
1195.57	315	\$ 239,910,718.58
2280.14	400	\$ 590,307,457.31
1212.86	450	\$ 349,561,195.73
1507.8	500	\$ 499,425,628.03
645.5	600	\$ 249,723,940.86
821.45	700	\$ 387,079,143.04
1360.16	900	\$ 1,052,257,909.57
	Total	\$ 4,121,385,180.19

5.3.3 Sistema de alcantarillado pluvial

➤ **Metodología para el cálculo de curvas de IFD.** Como información base se requirió las curvas de Intensidad – Frecuencia – Duración (IDF) de la estación Aeropuerto Alfonso López de Valledupar además de los valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas para la estación de Curumaní.

Tabla 70. Descripción de las Estaciones

Estación	Municipio	Tipo	Código	Corriente	Ubicación		
					Latitud	Longitud	Elevación
Apto Alfonso López	Valledupar	SP	2803503	Guatapurí	1026 N	7315 W	138m.s.n.m
Curumaní	Curumaní	PM	2502025	Animito	0912 N	7333 W	100 m.s.n.m

Fuente: IDEAM

En la figura 20 se muestran las curvas generadas para la estación Curumaní para diferentes períodos de retorno.

Con el objeto de poder utilizar estos valores en el programa de cálculo elaborado para este fin, se obtuvo por el método de los mínimos cuadrados una ecuación representativa para cada una de las curvas resultantes.

Las ecuaciones resultantes para los diferentes períodos de retorno se relacionan en la tabla 71.

Tabla 71. Ecuaciones para los diferentes periodos de retorno

Periodo de retorno (años)	Ecuación
3	$Y=2495.9 x^{-0.8062}$
10	$Y=3010.9 x^{-0.7952}$
25	$Y=3625.9 x^{-0.8044}$
50	$Y=4070.4 x^{-0.8094}$
100	$Y=4509.0 x^{-0.8134}$

En donde:

$Y=$ *Intensidad de la lluvia (mm/h)*

$X=$ *Tiempo de concentración (min)*

➤ **Descripción del sistema.** Para conducir las aguas lluvias de escorrentía pluvial, el Municipio cuenta con dos canales abiertos revestidos en concreto. El primero se encuentra ubicado paralelo a la carretera troncal iniciando en la calle 9 con carrera 15 hasta entregar directamente a la calle 3 con carrera 22, tiene una longitud de 873 m y el segundo se conoce como el canal La Cubana, inicia en la calle 10 entre carreras 9 y 8 con una longitud de 807 m, revestido en concreto hasta la carrera 15 con calle 12 y 13, para luego entregar al caño La Cubana.

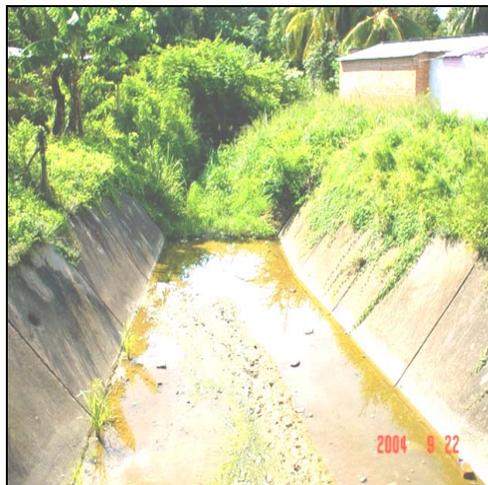
Fotografía 47. Inicio Canal La Cubana



Fotografía 48. Inicio Canal La Troncal



Fotografía 49. Entrega Canal La Cubana



Fotografía 50. Entrega Canal La Troncal



- **Geometría de los canales.** El primero se clasifica como no prismático por tener secciones transversales y pendientes de fondo variables a lo largo del canal, La sección transversal del canal No. 1 inicialmente es de forma rectangular, y luego adopta en toda su longitud la forma trapezoidal.

En la tabla 72 se muestra la variación de la sección del canal en cuatro puntos diferentes a lo largo de este.

Tabla 72. Variación de la sección a lo largo del canal No.1

Referencia	Sección	Forma	Observación
Punto 1	$b=1.98\text{m}$, $T=1.98\text{m}$, $y=0.67\text{m}$	Rectangular	Inicio del canal
Punto 2	$b=0.55\text{m}$, $T=2.0\text{m}$, $y=0.56\text{m}$, $z=1.42$	Trapezoidal	A 190 m desde el punto 1.
Punto 3	$b=0.58\text{m}$, $T=2.0\text{m}$, $y=0.55\text{m}$, $z=1.42$	Trapezoidal	A 352 m desde el punto 2.
Punto 4	$b=1.30\text{m}$, $T=2.30\text{m}$, $y=0.85\text{m}$, $z=0.66$	Trapezoidal	Al final del canal a 331 m desde el pto.3.

La pendiente del canal es variable en toda su longitud, en la tabla 73 se puede observar los diferentes cambios que adopta el canal en toda su extensión.

Tabla 73. Variación de la pendiente a lo largo del canal No. 1

Tramo	Pendiente (S)
1	0.0020
2	0.0064
3	0.0039

El segundo canal (La Cubana) se clasifica como no prismático por tener secciones transversales y pendiente de fondo variable, la sección en el inicio del canal es de forma rectangular y luego cambia de forma a trapezoidal, variando sus dimensiones en diferentes puntos como se muestra en la tabla 74

Tabla 74. Variación de la sección a lo largo del canal No.2

Referencia	Sección	Forma	Observación
Punto 1	B=1.5m, T=4.15m, y=1.20m, z=1.10	Rectangular	Inicio del canal
Punto 2	B=1.4m, T=4.60m, y=2.04m, z=0.78	Trapezoidal	A 493 m desde el pto 1.
Punto 3	B=2.9m, T=5.0m, y=1.65m, z=0.64	Trapezoidal	Al final del canal a 313m desde el pto 2

La pendiente del canal es variable en toda su longitud, en la tabla 75 se alcanza observar los diferentes cambios que adopta el canal en los dos tramos.

Tabla 75. Variación de la pendiente a lo largo del canal No. 2

Tramo	Pendiente (S)
1	0.0073
2	0.0066

○ **Canal No.1 (La Troncal).**

▪ Tramo 1.

En su inicio el canal es de forma rectangular y tiene las siguientes dimensiones:

$$y = 0.67 \text{ m}$$

$$b = 1.98 \text{ m}$$

$$l = 298 \text{ m}$$

$$n = 0.016 \text{ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.11)}$$

$$S = 0.0020 \text{ (pendiente tomada en campo. Tabla No.8)}$$

$$\text{Borde libre} = 0.10 \text{ m}$$

Calculamos el área (A)

$$A = by$$

$$A = (1.98\text{m} * 0.67\text{m}) = 1.33 \text{ m}^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{by}{b + 2y}$$

$$R = \frac{(1.98\text{m} * 0.67\text{m})}{1.98\text{m} + (2 * 0.67\text{m})} = 0.40\text{m}$$

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

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (1.33\text{m}^2)(0.40\text{m})^{2/3} (0.0020)^{1/2}$$

$$Q = 2.01\text{m}^3/\text{seg.}$$

- Tramo 2.

En este tramo el canal cambia de sección transversal rectangular a trapezoidal, sus dimensiones son las siguientes:

$$y = 0.56 \text{ m}$$

$$b = 0.55 \text{ m}$$

$$T = 2.0\text{m}$$

$$l = 350\text{m}$$

$$n = 0.016 \text{ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.11)}$$

$$z = 1.42$$

$$S = 0.0064 \text{ (pendiente del canal tomada en campo. Tabla No.8)}$$

$$\text{Borde libre} = 0.08\text{m}$$

Calculamos el área (A)

$$A = (b + zy)y$$

$$A = [0.55\text{m} + (1.42 * 0.56\text{m})]0.56\text{m} = 0.75\text{m}^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1+z^2}}$$

$$R = \frac{[0.55\text{m} + (1.42 * 0.56\text{m})]0.56\text{m}}{0.55\text{m} + (2 * 0.56\text{m})\sqrt{1+1.42^2}} = 0.30 \text{ m}$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (0.75m^2)(0.30m)^{2/3} (0.0064)^{1/2}$$

$$Q = 1.70 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

▪ Tramo 3.

En este tramo el canal continúa con sección transversal trapezoidal, sus dimensiones son las siguientes:

$$y = 0.80 \text{ m}$$

$$b = 1.25 \text{ m}$$

$$T = 2.0\text{m}$$

$$l = 327\text{m}$$

$$n = 0.016 \text{ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.11)}$$

$$z = 1.42$$

$$S = 0.0039 \text{ (pendiente del canal tomada en campo. Tabla No.8)}$$

$$\text{Borde libre} = 0.08 \text{ m}$$

Calculamos el área (A)

$$A = (b + z y) y$$

$$A = [1.25\text{m} + (1.42 * 0.80\text{m})]0.80\text{m} = 1.42 \text{ m}^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1+z^2}}$$

$$R = \frac{[1.25m + (1.42 * 0.80m)]0.80m}{1.25m + (2 * 0.80m)\sqrt{1+1.42^2}} = 0.45 m$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (1.42m^2)(0.45m)^{2/3} (0.0039)^{1/2}$$

$$Q = 3.26 m^3/\text{seg.}$$

○ **Canal No 2. (La Cubana)**

▪ Tramo 1.

En el primer tramo del canal No 2 conocido como La Cubana presenta en su sección transversal forma trapezoidal y se mantiene así a lo largo de toda su longitud, sus dimensiones son las siguientes:

$$y = 1.20 m$$

$$b = 1.50 m$$

$$T = 4.15 m$$

$$l = 493 m$$

$$n = 0.016 \text{ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.11)}$$

$$z = 1.10$$

$$S = 0.0073 \text{ (pendiente tomada en campo. Tabla No.10)}$$

Borde libre = 0.15 m

Calculamos el área (A)

$$A = (b + zy)y$$

$$A = [1.50m + (1.10 * 1.20m)] * 1.20m = 3.38 m^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1+z^2}}$$

$$R = \frac{[1.50m + (1.10m * 1.20m)] * 1.20m}{1.50m + (2 * 1.20m)\sqrt{1+1.10^2}} = 0.67 m$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (3.38m^2)(0.67m)^{2/3} (0.0073)^{1/2}$$

$$Q = 13.82 m^3/seg.$$

▪ Tramo 2.

Dimensiones:

$$y = 2.09 m$$

$$b = 1.40 m$$

$$T = 4.43m$$

$$l = 313 m$$

$n = 0.016$ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.11)

$z = 0.73$

$S = 0.0066$ (pendiente del canal tomada en campo. Tabla No.10)

Borde libre = 0.20 m

Calculamos el área (A)

$$A = (b + zy)y$$

$$A = [1.40m + (0.73m * 2.09m)]2.09m = 4.59 m^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1+z^2}}$$

$$R = \frac{[1.40m + (0.73m * 2.09m)]2.09m}{1.40m + (2 * 2.09m)\sqrt{1 + 0.73^2}} = 0.70 m$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (4.59m^2)(0.70m)^{2/3} (0.0066)^{1/2}$$

$$Q = 18.37 m^3/seg.$$

➤ **Evaluación técnica del sistema.** La evaluación técnica arrojó como resultado que el canal No.1 no soporta el caudal de diseño en el tramo 2 y 3, ocasionando desbordamiento y problemas de inundación en las calles y sitios aferentes a este. Por el contrario el canal La Cubana tiene la capacidad de desviar, transportar y evacuar las aguas lluvias hasta el caño la Cubana sin ningún inconveniente.

Otra dificultad que se presenta es la cobertura del sistema, ya que los canales para la recolección y evacuación de las aguas de escorrentía pluviales no alcanzan a cubrir todo el perímetro del Municipio, además existen áreas que por condiciones topográficas no drenan las aguas de escorrentía pluvial a los canales destinados para esto, estas corren por las vías y son arrojadas a zonas bajas y a cauces naturales, por lo anterior se hizo necesario evaluar las condiciones propias de drenaje de la zona.

Para este procedimiento se asume que la evacuación de las escorrentías podría lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles, teniendo en cuenta las condiciones topográficas y las características de las vías.

- **Geometría de las calles.** Las calles realizan la función de canales rectangulares no prismáticos por tener secciones transversales y pendientes de fondo variables a lo largo de toda su longitud. Se analizó la calle 9 siendo esta la más larga de la zona de interés.

Para el estudio se dividió la calle en tres tramos de la siguiente manera:

- **Tramo No.1.** Inicia en la calle 9 con carrera 16 y termina en la calle 9 con carrera 20, revestido en concreto y con una longitud de 527 m.
- **Tramo No.2.** Inicia en la calle 9 con carrera 20 y termina en la calle 9 con carrera 23, revestido en concreto y con una longitud de 367 m.
- **Tramo No.3.** Inicia en la calle 9 con carrera 23 y termina en la calle 9 con carrera 24 en los límites del perímetro sanitario, revestido en concreto y con una longitud de 429 m.

En la siguiente tabla se muestra la variación de la sección transversal de la calle en cinco puntos diferentes a lo largo de esta.

Tabla 76. Variación de la sección transversal a lo largo de la calle

Referencia	Sección	Forma	Observación
punto 1	b=11m, y=0.20m	Rectangular	Inicio de la calle
punto 2	b=13m, y=0.20m	Rectangular	A 527 m desde el punto 1.
punto 3	b=12m, y=0.20m	Rectangular	A 367 m desde el punto 2.
punto 5	b=11m, y=0.20m	Rectangular	A 429 m al final de la calle desde el punto 2.

La pendiente de la calle es variable en toda su longitud, en la tabla 77 se puede observar los diferentes cambios que adopta la calle en toda su extensión.

Tabla 77. Variación de la pendiente a lo largo de la calle

Tramo	Pendiente (S)
1	0.0065
2	0.0073
3	0.010

- **Capacidad hidráulica de la calle.** El cálculo de la capacidad hidráulica máxima de la calle 9 se determinó utilizando la ecuación de Manning para canales abiertos:

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

Donde:

Q : Caudal

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

A : Área del canal

R : Radio hidráulico

S : Pendiente del terreno

- **Tramo 1.**

Dimensiones:

$$y = 0.20 \text{ m}$$

$$b = 11 \text{ m}$$

$$l = 527 \text{ m}$$

$$n = 0.016 \text{ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.11)}$$

$$S = 0.0065 \text{ (pendiente tomada en campo. Tabla No.13)}$$

$$\text{Borde libre} = 0.05 \text{ m}$$

Calculamos el área (A)

$$A = by$$

$$A = (11\text{m} * 0.20\text{m}) = 2.20 \text{ m}^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{by}{b + 2y}$$

$$R = \frac{(11\text{m} * 0.20\text{m})}{11\text{m} + (2 * 0.20\text{m})} = 0.19\text{m}$$

$$R = 0.19\text{m}$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (2.20\text{m}^2)(0.19\text{m})^{2/3} (0.0065)^{1/2}$$

$$Q = 3.7 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

○ **Tramo 2.**

Dimensiones:

$$y = 0.20 \text{ m}$$

$$b = 13 \text{ m}$$

$$l = 397 \text{ m}$$

$n = 0.016$ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.11)

$S = 0.0073$ (pendiente del canal tomada en campo. Tabla No.13)

Borde libre = 0.05m

Calculamos el área (A)

$$A = by$$

$$A = (13\text{m} * 0.20\text{m}) = 2.60 \text{ m}^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{by}{b + 2y}$$

$$R = \frac{(13\text{m} * 0.20\text{m})}{13\text{m} + (2 * 0.20\text{m})} = 0.19\text{m}$$

$$R = 0.19\text{m}$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (2.60\text{m}^2)(0.19\text{m})^{2/3} (0.0073)^{1/2}$$

$$Q = 4.7 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

○ **Tramo 3.**

Dimensiones:

$$y = 0.20 \text{ m}$$

$$b = 12 \text{ m}$$

$$l = 429 \text{ m}$$

$$n = 0.016 \text{ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.11)}$$

$$S = 0.010 \text{ (pendiente tomada en campo. Tabla No.13)}$$

$$\text{Borde libre} = 0.05 \text{ m}$$

Calculamos el área (A)

$$A = by$$

$$A = (12\text{m} * 0.20\text{m}) = 2.40 \text{ m}^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{by}{b + 2y}$$

$$R = \frac{(12\text{m} * 0.20\text{m})}{12\text{m} + (2 * 0.20\text{m})} = 0.19\text{m}$$

$$R = 0.19\text{m}$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (2.40\text{m}^2)(0.19\text{m})^{2/3} (0.010)^{1/2}$$

$$Q = 5.02 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Luego de realizar los cálculos para encontrar la intensidad de la lluvia, los caudales circulantes y de diseño en las hojas de cálculo (ver anexo C) se puede afirmar que las aguas de escorrentía pluviales pueden ser evacuadas por las calles, ya que las características topográficas e hidráulicas de estas son lo suficientemente eficientes para realizar esta labor sin que se presenten inundaciones y desbordamientos.

Hay que resaltar que la evaluación se realiza para la calle más larga de la zona de interés, siendo esta la más representativa para el resto del Municipio. La calle se supone en condiciones óptimas, donde el agua pueda drenar sin ningún obstáculo.

Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia Estación Curumaní

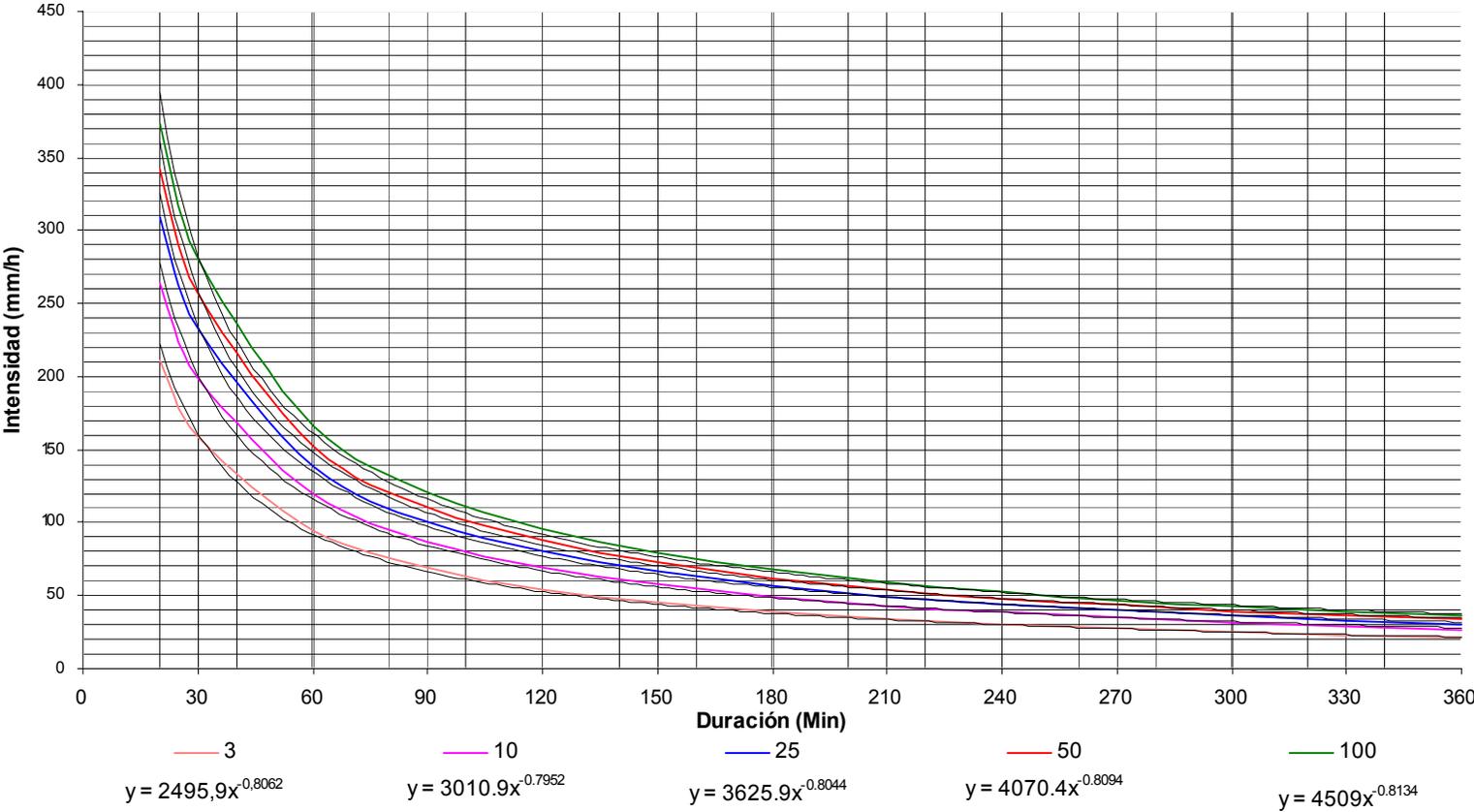


Figura 20. Curvas de intensidad-Frecuencia-Duración. Estación de Curumaní

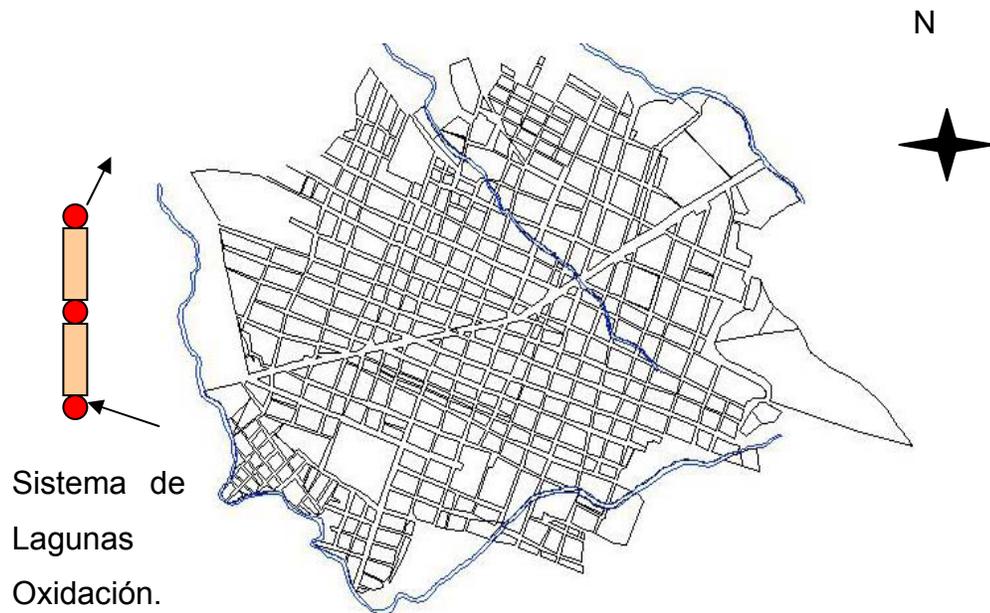
5.3.4 Sistema de tratamiento de aguas residuales.

➤ **Descripción general.** El sistema de tratamiento de aguas residuales urbanas del municipio de Curumaní, se basa en lagunas de estabilización. Se encuentra ubicado hacia el occidente del municipio, en la zona rural perteneciente a la vereda San Rafael, vereda que hace parte del corregimiento del Mamey. Dista de la cabecera municipal 3Km, por la carretera que conduce al corregimiento del Mamey.

Limita al norte con el corregimiento del Mamey, al sur con la carretera que conduce a Bucaramanga, al oriente con la vereda Unión Animito y al occidente con la zona urbana del municipio de Curumaní (figura 21), el sentido del flujo va en la misma dirección que los vientos.

El área total es de 8 Ha y se encuentra ocupada por dos lagunas de estabilización ubicadas en serie, un canal de conducción del afluente, cinco pozos de inspección, una tubería que comunica el canal de conducción del afluente con la primera laguna de estabilización y otra que comunica la segunda laguna con el canal de conducción del efluente (este canal no se encuentra dentro del área descrita).

Figura 21. Ubicación del sistema de tratamiento del municipio de Curumaní



El colector final del sistema de alcantarillado tiene una longitud aproximada de 1034 metros con tubería de asbesto-cemento de 20 pulgadas, entrega parte de las aguas negras del Municipio al sistema de

tratamiento de agua residual y otra parte (excesos) la descarga de forma directa a un canal natural (Fotografía 51-52).

Fotografía 51. Colector final de alcantarillado



Fotografía 52. Descarga al canal natural.



En la fotografía 53 se aprecia el canal natural que recibe la descarga directa del alcantarillado, dicho canal descarga sus aguas en el caño la cubana.

Este canal natural se encuentra dentro del área del sistema de tratamiento de agua residual.

Fotografía 53. Canal natural que transporta aguas negras no tratadas



- **Estructura de entrada.** La estructura de entrada esta conformada por un canal rectangular de 8.60m de largo por 0.60m de ancho y una profundidad aproximada de 0.95m (fotografía 54), conectada a una tubería de 24". Llega un pozo de inspección y este a su vez reparte a 4 pozos mas conectados linealmente por tubería de 8" hasta descargar a la laguna numero 1.

Fotografía 54. Canal de entrada de aguas a las lagunas de estabilización



- **Tratamiento preliminar.** El tratamiento preliminar de las aguas residuales urbanas generadas en Curumaní, esta conformada por una rejilla de hierro, de 60

cm. de ancho y 66 cm. de largo, compuesta por 10 barras de 2", separadas entre si cada 60mm.

La rejilla esta sumergida parcialmente en el canal de entrada de 8.6 m de longitud, por 0.60 m de ancho, construido en concreto ciclópeo, el ángulo de inclinación de las rejas con respecto a la horizontal del canal es de 58° (fotografía 55).

Fotografía 55. Rejillas que conforman el tratamiento preliminar.



- **Tratamiento primario.** En la actualidad no se realiza ningún tratamiento primario para las aguas residuales urbanas de Curumaní, del pretratamiento la carga es conducida directamente al tratamiento biológico.
- **Tratamiento secundario o biológico.** Las aguas residuales urbanas generadas en Curumaní, reciben tratamiento secundario a través de dos lagunas de estabilización (Tabla 77), de tipo facultativo ubicadas en serie, Estas lagunas cumplen la función de remover parte de la materia orgánica mediante dos procesos aeróbico y anaeróbico llevados a cabo por microorganismos, bacterias y algas.

Tabla 78. Dimensiones de la laguna de estabilización.

Unidad	Año de construcción	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Volumen (m ³)
Laguna 1	1994	252	140	1.80	50.400
Laguna 2	1994	160	140	1.80	31.500

- **Estructura de salida.** Una vez terminado el tratamiento secundario del agua residual en la segunda laguna, el efluente pasa por 6 pozos de inspección en tubería de PVC de 16" que lo llevan a un canal abierto natural de 3120 m de longitud; este canal atraviesa seis parcelas dedicadas a la agricultura y ganadería. El destino del efluente conducido por el canal es el caño La Cubana y este a su vez al caño San Ignacio, principal fuente hídrica de la vereda San Rafael y el corregimiento del Mamey.

➤ **Diagnostico técnico del sistema.** Las condiciones actuales que presentan las lagunas y sus principales características fueron determinadas mediante la realización de análisis químicos, físicos y bacteriológicos; batimetría en ambas lagunas y observaciones directas (tabla 79 resultados de caracterización).

Este sistema recibe actualmente un caudal de 1019.84 lps, correspondiente a una población 15.845 habitantes.

$Q_s = 92.7$ máx. Horario lts/seg

$Q_s = 30.9$ medio diario lts/seg

$Q_i = 128.99$ lts/seg

$Q_{ce} = 859.95$ lts/seg

Tabla 79. Resultados de la caracterización del tratamiento de aguas residuales.

Parametro	Afluente	Efluente	% de remoción	Decreto 1594-84	Calif.
DBO5 (mg o2/lit)	639	542	15.2	Remoción> 80%	No cumple
DQO(mg o2/lit)	898	726	19.2	Remoción> 80%	No cumple
Nitrógeno total (mg N/lit)	31,2	23,6	N/A	----	----
Nitritos (mg NO2/lit)	N.D	0,047	N/A	1 mg/lit	cumple
Nitratos (mg NO3/lit)	0,78	0,67	N/A	10 mg/lit	cumple
Fosfatos (mg PO3/lit)	8,5	5,1	N/A	----	----
Tensoactivos (mg SAAM/lit)	0,572	0,402	N/A	0.5 mg/ lit	cumple
Sólidos totales mg/lit	374	352	5.9	Remoción> 80%	No cumple
Sólidos suspendidos totales mg/lit	86	72	16.3	Remoción> 50%	No cumple
Sólidos disueltos totales mg/lit	288	280	2.8	Remoción> 50%	No cumple
Sólidos sedimentables mg/lit	2	0,8	60	Remoción> 50%	cumple
Grasas y aceites mg/lit	43,6	20,0	54.1	Remoción> 80%	No cumple
Coniformes fecales NMP/100ml	24000000	2000	N/A	2000	cumple
Coniformes totales NMP/100ml	24000000	230000	N/A	20000	No cumple

Fuente: Estudio de caracterización de aguas

Si analizamos el resultado arrojado por la caracterización de aguas residuales en el municipio de Curumaní podemos decir:

Cuanto mayor es la DBO, es decir, cuanta más materia orgánica este presente, mayor es el problema que crea la descomposición de la misma. La actividad metabólica de las bacterias que necesitan oxígeno puede reducir el contenido normal de oxígeno disuelto en una corriente hasta menos de 1 mg/lit, abajo del

cual la mayor parte de los peces son incapaces de sobrevivir. Cuando todo el oxígeno disuelto desaparece, se presentan condiciones anaeróbicas y se generan olores desagradables.

Los nitratos y los fosfatos procedentes de las aguas residuales municipales son nutrientes inorgánicos que favorecen el crecimiento de plantas y algas. Las cantidades necesarias para generar floraciones algales no están definidas, pero concentraciones tan bajas como 0.01 mg/lit de fósforo 0.1 mg/lit de nitrógeno pueden ser suficientes para ocasionar eutrofización. Además de su efecto estético en las corrientes de agua (olor-aspecto), las algas pueden ser tóxicas para el ganado, perjudicar el sabor del agua, obstruir las unidades filtrantes y aumentar las necesidades químicas en el tratamiento del agua.

Las partículas orgánicas e inorgánicas en las aguas residuales son sólidos sedimentables, flotantes y en suspensión capaces de formar depósitos de aspecto desagradable y bancos de lodos arenosos, y de reducir la penetración solar de luz.

Surge preocupación por la salud pública cuando se descargan aguas negras, que pueden contener patógenos en aguas receptoras que se utilizan con fines de abastecimiento de agua o recreación.

De acuerdo a los resultados en las muestras de agua residual para los diferentes puntos se observa que no cumple con el Capítulo III del Decreto 1594/84, el cual se refiere a la destinación genérica de las aguas superficiales, subterráneas, marítimas, estuarinas y servidas.

Las aguas que salen del matadero se encuentran muy contaminadas en términos de DBO5, DQO, nitrógeno, fosfatos, tenso activos, sólidos totales, sólidos suspendidos,

Sólidos disueltos, sólidos sedimentables, coliformes totales y fecales llegan al sistema de recolección de aguas negras y posteriormente a las lagunas de oxidación sin ningún tipo de tratamiento previo.

Se observan bajos a mediocres niveles de remoción de la DBO5, DQO, sólidos totales, sólidos suspendidos, sólidos disueltos, sólidos sedimentables, grasas y aceites en rangos que van del 2,8 al 54%.

- **Batimetría.** Es necesario hacer estudios de batimetría en las lagunas (Fotografía 56), estos estudios nos arrojan información de gran utilidad para determinar que tan colmatadas se encuentran las lagunas, estimar la profundidad útil de estas, y con esto, que tanto están afectando el tiempo de retención, factor influyente en la remoción de materia orgánica.

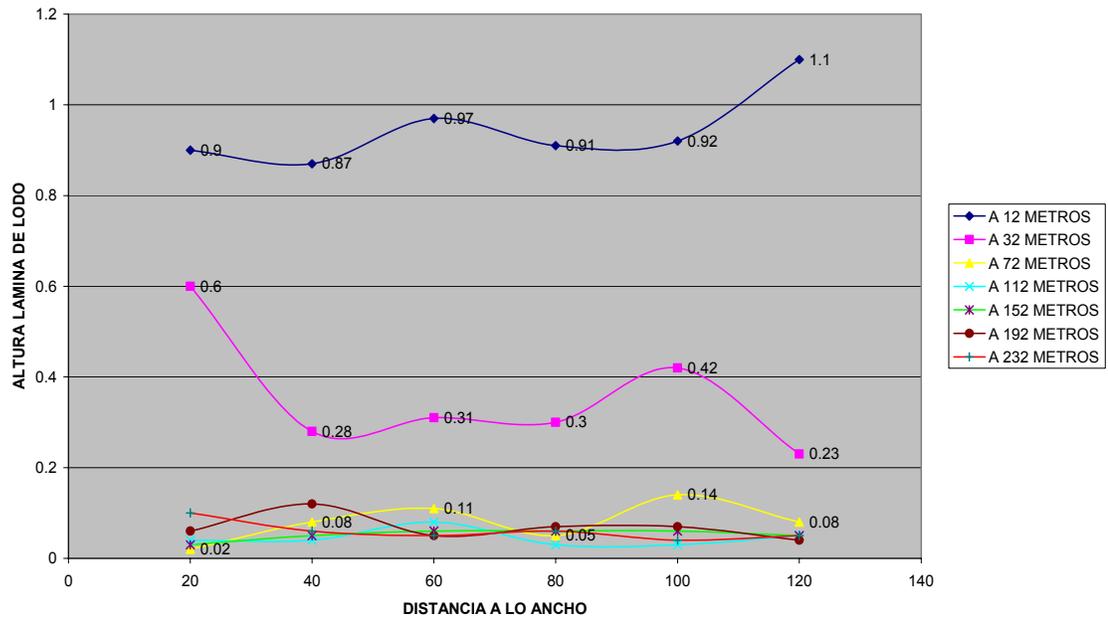
Fotografía 56. Batimetría en el municipio de Curumaní



Según los valores obtenidos en la batimetría podemos afirmar, de acuerdo a la primera línea de la figura 22, que los más altos niveles de concentración de lodos en la primera laguna se encuentran a solo 12 metros del borde inicial de la laguna, apreciándose la mayor altura de la lamina de lodo (1.1 metros) a 120 metros de ancho por 12 metros de largo. La segunda línea de la figura 22 nos muestra como van disminuyendo los niveles de lodos aportando la mayor altura (0.6 metros) ubicada a una distancia de 20 metros medidos a lo ancho y 32

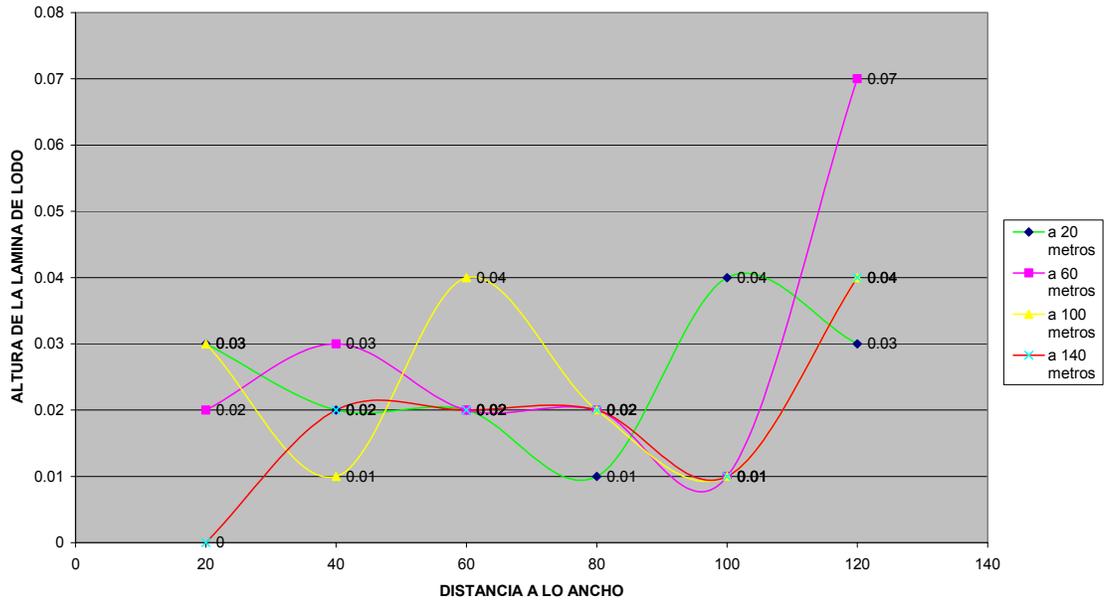
metros medidos a lo largo. Mientras mas se va alejando del borde inicial los niveles de lodos van disminuyendo poco a poco hasta llegar a normalizarse

Figura 22. Batimetría en la Laguna No 1



En la laguna secundaria se evidencia menor cantidad de lodo sedimentado. La batimetría muestra que en promedio la lamina de lodo es casi nula con un valor promedio de 0.036 metros, excepto al costado derecho de esta con un valor de 0.07 metros, como se aprecia en la figura 23.

Figura 23. Batimetría en la Laguna No 2



Las observaciones realizadas en las visitas técnicas dejaron en evidencia el abandono en el cual se encuentra el sistema.

En las rejillas se nota la falta de mantenimiento que se tiene, en épocas de invierno se aprecian con muchos materiales sólidos lo cual provoca el desbordamiento del canal de entrada (como se puede apreciar en la fotografía 57), ocasionando gran acumulación de agua contaminada a los alrededores del sistema

Fotografía 57. Acumulación de sólidos en la rejilla



Se percibe a simple vista la presencia de vegetación invasora en los espejos de agua de ambas lagunas, en los taludes (fotografía 58) y en todo el perímetro de los estanques.

Fotografía 58. Estado actual de la laguna No 2



En las lagunas apreciamos natas sobrenadantes y capas de grasa que pueden inhibir el proceso fotosintético. (fotografía 59). Es necesario un mantenimiento rutinario y correctivo de las lagunas de estabilización que permitan que los procesos que allí se realicen se desarrollen de manera eficiente, ya que el actual poco se evidencia.

Fotografía 59. Falta de mantenimiento de la laguna No 1



Todas las deficiencias mencionadas conforman la situación actual del municipio de Curumaní en cuanto al tratamiento de aguas residuales domesticas se refiere, como consecuencia, se producen alteraciones en el medio que dan lugar a variaciones en la calidad de las aguas superficiales y subterráneas, las cuales sirven de abastecimiento a las pequeñas comunidades aguas abajo.

5.4. MUNICIPIO DE LA GLORIA

5.4.1 Requerimientos del sistema. Con el objeto de realizar un diagnóstico de la situación del Municipio en términos de saneamiento básico, se estimaron inicialmente las condiciones admisibles de operación, que comparadas con las condiciones imperantes de suministro del servicio, ilustrarán su situación actual y los requerimientos necesarios para la disposición de las aguas residuales de la población. Para la determinación del nivel de complejidad de sistema se siguieron los parámetros dados en la Norma RAS2000, los cuales se encuentran descritos en el numeral 7.1.2 Requerimientos del sistema de acueducto del presente

estudio, determinándose un nivel de complejidad definitivo **Medio** para el sistema de alcantarillado.

5.4.2 Sistema de alcantarillado sanitario

➤ **Descripción general.** La empresa encargada de prestar el servicio es EMPOGLORIA.

Según los resultados de la verificación del Catastro de usuarios²¹, de los 1.150 usuarios que respondieron el formato, 296 (25,7%) cuentan con el servicio, mientras que 864 personas (74,3%) no lo poseen argumentado motivos tales como el taponamiento en las tuberías, la falta de redes de alcantarillado, la inexistencia de capacidad de pago, el desinterés en la prestación del servicio o el no encontrarse conectados a las redes existentes, entre otros.

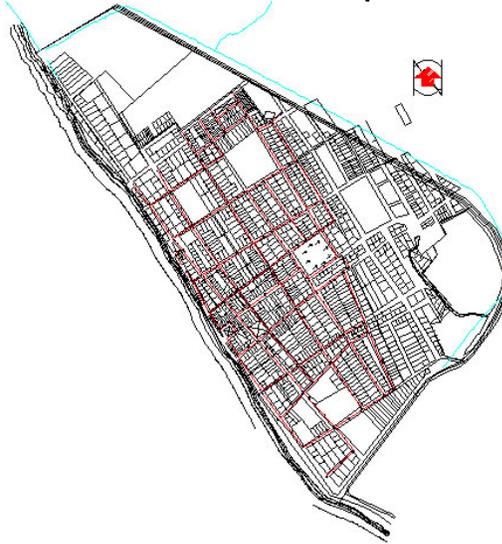
En el Municipio la eliminación de excretas se hace a través de letrinas, inodoros con conexión a pozo séptico, inodoro con conexión a alcantarillado, inodoro sin ningún tipo de conexión o monte.

El sistema de alcantarillado sanitario del Municipio de La Gloria está compuesto por la red de colectores, construida en tubería de gres de 6" y 8", una estación de bombeo de aguas residuales y un sistema de tratamiento de lagunas. Las aguas son vertidas sobre la Ciénaga El Playón, lo cual ha generado descontento entre los pescadores de la región.

En la Figura 24 se muestra el sistema de redes del casco urbano.

²¹ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 57. verificación.

Figura 24. Esquema de redes de alcantarillado Municipio de La Gloria



- **Colectores y emisarios finales.** La Gloria cuenta con un sistema de colectores de 6" a 8" en material de gres. Cuando se realizó la inspección de los pozos se encontró una composición distinta a la mostrada en los planos existentes, además, en las zonas cercanas al pozo de bombeo fue imposible una inspección visual del diámetro de los colectores por encontrarse a gran profundidad, pero mediante consulta a las personas encargadas del mantenimiento, suministradas por EMPOGLORIA para el acompañamiento, se determinó su diámetro. En la Tabla80 se presenta la composición encontrada.

Tabla 80. Composición de la red de alcantarillado Municipio de La Gloria

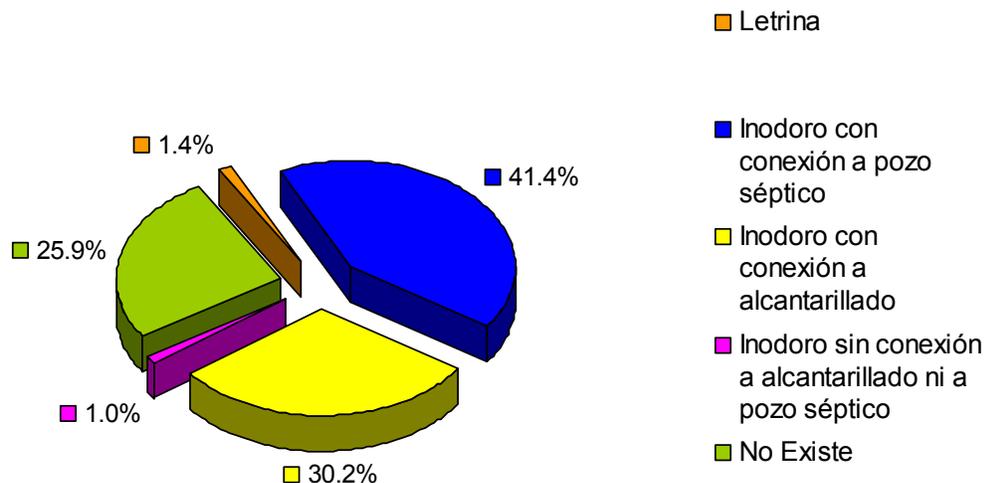
Material	Diámetros	No de tramos	Longitud (m)	% Del total
Gres	6"	54	3702.4	41.3
Gres	8"	80	5258.4	58.7
Total		134	8960.8	100

Existen colectores taponados con mezcla elaborada por los habitantes del Municipio argumentando rebosamientos en los inodoros, entre estos tramos están

el tramo comprendido entre los pozos P(6-5)R y P(6-4)R, y el tramo comprendido entre los pozos P(5A-5)R y P(5A-4)R.

- **Conexiones domiciliarias.** Los resultados de la verificación del Catastro de usuarios²², de acuerdo a las personas que respondieron la encuesta, se muestran en la figura 25.

Figura 25. Composición del sistema sanitario Municipio de La Gloria.



La población que no está conectada al sistema de alcantarillado (74,3%²³), aduce motivos²⁴ para no estarlo, entre los que están:

- Taponamiento de redes 6,5%
- Inexistencia del sistema de alcantarillado 51,1%

²² Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 57.

²³ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 60.

²⁴ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 58.

- Déficit en la capacidad de pago 14,3%
- No le interesa 7 %
- No está conectado 17,2%
- Otros motivos 3,8%

- **Estación de bombeo**

- **Localización.** Debido a las condiciones hidráulicas de las redes de recolección afectadas por las condiciones topográficas de la localidad se cuenta con una estación de bombeo ubicada en el casco urbano en la calle 7 con carrera 2, la cual permite elevar las aguas negras tributadas por la población hasta la laguna de oxidación para su posterior tratamiento.

- **Disponibilidad de energía.** La disponibilidad del suministro de energía es un factor determinante en la estación de bombeo; la frecuencia de interrupciones en el servicio no permite que el bombeo de las aguas negras sea constante.

- **Pozo húmedo.** La estación de bombeo está integrada por un pozo húmedo destinado a recibir y acumular las aguas residuales durante un determinado período determinado de tiempo. La estructura es cilíndrica, construida en concreto con unas dimensiones de 2 m de diámetro y 7 m de altura, lo que equivale a una capacidad de 22 m³.

- **Sistema de bombas.** El sistema tiene instaladas dos unidades de bombas pequeñas sumergidas, cada una con potencia de 10 HP y 1750 r.p.m. y con capacidad para bombear el caudal máximo. Las bombas trabajan de forma alterna, quedando la segunda como reserva.

Fotografía 60. Tubería de salida del agua residual de la estación de bombeo.



➤ **Diagnóstico del sistema.** Para el diagnóstico del sistema se precisaron algunos parámetros específicos de diseño inherentes al Municipio, dentro de la normatividad vigente. Con base en éstos y en la infraestructura existente, se determinó su factibilidad de incorporación a los escenarios futuros.

- **Contribuciones domésticas.** Este aporte se calculó a través de la fórmula:

$$Q_d = \frac{C * D * A_{rb} * R}{86.400}$$

En donde

Q_d = Contribución doméstica (lps)

C = Estimación del consumo medio diario (l/hab-día)

D = La densidad de población calculada para la zona en estudio (hab/ha).

A_{rb} = Área residencial bruta de drenaje (Ha)

R = Coeficiente de retorno

- **Estimación del consumo medio diario (C).** Se tomó el calculado, según el literal B.2.4 de la Norma RAS2000 para el sistema de acueducto. La dotación calculada es de 175 lts/Hab-ha.
- **Densidad de población (D).** La densidad actual de la población estimada es 70,73 (hab/Ha); esta densidad se evaluó con base en la población actual de 4.611 habitantes, proveniente del censo realizado por GEOMÁTICA²⁵ y su materialización sobre planos del Municipio suministrados por la Alcaldía, actualizados y corregidos, en los cuales se definió un área de 65,19 Ha, para el perímetro sanitario actual.

$$D = \frac{4.611hab}{65,19Ha} = 70,73hab / Ha$$

- **Área residencial bruta de drenaje (A_{rb}).** Está área incluye las zonas recreacionales, muy escasas en la zona urbana. Para el área correspondiente al perímetro sanitario actual se asumió un valor de 65,19 Ha, área calculada de acuerdo con la información suministrada por el Municipio. Para el municipio no se tendrán en cuenta las áreas de crecimiento debido a que presenta una densidad poblacional baja.

En el municipio se tendrán en cuenta, además de las áreas residenciales, áreas institucionales pertenecientes al hospital y a algunos institutos del municipio por su capacidad sanitaria.

- **Coeficiente de retorno (R).** El valor de R es el correspondiente a un nivel de complejidad medio. De acuerdo con la tabla 5, se asumió el valor de 0,8.

²⁵ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág. 49.

- **Conexiones erradas (Q_{ce}).** Se consideraron los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario provenientes de conexiones de patios y bajantes de tejados. Según la verificación del catastro de usuarios el 5,3%²⁶ de la población desagua sus aguas lluvias al alcantarillado sanitario, los resultados se muestran en la Tabla 80

Tabla 81. Lugar de desagüe de aguas lluvias en el Municipio de La Gloria

¿En qué lugar de su residencia desaguan las aguas lluvias?	% de viviendas
Alcantarillado municipal	5,1%
Patio	62,1%
Frente a la residencia	27,8%
Alcantarillado municipal y Patio	0,2%
Alcantarillado municipal y Frente a la Residencia	0%
Patio y Frente a la Residencia	4,8%

Sin embargo para el caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias se consideraron los aportes máximos de drenaje pluvial domiciliario a la red sanitaria, de acuerdo a la Tabla 8.

- **Caudal de infiltración (Q_{inf}).** El Municipio presenta suelos con pendientes entre el 1% y 3%, pobremente drenados, posee una infiltración alta por lo cual se adoptó un valor de 0,4 lps/ha. Esta situación se debe a la cercanía del Municipio con la ciénaga y con el Río Magdalena.
- **Pozos de inspección.** El sistema esta compuesto por 104 pozos entre los cuales, 11 no poseen tubería.

Los resultados del estudio de campo se transcriben en la Tabla 82.

²⁶ Primer Informe Parcial. Proyecto Fase I Modernización Empresarial. Parte V. Catastro de usuarios. Anexo 6. Pág.60.

Tabla 82.Estado de los pozos de alcantarillado

Estado de los pozos de alcantarillado		
Calificación	No. Pozos	%
Excelente estado	0	0
Buen Estado	16	15,38
Regular Estado	31	29,81
Mal Estado	38	36,54
Sin calificación *	19	18,27
Total	104	100

Debido a que el nivel de infiltración es alto, sumado a la existencia de un número no despreciable de pozos en mal estado y a la tendencia hacia la sedimentación, se hace necesario un mantenimiento periódico de los mismos para que no superen el nivel de rebose acarreado problemas de insalubridad. Más del 50% de los pozos necesitan mantenimiento preventivo en lo que se refiere a evacuación de obstáculos y de lodos, lo que produce un funcionamiento anormal en el sistema hidráulico. Existen pozos inundados, represados, obstruidos, socavados y agrietados cuyo mantenimiento es prioritario. Es necesario poner en marcha los pozos que se encuentran sin tubería con el propósito de ampliar la cobertura del servicio. Se debe concientizar a las empresas prestadoras del servicio de que el mantenimiento preventivo de los pozos aumenta la vida útil del sistema.

En las Fotografías 61 a 63 se visualizan el estado de los pozos.

Fotografía 61. Pozo en buen estado.



Fotografía 62. Pozo en mal estado.



Fotografía 63. Pozo en regular estado.



- **Colectores.** Para el análisis del sistema, la información de 8 pozos no se logró obtener debido a que se encontraron sellados y no fue posible destaparlos, así que se asumieron sus niveles de acuerdo con la topografía de la zona y con la dirección del flujo observado en otros colectores. Según lo observado en campo existen problemas de funcionamiento hidráulico al parecer por errores de construcción.

Los resultados obtenidos para cada uno de los sistemas y para las condiciones actuales y futuras de diseño se relacionan a continuación:

- **Situación actual.** La situación actual que presenta el sistema es la siguiente:

Existen algunos tramos que fueron obstruidos por la población debido a los reboses de los sanitarios. El sistema es deficiente en las zonas cercanas al pozo de bombeo. Se presentan problemas de capacidad muy críticos debido al diámetro de los colectores. Existen colectores donde la velocidad del flujo es inferior a la mínima, lo que repercute en su comportamiento autolimpiante, conllevando a la deposición de sedimentos en su interior.

Los resultados se presentan en el anexo A.

Existen 9 tramos que presentan flujo inestable, 68 tramos (50.4% del total) que presentan velocidad inferior a la mínima, lo cual es preocupante debido a que esto acelera la deposición de sedimentos en los colectores; y 20 tramos que presentan problemas de capacidad.

La tubería que sería necesario instalar para mejorar la situación presente se muestra en la tabla 83.

Tabla 83. Tubería a instalar para la situación actual

TIPO	No. tramos	Longitud (m)
PVC 10"	1	29
PVC 12"	9	491
PVC 16"	3	282
PVC 8"	7	457
Total	20	1259

○ **situación futura.** Para la situación futura no se consideraron las áreas de expansión pero se tendrán en cuenta las áreas que poseen población y que no cuentan con sistema de alcantarillado. La población para el año 2024 es de 7.235 hab. ubicados en un área de 65.19 Ha, por lo cual se obtiene una densidad de 110,98 hab/Ha.

El sistema se simulará para la dotación racional neta adoptada para el sistema de acueducto.

De acuerdo a los resultados del análisis se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Debido a que existe una gran mayoría de tramos que fallan por velocidad, lo que conlleva, como se dijo anteriormente, a la deposición de sedimentos en los colectores, se hace necesario realizar un mantenimiento periódico de las estructuras de inspección y de los colectores. No se debe esperar a que los pozos se colmaten totalmente para realizar el mantenimiento debido al comportamiento hidráulico del sistema.
- Existen colectores cuya capacidad de evacuación es crítica, por lo tanto deben cambiarse por otros de mayor capacidad. Los tramos que están actuando como colectores principales no tienen la capacidad suficiente para evacuar los caudales calculados.

- Existen tramos que presentan flujo inestable y pueden causar problemas en las tuberías debido a que cualquier cambio de energía específica en estado crítico producirá un cambio grande en la profundidad.
- Es necesario cambiar 26 tramos de los cuales 20 fallan por capacidad y 6 deben ser cambiados por norma, debido a que el tramo que vierte en él posee un diámetro superior al diámetro con el cual cumple el tramo.

En el anexo B se presentan los tramos a los cuales es necesario cambiar con su respectiva longitud, diámetro actual y recomendado.

La tubería que sería necesaria cambiar para la situación futura con su respectiva longitud, diámetro actual y recomendado se presenta en la tabla 84. En esta tabla se presenta la tubería que debe ser cambiada al futuro considerando que no se hacen cambios para la situación actual.

Tabla 84. Tubería a instalar para la situación futura.

TIPO	No. Tramos	LONGITUD (m)
PVC 10"	5	255
PVC 12"	10	520
PVC 16"	3	282
PVC 8"	8	630
Total	26	1687

- **Costo para el cambio de la tubería.** El costo para el cambio de las redes actuales se presenta en la tabla 85.

Tabla 85. Costo de tubería a cambiar. Situación actual

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
457	200	\$ 70,611,212
29	250	\$ 5,271,878
491	315	\$ 104,781,121
282	400	\$ 76,859,984
	Total	\$ 257,524,196

El costo de la tubería a instalar para el 2024 se presenta en la tabla 86.

Tabla 86. Costo de tubería a cambiar. Situación futura

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
630	200	\$ 97,341,496
255	250	\$ 46,356,168
520	315	\$ 110,969,823
282	400	\$ 76,859,984
	Total	\$ 331,527,472

- **Vertimientos.** Las lagunas del municipio de La Gloria vierten al caño Garcero lo cual esta generando descontento en los pescadores de la zona, debido a que ha desmejorado la calidad de los peces de la Ciénaga, según lo argumentado por los habitantes del sector.

Fotografía 64. Vertimiento en el Caño Garcero.



- **Sistema de bombeo.** El caudal que seria necesario bombear es de 106,64 Lts/seg. El diámetro de la impulsión es de 8 pul.

La velocidad es la siguiente

$$V_s = \frac{Q}{A} = \frac{0.106}{\left(\frac{\pi}{4}\right) * (8 * 0.0254)^2} = 3.27 \text{ m /seg}$$

Esta velocidad se encuentra muy por encima de la recomendada la cual es de 1 m/s según la norma RAS D.7.4.6.

○ **Perdidas unitarias**

$$J = \frac{10.67}{\phi^{4.87}} * \left(\frac{Q}{C}\right)^{1.85}$$

$$J = \frac{10.67}{(8''*0.0254)^{4.87}} * \left(\frac{0.106}{150}\right)^{1.85}$$

$$J = 3.71E - 2 \frac{m}{m}$$

Tabla 87. Pérdidas en accesorios

Perdidas en accesorios	LE (m)
1 Válvula de compuerta	1.10 m
1 Válvula de retención	10 m
2 codos de 90°	8.6 m
1 codo de 45°	2.3 m
1 ampliación	2.44 m
Longitud aprox. de la conducción	450 m
Longitud total:	474.44 m

$$Perd.total = 474.44m * 3.71E - 2 = 17.60m$$

Ubicación de las bombas: 39.60 m.s.n.m

Altura de descarga: 46 m.s.n.m

$$Alturaestatica = 46 - 39.60 = 6.4m$$

$$Altura dinámica total: H_{DT} = 17.6 + 6.4 = 24m$$

$$P = \frac{\gamma * Q * Hdt}{76 * \varepsilon}$$

P = Potencia de la bomba. [Hp]

γ = Peso específico del fluido. [Kg/m³]

Q = Caudal. [m³/s]

Hdt = Altura dinámica total. [m]

ϵ = Eficiencia de la bomba. (Entre 0 y 1)

$$P = \frac{1040 * 0.106 * 24}{76 * 0.6} = 58.02 H.P$$

Se asumió una eficiencia de 60% para las bombas, y aunque se tomara una eficiencia del 100%, lo cual es ilógico porque ningún equipo de bombeo posee esta eficiencia, puede verse claramente que la capacidad de las bombas no es suficiente para el año actual de acuerdo al caudal de diseño.

○ **Zonas pobladas que no cuentan con el servicio de alcantarillado.** La cabecera municipal del municipio de La Gloria presenta dos zonas pobladas que no cuentan con el servicio de alcantarillado, es prioritario proveerles un sistema de alcantarillado sanitario con el fin de evitar la disposición inadecuada de las aguas residuales evitando así enfermedades tales como disentería, diarrea, parásitos intestinales, entre otras.

En la figura 26 se presentan las zonas pobladas a las cuales es necesario construir un sistema de evacuación de aguas residuales. En la parte nor-oriental de la cabecera municipal existe una zona con una extensión aproximada de 15.97 Ha. En la parte nor-occidental existe una zona con una extensión aproximada de 3.9 Ha. Estas dos zonas suman una área aproximada de 19.94 Ha lo que corresponde al 30,58% del casco urbano, reflejando la necesidad inminente para la construcción de dichos sistemas.

Figura 26. Zonas sin sistema sanitario.



El costo total aproximado de la construcción de la red en estas zonas se presenta a continuación:

Tabla 88. Costo de construcción. Situación futura

Longitud de tubería(m)	Diámetro (mm)	Costo total por diámetro
3983.03	200	\$ 499,469,881
51.22	250	\$ 7,707,366
424.65	315	\$ 76,092,719
	total:	\$ 583,269,966

Si se lleva a cabo esta obra se deben buscar nuevos requerimientos para la estación de bombeo y para las bombas requeridas con el fin de evacuar con buena eficiencia las aguas servidas.

Si se trabajara con una sola bomba se necesitaría:

Tabla 89. Potencia requerida del motor. 1 Bomba.

Diámetro (pulg.)	Velocidad (m/s)	J (m/m)	perdidas (m.c.a)	H.D.T	Potencia del motor	
					H.P	KW
14	1.75	0.006	22.24	25.24	172.38	129.28

Si se utilizan dos bombas trabajando en paralelo.

Tabla 90. Potencia requerida del motor. 2 Bombas en paralelo.

Diámetro (pulg.)	Velocidad (m/s)	J (m/m)	perdidas (m.c.a)	H.D.T	Potencia del motor	
					H.P	KW
12	1.19	0.0035	6.89	19.90	46.58	36.51

5.4.3 Sistema de alcantarillado pluvial

➤ **Metodología para el cálculo de curvas de IFD.** Como información base se requirió la curva de Intensidad – Frecuencia – Duración (IDF) de la estación Aeropuerto Alfonso López de Valledupar además de los valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas para la estación La Gloria código 2321002.

Tabla 91. Descripción de las Estaciones

Estación	Municipio	Tipo	Código	Corriente	Ubicación		
					Latitud	Longitud	Elevación
Apto Alfonso López	Valledupar	SP	2803503	Guatapuri	1026 N	7315 W	138m.s.n.m
La Gloria	La Gloria	PM	2321002	Magdalena	0837 N	7348 W	40 m.s.n.m

Fuente: IDEAM

En la figura 28 se muestran las curvas generadas para la estación La Gloria para diferentes períodos de retorno.

Con el objeto de poder utilizar estos valores en el programa de cálculo elaborado para este fin, se obtuvo por el método de los mínimos cuadrados una ecuación representativa para cada una de las curvas resultantes.

Las ecuaciones resultantes para los diferentes períodos de retorno se relacionan en la tabla 92.

Tabla 92. Ecuaciones para los diferentes periodos de retorno

Periodo de retorno (años)	Ecuación
3	$Y=878.23 x^{-0.8062}$
10	$Y=2706.8 x^{-0.7952}$
25	$Y=3937.7 x^{-0.8044}$
50	$Y=4887.2 x^{-0.8094}$
100	$Y=5856.7 x^{-0.8134}$

En donde:

Y= Intensidad de la lluvia (mm/h)

X= Tiempo de concentración (min)

➤ **Descripción del sistema.** El municipio de La Gloria no cuenta con un sistema técnicamente construido para la evacuación de las agua lluvias, estas son transportadas por las calles hacia el Oriente del Municipio hasta la zona más baja, donde existe un terraplén en tierra que realiza la función de retener las aguas de escorrentías pluviales y desviarlas hasta la estación de bombeo, para luego ser transportadas por una tubería de 12 pulgadas en hierro fundido hasta un lote que drena por gravedad hacia las zonas mas bajas del Municipio.

Fotografía 65. Desvío de las aguas lluvias, hacia la estación de bombeo (cauce natural)



- **Estación de bombeo.** La estación de bombeo está ubicada al Sur oriente del Municipio y a una distancia de 220 m del perímetro sanitario. Está conformada por una caseta de protección de 3.20 m de ancho por 5.05 m de largo y una bomba con las siguientes especificaciones.

Tabla 93. Especificaciones de la bomba

Marca	Potencia (H.P)	Velocidad (r.p.m)
Bahs	70	3600

Fotografía 66. Bomba



Fotografía 67. Captación de las aguas lluvias



Puesto que el Municipio no cuenta con un sistema de canales para la evacuación de las escorrentías pluviales se evaluaron las condiciones propias de drenaje de la localidad asumiendo que la evacuación de las escorrentías puede lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles, teniendo en cuenta las condiciones topográficas y las características de las vías.

- **Geometría de las calles.** Las calles realizan la función de canales rectangulares no prismáticos por tener secciones transversales y pendientes de fondo variables a lo largo de toda su longitud.

Para el estudio se dividió la calle en cuatro tramos de la siguiente manera:

- *Tramo No.1:* inicia en la calle 1 con carrera 6 y termina en la calle 4 con carrera 6, revestido en concreto y con una longitud de 212.65 m.
- *Tramo No.2:* inicia en la calle 4 con carrera 6 y termina en la calle 6 con carrera 6, revestido en concreto y con una longitud de 166.03 m.
- *Tramo No.3:* inicia en la calle 6 con carrera 6 y termina en la calle 9 con carrera 6, revestido en concreto y con una longitud de 153.61 m.

- *Tramo No.4:* inicia en la calle 9 con carrera 6 y termina en la calle 13 con carrera 6, revestido en concreto y con una longitud de 209.46 m. La longitud total del canal es de 741.75 m.

En la siguiente tabla se muestra la variación de la sección transversal de la calle en cinco puntos diferentes a lo largo de esta.

Tabla 94. Variación de la sección transversal a lo largo de la calle

Referencia	Sección	Forma	Observación
punto 1	b=7.00m, y=0.20m	Rectangular	Inicio del calle
punto 2	b=7.70m, y=0.20m	Rectangular	A 212.65 m desde el punto 1.
punto 3	b=10.56m, y=0.20m	Rectangular	A 166.03 m desde el punto 2.
punto 4	b=4.84m, y=0.20m	Rectangular	A 153.61 m desde el punto 3.
punto 5	b=8.98m, y=0.20m	Rectangular	A 209.46 m al final de la calle desde el punto 3.

Los diferentes puntos tomados como referencia se pueden observar en la figura 27.

La pendiente de la calle es variable en toda su longitud, en la tabla 94 se puede observar los diferentes cambios que adopta la calle en toda su extensión.

Tabla 95. Variación de la pendiente a lo largo de la calle

Tramo	Pendiente (S)
1	0.0057
2	0.0028
3	0.0023
4	0.0025

- Tramo 1.

Dimensiones:

$$y = 0.20 \text{ m}$$

$$b = 7.00 \text{ m}$$

$$l = 212.65 \text{ m}$$

$n = 0.016$ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.8)

$S = 0.0057$ (pendiente tomada en campo. Tabla No.7)

Borde libre = 0.05 m

Calculamos el área (A)

$A = by$

$A = (7m * 0.20m) = 1.4 m^2$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{by}{b + 2y}$$

$$R = \frac{(7m * 0.20m)}{7m + (2 * 0.20m)} = 0.19m$$

$$R = 0.19m$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (1.4m^2)(0.19m)^{2/3} (0.0057)^{1/2}$$

$$Q = 2.18 m^3/\text{seg.}$$

○ Tramo 2.

Dimensiones:

$y = 0.20$ m

$b = 4.70$ m

$$l = 166.03 \text{ m}$$

$$n = 0.016 \text{ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.8)}$$

$$S = 0.0028 \text{ (pendiente de la calle tomada en campo. Tabla No.7)}$$

$$\text{Borde libre} = 0.05\text{m}$$

Calculamos el área (A)

$$A = by$$

$$A = (4.70\text{m} * 0.20\text{m}) = 0.94 \text{ m}^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{by}{b + 2y}$$

$$R = \frac{(4.70\text{m} * 0.20\text{m})}{4.70\text{m} + (2 * 0.20\text{m})} = 0.18\text{m}$$

$$R = 0.18\text{m}$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (0.94\text{m}^2)(0.18\text{m})^{2/3} (0.0028)^{1/2}$$

$$Q = 1.007 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

○ Tramo 3.

Dimensiones:

$$y = 0.20 \text{ m}$$

$$b = 10.56 \text{ m}$$

$$l = 153.61 \text{ m}$$

$$n = 0.016 \text{ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.8)}$$

$$S = 0.0023 \text{ (pendiente tomada en campo. Tabla No.7)}$$

$$\text{Borde libre} = 0.05 \text{ m}$$

Calculamos el área (A)

$$A = by$$

$$A = (10.56m * 0.20m) = 2.11 \text{ m}^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{by}{b + 2y}$$

$$R = \frac{(10.56m * 0.20m)}{10.56m + (2 * 0.20m)} = 0.19m$$

$$R = 0.19m$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

$$Q = \frac{1}{0.016} (2.11m^2)(0.19m)^{2/3} (0.0023)^{1/2}$$

$$Q = 2.112 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

- Tramo 4.

Dimensiones:

$$y = 0.20 \text{ m}$$

$$b = 4.84 \text{ m}$$

$$l = 209.46 \text{ m}$$

$$n = 0.016 \text{ (coeficiente de rugosidad de Manning. Tabla No.8)}$$

$$S = 0.0025 \text{ (pendiente de la calle tomada en campo. Tabla No.7)}$$

$$\text{Borde libre} = 0.05 \text{ m}$$

Calculamos el área (A)

$$A = by$$

$$A = (4.84 \text{ m} * 0.20 \text{ m}) = 0.97 \text{ m}^2$$

Calculamos el Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{by}{b + 2y}$$

$$R = \frac{(4.84 \text{ m} * 0.20 \text{ m})}{4.84 \text{ m} + (2 * 0.20 \text{ m})} = 0.185 \text{ m}$$

$$R = 0.185 \text{ m}$$

Por último calculamos el Caudal (Q)

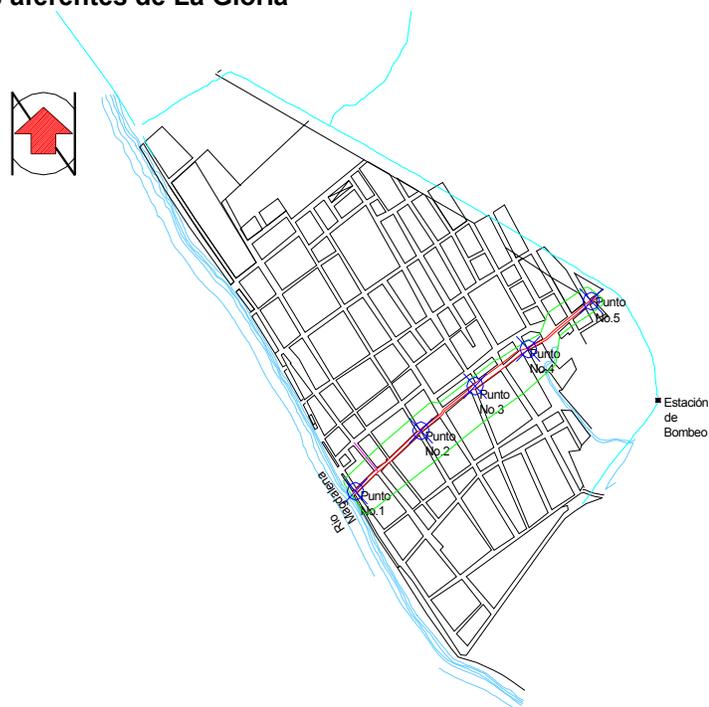
$$Q = \frac{1}{0.016} (0.94 \text{ m}^2) (0.185 \text{ m})^{2/3} (0.0025)^{1/2}$$

$$Q = 0.982 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

➤ **Evaluación técnica del sistema.** La evaluación técnica del sistema arrojó como resultado que las calles del Municipio soportan el caudal de diseño en todos los tramos, por consiguiente son capaces de desviar, transportar y evacuar las aguas lluvias hasta la zona más baja del Municipio.

Para este procedimiento se asume que la evacuación de las escorrentías podría lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles, teniendo en cuenta las condiciones topográficas y las características de las vías.

Figura 27. Áreas aferentes de La Gloria



Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia Estación La Gloria

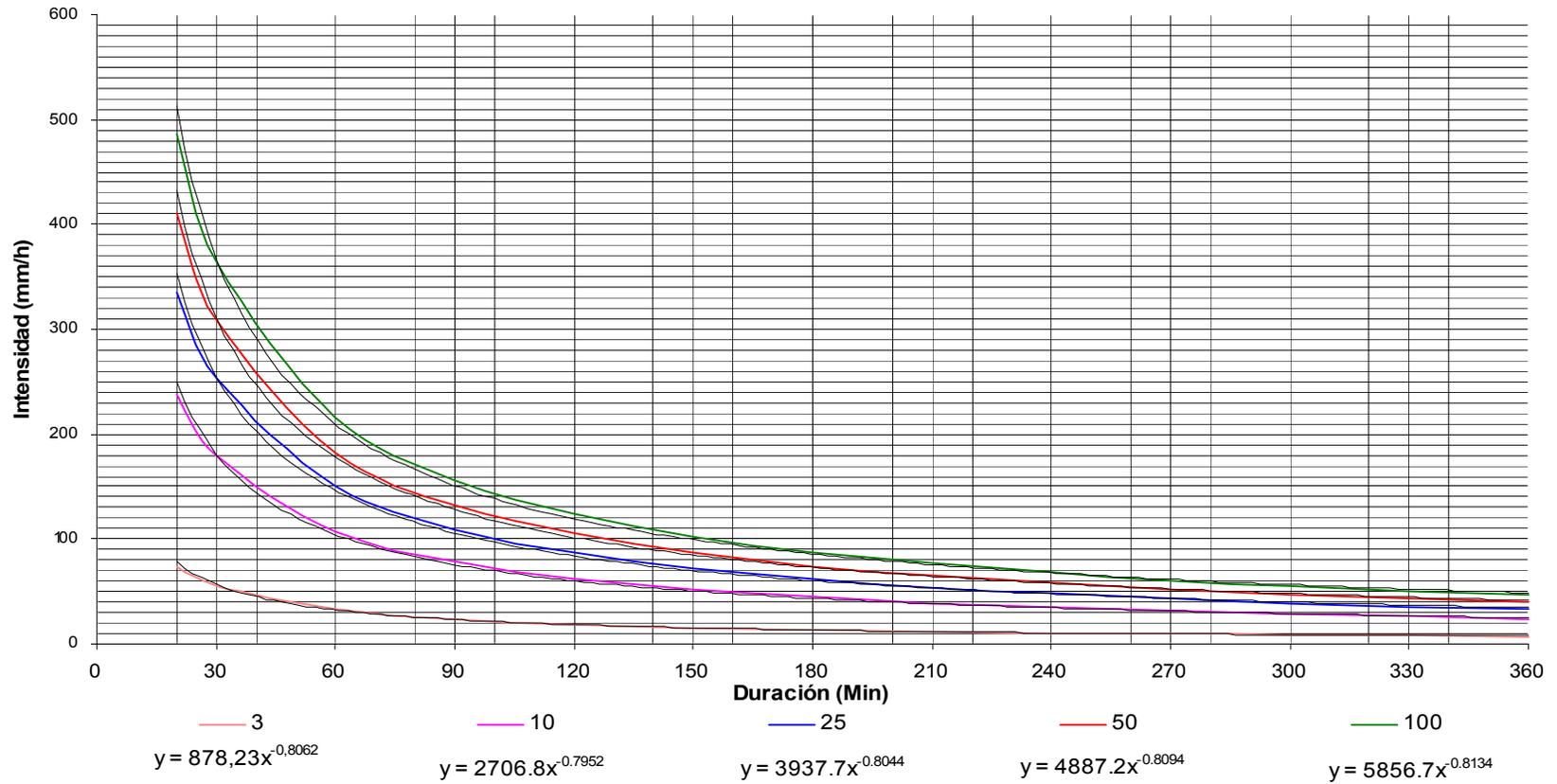


Figura 28. Curvas de Intensidad-Frecuencia-Duración. Estación La Gloria

5.4.4. Sistema de tratamiento de aguas residuales

➤ **Descripción general del sistema.** El sistema de tratamiento de aguas residuales del Municipio de La Gloria esta integrado por una estación de bombeo y una planta de tratamiento.

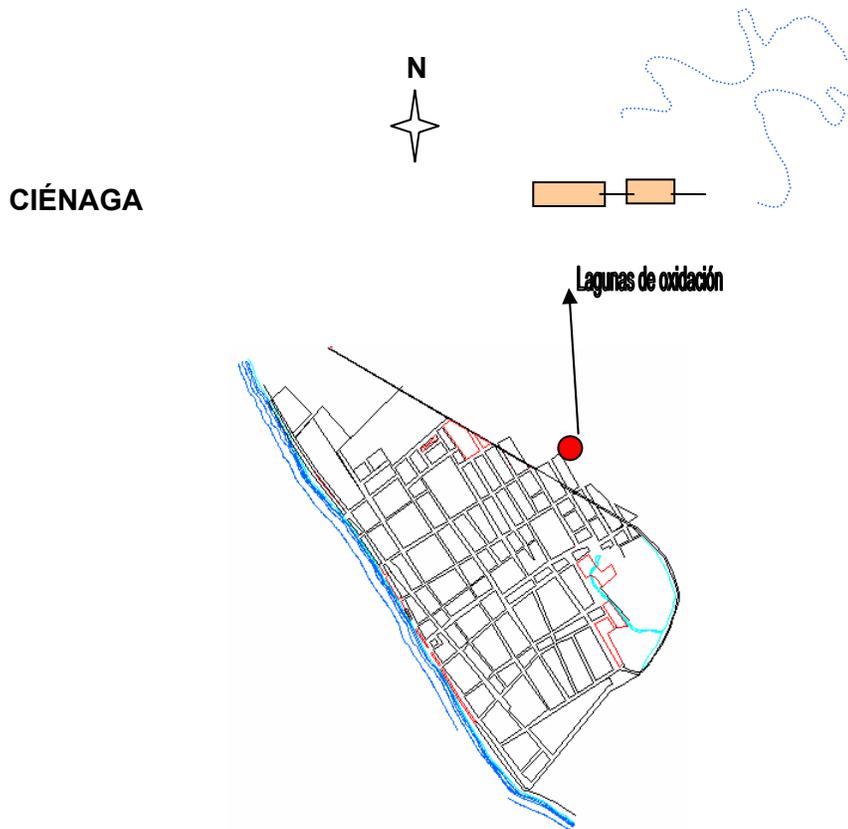
- **Planta de tratamiento.** Las lagunas de estabilización fueron diseñadas para ser construidas en dos etapas, en concordancia con el resto del sistema de alcantarillado. Las etapas de diseño corresponderían a dos períodos de diez años: 1992-2002 y 2002-2012.

El diseño consistió en la instalación de un sistema de tratamiento constituido por una laguna facultativa y una de maduración para cada período y de acuerdo a lo anterior, se pretendía contar en el año 2002 con dos baterías de tratamiento de aguas residuales, que en total serían dos (2) lagunas facultativas y dos de maduración que trabajaran en paralelo.

Actualmente sólo se ha llevado a cabo la construcción de la primera etapa de diseño del sistema de tratamiento.

- **Localización.** El sistema de tratamiento se encuentra ubicado en la parte Norte del municipio a 576 m del casco urbano y cuenta con un área total de 9.000 m² (figura 29), el sentido del flujo va contrario a la dirección de los vientos.

Figura 29. Ubicación del sistema de tratamiento del municipio de la gloria.



Las aguas son conducidas desde la estación de bombeo al sistema de tratamiento por una tubería de PVC de 8", con un tramo en hierro fundido de 10" que atraviesa un caño (fotografía 68). Recorriendo una distancia total de 530 metros en tubería.

Fotografía 68. Conducción de aguas negras al sistema de tratamiento



- **Tratamiento preliminar.** Para llevar a cabo el tratamiento previo de las aguas residuales urbanas generadas se utiliza un desarenador.

Fotografía 69. Tratamiento preliminar de las aguas residuales.



Esta estructura recibe las aguas residuales crudas provenientes del alcantarillado municipal y está diseñado para retener la arena y otros residuos minerales inertes. Tiene dimensiones de 1.8 m de ancho por 1.75 m de largo con el propósito de que el material sólido suspendido sedimentable se deposite en el fondo del tanque (fotografía 69).

- **Estructura de entrada.** Existe un dispositivo para la medición de caudal el cual consiste en una canaleta parshall con una garganta de 6" (fotografía 70). Desde donde sale una tubería de 8" en PVC hacia la laguna de estabilización.

Fotografía 70. Canaleta Parshall

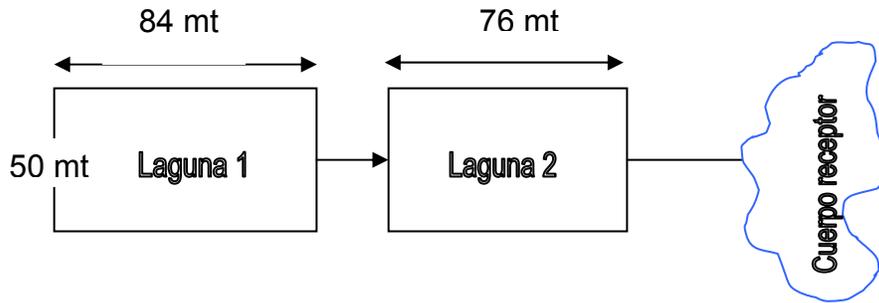


La entrada a las lagunas se hace con tubería en PVC de 8". La canalización entre el dique y el punto de descarga está colocada por encima del nivel del agua, sobre pilares.

- **Tratamiento primario.** En la actualidad no se realiza ningún tratamiento primario para las aguas residuales urbanas del municipio de La Gloria, del pretratamiento la carga es conducida directamente al tratamiento biológico.
- **Tratamiento secundario o biológico.** Las aguas servidas de la localidad del Municipio de La Gloria son tratadas por medio de un sistema de lagunas de estabilización.

En la figura 30 se muestra esquemáticamente la distribución de las lagunas de oxidación.

Figura 30. Esquema de la distribución de las lagunas de estabilización



El tratamiento secundario de las aguas residuales urbanas del Municipio de La Gloria, es de tipo biológico y se realiza a través de dos lagunas de estabilización una de tipo facultativo y la otra de maduración conectadas en serie. La primera tiene 50 m de ancho y 84 m de largo y la segunda 50 m de ancho y 76 m de largo, con un área de tratamiento de aproximadamente 0.42 ha para la laguna facultativa y 0.38 ha para la de maduración como se indica en la tabla 96.

Tabla 96. Dimensiones del sistema de lagunas

Laguna No.	Tipo	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Área (Ha.)
1	Facultativa	84	50	1.5	0.42
2	Maduración	76	50	1.2	0.38

- **Estructura de salida.** Una vez terminado el tratamiento secundario del agua residual en la segunda laguna, se cuenta con un dispositivo de salida compuesto por una cámara con un vertedero rectangular. Luego de la cámara de concreto, el efluente es conducido por una tubería PVC de 10" a un pozo de inspección, luego sus aguas son llevadas al caño Garcero donde se hace el vertimiento, este

entrega sus aguas posteriormente a la poza El Puente y esta a su vez a las Ciénegas Cuquillo 1 y 2 .

➤ **Diagnostico técnico del sistema.** Las condiciones actuales que presentan las lagunas y sus principales características fueron determinadas mediante la realización observaciones directas en campo, análisis químicos, físicos y bacteriológicos (tabla 97) y verificación teórica de su capacidad de tratamiento

Teniendo en cuenta que una de las medidas fundamentales para realizar el diagnóstico de un sistema de tratamiento está relacionada con la determinación de la calidad de las aguas que entran y salen de la planta de tratamiento, se realizó la caracterización de las aguas residuales.

Tabla 97. Resultados Análisis Físicoquímicos y Microbiológicos de Aguas Residuales, La Gloria.

Parámetro	Afluente	Efluente	% de Remoción	Decreto 1594-84	Calif
DBO ₅ (mg O ₂ /lt)	68	49	27.94	Remoción> 80%	No cumple
DQO(mg O ₂ /lt)	79.5	60.8	23.52	Remoción> 80%	No cumple
Nitrógeno total (mg N/lt)	17.88	0.56	N/A	----	----
Nitritos (mg NO ₂ /lt)	0.03	ND	N/A	1 mg/lt	----
Nitratos (mg NO ₃ /lt)	0.03	ND	N/A	10 mg/lt	----
Fosfatos (mg PO ₃ /lt)	0.85	ND	N/A	----	----
Tensoactivos (mg SAAM/lt)	0.750	0.586	N/A	0.5 mg/ lt	----
Sólidos totales mg/lt	592	162	72.65	Remoción> 80%	No cumple
Sólidos suspendidos totales mg/lt	40	10	75	Remoción> 50%	Cumple
Sólidos disueltos totales mg/lt	552	152	72.46	Remoción> 50%	Cumple
Sólidos sedimentables mg/lt	1.8	0.5	72.22	Remoción> 50%	Cumple
Grasas y aceites mg/lt	4.5	4.5	0	Remoción> 80%	No cumple
Coliformes fecales NMP/100ml	930000	43000	N/A	-----	No cumple
Coliformes totales NMP/100ml	90000	4000	N/A	-----	No cumple

- **Observaciones de campo.**

- **Estación de bombeo.** La caseta de bombeo existente presenta muy malas condiciones estructurales con significativas restricciones de espacio para su operación, por lo que se debe pensar en ampliarla o reemplazarla.

Antes de la estación de bombeo no hay instaladas rejillas lo que genera obstrucciones en las bombas, válvulas, tuberías y piezas especiales. Las bombas están suspendidas en el fondo del pozo húmedo y la estación no cuenta con un sistema que le permita extraer el equipo de bombeo sin que se vea afectada la tubería de impulsión, por lo que su mantenimiento se hace en forma artesanal viéndose los operadores expuestos a los gases tóxicos generados en el pozo húmedo.

Las bombas sumergibles, se encuentran en regular estado y de igual manera las tuberías y accesorios en hierro fundido presentan un alto grado de corrosión.

El bombeo de las aguas residuales no es constante debido en parte a la insuficiente disponibilidad de energía propiciando tiempos altos de permanencia del agua dentro del pozo, lo que genera gases, malos olores y la acumulación de lodos en el fondo del pozo. Esto se presenta aún cuando del pozo sale un canal que conduce el agua hasta otro.

- **Planta de tratamiento.** Este sistema recibe actualmente un caudal de 96.18 lps, correspondiente a una población 4.365 habitantes y un área aferente de 37.75 ha.

$Q_s = 15.46$ máx. Horario

$Q_s = 5.15$ medio diario

$Q_i = 15.17$ Lt/sg

$Q_{ce} = 75.86$ Lt/sg

Las observaciones realizadas en campo permitieron evidenciar el abandono en que se encuentra el sistema, y que el área disponible para el tratamiento está cercada con postes de madera y alambre púas. Se percibe a simple vista la

presencia de vegetación invasora alrededor de las lagunas y el mal estado de las paredes.

En las visitas técnicas se detectó la pérdida del talud y la disminución del área de las lagunas con relación a las dimensiones con que fueron diseñadas. Tabla 98.

Tabla 98. Diferencias entre las dimensiones de diseño y las actuales de las lagunas de estabilización del Municipio de La Gloria

LAGUNA	Dim. de diseño			Dim. Actuales		
	Largo (m)	Ancho (m)	Área (ha)	Largo (m)	Ancho (m)	Área (ha)
Facultativa	90	55	0.495	84	50	0.42
Maduración	80	50	0.400	76	50	0.38

La tubería de entrada a la laguna está situada encima del nivel del agua pero no está cerca de las márgenes lo que no proporciona una mezcla deficiente del líquido afluente con la masa líquida generando zonas muertas y cortocircuitos.

En las visitas realizadas a campo se evidenció la falta de mantenimiento periódico al desarenador para retirar el material acumulado, ocasionando el mal funcionamiento de la estructura que se ve reflejado en su poca eficiencia.

El período de diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales del Municipio de La Gloria se cumplió en el año 2002 lo que indica que para la actualidad está subdimensionado si se tiene en cuenta el incremento del caudal de aguas negras que está recibiendo, lo que conlleva a que la eficiencia del sistema sea baja.

En general, el sistema de tratamiento opera en forma deficiente, presenta abundante maleza en las estructuras, y es probable que la carga de sedimento que está recibiendo sea superior a la esperada debido a las fallas en la red de colectores de alcantarillado.

6. PROPUESTA DE ALTERNATIVAS

De acuerdo con la metodología de cálculo propuesta por el RAS 2000, el manejo de las aguas pluviales a nivel municipal presenta alternativas de manejo de las aguas residuales en función de las consideraciones que se ofrecen para el manejo de las conexiones erradas.

En efecto la determinación del caudal total de aguas residuales a manejar es función del caudal medio diario de aguas propiamente residuales, cuya metodología de cálculo obedece a características específicas de cada comunidad, de las aguas de infiltración, dependiendo de las características topográficas y de suelos del área de drenaje incorporada y las conexiones erradas, las cuales se estiman con base en el hecho de poseer o no el municipio sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias.

Básicamente las alternativas para los sistemas de alcantarillado pluvial y combinado fueron las siguientes:

- La evacuación de las aguas lluvias provenientes de calles y tejados aferentes mediante las mismas calles y algunos canales, con un alcantarillado sanitario que permita la recolección de las aguas pluviales domiciliarias internas estimando estas en 2 litros por segundo por hectárea. Esta será la alternativa 1.
- La recolección y evacuación de las aguas pluviales domiciliarias mediante un sistema de alcantarillado pluvial en conducto cerrado y un sistema de alcantarillado sanitario con recolección limitada de aguas lluvias domiciliarias, estimadas en 0.1 litros por segundo por hectárea. Esta será la alternativa 2.

La implantación de una u otra alternativa implica que las calles deben estar pavimentadas. Para ambas alternativas las calles en tierra impiden su operabilidad.

En la mayoría de los sistemas de tratamiento se presenta un vertimiento directo de la planta de beneficio de ganado, la cual vierte al sistema a través del alcantarillado municipal. Esta condición de operación elimina cualquier posibilidad de eficiencia en el tratamiento.

La primera medida a realizar, sin la cual es imposible obtener un tratamiento, es tratar el efluente proveniente del matadero en forma previa a su vertimiento a las lagunas, para lograr un efluente con unas características similares a la de las aguas residuales domésticas normales, 200 – 400 mg/l en términos de DBO, junto con una apropiada remoción de grasas y residuos sólidos propios de estas plantas.

Para los sistemas de tratamiento de las aguas residuales se presentan también 2 alternativas, la primera orientada hacia el aprovechamiento de las lagunas existentes, consistente en su ampliación en términos de área y la segunda en la colocación antes de ellas de un sistema primario de tratamiento conservando las lagunas sus dimensiones actuales.

A continuación se presenta detalladamente las alternativas propuestas para cada municipio.

6.1. MUNICIPIO DE ASTREA

Las alternativas que se dan para el sistema de alcantarillado pluvial y aguas residuales son las siguientes:

6.1.1 Alternativa 1. Para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales. En esta alternativa se presentan las siguientes metas:

- Reposición de tubería PVC 8”, 114 ml.
- Reposición de tubería PVC 12”; 115 ml.
- Reposición de tubería PVC 16”; 627 ml.

- Reposición de tubería PVC 20", 119 ml.
- Reposición de tubería PVC 24", 465 ml.
- Reposición de tubería PVC 27", 61 ml.
- Construcción de alcantarillado sanitario de 8" y 10", 11.356 ml
- Construcción de canal de aguas lluvias, 335 ml.
- Instalación de sistemas de bombeo, 3 un.

6.1.2 Alternativa 2 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales. Para esta alternativa se presentan las siguientes metas:

- Construcción de alcantarillado sanitario de 8", 11.356 ml.
- Construcción de alcantarillado pluvial entre 10" y 2m; 28.067 ml.
- Instalación de sistemas de bombeo, 3 un.

Para los sistemas de tratamiento de aguas residuales las alternativas son las siguientes:

6.1.3 Alternativa 1 para tratamiento de aguas residuales. Las metas que se proponen en esta alternativa para los sistemas son las siguientes:

- **Sistema norte.** Construcción de dos lagunas primarias paralelas a las existentes de 25m*55m con una profundidad de 1.8m y dos lagunas secundarias paralelas a las existentes con iguales dimensiones a las anteriores.
- **Sistema sur.** Construcción de dos lagunas primarias paralelas a las existentes de 20m*38m con una profundidad de 1.8m y dos lagunas secundarias paralelas a las existentes con iguales dimensiones a las anteriores.

6.1.4. Alternativa 2 para tratamiento de aguas residuales. Las metas que se proponen en esta alternativa para los sistemas son las siguientes:

➤ **Sistema Norte**

- Construcción de dos reactores UASB, con dimensiones de 5m*8m*6m.
- Construcción de dos desgasificadores de 3m*1m*4m.
- Cubiertas para las estructuras.
- Sistema de cribado y desarenador.

6.2. MUNICIPIO DE CHIMICHAGUA

Las alternativas que se dan para el sistema de alcantarillado pluvial y aguas residuales son las siguientes:

6.2.1 Alternativa 1 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales. En esta alternativa se presentan las siguientes metas:

- Reposición de tubería PVC 10", 1.040 ml.
- Reposición de tubería PVC 12"; 692 ml.
- Reposición de tubería PVC 16"; 271 ml.
- Reposición de tubería PVC 18", 246 ml.
- Reposición de tubería PVC 20", 336 ml.
- Reposición de tubería NOV. 24", 530 ml.
- Construcción de alcantarillado sanitario de 8" y 10", 6.975 ml
- Construcción de tanques sépticos, 2 unidades.

- Instalación de sistema de bombeo, 2 unidades.

6.2.2 Alternativa 2 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales. Para esta alternativa se presentan las siguientes metas:

- Construcción de alcantarillado sanitario de 8", 6.975 ml.
- Construcción de alcantarillado pluvial entre 10" y 2m; 27.900 ml.
- Instalación de sistema de bombeo, 2 unidades.

Para los sistemas de tratamiento de aguas residuales las alternativas son las siguientes:

6.2.3 Alternativa 1 para tratamiento de aguas residuales: Las metas que se proponen en esta alternativa para el sistema son las siguientes:

- Construcción de dos lagunas primarias paralelas a las existentes de 25m*55m con una profundidad de 1.8m y dos lagunas secundarias paralelas a las existentes con iguales dimensiones a las anteriores.

6.2.4. Alternativa 2 para tratamiento de aguas residuales. Las metas que se proponen en esta alternativa para el sistema son las siguientes:

- Construcción del reactor UASB.
- Construcción de desgasificadores.
- Cubiertas para las estructuras.
- Sistema de cribado y desarenador.

6.3. MUNICIPIO DE CURUMANÍ

Las alternativas que se dan para el sistema de alcantarillado pluvial y aguas residuales son las siguientes:

6.3.1 Alternativa 1 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales. En esta alternativa se presentan las siguientes metas:

- Reposición de tubería PVC 8", 2.736 ml.
- Reposición de tubería PVC 10", 2.130 ml.
- Reposición de tubería PVC 12"; 1.195 ml.
- Reposición de tubería PVC 16"; 2.280 ml.
- Reposición de tubería PVC 18", 1.212 ml.
- Reposición de tubería PVC 20", 1.507 ml.
- Reposición de tubería NOV. 24", 645 ml.
- Reposición de tubería NOV. 27", 821 ml
- Reposición de tubería NOV. 36", 1.360 ml
- Construcción de canales de aguas lluvias, 1.150 ml

6.3.2 Alternativa 2 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales. Para esta alternativa se presentan las siguientes metas:

- Construcción de alcantarillado pluvial entre 10" y 2m; 67.100 ml.

Para los sistemas de tratamiento de aguas residuales las alternativas son las siguientes:

6.2.3 Alternativa 1 para tratamiento de aguas residuales. Las metas que se proponen en esta alternativa para el sistema son las siguientes:

➤ Construcción de una laguna primaria paralelas a la existente de 140m*250m con una profundidad de 1.8m.

6.2.4. Alternativa 2 para tratamiento de aguas residuales: Las metas que se proponen en esta alternativa para ambos sistemas son las siguientes:

➤ Construcción de dos reactores UASB, con dimensiones de 12m*29*6m.

➤ Construcción de dos desgasificadotes de 10m*10m*4m.

➤ Cubiertas para las estructuras.

➤ Sistema de cribado y desarenador.

6.4. MUNICIPIO DE LA GLORIA

Las alternativas que se dan para el sistema de alcantarillado pluvial y aguas residuales son las siguientes:

6.4.1 Alternativa 1 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales. En esta alternativa se presentan las siguientes metas:

➤ Reposición de tubería PVC 8", 630 ml.

➤ Reposición de tubería PVC 10", 255 ml.

➤ Reposición de tubería PVC 12"; 520ml.

➤ Reposición de tubería PVC 16"; 282 ml.

- Construcción de alcantarillado sanitario de 8" y 12", 4.500 ml.
- Instalación se sistema de bombeo, 1 und. De 22.5 H.P.

6.3.2 Alternativa 2 para sistemas de recolección de aguas lluvias y aguas residuales. Para esta alternativa se presentan las siguientes metas:

- Construcción de alcantarillado sanitario de 8" y 10", 4.500 ml
- Construcción de alcantarillado pluvial entre 10" y 2m; 13.500 ml.
- Instalación se sistema de bombeo, 1 und. De 22.5 H.P.

Para los sistemas de tratamiento de aguas residuales las alternativas son las siguientes:

6.3.3 Alternativa 1 para tratamiento de aguas residuales. Las metas que se proponen en esta alternativa para el sistema son las siguientes:

- Construcción de una laguna primaria paralelas a la existente de 50m*84m con una profundidad de 1.8m y una laguna secundaria paralelas de 50m*76m con igual profundidad a la anterior.

6.3.4. Alternativa 2 para tratamiento de aguas residuales. Las metas que se proponen en esta alternativa para ambos sistemas son las siguientes:

- Construcción de dos reactores UASB, con dimensiones de 5m*9m*6m.
- Construcción de dos desgasificadotes de 4m*4m*4m.
- Cubiertas para las estructuras.
- Sistema de cribado y desarenador.

CONCLUSIONES

- La práctica empresarial es una oportunidad para que el estudiante aplique la fundamentación conceptual de la ingeniería en el ejercicio de la vida profesional.
- Se realizó un inventario general de los sistemas en los cuales se tuvo en cuenta los pozos de inspección, sus características y cotas; dirección de flujo; colectores con su longitud, diámetro y material; estaciones de bombeo; canales de aguas lluvias y sistemas de tratamiento de aguas residuales.
- El diagnóstico realizado a los sistemas de evacuación y tratamiento de aguas residuales presentes en los municipios en estudio demostró la deficiencia actual que presentan dichos sistemas.
- Con el fin de mejorar los sistemas existentes se plantearon alternativas de solución para los problemas presentados en cada municipio, los cuales consistieron en reposición de redes, aumento de cobertura, construcción de canales y ampliación de los sistemas de lagunas existentes, entre otros.
- Es necesario aumentar la cobertura en redes de alcantarillado sanitario, en los municipios de Astrea, La Gloria y Chimichagua con el fin de eliminar los focos de contaminación generados por la mala disposición de las aguas servidas.
- Se debe concientizar a las empresas encargadas de prestar el servicio, en los municipios en estudio, de la importancia del mantenimiento preventivo y rutinario, ya que este ayuda a mejorar el funcionamiento de los sistemas y aumenta su vida útil.
- El trabajo interdisciplinario ayuda a dar una perspectiva de la realidad diaria a la que se debe enfrentar un profesional en el ejercicio de su profesión.

BIBLIOGRAFIA

Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Sección II, título D sistemas de alcantarillados. República de Colombia. Ministerio de desarrollo económico. Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico. Noviembre de 2000.

Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Sección II, título E Tratamiento de aguas residuales. República de Colombia. Ministerio de desarrollo económico. Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico. Noviembre de 2000.

Normas técnicas para el diseño y presentación de proyectos de alcantarillado. Corporación Autónoma Regional para la defensa de la meseta de Bucaramanga.

Normas generales para la construcción de sistemas de acueducto y alcantarillado. 1979

MELCALF & EDDY, INC. Ingeniería de aguas residuales, redes de alcantarillado y bombeo. 1995

ROMERO, Jairo Alberto. Tratamiento de aguas residuales. Teoría y principios de diseño. Segunda edición, 2002.

ROMERO, Jairo Alberto. Acuitratamiento por lagunas de estabilización. Segunda edición, 1995.

Catastro de redes. Municipios menores y zonas rurales. Programa de modernización empresarial. Programa nacional de control de pérdidas y agua no

contabilizada. Ministerio de desarrollo económico. Agosto de 2002. Segunda edición.

PERTUZ, Eduardo. Estudios y diseños del plan maestro de acueducto y alcantarillado sanitario para el municipio de Pailitas en el departamento del cesar.

PROYECTO SISTEMA NACIONAL DE CAPACITACIÓN MUNICIPAL. Catastro de redes, Municipios menores y zonas rurales.

ANEXOS

**ANEXO A. RESUMEN DEL ANALISIS HIDRAULICO DE LOS SISTEMAS DE
ALCANTARILLADO SANITARIO.**

1. MUNICIPIO DE ASTREA

1.1 SIMULACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL

➤ Sistema Sur

- Tramos que fallan por flujo inestable.

TRAMO		
No	De	A
1	P(17-5)R	P(17-4)R
2	P(17-3)R	P(17-4)R
3	P(19A-4)R	P(19A-5)R

- Tramos que fallan por velocidad inferior a la mínima

TRAMOS		
No	De	A
1	P(11-2)R	P(12-2)R
2	P(15-K3-4)R	P(15-4)R
3	P(15-6)R	P(15-5)R
4	P(16-6)R	P(16-5)R
5	P(17-K5-6)R	P(17-5)R

- Tramos que fallan por capacidad

TRAMOS		
No	De	A
1	P(11-2)R	P(12-2)R



Sistema Norte

Tabla. A-1. Tramos que fallan por flujo inestable.

No	TRAMOS	
	De	A
1	P(11-3)R	P(12-3)R
2	P(11-4)R	P(11-K4-5)R
3	P(12-K5-6)R	P(12-5)R
4	P(11-K5-6)R2	P(11-K5-6)R1
5	P(11-K5-6)R1	P(11-5)R
6	P(9-K4-5)R	P(9-5)R
7	P(7-K4-5)R2	P(6-4)R
8	P(10-2)R	P(9-2)R
9	P(7-6)R	P(6-6)R
10	P(6-K6-5)R	P(6-5)R
11	P(4-3)R	P(ESCOND)R
12	P(3-3)R	P(ESCOND)R
13	P(ESCOND)R	P(1B-2)R
14	P(1A-3)R	P(1A-2)R
15	P(1A-5)R	P(1A-4)R
16	P(POZO-6)R	P(POZO-5)R

Tabla. A-2. Tramos que fallan por velocidad inferior a la mínima

No	TRAMOS	
	De	A
1	P(12-5)R	P(12-K4-5)R
2	P(12-K4-5)R	P(12-4)R
3	P(12-4)R	P(11-4)R
4	P(10-3)R	P(11-3)R
5	P(12-6)R	P(12-K5-6)R
6	P(8-6)R	P(9-6)R
7	P(8-2)R	P(8-3)R
8	P(7-6)R	P(8-6)R
9	P(7-K4-5)R1	P(7-4)R
10	P(7-5)R1	P(6-5)R
11	P(6-6)R	P(5-6)R
12	P(3-5)R	P(4-5)R
13	P(1-6)R2	P(1-6)R
14	P(1-6)R	P(1-5A)R
15	P(1-5)R	P(POZO-10)R
16	P(1-5A)R	P(1-5)R

Tabla. A-3. Tramos que fallan por capacidad.

No	TRAMOS	
	De	A
1	P(10-5)R	P(9-5)R
2	P(7-5)R1	P(7-K4-5)R2
3	P(6-4)R	P(5-6-K4)R
4	P(5-5)R	P(5-4)R
5	P(4-4)R	P(4-K3-4)R
6	P(4-K3-4)R	P(4-3)R
7	P(POZO-2)R	P(POZO-1)R

1.2 SIMULACIÓN DEL SISTEMA PARA LA SITUACIÓN FUTURA

➤ Sistema Sur

Tabla. A-4. Tubería recomendada.

Tramos		Longitud(m)	Tubería actual	Tubería recomendada
DE	A			
P(20-5)R	P(LAG-1)R	119.3	PVC 12"	PVC 16"
P(LAG-1)R	P(LAG-2)R	72.6	PVC 12"	PVC 16"
P(LAG-2)R	P(LAG-3)R	111.5	PVC 12"	PVC 16"
P(LAG-3)R	P(LAG-4)R	51.7	PVC 12"	PVC 16"
P(LAG-4)R	P(LAG-5)R	59.7	PVC 12"	PVC 16"
P(19A-5)R	P(19B-5)R	45.2	PVC 12"	PVC 12"

➤ Sistema Norte

Tabla. A-5. Tubería recomendada

Tramos		Longitud(m)	Tubería actual	Tubería recomendada
DE	A			
P(10-5)R	P(9-5)R	69.8	PVC 8"	PVC 12"
P(7-5)R1	P(7-K4-5)R2	32.7	PVC 12"	PVC 16"
P(7-K4-5)R2	P(6-4)R	112.4	PVC 12"	PVC 16"
P(6-4)R	P(5-6-K4)R	43.7	PVC 12"	PVC 16"
P(5-6-K4)R	P(5-4)R	23.4	PVC 12"	PVC 16"
P(5-5)R	P(5-4)R	113.8	PVC 6"	PVC 8"
P(4-4)R	P(4-K3-4)R	71.6	AC 20"	PVC 20"
P(4-K3-4)R	P(4-3)R	46.9	AC 20"	PVC 20"
P(POZO-2)R	P(POZO-1)R	60.7	AC 20"	NOV 24"

2. MUNICIPIO DE CHIMICHAGUA

2.1 SIMULACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL

Tabla. A-6. Tramos que fallan por flujo inestable.

No.	Tramo		No.	Tramo	
	DE	A		DE	A
1	P(23-9)R	P(23-8)R	18	P(8-8)R	P(7-8)R
2	P(22-8)R	P(21A-8)R	19	P(5-K7-8)R	P(5-8)R
3	P(21-K9-10)R	P(21-9)R	20	P(5-5)R	P(4-5)R
4	P(21-10)R	P(20-10)R	21	P(3-7)R	P(3-K6-7)R
5	P(21A-7A)R	P(21-7A)R	22	P(3-6)R	P(3-K5-6)R
6	P(12-5)R	P(13-5)R	23	P(5-6)R	P(5-K5-6)R
7	P(12-7)R	P(12-6)R	24	P(1A-7)R	P(1B-7)R
8	P(13-9)R	P(13-8)R	25	P(1C-6B)	P(1B-6B)R
9	P(12-K7-8)R	P(12-8)R	26	P(1A-6)R	P(LADRI-6)R
10	P(11-6)R	P(11-K5-6)R	27	P(2-6)R	P(2-K5-6)R
11	P(11-K5-6)R	P(11-5)R	28	P(2-K3-4)R	P(2-4)R
12	P(9-6)R	P(10-6)R	29	P(3OESTE-3A)R	P(2OSTE-3A)R
13	P(10-K3-4)R	P(10-3)R	30	P(3-4)R	P(3-K3-4)R1
14	P(9-5)R	P(9-4)R	31	P(9-3)R	P(9-K3-2)R
15	P(7-6)R	P(8-6)R	32	P(7-K2-1)R	P(7-1)R
16	P(8-6)R	P(8-K5-6)R	33	P(6-6)R	P(7-6)R
17	P(8-5)R	P(8-4)R	34	P(7-K5-6)R	P(7-5)R

Tabla. A-7. Tramos que presentan velocidad inferior a la mínima.

No.	Tramos		No.	Tramos	
	DE	A		DE	A
1	P(25-8)R	P(24-8)R	29	P(5-3)R1	P(5-3)R2
2	P(24-8)R	P(23-8)R	30	P(5-3)R2	P(5-K2-3)R
3	P(23-8)R	P(22-8)R	31	P(5-K2-3)R	P(5-2)R
4	P(22-9)R	P(22-8)R	32	P(6-10)R	P(6-9)R
5	P(21-10)R	P(21-K9-10)R	33	P(5-10)R	P(5-9)R
6	P(20-9)R	P(21-9)R	34	P(5-K8-9)R	P(5-8)R
7	P(22-9)R	P(21A-9)R	35	P(4-8)R1	P(4-K7-8)R
8	P(20-10)R	P(20-9)R	36	P(4-8)R2	P(3-8)R
9	P(22-8)R	P(22-7A)R	37	P(3-8)R	P(3-K7-8)R
10	P(22-7A)R	P(21A-7A)R	38	P(4-6B)R	P(3-K6-7)R
11	P(COL-N)R	P(16-6)R	39	P(3-5)R	P(4-5)R
12	P(17-8)R	P(16-8)R	40	P(6-5)R	P(5-5)R
13	P(14-6)R	P(13-6)R	41	P(6-4)R	P(5-4)R
14	P(13-10)R	P(13-9)R	42	P(3-3)R1	P(4-3)R
15	P(13-7)R	P(13-K7-8)R	43	P(2-5)R	P(1-5)R
16	P(10-7)R	P(11-7)R	44	P(1-6)R	P(2-6)R
17	P(10-5)R	P(11-5)R	45	P(3-6)R	P(2-6)R
18	P(11-2)R	P(11-3)R	46	P(2OESTE-3)R	P(1-3)R
19	P(10-2)R	P(10-3)R	47	P(3-K3-4)R2	P(3-3)R2
20	P(10-9)R	P(10-8)R	48	P(3-K3-4)R1	P(3-3)R1
21	P(9-7)R	P(10-7)R	49	P(9-K3-2)R	P(9-2)R
22	P(9-9)R	P(9-8)R	50	P(8-3)R	P(8-K2-3)R
23	P(8-8)R	P(9-8)R	51	P(8-K2-3)R	P(8-2)R
24	P(7-5)R	P(8-5)R	52	P(8-2)R	P(8-K1-2)R
25	P(9-4)R	P(8-4)R	53	P(8-2)R	P(7-2)R3
26	P(6-3)R	P(7-3)R	54	P(7-2)R3	P(7-K2-1)R
27	P(7-5)R	P(6-5)R	55	P(5-1)R2	P(BOMBEO2)R
28	P(7-4)R	P(6-4)R			

Tabla A-8. Tramos que pueden presentar problemas de capacidad.

No	Tramos		No	Tramos	
	DE	A		DE	A
1	P(16-6)R	P(15-6)R	20	P(5A-K1-2)R	P(5A-1)R1
2	P(15-6)R	P(14-6)R	21	P(5A-1)R1	P(5-1)R1
3	P(14-6)R	P(14-K5-6)R	22	P(5-8)R	P(4-8)R1
4	P(14-K5-6)R	P(14-5)R	23	P(5-7)R	P(4-7)R
5	P(14-5)R	P(13-5)R	24	P(3-K5-6)R	P(3-5)R
6	P(13-5)R	P(13-4)R	25	P(4-3)R	P(4-2)R1
7	P(13-4)R	P(12-4)R	26	P(4-1)R1	P(5-2)R1
8	P(12-4)R	P(11-4)R	27	P(5-2)R1	P(BOMBEO1)R
9	P(11-4)R	P(11-K3-4)R	28	P(1-K5-6)R	P(1-5)R
10	P(11-K3-4)R	P(11-3)R	29	P(1-4)R	P(1-3A)R
11	P(11-3)R	P(10-3)R	30	P(1-3A)R	P(1-3)R
12	P(10-3)R	P(9-3)R	31	P(1-3)R	P(2-3)R
13	P(9-3)R	P(8-3)R	32	P(2-3)R	P(2-3-K3)R1
14	P(8-3)R	P(7-3)R	33	P(2-3-K3)R1	P(2-3-K3)R2
15	P(7-3)R	P(7-K2-3)R	34	P(2-3-K3)R2	P(3-3)R2
16	P(7-K2-3)R	P(7-2)R1	35	P(3-3)R1	P(3-2)R
17	P(7-2)R2	P(6-2)R	36	P(3-2)R	P(4-2)R2
18	P(6-2)R	P(5A-2)R	37	P(7-1)R	P(6-1)R
19	P(5A-2)R	P(5A-K1-2)R			

2.2 SIMULACIÓN DEL SISTEMA PARA LA SITUACIÓN FUTURA

Tabla A-9. Tubería a reemplazar para la situación actual

No	De	A	Longitud(m)	Tubería actual	Tubería recomendada
1	P(16-6)R	P(15-6)R	54,8	GRES 8"	PVC 10"
2	P(15-6)R	P(14-6)R	45,0	GRES 8"	PVC 10"
3	P(14-6)R	P(14-K5-6)R	62,1	GRES 8"	PVC 10"
4	P(14-K5-6)R	P(14-5)R	65,7	GRES 8"	PVC 10"
5	P(14-5)R	P(13-5)R	58,5	GRES 8"	PVC 10"
6	P(13-5)R	P(13-4)R	103,2	GRES 8"	PVC 10"
7	P(13-4)R	P(12-4)R	71,8	GRES 12"	PVC 12"
8	P(12-4)R	P(11-4)R	65,8	GRES 12"	PVC 12"
9	P(11-4)R	P(11-K3-4)R	59,9	GRES 12"	PVC 16"
10	P(11-K3-4)R	P(11-3)R	69,9	GRES 12"	PVC 18"
11	P(11-3)R	P(10-3)R	69,0	GRES 12"	PVC 18"
12	P(10-3)R	P(9-3)R	65,3	GRES 12"	PVC 18"
13	P(9-3)R	P(8-3)R	63,2	GRES 12"	PVC 18"
14	P(8-3)R	P(7-3)R	64,3	GRES 12"	PVC 18"
15	P(7-3)R	P(7-K2-3)R	70,1	GRES 16"	PVC 20"
16	P(7-K2-3)R	P(7-2)R1	72,6	GRES 16"	PVC 20"
17	P(7-2)R1	P(7-2)R2	1,9	GRES 16"	PVC 20"
18	P(7-2)R2	P(6-2)R	77,5	GRES 18"	PVC 20"
19	P(6-2)R	P(5A-2)R	47,5	GRES 18"	NOV 24"
20	P(5A-2)R	P(5A-K1-2)R	74,0	GRES 18"	NOV 24"
21	P(5A-K1-2)R	P(5A-1)R1	73,6	GRES 18"	NOV 24"
22	P(5A-1)R1	P(5-1)R1	50,7	GRES 18"	NOV 24"
23	P(5-8)R	P(4-8)R1	78,3	GRES 16"	PVC 16"
24	P(5-7)R	P(4-7)R	88,5	GRES 8"	PVC 8"
25	P(3-K5-6)R	P(3-5)R	68,2	NOV 8"	PVC 8"
26	P(4-3)R	P(4-2)R1	97,5	GRES 18"	PVC 18"
27	P(4-1)R1	P(5-2)R1	24,5	GRES 18"	PVC 18"
28	P(5-2)R1	P(BOMBEO1)R	27,9	GRES 8"	PVC 20"
29	P(1-K5-6)R	P(1-5)R	64,2	NOV 8"	PVC 10"
30	P(1-5)R	P(1-4)R	97,9	NOV 8"	PVC 10"
31	P(1-4)R	P(1-3A)R	49,1	NOV 8"	PVC 10"
32	P(1-3A)R	P(1-3)R	62,3	NOV 8"	PVC 12"
33	P(1-3)R	P(2-3)R	67,4	NOV 8"	PVC 12"
34	P(2-3)R	P(2-3-K3)R1	35,0	GRES 8"	PVC 12"
35	P(2-3-K3)R1	P(2-3-K3)R2	22,8	GRES 8"	PVC 12"
36	P(2-3-K3)R2	P(3-3)R2	35,3	GRES 8"	PVC 12"
37	P(3-3)R2	P(3-3)R1	2,4	GRES 8"	PVC 12"
38	P(3-3)R1	P(3-2)R	92,6	NOV 10"	PVC 12"
39	P(3-2)R	P(4-2)R2	64,1	NOV 10"	PVC 12"
40	P(4-2)R2	P(4-K1-2)R2	80,8	NOV 10"	PVC 12"
41	P(7-1)R	P(6-1)R	86,8	NOV 8"	PVC 10"
42	P(BOMBEO1)R	P(CUARTO)R	5,0	NOV 16"	NOV 20"

3. MUNICIPIO DE CURUMANÍ

3.1 SIMULACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL

Tabla A-10. Tramos que fallan por flujo crítico.

Tramos			Tramos		
No	DE	A	No	DE	A
1	P(2-8)R	P(2-10)R	29	P(8-14)R	P(9-14)R
2	P(1-K10-9)R	P(1-10)R	30	P(10-8)R	P(10-K9-8)R
3	P(4-11)R	P(4-3-K-11)R	31	P(9-9)R	P(10-9)R
4	P(2S-K13-12)R	P(2S-13)R	32	P(9-10)R	P(10-10)R
5	P(1S-16)R	P(1S-K17-16)R	33	P(10-12)R	P(10-13)R
6	P(1S-20)R	P(1BS-20)R	34	P(10-12)R	P(10-11-K12)R
7	P(1CS-20)R	P(2S-20)R	35	P(8-20)R	P(8-21)R
8	P(2S-21A)R	P(2S-21)R	36	P(11-K7-6)R	P(11-7)R
9	P(2S-21)R	P(2S-20A)R	37	P(12-8)R	P(11-8)R
10	P(2S-21A)R	P(3S-21A)R	38	P(11-10-K9)R	P(11-9)R
11	P(4S-21A)R	P(4S-22)R	39	P(12-9)R	P(13-12-K9)R
12	P(1-22)R	P(1-23)R	40	P(13-12-K9)R	P(13-9)R
13	P(AV-K21-22)R	P(3-4-K22)R	41	P(AV-11)R	P(13-12-K11)R
14	P(AV-K21)R	P(5-K21-22)R	42	P(13-12-K11)R	P(12-11)R
15	P(7-21)R	P(6-21)R	43	P(14-13-K10)R	P(13-11)R
16	P(7-K23-24)R	P(7-24)R	44	P(AV-9)R2	P(14-AV)R2
17	P(5-8)R	P(5-9)R	45	P(15-14-K12)R	P(15-12)R
18	P(5-16)R	P(5-K17-16)R	46	P(11-15)R	P(12-15)R
19	P(AV EST-15)R	P(AV EST-K16-15)R	47	P(13-17)R	P(13-12-K17)R
20	P(AV EST-K16-15)R	P(AV EST-16)R	48	P(11-17)R	P(12-17)R
21	P(4-K17-16)R	P(4-17)R	49	P(14A-17A)R	P(14-17A)R
22	P(AV-K17-18)R2	P(AV-K17-18)R3	50	P(13-19)R	P(13-18)R
23	P(7-20)R1	P(7-20)R	51	P(10-K14-15)R	P(10-15)R
24	P(8-5)R	P(8-6)R	52	P(9A-K14-15)R	P(9A-15)R
25	P(10-6)R	P(10-K7-6)R	53	P(9-18)R1	P(9-19)R
26	P(10-K7-6)R	P(10-7)R	54	P(13A-22A)R	P(13-22A)R
27	P(9-7)R	P(9-K8-7)R	55	P(10-K23-24)R	P(10-23)R
28	P(8-13)R	P(9-13)R			

Tabla A-11. Tramos que fallan por velocidad inferior a la mínima

Tramos		Tramos			
No	DE	A	No	DE	A
1	P(2-10)R	P(1-10)R	46	P(4-21)R	P(AV-K21-22)R
2	P(4-3-K8)R	P(4-8)R	47	P(AV-K22-23)R	P(3-AV)R2
3	P(4-3-K10)R	P(4-10)R	48	P(4-24)R	P(5-24)R
4	P(3-10)R2	P(3-11)R	49	P(5-24)R	P(5-K23-24)R
5	P(3-K11-12)R2	P(3-11)R	50	P(3-21)R	P(4-3-K21)R
6	P(1-1S-K12)R	P(1S-12)R	51	P(4-3-K21)R	P(4-21)R
7	P(3-K11-12)R2	P(3-12)R	52	P(4-21)R	P(AV-K21)R
8	P(1-13)R	P(1-14)R	53	P(6-20)R1	P(6-21)R
9	P(1S-14)R	P(1S-15)R	54	P(5-22)R	P(6-22)R
10	P(3-15)R	P(2-3-K15)R	55	P(5-K11-10)R	P(5-11)R
11	P(1-K16-15)R	P(1-15)R	56	P(6-11)R	P(5-11)R
12	P(3S-15A)R	P(2S-15A)R	57	P(6-12)R	P(5-12)R
13	P(1S-15)R	P(1S-K16-15)R	58	P(5A-14)R	P(5-14)R
14	P(5S-16)R	P(5S-K17-16)R	59	P(4-15)R	P(5-15)R
15	P(5S-K17-16)R	P(5S-17)R	60	P(5A-16)R	P(5-16)R
16	P(5S-17)R	P(4S-17)R	61	P(4-19)R	P(5-19)R
17	P(5S-16)R	P(4S-16)R	62	P(6-14)R	P(5A-14)R
18	P(4S-16)R	P(4S-K17-16)R	63	P(5A-14)R	P(5A-15)R
19	P(4S-K17-16)R	P(4S-17)R	64	P(6-15)R	P(5A-15)R
20	P(4S-16)R	P(3S-16)R	65	P(6-16)R	P(5A-16)R
21	P(3S-15A)R	P(3S-16)R	66	P(8-AV)R	P(7-8-K17)R
22	P(3S-16)R	P(3-K17-16)R	67	P(7-8-K17)R	P(7-17)R
23	P(3-K17-16)R	P(3S-17)R	68	P(7-6)R	P(7-K7-6)R
24	P(5S-17)R	P(5S-17A)R	69	P(7-K7-6)R	P(7-7)R
25	P(5S-17A)R	P(4S-17A)R	70	P(6-11)R	P(7-11)R
26	P(4S-17)R	P(4S-17A)R	71	P(6-15)R	P(7-15)R
27	P(4S-17A)R	P(3S-17A)R	72	P(6-16)R	P(7-16)R
28	P(3S-17)R	P(3S-17A)R	73	P(6-17)R	P(7-17)R
29	P(3S-17A)R	P(2S-17A)R	74	P(6-8)R	P(6-9)R
30	P(1S-20A)R	P(1S-20)R	75	P(7-10)R	P(6-10)R
31	P(1S-K20-19)R	P(1S-20)R	76	P(5A-13)R	P(6-13)R
32	P(1BS-20A)R	P(1BS-20)R	77	P(7-13)R	P(6-13)R
33	P(5S-21A)R	P(5S-22)R	78	P(5A-17)R	P(6-17)R
34	P(4S-K23-22A)R	P(4S-22A)R	79	P(1-16)R	P(AV EST-16)R
35	P(4S-22A)R	P(3S-22A)R	80	P(AV EST-16)R	P(AV EST-K17-16)R
36	P(4S-K23-22A)R	P(4S-23)R	81	P(AV EST-K17-16)R	P(AV EST-17)R
37	P(3S-23)R	P(4S-23)R	82	P(1-16)R	P(1-K17-16)R
38	P(4S-23)R	P(84S-23A)R	83	P(1-K17-16)R	P(1-17)R
39	P(4S-23A)R	P(1-4S-K23A)R	84	P(1-17)R	P(AV EST-17)R
40	P(81-4S-K23A)R	P(1-23A)R	85	P(4-15)R	P(3-15)R
41	P(1-21)R	P(AV EST-21)R	86	P(4-16)R	P(3-16)R
42	P(3-21)R	P(AV EST-21)R	87	P(AV EST-16)R	P(3-16)R
43	P(1-22)R	P(AV EST-22)R	88	P(AV EST-17)R	P(3-17)R
44	P(3-2-K22)R	P(AV EST-22)R	89	P(5-12)R	P(4-12)R

45	P(4S-3S-AV)R	P(AV EST-AV)R	90	P(4-12)R	P(4-K13-12)R
----	--------------	---------------	----	----------	--------------

Tabla A-12. Tramos que fallan por velocidad inferior a la mínima

No	Tramos		No	Tramos	
	DE	A		DE	A
91	P(5-13)R	P(4-13)R	136	P(10-7)R	P(11-7)R
92	P(5-14)R	P(4-14)R	137	P(11-7)R	P(12-7)R
93	P(5-16)R	P(4-16)R	138	P(13-12-K8)R	P(12-8)R
94	P(3-17)R	P(4-17)R	139	P(12-9)R	P(11-9)R
95	P(AV EST-19)R	P(3-19)R	140	P(11-10-K10)R	P(11-10)R
96	P(3-19)R	P(4-3-K19)R	141	P(13-7)R	P(14-13-K7)R
97	P(4-3-K19)R	P(4-19)R	142	P(14-13-K7)R	P(14-7)R
98	P(1S-20)R	P(1-20)R	143	P(14-13-K8)R	P(14-8)R
99	P(1-K20-19)R	P(1-20)R	144	P(14-15-K9)R	P(14-9)R
100	P(1A-20)R	P(AV EST-20)R	145	P(AV-Bohio)R2	P(AV-Bohio)R
101	P(AV EST-20)R	P(AV EST-3-K20)R	146	P(AV-K9-8)R	P(14-15-K9)R
102	P(3-19)R	P(3-20)R	147	P(14-15-K9)R	P(14-AV)R
103	P(3-20)R	P(4-3-K20)R	148	P(14-9)R	P(14-13-K9)R
104	P(5A-21)R	P(5A-6-K20)R	149	P(13-12-K7)R	P(13-7)R
105	P(AV-K18-19)R	P(6-7-K19)R	150	P(13-12-K8)R	P(13-8)R
106	P(AV-K17-18)R1	P(AV-K17-18)R2	151	P(14-13-K8)R	P(13-8)R
107	P(AV-K17-18)R3	P(7-18)R	152	P(AV-11)R	P(AV-K12-11)R1
108	P(6-7-K19)R	P(7-19)R	153	P(AV-11)R2	P(AV-K12-11)R3
109	P(8-19)R	P(7-19)R	154	P(AV-K12-11)R3	P(AV-K12-11)R2
110	P(7-6)R	P(8-6)R	155	P(AV-11)R2	P(13-12)R
111	P(8-6)R	P(8-K7-6)R	156	P(AV-7)R2	P(AV-8)R2
112	P(7-7)R	P(8-7)R	157	P(AV-8)R2	P(AV-9)R2
113	P(9-7)R	P(8-7)R	158	P(14-AV)R2	P(14-10)R
114	P(7-8)R	P(8-8)R	159	P(13-11)R	P(14-13-K11)R
115	P(7-11)R	P(8-11)R	160	P(14-13-K11)R	P(14-11)R
116	P(7-12)R	P(8-12)R	161	P(14-11)R	P(15-14-K11)R
117	P(7-15)R	P(8-15)R	162	P(15-14-K11)R	P(15-11)R
118	P(10-6)R	P(9-6)R	163	P(16-15-K12)R	P(15-12)R
119	P(9A-14)R	P(9-14)R	164	P(16-13)R	P(16-15-K13)R
120	P(10-7)R	P(10-K8-7)R	165	P(16-15-K13)R	P(15-13)R
121	P(9-8)R	P(10-8)R	166	P(14-13)R	P(15-14-K13)R
122	P(9-11)R	P(10-11)R	167	P(18-12)R	P(17-12)R
123	P(9A-12)R	P(10-12)R	168	P(17-13)R	P(17-15)R
124	P(10-11)R	P(11-10-K11)R	169	P(17-15)R	P(16-15)R
125	P(11-10-K11)R	P(11-11)R	170	P(15-11)R	P(16-15-K11)R
126	P(12-11-K12)R	P(11-12)R	171	P(16-15-K11)R	P(16-11)R
127	P(11-12)R	P(11-K13-12)R	172	P(16-11)R	P(16-K11-12)R
128	P(10-11-K13)R	P(10-13)R	173	P(17-12)R	P(16-12)R
129	P(9A-14)R	P(10-14)R	174	P(16-15-K12)R	P(16-12)R
130	P(9-12)R	P(9A-12)R	175	P(17-13)R	P(16-13)R
131	P(9-13)R	P(9A-13)R	176	P(13A-13)R	P(14-13)R
132	P(9-K16-15)R	P(8-9-K16)R	177	P(12-13-K15)R1	P(13-15)R
133	P(9-8-AV)R	P(8-AV)R	178	P(11-13)R	P(12-13)R
134	P(7-18)R	P(8-18)R	179	P(12-K12-13)R	P(12-13)R

135	P(7-22)R	P(8-22)R	180	P(11-12-K14)R	P(12-14)R
-----	----------	----------	-----	---------------	-----------

Tabla A-12. Tramos que fallan por velocidad inferior a la mínima

Tramos			Tramos		
No	DE	A	No	DE	A
181	P(13A-17A)R	P(13-17A)R	226	P(8-9-K16)R	P(9-16)R2
182	P(13-17A)R	P(13-17)R	227	P(9-16)R2	P(9-17)R
183	P(12A-17A)R	P(12-17A)R	228	P(8-17)R	P(9-17)R
184	P(11-17A)R	P(12-17A)R	229	P(8-18)R	P(9-18)R2
185	P(13A-14-K17A)R	P(13A-17A)R	230	P(9-18)R2	P(9-18)R1
186	P(14-15)R	P(14-K15-16)R	231	P(8-20)R	P(9-20)R
187	P(13-13A-K16)R	P(13A-16)R	232	P(8-21)R	P(9-21)R
188	P(13A-15)R	P(13A-K15-16)R	233	P(8-22)R	P(9-22)R
189	P(13A-16)R	P(13A-17)R	234	P(9-21)R	P(9A-21)R
190	P(13A-17)R	P(14-17)R	235	P(13A-14-K22A)R	P(13A-22A)R
191	P(14A-17A)R	P(14A-14-K17)R	236	P(13A-22)R	P(13A-22A)R
192	P(15A-18)R	P(14A-18)R	237	P(13A-22A)R	P(13A-23)R
193	P(14A-18)R	P(14A-14-K18)R	238	P(13A-23)R	P(13-23)R
194	P(14A-14-K18)R	P(14-18)R	239	P(13A-22)R	P(13-22)R
195	P(12-19)R	P(13-19)R	240	P(13-22A)R	P(13-23)R
196	P(13-17A)R	P(13-K17A-18)R	241	P(13-23)R	P(12-23)R
197	P(12A-17A)R	P(12A-K17A-18)R	242	P(12-18)R	P(12-19)R
198	P(12A-K17A-18)R	P(13-K17A-18)R	243	P(11-19)R	P(12-19)R
199	P(11-12-AV)R	P(11-13)R	244	P(12-19)R	P(12-20)R
200	P(11-13)R	P(11-14)R	245	P(11-20)R	P(12-20)R
201	P(10-15)R	P(11-15)R	246	P(12-20)R	P(12-21)R
202	P(11-K15-16)R	P(11-16)R	247	P(12-21)R	P(11-21)R
203	P(12-16)R	P(11-16)R	248	P(11-19)R	P(11-20)R
204	P(10-16)R1	P(11-16)R	249	P(10-20)R	P(11-20)R
205	P(10-17)R1	P(11-17)R	250	P(11-21)R	P(11-K21-22)R
206	P(10-17A)R	P(11-17A)R	251	P(11-K21-22)R	P(11-22)R
207	P(10-18)R	P(11-18)R	252	P(12.22)R	P(11-22)R
208	P(10-17)R2	P(10-17)R1	253	P(11-22)R	P(10-22)R
209	P(10-17)R1	P(10-17A)R	254	P(11-21)R	P(10-21)R
210	P(9A-17A)R	P(10-17A)R	255	P(9A-21)R	P(10-21)R
211	P(10-17A)R	P(10-18)R	256	P(9A-22)R	P(10-22)R
212	P(9A-19)R	P(10-19)R	257	P(9A-22A)R	P(10-22A)R
213	P(11-13)R	P(11-10-AV)R	258	P(13-22)R	P(12.22)R
214	P(11-10-AV)R	P(10-K14-15)R	259	P(13-22A)R	P(12-22A)R
215	P(9A-16)R	P(10-16)R1	260	P(12-23)R	P(11-23)R
216	P(10-K14-15)R	P(9A-K14-15)R	261	P(11-23)R	P(10-23)R
217	P(9A-15)R	P(9A-K15-16)R	262	P(9A-22)R	P(9A-22A)R
218	P(9A-K15-16)R	P(9A-16)R	263	P(9A-22A)R	P(9A-23)R
219	P(9-17)R	P(9A-17)R			
220	P(9-17A)R	P(9A-17A)R			
221	P(9-18)R1	P(9A-18)R			

222	P(9-19)R	P(9A-19)R			
223	P(9-9A-K15)R	P(9-9A-AV)R			
224	P(9-9A-AV)R	P(9-AV)R2			
225	P(8-9-AV)R	P(8-9-K16)R			

Tabla. A-13. Tramos que fallan por capacidad.

No	Tramos		No	Tramos	
	DE	A		DE	A
1	P(3-11)R	P(1-3-K11)R2	46	P(7-17)R	P(7-K18-17)R
2	P(1-3-K11)R2	P(1-3-K11)R1	47	P(7-K18-17)R	P(6-7-K18)R
3	P(1-3-K11)R1	P(1-11)R	48	P(6-7-K18)R	P(6-18)R
4	P(1S-K12-11)R	P(1S-12)R	49	P(6-12)R	P(6-13)R
5	P(1S-12)R	P(1S-13)R	50	P(6-13)R	P(6-14)R
6	P(1-K13-12)R	P(1-13)R	51	P(6-15)R	P(6-16)R
7	P(1S-13)R	P(1S-14)R	52	P(6-17)R	P(6-K18-17)R
8	P(1S-14)R	P(2S-14)R	53	P(6-K18-17)R	P(6-18)R
9	P(2S-14)R	P(2S-15)R	54	P(6-18)R	P(6-19)R
10	P(2S-15)R	P(2S-15A)R	55	P(6-19)R	P(5A-19)R
11	P(2S-15A)R	P(2S-16)R	56	P(5A-19)R	P(5A-20)R
12	P(2S-16)R	P(2S-K17-16)R	57	P(4-17)R	P(4-K18-17)R
13	P(2S-K17-16)R	P(2S-17)R	58	P(4-18)R	P(4-19)R
14	P(2S-17)R	P(2S-17A)R	59	P(5A-20)R	P(5A-6-K20)R
15	P(2S-17A)R	P(2S-18)R	60	P(5A-6-K20)R	P(6-20)R
16	P(2S-18)R	P(2S-K19-18)R	61	P(6-20)R	P(7-20)R
17	P(2S-K19-18)R	P(2S-19)R	62	P(7-20)R	P(7-21)R
18	P(2S-19)R	P(2S-19A)R	63	P(7-21)R	P(7-K21-22)R
19	P(2S-19A)R	P(2S-20)R	64	P(7-K21-22)R	P(7-22)R
20	P(2S-20)R	P(2S-20A)R	65	P(7-22)R	P(7-K22-23)R
21	P(2S-20A)R	P(3S-20A)R	66	P(7-K22-23)R	P(7-23)R
22	P(3S-20A)R	P(3S-21)R	67	P(7-23)R	P(8-23)R2
23	P(3S-21)R	P(3S-21A)R	68	P(8-10)R	P(8-11)R
24	P(3S-21A)R	P(3S-22)R	69	P(8-11)R	P(8-12)R
25	P(3S-22)R	P(3S-22A)R	70	P(8-12)R	P(8-13)R
26	P(3S-22A)R	P(3S-23)R	71	P(8-13)R	P(8-14)R
27	P(3S-23)R	P(1-23)R	72	P(8-14)R	P(8-15)R
28	P(1-23)R	P(AV EST-23)R	73	P(9-8)R	P(9-9)R
29	P(AV EST-23)R	P(3-AV)R3	74	P(9-10)R	P(9-11)R
30	P(3-AV)R3	P(3-AV)R2	75	P(9-11)R	P(9-12)R
31	P(3-AV)R2	P(3-5-K23)R	76	P(9-12)R	P(9-13)R
32	P(3-5-K23)R	P(5-23)R	77	P(9-13)R	P(9-14)R
33	P(5-23)R	P(6-23)R	78	P(9-14)R	P(9-K15-14)R
34	P(6-23)R	P(6-24)R	79	P(10-11)R	P(10-12)R
35	P(6-24)R	P(7-24)R	80	P(10-13)R	P(10-14)R
36	P(7-24)R	P(8-24)R	81	P(10-14)R	P(10-AV)R
37	P(5-18)R	P(5-19)R	82	P(10-AV)R	P(9A-AV)R

38	P(5-19)R	P(5A-19)R	83	P(9A-AV)R	P(AV-K15-14)R
39	P(7-K11-10)R	P(7-11)R	84	P(AV-K15-14)R	P(9-9A-K15)R
40	P(7-11)R	P(7-12)R	85	P(9-9A-K15)R	P(9-15)R
41	P(7-12)R	P(7-13)R	86	P(9-15)R	P(8-15)R
42	P(7-13)R	P(7-14)R	87	P(8-15)R	P(8-K16-15)R
43	P(7-15)R	P(7-K16-15)R	88	P(8-K16-15)R	P(8-16)R
44	P(7-K16-15)R	P(7-16)R	89	P(8-16)R	P(8-K17-16)R
45	P(7-16)R	P(7-K17-16)R	90	P(8-K17-16)R	P(8-AV)R

Tabla. A-14. Tramos que fallan por capacidad.

No	Tramos		No	Tramos	
	DE	A		DE	A
91	P(8-AV)R	P(8-17)R	131	P(12-17A)R	P(12-18)R
92	P(8-17)R	P(8-K17-18)R	132	P(14-16)R	P(14-17)R
93	P(8-K17-18)R	P(8-18)R	133	P(14-17)R	P(14-17A)R
94	P(8-19)R	P(8-20)R	134	P(14-17A)R	P(14-18)R
95	P(8-21)R	P(8-K21-22)R	135	P(14-18)R	P(13A-14-K18)R
96	P(8-K21-22)R	P(8-22)R	136	P(13A-18)R	P(13-18)R
97	P(8-22)R	P(8-K22-23)R	137	P(13-18)R	P(12-18)R
98	P(8-23)R2	P(8-23)R1	138	P(12-18)R	P(11-18)R
99	P(11-9)R	P(11-K10-9)R	139	P(11-18)R	P(11-19)R
100	P(11-K10-9)R	P(11-10)R	140	P(11-19)R	P(10-19)R
101	P(11-10)R	P(12-10)R	141	P(10-19)R	P(10-20)R
102	P(14-8)R	P(14-9)R	142	P(10-20)R	P(9A-20)R
103	P(14-9)R	P(14-AV)R	143	P(10-K16-15)R2	P(10-K16-15)R1
104	P(14-AV)R	P(14-13-AV)R	144	P(9A-17)R	P(9A-17A)R
105	P(14-13-AV)R	P(14-13-K10)R	145	P(9A-17A)R	P(9A-18)R
106	P(14-13-K10)R	P(13-10)R	146	P(9A-18)R	P(9A-19)R
107	P(13-K10-9)R	P(13-10)R	147	P(9A-20)R	P(9A-21)R
108	P(13-10)R	P(13-12-K10)R	148	P(9-17)R	P(9-17A)R
109	P(13-12-K10)R	P(12-10)R	149	P(9A-21)R	P(9A-K21-22)R
110	P(12-10)R	P(12-11)R	150	P(9A-K21-22)R	P(9A-22)R
111	P(12-11)R	P(12-12)R	151	P(9A-22)R	P(9-22)R
112	P(12-12)R	P(AV-12)R	152	P(9-22)R	P(9-K23-22)R
113	P(AV-12)R	P(13-12-K12)R	153	P(9-K23-22)R	P(9-23)R
114	P(13-12-K12)R	P(13-12)R	154	P(9-23)R	P(8-23)R1
115	P(14-13-K12)R	P(13-12)R	155	P(8-23)R1	P(8-K23-24)R
116	P(13-12)R	P(13-13)R	156	P(8-K23-24)R	P(8-24)R
117	P(16-15)R	P(16-15-K15)R	157	P(8-24)R	P(8-K24-24A)R
118	P(16-15-K15)R	P(15-15)R	158	P(8-K24-24A)R	P(8-24A)R
119	P(15-15)R	P(15-14-K15)R	159	P(8-24A)R	P(8-24A)R1
120	P(15-14-K15)R	P(14-15)R	160	P(8-24A)R1	P(LAG1)R
121	P(14-15)R	P(13A-15)R	161	P(LAG1)R	P(LAG2)R
122	P(13A-15)R	P(13-15)R	162	P(LAG2)R	P(LAG3)R
123	P(13-13)R	P(13-K13-15)R	163	P(LAG3)R	P(LAG4)R
124	P(13-K13-15)R	P(13-15)R	164	P(LAG4)R	P(LAG4)R
125	P(13-15)R	P(13-K15-16)R	165	P(LAG4)R	P(LAG5)R
126	P(13-K15-16)R	P(13-16)R	166	P(LAG5)R	P(LAG6)R
127	P(13-16)R	P(13-12-K16)R	167	P(LAG6)R	P(LAG7)R
128	P(13-12-K16)R	P(12-16)R	168	P(LAG7)R	P(LAG8)R
129	P(12-16)R	P(12-17)R	169	P(LAG8)R	P(LAG10)R
130	P(12-17)R	P(12-17A)R	170	P(LAG10)R	P(ENTREGA)R

2. SIMULACIÓN DEL SISTEMA PARA LA SITUACIÓN FUTURA

Tabla A-15. Tubería a remplazar

DE	A	Longitud	Tubería actual	Tubería recomendada
P(3-11)R	P(1-3-k11)R2	120.85	PVC 8"	PVC 10"
P(1-3-K11)R2	P(1-3-K11)R1	17.37	PVC 8"	PVC 10"
P(1-3-K11)R1	P(1-11)R	49.25	PVC 8"	PVC 12"
P(1-11)R	P(1S-11)R	100.75	PVC 10"	PVC 12"
P(1S-11)R	P(1S-K12-11)R	94.81	PVC 10"	PVC 12"
P(1S-K12-11)R	P(1S-12)R	33.22	PVC 10"	PVC 12"
P(1S-12)R	P(1S-13)R	125.34	PVC 10"	PVC 16"
P(1-K13-12)R	P(1-13)R	63.26	GRES 8"	PVC 8"
P(1S-13)R	P(1S-14)R	121.88	GRES 10"	PVC 16"
P(1S-14)R	P(2S-14)R	82.87	GRES 10"	PVC 18"
P(2S-14)R	P(2S-15)R	37.36	GRES 10"	PVC 18"
P(2S-15)R	P(2S-15A)R	79.62	GRES 10"	PVC 18"
P(2S-15A)R	P(2S-16)R	40.70	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-16)R	P(2S-K17-16)R	67.77	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-K17-16)R	P(2S-17)R	71.43	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-17)R	P(2S-17A)R	64.80	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-17A)R	P(2S-18)R	80.48	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-18)R	P(2S-K19-18)R	44.69	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-K19-18)R	P(2S-19)R	40.42	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-19)R	P(2S-19A)R	35.82	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-19A)R	P(2S-20)R	53.43	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-20)R	P(2S-20A)R	53.53	GRES 12"	PVC 18"
P(2S-20A)R	P(3S-20A)R	71.14	GRES 12"	PVC 18"
P(3S-20A)R	P(3S-21)R	58.52	GRES 8"	PVC 18"
P(3S-21)R	P(3S-21A)R	60.80	GRES 8"	PVC 18"
P(3S-21A)R	P(3S-22)R	64.51	GRES 12"	PVC 18"
P(3S-22)R	P(3S-22A)R	64.10	GRES 12"	PVC 18"
P(3S-22A)R	P(3S-23)R	98.50	GRES 12"	PVC 18"
P(3S-23)R	P(1-23)R	42.37	GRES 12"	PVC 18"
P(1-23)R	P(AV EST-23)R	97.71	GRES 12"	PVC 20"
P(AV EST-23)R	P(3-AV)R3	85.14	GRES 12"	PVC 20"
P(3-AV)R3	P(3-AV)R2	18.27	GRES 12"	PVC 20"
P(3-AV)R2	P(3-5-K23)R	75.48	GRES 12"	PVC 20"
P(3-5-K23)R	P(5-23)R	84.48	GRES 12"	PVC 20"
P(5-23)R	P(6-23)R	106.53	GRES 12"	PVC 20"
P(6-23)R	P(6-24)R	147.21	GRES 12"	NOV 24"
P(6-24)R	P(7-24)R	59.76	GRES 12"	NOV 24"
P(7-24)R	P(8-24)R	84.61	GRES 12"	NOV 24"
P(5-18)R	P(5-19)R	83.20	GRES 8"	PVC 10"
P(5-19)R	P(5A-19)R	20.97	GRES 8"	PVC 10"
P(7-K11-10)R	P(7-11)R	52.50	GRES 8"	PVC 8"
P(7-11)R	P(7-12)R	116.03	GRES 8"	PVC 8"

P(7-12)R	P(7-13)R	109.65	GRES 8"	PVC 8"
P(7-13)R	P(7-14)R	67.87	GRES 8"	PVC 8"
P(7-15)R	P(7-K16-15)R	64.40	GRES 8"	PVC 8"

Tabla A-16. Tubería a remplazar

DE	A	Longitud	Tubería actual	Tubería recomendada
P(7-K16-15)R	P(7-16)R	62.00	GRES 8"	PVC 8"
P(7-16)R	P(7-K17-16)R	59.50	GRES 8"	PVC 8"
P(7-K17-16)R	P(7-17)R	61.03	GRES 8"	PVC 8"
P(7-17)R	P(7-K18-17)R	85.63	GRES 8"	PVC 10"
P(7-K18-17)R	P(6-7-K18)R	72.35	GRES 8"	PVC 10"
P(6-7-K18)R	P(6-18)R	48.92	GRES 8"	PVC 10"
P(6-12)R	P(6-13)R	113.80	GRES 8"	PVC 8"
P(6-13)R	P(6-14)R	76.40	GRES 8"	PVC 8"
P(6-15)R	P(6-16)R	121.78	GRES 8"	PVC 10"
P(6-16)R	P(6-K17-16)R	61.90	GRES 8"	PVC 10"
P(6-K17-16)R	P(6-17)R	61.08	GRES 8"	PVC 10"
P(6-17)R	P(6-K18-17)R	70.23	GRES 8"	PVC 10"
P(6-K18-17)R	P(6-18)R	69.19	GRES 8"	PVC 10"
P(6-18)R	P(6-19)R	87.36	GRES 8"	PVC 16"
P(6-19)R	P(5A-19)R	61.05	GRES 8"	PVC 16"
P(5A-19)R	P(5A-20)R	86.84	GRES 8"	PVC 16"
P(4-17)R	P(4-K18-17)R	68.38	GRES 8"	PVC 8"
P(4-18)R	P(4-19)R	84.06	GRES 12"	PVC 12"
P(5A-20)R	P(5A-6-K20)R	65.14	GRES 12"	PVC 20"
P(5A-6-K20)R	P(6-20)R	12.79	GRES 12"	PVC 20"
P(6-20)R	P(7-20)R	79.77	GRES 14"	PVC 20"
P(7-20)R	P(7-21)R	75.94	GRES 14"	PVC 20"
P(7-21)R	P(7-K21-22)R	79.43	GRES 14"	PVC 20"
P(7-K21-22)R	P(7-22)R	68.36	GRES 14"	PVC 20"
P(7-22)R	P(7-K22-23)R	77.77	GRES 14"	PVC 20"
P(7-K22-23)R	P(7-23)R	93.61	GRES 14"	PVC 20"
P(7-23)R	P(8-23)R2	90.51	GRES 14"	PVC 20"
P(8-10)R	P(8-11)R	114.55	GRES 8"	PVC 8"
P(8-11)R	P(8-12)R	115.49	GRES 8"	PVC 8"
P(8-12)R	P(8-13)R	110.85	GRES 8"	PVC 8"
P(8-13)R	P(8-14)R	56.16	GRES 8"	PVC 8"
P(8-14)R	P(8-15)R	115.81	GRES 8"	PVC 8"
P(9-8)R	P(9-9)R	90.16	GRES 8"	PVC 8"
P(9-10)R	P(9-11)R	108.11	GRES 8"	PVC 8"
P(9-11)R	P(9-12)R	114.68	GRES 8"	PVC 8"
P(9-12)R	P(9-13)R	108.72	GRES 8"	PVC 10"
P(9-13)R	P(9-14)R	48.80	GRES 8"	PVC 10"
P(9-14)R	P(9-K15-14)R	59.29	GRES 8"	PVC 10"
P(9-K15-14)R	P(9-15)R	61.02	GRES 8"	PVC 10"
P(10-11)R	P(10-12)R	114.74	GRES 8"	PVC 8"
P(10-13)R	P(10-14)R	40.90	GRES 8"	PVC 8"

P(10-14)R	P(10-AV)R	18.34	GRES 8"	PVC 10"
P(10-AV)R	P(9A-AV)R	63.57	GRES 8"	PVC 10"
P(9A-AV)R	P(AV-K15-14)R	41.33	GRES 8"	PVC 10"
P(AV-K15-14)R	P(9-9A-K15)R	41.32	GRES 8"	PVC 10"

Tabla A- 17. Tubería a remplazar.

DE	A	Longitud	Tubería actual	Tubería recomendada
P(9-9A-K15)R	P(9-15)R	30.66	GRES 10"	PVC 10"
P(9-15)R	P(8-15)R	89.33	GRES 10"	PVC 12"
P(8-15)R	P(8-K16-15)R	60.39	GRES 12"	PVC 16"
P(8-K16-15)R	P(8-16)R	70.18	GRES 12"	PVC 16"
P(8-16)R	P(8-K17-16)R	54.28	GRES 12"	PVC 16"
P(8-K17-16)R	P(8-AV)R	46.45	GRES 12"	PVC 16"
P(8-AV)R	P(8-17)R	19.14	GRES 12"	PVC 16"
P(8-17)R	P(8-K17-18)R	79.37	GRES 14"	PVC 16"
P(8-K17-18)R	P(8-18)R	72.33	GRES 14"	PVC 16"
P(8-18)R	P(8-19)R	79.62	GRES 14"	PVC 16"
P(8-19)R	P(8-20)R	78.93	GRES 14"	PVC 16"
P(8-20)R	P(8-21)R	72.67	GRES 14"	PVC 16"
P(8-21)R	P(8-K21-22)R	81.82	GRES 14"	PVC 16"
P(8-K21-22)R	P(8-22)R	74.02	GRES 14"	PVC 16"
P(8-22)R	P(8-K22-23)R	81.09	GRES 14"	PVC16"
P(8-K22-23)R	P(8-23)R2	77.02	GRES 14"	PVC16"
P(8-23)R2	P(8-23)R1	6.66	GRES 14"	PVC16"
P(11-9)R	P(11-K10-9)R	59.75	GRES 8"	PVC 8"
P(11-K10-9)R	P(11-10)R	75.60	GRES 8"	PVC 8"
P(11-10)R	P(12-10)R	80.35	GRES 8"	PVC 10"
P(14-8)R	P(14-9)R	99.69	GRES 8"	PVC 8"
P(14-9)R	P(14-AV)R	64.57	GRES 8"	PVC 8"
P(14-AV)R	P(14-13-AV)R	79.15	GRES 8"	PVC 10"
P(14-13-AV)R	P(14-13-K10)R	70.69	GRES 8"	PVC 10"
P(14-13-K10)R	P(13-10)R	57.28	GRES 8"	PVC 10"
P(13-10)R	P(13-10)R	75.11	GRES 8"	PVC 8"
P(13-10)R	P(13-12-K10)R	91.93	GRES 8"	PVC 12"
P(13-12-K10)R	P(12-10)R	78.27	GRES 8"	PVC 12"
P(12-10)R	P(12-11)R	80.31	GRES 8"	PVC 12"
P(12-11)R	P(12-12)R	107.57	GRES 8"	PVC 16"
P(12-12)R	P(AV-12)R	26.91	GRES 8"	PVC 16"
P(AV-12)R	P(13-12-K12)R	30.26	GRES 8"	PVC 16"
P(13-12-K12)R	P(13-12)R	97.02	GRES 8"	PVC 16"
P(14-13-K12)R	P(13-12)R	96.82	GRES 8"	PVC 8"
P(13-12)R	P(13-13)R	94.67	GRES 8"	PVC 16"
P(16-15)R	P(16-15-K15)R	75.36	GRES 10"	PVC 10"
P(16-15-K15)R	P(15-15)R	81.73	GRES 10"	PVC 10"
P(15-15)R	P(15-14-K15)R	61.64	GRES 10"	PVC 12"

P(15-14-K15)R	P(14-15)R	69.79	GRES 10"	PVC 12"
P(14-15)R	P(13A-15)R	83.55	GRES 10"	PVC 12"
P(13A-15)R	P(13-15)R	120.89	GRES 10"	PVC 12"
P(13-13)R	P(13-K13-15)R	78.71	GRES 8"	PVC 16"
P(13-K13-15)R	P(13-15)R	78.49	GRES 8"	PVC 16"
P(13-15)R	P(13-K15-16)R	79.91	GRES 12"	PVC 20"
P(13-K15-16)R	P(13-16)R	83.49	GRES 12"	PVC 20"

Tabla A-18. Tubería a remplazar.

DE	A	Longitud	Tubería actual	Tubería recomendada
P(13-16)R	P(13-12-K16)R	65.76	GRES 12"	PVC 20"
P(13-12-K16)R	P(12-16)R	66.44	GRES 14"	PVC 20"
P(12-16)R	P(12-17)R	101.26	GRES 14"	PVC 20"
P(12-17)R	P(12-17A)R	91.61	GRES 14"	NOV 24"
P(12-17A)R	P(12-18)R	90.65	GRES 14"	NOV 24"
P(14-16)R	P(14-17)R	87.49	GRES 8"	PVC 10"
P(14-17)R	P(14-17A)R	106.97	GRES 8"	PVC 10"
P(14-17A)R	P(14-18)R	99.06	GRES 8"	PVC 10"
P(14-18)R	P(13A-14-K18)R	85.68	GRES 8"	PVC 10"
P(13A-18)R	P(13-18)R	47.24	GRES 12"	PVC 12"
P(13-18)R	P(12-18)R	107.90	GRES 12"	PVC 16"
P(12-18)R	P(11-18)R	95.35	GRES 14"	NOV 24"
P(11-18)R	P(11-19)R	66.32	GRES 14"	NOV 27"
P(11-19)R	P(10-19)R	95.11	GRES 14"	NOV 27"
P(10-19)R	P(10-20)R	76.12	GRES 14"	NOV 27"
P(10-20)R	P(9A-20)R	96.32	GRES 14"	NOV 27"
P(10-K16-15)R2	P(10-K16-15)R1	33.48	GRES 8"	PVC 8"
P(9A-17)R	P(9A-17A)R	97.20	GRES 8"	PVC 8"
P(9A-17A)R	P(9A-18)R	70.12	GRES 8"	PVC 8"
P(9A-18)R	P(9A-19)R	70.49	GRES 8"	PVC 8"
P(9A-20)R	P(9A-21)R	60.68	GRES 16	NOV 27"
P(9-17)R	P(9-17A)R	97.69	GRES 8"	PVC 8"
P(9A-21)R	P(9A-K21-22)R	82.41	GRES 14"	NOV 27"
P(9A-K21-22)R	P(9A-22)R	87.36	GRES 14"	NOV 27"
P(9A-22)R	P(9-22)R	95.32	GRES 14"	NOV 27"
P(9-22)R	P(9-K23-22)R	99.35	GRES 14"	NOV 27"
P(9-K23-22)R	P(9-23)R	62.47	GRES 14"	NOV 27"
P(12-23)R	P(11-23)R	110.53	GRES 12"	PVC 12"
P(10-23)R	P(9A-23)R	120.42	GRES 14"	PVC 16"
P(9A-23)R	P(9-23)R	101.77	GRES 14"	PVC 16"
P(9-23)R	P(8-23)R1	76.30	GRES 21"	NOV 24"
P(8-23)R1	P(8-K23-24)R	65.90	GRES 21"	NOV 36"
P(8-K23-24)R	P(8-24)R	78.98	GRES 21"	NOV 36"
P(8-24)R	P(8-K24-24A)R	100.17	GRES 21"	NOV 36"
P(8-K24-24A)R	P(8-24A)R	47.75	GRES 21"	NOV 36"
P(8-24A)R	P(8-24A)R1	52.75	GRES 21"	NOV 36"
P(8-24A)R1	P(LAG1)R	100.36	GRES 21"	NOV 36"
P(LAG1)R	P(LAG2)R	82.73	GRES 21"	NOV 36"
P(LAG2)R	P(LAG3)R	40.99	GRES 21"	NOV 36"
P(LAG3)R	P(LAG4)R	109.85	GRES 21"	NOV 36"
P(LAG4)R	P(LAG4)R	109.48	GRES 21"	NOV 36"
P(LAG4)R	P(LAG5)R	108.56	GRES 21"	NOV 36"
P(LAG5)R	P(LAG6)R	108.85	GRES 21"	NOV 36"
P(LAG6)R	P(LAG7)R	111.77	GRES 21"	NOV 36"
P(LAG7)R	P(LAG8)R	107.98	GRES 21"	NOV 36"

P(LAG8)R	P(LAG10)R	97.79	GRES 21"	NOV 36"
P(LAG10)R	P(ENTREGA)R	36.23	GRES 21"	NOV 36"

4. MUNICIPIO DE LA GLORIA

1. SIMULACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL

Tabla A-19 Tramos que presentan flujo inestable

No	TRAMOS	
	De	A
1	P(2-K6-7)R	P(2-7)R
2	P(4-K6-7)R	P(4-7)R
3	P(2-K6-7)R	P(2-6)R
4	P(5-5B)R	P(6-5B)R2
5	P(1-5B)R	P(1A-5B)R
6	P(1-5A)R	P(1A-5A)R
7	P(1-5)R	P(2-5)R
8	P(2-K4-3)R	P(2-3)R
9	P(5A-1A)R	P(5A-K1A-1B)R

Tabla A-20. Tramos que presentan velocidad inferior a la mínima admisible.

No	TRAMOS		No	TRAMOS	
	De	A		De	A
1	P(1-10)R	P(2-10)R	26	P(5-5A)R	P(5-5B)R
2	P(2-10)R	P(2-9)R	27	P(1-5)R	P(1-5A)R
3	P(2-9)R	P(4-9)R	28	P(1A-5B)R	P(1A-5A)R
4	P(4-8)R	P(4-K9-8)R	29	P(1A-5A)R	P(2-5A)R
5	P(5-8)R	P(5-K9-8)R	30	P(2-5A)R	P(3-5A)R
6	P(1-8)R	P(2-8)R	31	P(3-5)R	P(3-5A)R
7	P(2-7)R	P(2-8)R	32	P(3-5A)R	P(4-5A)R
8	P(2-8)R	P(3-8)R	33	P(4-5A)R	P(5-5A)R
9	P(3-7)R	P(3-8)R	34	P(1-4)R	P(1-5)R
10	P(3-8)R	P(4-8)R	35	P(2-5A)R	P(2-5)R
11	P(4-8)R	P(5-8)R	36	P(2-5)R	P(3-5)R
12	P(1-8)R	P(1-7)R	37	P(3-4)R	P(3-5)R
13	P(1-7)R	P(2-7)R	38	P(3-5)R	P(4-5)R
14	P(2-7)R	P(3-7)R	39	P(4-5A)R	P(4-5)R
15	P(4-7)R	P(5-7)R	40	P(5-4)R	P(5-5)R
16	P(5-K6-7)R	P(5-7)R	41	P(5-5)R	P(5A-5)R
17	P(1-5B)R	P(1-6)R	42	P(1-4)R	P(2-4)R
18	P(2-5A)R	P(2-6)R	43	P(2-5)R	P(2-4)R
19	P(2-6)R	P(3-6)R	44	P(2-4)R	P(3-4)R
20	P(3-5A)R	P(3-6)R	45	P(3-4)R	P(4-4)R
21	P(3-6)R	P(4-6)R	46	P(4-4)R	P(5-4)R
22	P(4-5A)R	P(4-6)R	47	P(5-K3-4)R	P(5-4)R
23	P(4-K6-7)R	P(4-6)R	48	P(5-4)R	P(5A-4)R
24	P(5-K6-7)R	P(5-6)R	49	P(5A-4)R	P(6-4)R
25	P(5-6)R	P(5-5B)R	50	P(1-K4-3)R2	P(2-K4-3)R

Tabla A-21. Tramos que presentan velocidad inferior a la mínima admisible.

TRAMOS			TRAMOS		
No	De	A	No	De	A
51	P(2-4)R	P(2-K4-3)R	60	P(4-3)R	P(4-2)R
52	P(2-2)R	P(2-3)R	61	P(5-2)R	P(5-1B)R
53	P(2-3)R	P(3-3)R	62	P(4-2)R	P(4-1B)R2
54	P(3-4)R	P(3-3)R	63	P(5A-K1A-1B)R	P(5A-1B)R
55	P(4-4)R	P(4-3)R	64	P(5A-K1A-1B)R	P(6-K1B-1A)R
56	P(5A-4)R	P(5A-3)R	65	P(6-K1B-1A)R	P(6-1B)R
57	P(2-2)R	P(3-2)R	66	P(6-5)R	P(6-4)R
58	P(3-1B)R	P(3-2)R	67	P(6-4)R	P(6-3)R
59	P(3-2)R	P(4-2)R	68	P(4-1B)R2	P(5-1B)R

Tabla A-22 Tramos que presentan problemas de capacidad

TRAMOS		
No	De	A
1	P(5-9)R	P(6-9)R
2	P(6-9)R	P(6-K9-8)R
3	P(6-K9-8)R	P(6-8)R
4	P(6-8)R	P(6-7)R
5	P(6-7)R	P(6-K7-6)R
6	P(6-K7-6)R	P(6-6)R1
7	P(6-6)R1	P(6-6)R2
8	P(6-6)R2	P(6-5B)R1
9	P(6-6)R2	P(6-5B)R1
10	P(6-5B)R2	P(6-5)R
11	P(6-5)R	P(7-5)R
12	P(7-5)R	P(7-4)R
13	P(7-4)R	P(7-3)R
14	P(7-3)R	P(7-2)R
15	P(5A-3)R	P(6-3)R
16	P(6-3)R	P(6-2)R
17	P(6-1B)R	P(6-2)R
18	P(7-2)R	P(EST.BOMBEO)
19	P(4-7)R	P(5-7)R
20	P(5-1B)R	P(5A-1B)R

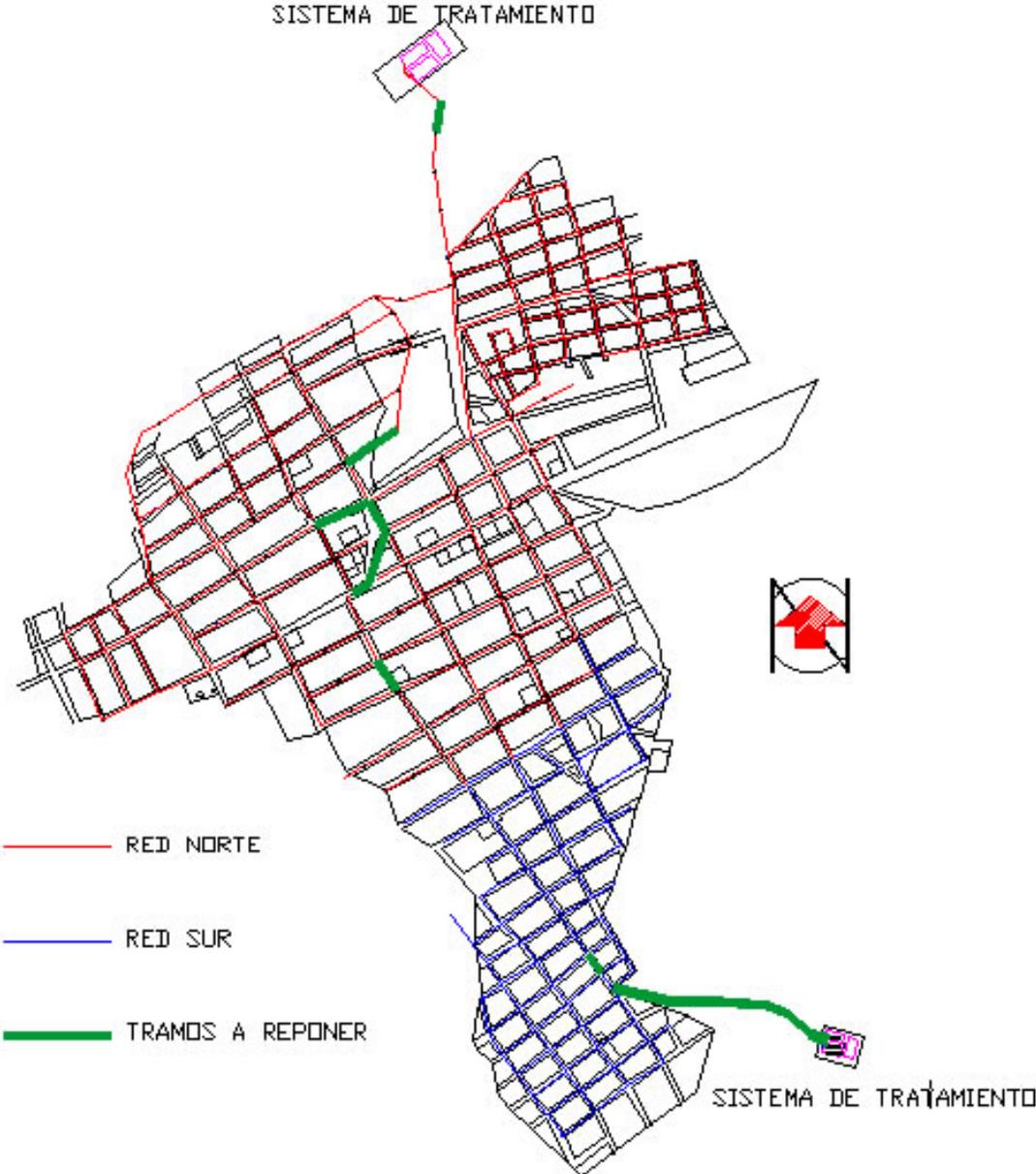
2. SIMULACIÓN FUTURA DEL SISTEMA

Tabla A-23. Tubería a remplazar.

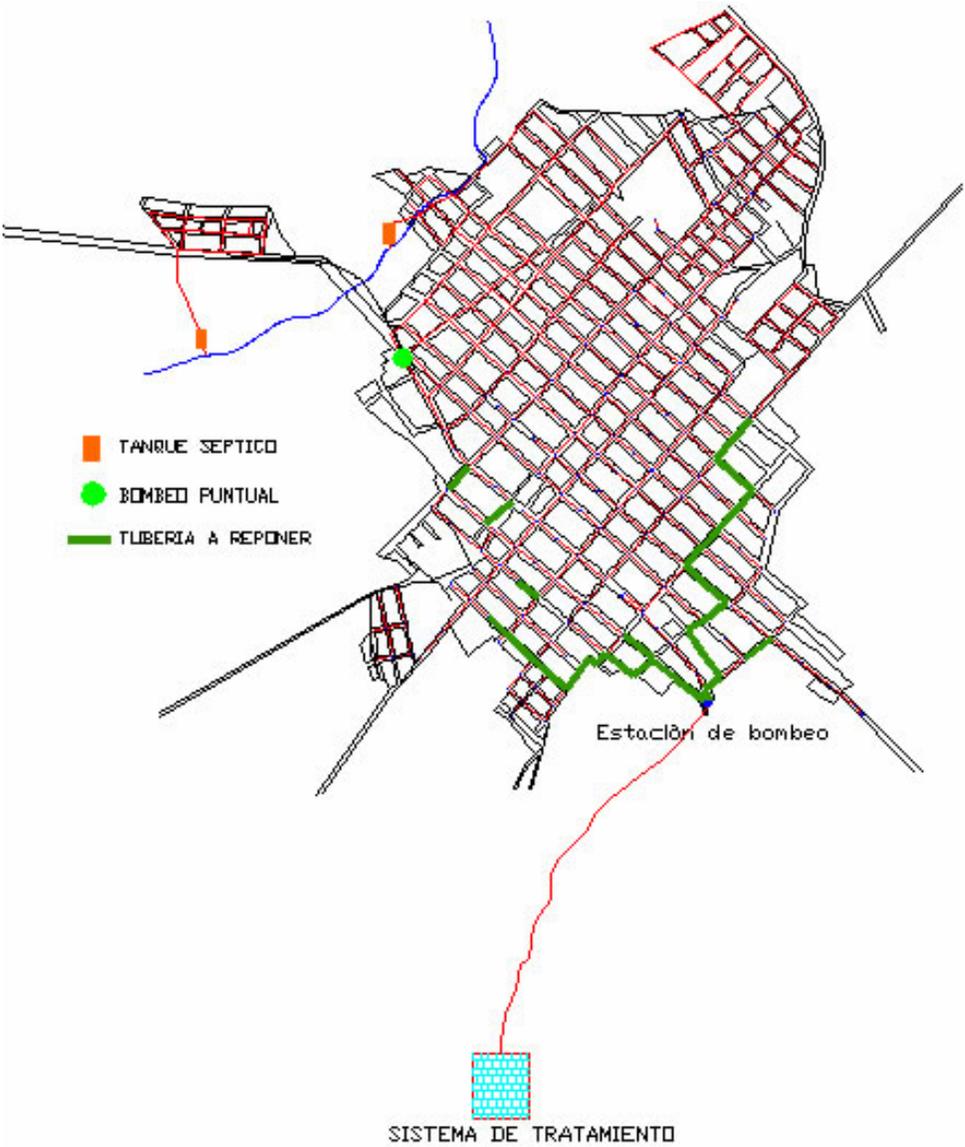
TRAMO				
DE	A	LONGITUD	TUBERIA ACTUAL	TUBERIA RECOMENDADA
P(6-1B)R	P(6-2)R	47.3	GRES 6"	PVC 10"
P(5-1B)R	P(5A-1B)R	42.9	GRES 8"	PVC 10"
P(5-2)R	P(5-1B)R	47.0	GRES 8"	PVC 10"
P(5A-1B)R	P(6-1B)R	73.4	GRES 8"	PVC 10"
P(6-2)R	P(7-2)R	44.6	GRES 8"	PVC 10"
P(6-8)R	P(6-7)R	29.3	GRES 8"	PVC 12"
P(6-7)R	P(6-K7-6)R	73.1	GRES 8"	PVC 12"
P(6-K7-6)R	P(6-6)R1	73.8	GRES 8"	PVC 12"
P(6-6)R1	P(6-6)R2	18.8	GRES 8"	PVC 12"
P(6-6)R2	P(6-5B)R1	36.4	GRES 8"	PVC 12"
P(6-5B)R1	P(6-5B)R2	9.6	GRES 8"	PVC 12"
P(6-5B)R2	P(6-5)R	85.6	GRES 8"	PVC 12"
P(6-5)R	P(7-5)R	44.5	GRES 6"	PVC 12"
P(7-5)R	P(7-4)R	64.3	GRES 8"	PVC 12"
P(6-K9-8)R	P(6-8)R	84.9	GRES 8"	PVC 12"
P(7-4)R	P(7-3)R	125.4	GRES 8"	PVC 16"
P(7-3)R	P(7-2)R	122.7	GRES 8"	PVC 16"
P(7-2)R	P(EST.BOMBEO)	33.8	GRES 12"	PVC 16"
P(5-9)R	P(6-9)R	30.5	GRES 8"	PVC 8"
P(6-9)R	P(6-K9-8)R	82.8	GRES 8"	PVC 8"
P(5A-3)R	P(6-3)R	58.0	GRES 8"	PVC 8"
P(6-3)R	P(6-2)R	123.8	GRES 6"	PVC 8"
P(4-7)R	P(5-7)R	71.4	GRES 8"	PVC 8"
P(3-6)R	P(4-6)R	95.2	GRES 8"	PVC 8"
P(5-5)R	P(5A-5)R	55.3	GRES 8"	PVC 8"
P(3-2)R	P(4-2)R	113.4	GRES 8"	PVC 8"

ANEXO B. PLANOS DEL SISTEMA CON LA TUBERÍA A REEMPLAZAR

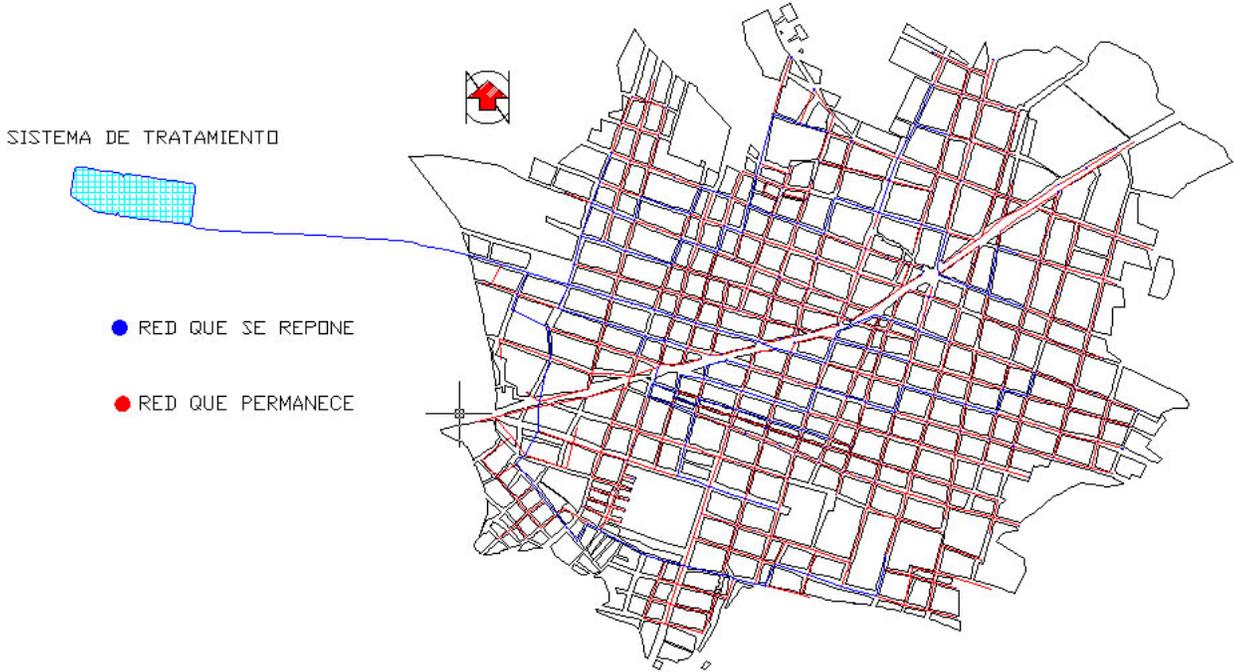
MUNICIPIO DE ASTREA



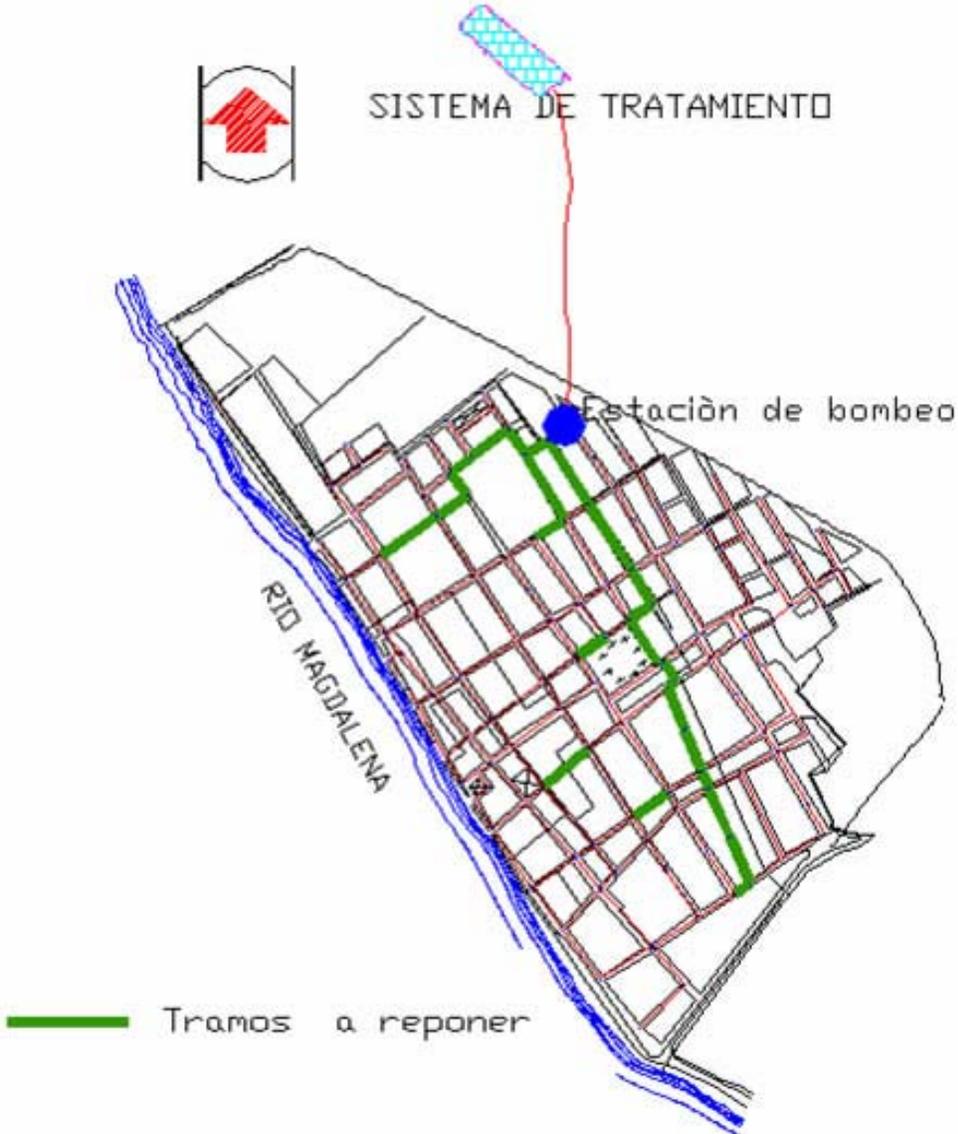
MUNICIPIO DE CHIMICHAGUA



MUNICIPIO DE CURUMANÍ



MUNICIPIO DE LA GLORIA



ANEXO C. CALCULOS DEL SISTEMA PLUVIAL

MUNICIPIO DE ASTREA

➤ Canal No.1

Tabla C-1. Cálculos para determinar el tiempo de entrada.

		Tramo 1
Tiempo de Entrada	min.	34
Longitud máxima	m	486
coef. De Retardo		0.2
Cota terreno 1	m	95.49
Cota terreno 2	m	89.35
Longitud 1 – 2	m	486
Pend. Promedio		0.0126

Tabla C-2. Parámetros de cálculo.

		Tramo 1	Tramo 2
Tiempo de concentración	min.	34	35.2
Longitud	m	192	335
Coefficiente de escorrentía		0.6	0.6
Área aferente	Ha	40.00	63.00
Intensidad de la lluvia	l/s-Ha	529.85	514.52
Caudal de diseño	lps	12,716.40	19,448.91
Coefficiente de rugosidad		0.016	0.030
Características del canal			
Base existente	m	3.50	3.98
Talud		1.2	0.5
Pendiente		0.0024	0.006
Altura del agua	m	1.06	1.58
Área transversal	m ²	5.06	7.52
Perímetro	m	6.81	7.51
Radio hidráulico	m	0.74	1
Caudal circulante	lps	12,716.40	19,448.91
Velocidad	m/s	2.51	2.59
Tiempo de recorrido	min.	1.27	2.16
Tiempo de entrada	min.	34	
Altura del canal	m	1.98	2.00

➤ Carrera 5

Tabla C-3. Cálculos para determinar el tiempo de entrada. Calle-canal.

		Tramo 1
Tiempo de Entrada	min.	3.9
Longitud máxima	m	59
coef. De Retardo		0.02
Cota terreno 1	m	95.54
Cota terreno 2	m	93.52
Longitud 1 – 2	m	105
Pend. Promedio		0.0192

Tabla C-4. Parámetros de cálculo.

		Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Tiempo de concentración	min.	3.9	5.2	7.3
Longitud	m	264	255	335
Coefficiente de escorrentía		0.6	0.6	0.6
Área aferente	Ha	2.80	5.00	7.00
Intensidad de la lluvia	l/s-Ha	556.00	556.00	556.00
Caudal de diseño	lps	934.08	1,668.00	2,335.20
Coefficiente de rugosidad		0.016	0.016	0.016
Características del canal				
Base existente	m	7.00	10	12
Talud		0	0	0
Pendiente		0.0270	0.01	0.0088
Altura del agua	m	0.20	0.20	0.20
Área transversal	m ²	1.40	2.00	2.40
Perímetro	m	7.40	10.40	12.40
Radio hidráulico	m	0.19	0.19	0.19
Caudal circulante	lps	4,738.28	4,164.61	4,708.24
Velocidad	m/s	3.38	2.08	1.96
Tiempo de recorrido	min.	1.30	2.04	2.85
Tiempo de entrada	min.	3.9		
Altura del cana	m	0.2	0.2	0.2

MUNICIPIO DE CHIMICHAGUA

➤ Calle 7

Tabla C-5. Cálculos para determinar el tiempo de entrada. Calle-canal.

		Tramo 1
Tiempo de Entrada	min.	6
Longitud máxima	m	62
coef. De Retardo		0.02
Cota terreno 1	m	48
Cota terreno 2	m	47.79
Longitud 1 - 2	m	62
Pend. Promedio		0.003

Tabla C-6. Parámetros de cálculo.

		Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Tiempo de concentración	min.	6.01	7.51	10.82
Longitud	m	342	372	502
Coefficiente de escorrentía		0.60	0.60	0.60
Área aferente	Ha	2.40	5.20	8.10
Intensidad de la lluvia	l/s-Ha	542.10	542.10	542.10
Caudal de diseño	lps	780.62	1,691.35	2,634.61
Coefficiente de rugosidad		0.016	0.016	0.016
Características del canal				
Base	m	12.0	13.0	13.0
Talud		0.00	0.00	0.00
Pendiente		0.0330	0.0080	0.0040
Altura del agua	m	0.20	0.20	0.20
Área transversal	m ²	2.40	2.60	2.60
Perímetro	m	12.40	13.40	13.40
Radio hidráulico	m	0.19	0.19	0.19
Caudal circulante	lps	9,117.48	4,871.29	3,444.52
Velocidad	m/s	3.80	1.87	1.32
Tiempo de recorrido	min.	1.50	3.31	6.32
Tiempo de entrada	min.	6.01		

➤ Carrera 9

Tabla C-7. Cálculos para determinar el tiempo de entrada. Calle-canal.

		Tramo 1
Tiempo de Entrada	min.	6
Longitud máxima	m	63
coef. De Retardo		0.02
Cota terreno 1	m	48.89
Cota terreno 2	m	48.6
Longitud 1 - 2	m	63
Pend. Promedio		0.005

Tabla C-8. Parámetros de cálculo.

		Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Tiempo de concentración	min.	6	7.57	10.10
Longitud	m	242	246	248
Coefficiente de escorrentía		0.60	0.60	0.60
Área aferente	Ha	3.70	6.40	9.10
Intensidad de la lluvia	l/s-Ha	542.10	542.10	542.10
Caudal de diseño	lps	1,203.46	2,081.66	2,959.87
Coefficiente de rugosidad		0.016	0.016	0.016
Características del canal				
Base	m	10.0	12.0	12.0
Talud		0.00	0.00	0.00
Pendiente		0.0100	0.0060	0.0080
Altura	m	0.20	0.20	0.20
Área transversal	m ²	2.00	2.40	2.40
Perímetro	m	10.40	12.40	12.40
Radio hidráulico	m	0.19	0.19	0.19
Caudal circulante	lps	4,164.61	3,887.70	4,489.13
Velocidad	m/s	2.08	1.62	1.87
Tiempo de recorrido	min.	1.94	2.53	2.21
Tiempo de entrada	min.	6		

MUNICIPIO DE CURUMANÍ

➤ Canal No.1 (La troncal)

Tabla C-9. Cálculos para determinar el tiempo de entrada.

Tiempo de Entrada	min.	8.039
Longitud máxima	m	114.47
coef. De Retardo		0.02
Cota terreno 1	m.s.n.m	57.83
Cota terreno 2	m.s.n.m	57.45
Longitud 1 - 2	m	114.47
Pend. Promedio		0.0033

Tabla C-10. Parámetros de cálculo.

		Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Tiempo de concentración	min.	8.0	12.0	13.9
Longitud	m	298	350	327
Coefficiente de escorrentía		0.6	0.6	0.6
Área aferente	Ha	2.50	13.40	28.20
Intensidad de la lluvia	l/s-Ha	583.80	736.70	736.70
Caudal de diseño	lps	875.70	5,923.07	12,464.96
Coefficiente de rugosidad		0.016	0.016	0.016
Características del canal				
Base	m	0.55	0.58	1.25
Talud		1.42	1.42	0.66
Pendiente		0.0020	0.0064	0.0039
Altura	m	0.56	0.97	1.64
Área transversal	m ²	0.75	1.90	3.83
Perímetro	m	2.50	3.95	5.19
Radio hidráulico	m	0.30	0.48	0.74
Caudal circulante	lps	947.58	5,811.31	12,229.78
Velocidad	m/s	1.26	3.07	3.19
Tiempo de recorrido	min.	3.95	1.90	1.71
Tiempo de entrada	min.	8.0		
Altura real del canal	m	0.56	0.54	0.8
Altura Máx. Lamina de agua incorporándole el QD.	m	0.54	0.97	1.64

➤ **Canal No.2 (La Cubana)**

Tabla C-11. Cálculos para determinar el tiempo de entrada.

Tiempo de Entrada	min.	10.635
Longitud máxima	m	397
coef. De Retardo		0.02
Cota terreno 1	m.s.n.m	66.47
Cota terreno 2	m.s.n.m	61.69
Longitud 1 - 2	m	397
Pend. Promedio		0.012

Tabla C-12. Parámetros de cálculo.

		Tramo 1	Tramo 2
Tiempo de concentración	min.	10.6	12.4
Longitud	m	493	313
Coeficiente de escorrentía		0.6	0.6
Área aferente	Ha	49.20	79.90
Intensidad de la lluvia	l/s-Ha	736.80	736.80
Caudal de diseño	lps	21,750.34	35,322.19
Coeficiente de rugosidad		0.016	0.016
Características del canal			
Base	m	1.44	2.9
Talud		0.78	0.64
Pendiente		0.0073	0.0066
Altura	m	1.68	1.72
Área transversal	m ²	4.60	6.89
Perímetro	m	5.69	6.99
Radio hidráulico	m	0.81	0.99
Caudal circulante	lps	21,337.06	34,651.03
Velocidad	m/s	4.64	5.03
Tiempo de recorrido	min.	1.77	1.04
Tiempo de entrada	min.	10.6	
Altura real del canal	m	2.04	1.65
Altura Máx. Lamina de agua	m	1.68	1.72

➤ **Callecanal (calle 9)**

Tabla C-13. Cálculos para determinar el tiempo de entrada. Calle-canal

Tiempo de Entrada	min.	4.0
Longitud máxima	m	35
coef. De Retardo		0.02
Cota terreno 1	m.s.n.m	56.02
Cota terreno 2	m.s.n.m	55.53
Longitud 1 - 2	m	81.48
Pend. Promedio		0.0060

Tabla C-14. Parámetros de cálculo.

		Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Tiempo de concentración	min.	4.0	11.5	15.8
Longitud	m	527	367	429
Coefficiente de escorrentía		0.6	0.6	0.6
Área aferente	Ha	4.30	7.450	11.220
Intensidad de la lluvia	l/s-Ha	583.80	583.80	722.80
Caudal de diseño	lps	1,506.20	2,609.59	4,865.89
Coefficiente de rugosidad		0.016	0.016	0.016
Características del canal				
Base	m	11.00	13	12
Talud		0	0	0
Pendiente		0.0065	0.0073	0.01
Altura	m	0.12	0.14	0.20
Área transversal	m ²	1.27	1.83	2.36
Perímetro	m	11.23	13.28	12.39
Radio hidráulico	m	0.11	0.14	0.19
Caudal circulante	lps	1,506.20	2,609.59	4,865.89
Velocidad	m/s	1.18	1.43	2.07
Tiempo de recorrido	min.	7.44	4.29	3.46
Tiempo de entrada	min.	4.0		
Altura real del canal	m	0.2	0.2	0.2
Altura Máx. Lamina de agua	m	0.12	0.14	0.2

➤ **Canal No.3 (Proyectado sobre la carrera 17)**

Tabla C-15. Cálculos para determinar el tiempo de entrada. Calle-canal

Tiempo de Entrada	min.	12
Longitud máxima	m	444
coef. De Retardo		0.02
Cota terreno 1	m.s.n.m	59.09
Cota terreno 2	m.s.n.m	55.72
Longitud 1 - 2	m	444
Pend. Promedio		0.0076

Tabla C-16. Parámetros de cálculo.

		Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Tiempo de concentración	min.	12.5	16.3	17.8
Longitud	M	383	346	418
Coefficiente de escorrentía		0.6	0.6	0.6
Área aferente	Ha	17.36	31.80	36.40
Intensidad de la lluvia	l/s-Ha	736.70	736.70	736.70
Caudal de diseño	Lps	7,673.47	14,056.24	16,089.53
Coefficiente de rugosidad		0.016	0.016	0.016
Características del canal				
Base	M	1.55	1.55	1.55
Talud		1	1	1
Pendiente		0.0010	0.0059	0.004
Altura	M	1.49	1.30	1.53
Área transversal	m ²	4.55	3.69	4.72
Perímetro	M	5.78	5.22	5.88
Radio hidráulico	M	0.79	0.71	0.80
Caudal circulante	Lps	7,673.47	14,056.24	16,089.53
Velocidad	m/s	1.69	3.81	3.41
Tiempo de recorrido	min.	3.79	1.51	2.04
Tiempo de entrada	min.	12		
Altura real del canal	M	1.55	1.55	1.55
Altura Máx. Lamina de agua	M	1.49	1.30	1.53

➤ **Cantidades de obra**

• **Canal central**

Tabla C-17. Cantidades de obra

DATOS FISICOS		Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Base		0.55	0.58	1.25	1
Altura		0.56	0.54	0.8	1.5
Talud		1.42	1.42	0.66	1
Área		0.75	0.73	1.42	3.75
Perímetro		2.50	2.46	3.17	5.24
Longitud		298.00	350.00	327	577
Excavación	m3	224.49	254.55	465.12	2,163.75
Revestimiento en concreto	m3	111.54	128.93	155.34	453.75
Acero de Refuerzo	Kg.	6,692.11	7,735.52	9,320.67	27,225.03

Tabla C-18. Costo del canal.

TRAMO 1	Costo Unit.	Cantidad	Unidad	Longitud	Vr. Total
					USD
Excavación	13.78	224.49	m3	298.00	3,093.43
Revestimiento en concreto	194.08	111.54	m3	298.00	21,646.73
Acero de Refuerzo	0.93	6,692.11	Kg.	298.00	6,223.66
Valor total					30,963.82

Tabla C-19. Costo del canal.

TRAMO 2	Costo Unit.	Cantidad	Unidad	Longitud	Vr. Total
					USD
Excavación	13.78	465.12	m3	350.00	6,409.42
Revestimiento en concreto	194.08	128.93	m3	350.00	25,021.83
Acero de Refuerzo	0.93	7,735.52	Kg.	350.00	7,194.03
Valor total					38,625.29

Tabla C-20. Costo del canal.

TRAMO 3	Costo Unit.	Cantidad	Unidad	Longitud	Vr. Total
					USD
Excavación	13.78	465.12	m3	327.00	6,409.42
Revestimiento en concreto	194.08	155.34	m3	327.00	30,149.26
Acero de Refuerzo	0.93	9,320.67	Kg.	327.00	8,668.22
Valor total					45,226.91

Tabla C-21. Costo del canal.

TRAMO 4	Costo Unit.	Cantidad	Unidad	Longitud	Vr. Total
					USD
Excavación	13.78	2,163.75	m3	577.00	29,816.48
Revestimiento en concreto	194.08	453.75	m3	577.00	88,063.91
Acero de Refuerzo	0.93	27,225.03	Kg.	577.00	25,319.28
Valor total					143,199.66

Tabla C-22. Costo total de construcción del nuevo canal.

Valor total sistema (USD)	258,015.67
Valor total invertido(USD)	114,816.01

➤ **Canal La Cubana**

Tabla C-23. Cantidades de obra.

DATOS FISICOS		Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Base		1.44	2.90	1
Altura		2.04	0.54	1.5
Talud		0.78	0.64	1
Área		6.18	1.75	3.75
Perímetro		6.61	4.18	5.24
Longitud		493.00	313.00	1147
Excavación	m3	3,048.54	548.57	4,301.25
Revestimiento en concreto	m3	489.13	196.36	902.00
Acero de Refuerzo	Kg.	29,347.94	11,781.39	54,119.78

Tabla C-24. Costo del canal. .

TRAMO 1	Costo Unit.	Cantidad	Unidad	Longitud	Vr. Total
					USD
Excavación	13.78	3,048.54	m3	493.00	42,008.86
Revestimiento en concreto	194.08	489.13	m3	493.00	94,930.82
Acero de Refuerzo	0.93	29,347.94	Kg.	493.00	27,293.59
Valor total					164,233.27

Tabla C-25. Costo del canal.

TRAMO 2	Costo Unit.	Cantidad	Unidad	Longitud	Vr. Total
					USD
Excavación	13.78	4,301.25	m3	313.00	59,271.23
Revestimiento en concreto	194.08	196.36	m3	313.00	38,108.87
Acero de Refuerzo	0.93	11,781.39	Kg.	313.00	10,956.69
Valor total					108,336.79

Tabla C-26. Costo del canal.

TRAMO 3	Costo Unit.	Cantidad	Unidad	Longitud	Vr. Total
					USD
Excavación	13.78	4,301.25	m3	1,147.00	59,271.23
Revestimiento en concreto	194.08	902.00	m3	1,147.00	175,059.45
Acero de Refuerzo	0.93	54,119.78	Kg.	1,147.00	50,331.40
Valor total					284,662.07

MUNICIPIO DE LAGLORIA

➤ CANAL No.1 (carrera 6)

Tabla C-27. Cálculos para determinar el tiempo de entrada.

Tiempo de Entrada	min.	5.204
Longitud máxima	m	34.67
coef. De Retardo		0.02
Cota terreno 1	m.s.n.m	46.45
Cota terreno 2	m.s.n.m	46.28
Longitud 1 - 2	m	86.73
Pend. Promedio		0.0019

Tabla C-28. Parámetros de cálculo.

		<i>Tramo 1</i>	<i>Tramo 2</i>	<i>Tramo 3</i>	<i>Tramo 4</i>
Tiempo de concentración	min.	5.20	10.57	15.33	18.43
Longitud	m	212.65	166.03	153.61	209.46
Coefficiente de escorrentía		0.60	0.60	0.60	0.60
Área aferente	Ha	2.16	3.66	4.95	7.07
Intensidad de la lluvia	l/s-Ha	208.50	208.50	208.50	208.50
Caudal de diseño	lps	270.22	457.37	618.74	883.96
Coefficiente de rugosidad		0.016	0.016	0.016	0.016
Características del canal					
Base	m	7.70	10.56	4.84	8.98
Talud		0	0	0	0
Pendiente		0.0057	0.0028	0.0023	0.0025
Altura	m	0.05	0.07	0.15	0.13
Área transversal	m ²	0.41	0.79	0.75	1.14
Perímetro	m	7.81	10.71	5.15	9.23
Radio hidráulico	m	0.05	0.07	0.15	0.12
Caudal circulante	lps	270.22	457.37	618.74	883.96
Velocidad	m/s	0.66	0.58	0.83	0.78
Tiempo de recorrido	min.	5.36	4.77	3.09	4.50
Tiempo de entrada	min.	5.20			
Altura real del canal	m	0.2	0.2	0.2	0.2
Altura de la lamina de agua incorporándole el QD	m	0.05	0.07	0.15	0.1.3

**ANEXO D. GUIA METODOLOGICA PARA EL ANALISIS Y OPTIMIZACIÓN
TECNICA DE LA INFRAESTRUCTURA DE LOS SISTEMAS DE
ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA
POBLACIONES MENORES DE 25000 HABITANTES UBICADAS EN LAS
SABANAS DE LA COSTA ATLANTICA.**

INDICE

INTRODUCCIÓN	5
1. ANALISIS DE LOS SISTEMAS EXISTENTES.....	6
1.1 Identificación de los componentes del sistema.....	6
1.1.1. Conexiones domiciliarias.....	8
1.1.2 Sistema de colectores.....	8
1.1.3 Pozos de inspección.....	9
1.1.4 Estaciones de bombeo.....	12
1.1.5 Plantas de tratamiento de aguas residuales	13
1.2 Registro de los componentes del sistema.....	15
2. Optimización de la infraestructura existente.....	17
2.1 Alcantarillado sanitario.....	17
2.1.1 Inspección de colectores.....	18
2.1.2 Técnicas de limpieza.....	19
2.2 Sistemas de tratamiento de aguas residuales.....	22
2.2.1 Funcionamiento normal de las lagunas anaerobias.....	23
2.2.2 Funcionamiento normal de las lagunas facultativas y de maduración.....	23
2.2.2.1 Señales visuales de condiciones de buen funcionamiento de lagunas facultativas y de maduración.....	23
2.2.3 Soluciones a problemas presentados en el funcionamiento de los	

sistemas.....	24
2.2.3.1 Principales problemas de las lagunas anaerobias.....	24
2.2.3.2 Principales problemas en lagunas facultativas y de maduración.....	27
2.2.4 Mantenimiento y seguridad.....	31
2.2.4.1 El público.....	31
2.2.4.2 La cerca.....	32
2.2.4.3 Los diques y el césped.....	32
2.2.4.4 Los accesorios.....	32
2.2.4.5 Los residuales sólidos.....	33
2.2.4.6 La seguridad del operador.....	33
BIBLIOGRAFIA.....	35

Lista de tablas

Tabla 1	Valoración en investigación de pozos de inspección.....	9
Tabla 2	Valoración en investigación de los sistemas de bombeo.....	13
Tabla 3	Mantenimiento mínimo.....	17
Tabla 4	Limpieza de redes.....	18
Tabla 5	Métodos comunes de limpieza de alcantarillado.....	19
Tabla 6	Limitaciones de los métodos de limpieza.....	21
Tabla 7	Eficiencia de los métodos de limpieza.....	22

Lista de figuras

Figura 1	Esquema general de un sistema de alcantarillado.....	9
Figura 2	Esquema de toma de niveles.....	10
Figura 3	Esquema para identificación de flujo.....	12

Lista de fotografías

Fotografía 1	Toma de niveles.....	9
Fotografía 2	Identificación de colectores.....	10

INTRODUCCIÓN

Está comprobado que el agua de mala calidad es un vehículo propicio para la transmisión de enfermedades como el Cólera, Hepatitis infecciosa, Fiebres tifoideas y paratifoideas, Amibiasis, Diarreas, Esquistosomiasis, etc.

Esas enfermedades pueden ser transmitidas por el agua a través de organismos patógenos, relacionados con la higiene; es decir, transmitidos por vía fecal-oral, por contacto de la piel y también relacionados con la disposición de excretas.

El mal funcionamiento de un sistema de alcantarillado repercute en la disposición y recolección de las aguas residuales, por esto se hace necesario realizar un análisis con el fin de identificar aquellos aspectos en los cuales se presentan deficiencias del sistema y encontrar soluciones que minimicen los efectos negativos mencionados anteriormente. .

Debido a que en las poblaciones menores de 25,000 habitantes ubicadas en las zonas planas se presentan problemas en el funcionamiento de los sistemas de alcantarillado, lo que genera problemas de taponamientos, reboses, insalubridad e inconformidad en la población atendida; se hace necesario crear una guía metodológica para el análisis y optimización técnica de los sistemas de alcantarillado, con el fin de ayudar a las empresas encargadas de la prestación del servicio a solucionarlos.

1. ANALISIS DE LOS SISTEMAS EXISTENTES

Para realizar el análisis de los sistemas existentes, primero se debe realizar un inventario de la infraestructura con el fin de valorar las estructuras con las que se cuenta y determinar si estas ya cumplieron con su vida útil, debido a que esto repercute en la capacidad del sistema para atender las demandas actuales y futuras de la población.

1.1 Identificación de los componentes del sistema

Se deben identificar los componentes con los cuales cuenta el sistema de alcantarillado, ubicándolos en un plano. Además es necesario reconocer los tipos de sistemas que existen o que fueron ideados por el diseñador. Estos sistemas pueden ser:

- Sanitarios
- pluviales
- combinados

. Los componentes que se deben tener en cuenta son:

- Conexiones domiciliarias
- Sistemas de colectores
- Pozos de inspección
- Estaciones de bombeo
- Plantas de tratamiento de aguas residuales: Tipo
- Entrega

Además es necesario determinar la existencia de tanques séptico y establecer el área abarcada por el sistema que drena hacia ese lugar. .

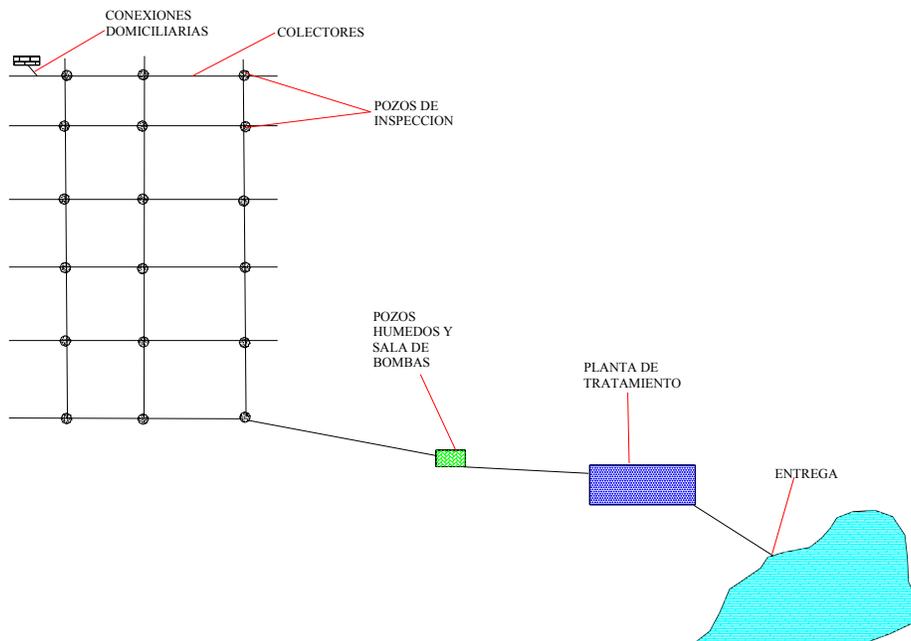


Figura 1. Esquema general de un sistema de alcantarillado

Estos datos se tienen en cuenta en el formato **ALC_01**. Este formato se llena después de haber levantado la información en campo.

A continuación se explican los ítems que aparecen en el formato:

- **Sistema de manejo:** Indicar si se trata de una red colectiva o si existen soluciones individuales como pozos sépticos. También se debe conocer el número de casas que están conectadas a dicho sistema.
- **Sistema de colectores:** indica si hay sistema de colectores, el tipo, la longitud, colectores en mal estado para saber aproximadamente cuántos hay que cambiar y a cuántos hay que hacer mantenimiento.
- **Conexiones domiciliarias,** aquí se identifica el número real de usuarios del sistema.
- **Bombeo:** se da la capacidad total de los pozos de bombeo y el número de pozos que existen.
- **Planta de tratamiento de aguas residuales:** Especificar si existe o no, qué tipo de sistema utilizan y cuanto es su capacidad en m^3 .

1.1.1 Conexiones domiciliarias

Para identificar los usuarios existentes, la empresa encargada de prestar el servicio debe realizar un censo para actualizar dicha información. Es necesario hacer claridad que existen tres tipos de usuarios los cuales son:

- **Usuario activo:** Corresponde a un usuario registrado en el catastro de suscriptores de la empresa y a quien se le esta facturando normalmente.
- **Factible actual:** Corresponde a usuarios que no están conectados al servicio por falta de conexión, pero cuyos predios sí cuentan con redes.
- **Factible proyectado:** Corresponde a usuarios que no se encuentran conectados al servicio por falta de redes, aún cuando se encuentren dentro del perímetro o a la cota del servicio.

La siguiente guía trata de la parte técnica del sistema y no entrara en detalles para la realización del catastro de usuarios. Dicho tema puede ser consultado en la cartilla de Catastro de Usuarios perteneciente al programa de modernización empresarial, llevado a cabo por el Ministerio de Desarrollo Económico, el Banco Mundial y la Unicef Colombia.

1.1.2 Sistema de colectores

La red de alcantarillado sanitario se puede encontrar conformada por:

- b. Red secundaria:** Conjunto de colectores que reciben contribuciones de aguas domiciliarias en cualquier punto a lo largo de su longitud.
- c. Red primaria o matriz:** conjunto de conductos cerrados circulares, semicirculares, rectangular, entre otros, sin conexiones domiciliarias directas que recibe los caudales de los tramos secundarios, siguiendo líneas directas de evacuación de un determinado sector.

Para identificar el diámetro, material y niveles de los colectores en la estructura de los pozos de inspección se utiliza el formato **ALC_02**. Se debe realizar un levantamiento topográfico con el fin de identificar la cota rasante de los pozos y la

distancia existente entre cada uno de ellos.: Esto es necesario para realizar la simulación de la red, e identificar la forma en que funciona el sistema.

1.1.3 Pozos de inspección

Estructura de ladrillo o concreto, de forma usualmente cilíndrica, que remata generalmente en su parte superior en forma tronco-cónica, y con tapa removible para permitir la ventilación, el acceso y el mantenimiento de los colectores.

Como se dijo anteriormente el formato utilizado es **ALC_02**, en el cual se consignan los niveles correspondientes a la batea de los tramos que llegan al pozo con respecto al nivel de la tapa, el material y el respectivo diámetro. Además se tiene en cuenta el estado de los pozos mediante una valoración dada en la tabla 1.

Tabla 1. Valoración en investigación de pozos de inspección.

Valoración en investigación de pozos de inspección	
Estado	Característica
Excelente	Cuando la estructura es nueva y en ella no se observa daño ni deterioro, además presenta un buen funcionamiento hidráulico y no se observan sedimentos.
Bueno	Cuando la estructura no siendo necesariamente nueva, cumple a cabalidad con la función, no presenta deterioro al menos visible
Regular	Cuando la estructura presenta daños menores como agrietamientos y obstrucciones debidas a sedimentos y las estructuras que permitan el acceso a estos pozos están deterioradas
Malo	Cuando la estructura tiene alto grado de deterioro o está en condiciones precarias, lo cual hace que la estructura no presente un buen funcionamiento, y además el pozo no posea estructuras que permitan el acceso. El pozo se encuentra inundado y presenta escombros.

Para la inspección de los pozos se utiliza la siguiente metodología:

- Se toman los niveles de cada uno de los colectores que llegan o salen del pozo con la ayuda de una mira (varilla con niveles) y se registran en el formato. En la fotografía 1 se ilustra la manera en que se realizo el procedimiento.



Fotografía 1. Toma de niveles

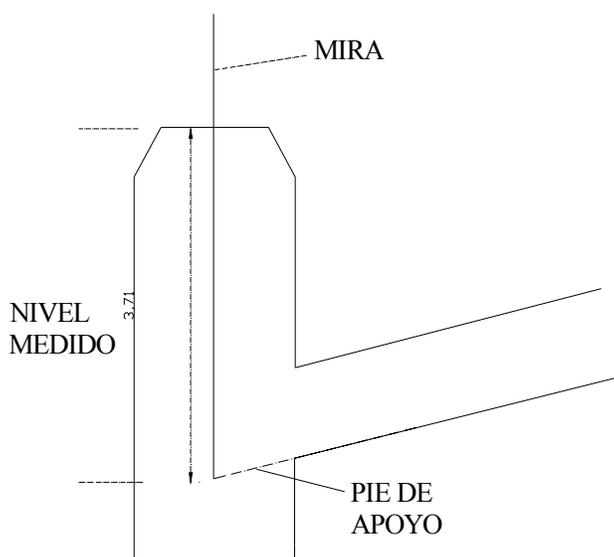
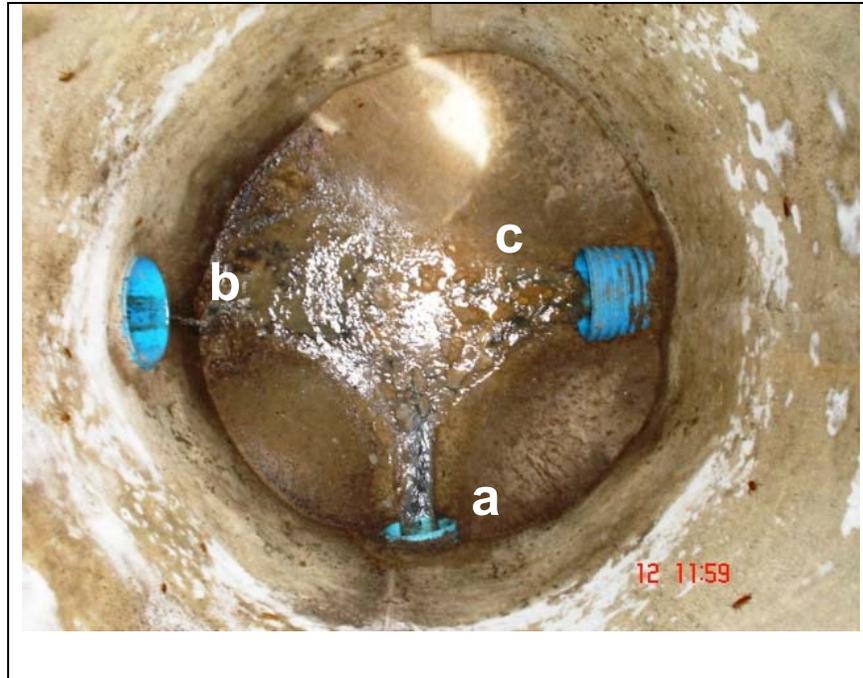


Figura. 2. Esquema de toma de niveles

- Los colectores se identificaban con las letras a,b,c,d o e, en caso de que tuviera más de cuatro, empezando por aquel que tuviera la cota más baja de todas. Es necesario aclarar que en la inspección de los pozos se tomaron niveles de cotas bateas con respecto a la rasante del pozo, por lo tanto el pozo que presentara el mayor nivel poseía la cota más baja. En la fotografía 2 se observa un esquema ilustrativo.



Fotografía 2. Identificación de colectores

- Para identificar el sentido del flujo es necesario establecer una nomenclatura. En el esquema en planta se identifica sobre cada uno de los colectores **X**, si se observa que le esta llegando agua, **O** si se observaba que esta saliendo agua y se deja sin marcar cuando no se tuviera la certeza del flujo. Además fue necesario ubicar el pozo y los colectores con respecto a las calles vecinas. En la figura 2 se observa un ejemplo ilustrativo.

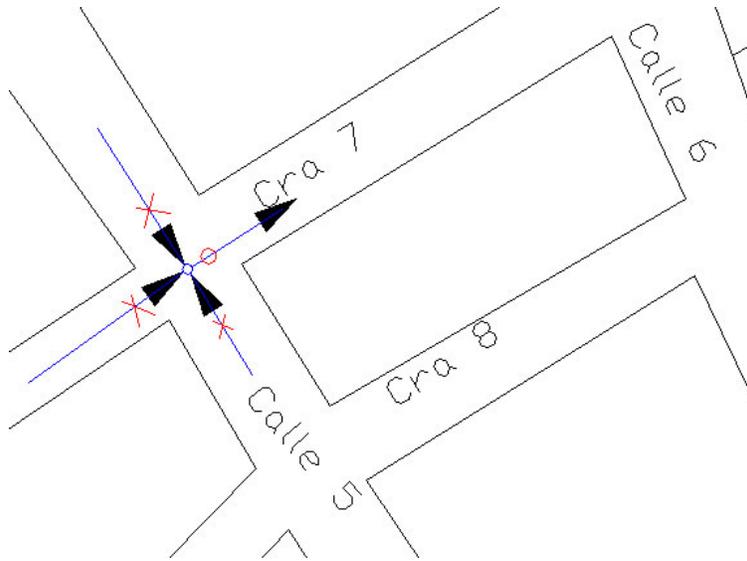


Figura 3. Esquema para identificación de flujo

- Se registraba el diámetro y material de los colectores y se comparaba con el tomado en el pozo anterior para evitar incongruencias en sus medidas.

1.1.4 Estaciones de bombeo

Componente de un sistema de alcantarillado sanitario o combinado utilizado para evacuar por bombeo las aguas residuales de las zonas bajas de una población. Lo anterior puede también lograrse con estaciones elevadoras de aguas residuales. Una definición similar es aplicable a estaciones de bombeo de aguas lluvias.

Para investigar las estaciones de bombeo se utiliza el formato **ALC_03** en el cual se identifican los pozos húmedos y el sistema de bombas.

En los pozos húmedos se debe tener en cuenta:

- La geometría, alto, ancho y profundidad en mts.
- La capacidad en volumen (m^3).
- Los niveles máximos y mínimos en mts, los cuales dependen de la ubicación de las bombas.
- cota de llegada del emisario final para conocer el nivel con el que termina el emisario final de aguas residuales.

- Ubicación.
- Material.
- Estado en que se encuentra el pozo, en las observaciones se puede registrar si posee fisuras u otro daño que se pueda ver.

Para el sistema de bombas y turbinas se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Marca y referencia.
- R.P.M del motor.
- Potencia.
- Caudal.
- Altura dinámica.
- Presión de salida.
- Trabajo diario, es el tiempo diario de funcionamiento de la bomba.

Para la caracterizar el estado de las bombas se tienen en cuenta los parámetros dados en la tabla 2.

Tabla 2. Valoración en investigación de los sistemas de bombeo.

Valoración de bombas	
Estado	Característica
Excelente	Cuando la bomba es nueva y en ella no se observa daño ni deterioro, además presenta un buen funcionamiento.
Bueno	Cuando la bomba no siendo necesariamente nueva, cumple a cabalidad con la función, no presenta deterioro al menos visible.
Regular	Cuando la bomba presenta daños menores como estados de oxidación y deterioro en la succión, además presenta problemas para evacuar el caudal que le llega.
Malo	Cuando la estructura tiene alto grado de deterioro o está en condiciones precarias que no permiten trabajar a la máxima capacidad

Es necesario conocer el caudal que extraen las bombas para saber cuanto caudal se va a tratar en la plantas de aguas residuales.

1.1.5 Plantas de tratamiento de aguas residuales

El formato utilizado para la caracterización de dichas plantas es el **ALC_04**

En estas plantas debe conocerse la ubicación, para conocer la distancia a la que se encuentran de los centros urbanos y de los pozos de bombeo. Es necesario realizar un levantamiento de las plantas para conocer sus dimensiones y su capacidad. Debe hacerse una inspección visual del caudal que entra en las plantas de tratamiento cuando llueve, para identificar si existen o no conexiones erradas.

Los datos que deben conocerse son:

- Ubicación.
- Tipo
- Dimensiones y capacidad.
- Nivel de colmatación, es necesario realizar una batimetría de las lagunas.
- Estado de paredes, esto indica si la unidad de tratamiento necesita mantenimiento.
- Cotas de entrada y de salida a dicha unidad, estos niveles son necesarios para el análisis hidráulico del sistema.
- Tipo de funcionamiento, para determinar si esta trabajando en serie o en paralelo con otra unidad. Se dibuja un esquema que confirma la información aquí registrada.
- Vegetación sobrenadante, es muy importante identificar si existe o no vegetación sobre la laguna porque esta influye en su funcionamiento.

Es necesario conocer los sitios de entrega final y el nombre de los cuerpos receptores, además la población a la cual abastece dicha fuente.

Para cada una de las estructuras mencionadas anteriormente es necesario averiguar su año de construcción, teniendo en cuenta que aquellas estructuras que poseen una edad superior a su vida útil son de mayor atención para la realización de mantenimiento periódico.

Una vez hecha esta caracterización se deben determinar las capacidades del sistema y cuales son los componentes más críticos del mismo, si la empresa está

en la capacidad de realizar una simulación del sistema, mediante un análisis hidráulico, puede determinar aquellos que componentes que tienden a presentar deficiencia del sistema; debido a que las empresas no cuentan con las herramientas necesarias y en algunos casos con el personal adecuado para realizar este proceso, se darán los pasos a seguir con el fin de mejorar el funcionamiento del sistema.

1.2 Registro de los componentes del sistema

Se deben ubicar todos los componentes del sistema en un plano y colocar convenciones de colores a aquellos que en el momento de la inspección hayan mostrado problemas de deficiencia. El plano da una visión general del sistema y agiliza la ubicación de aquellos sectores que históricamente han presentado problemas, ya sea por las condiciones topográficas imperantes en el sector o por la deficiencia del sistema.

Se debe llevar un registro de los componentes especificando su estado, año de construcción o de instalación, fecha de último mantenimiento, igualmente debe existir un registro de aquellos sectores que presentan problemas en el sistema.

Estos registros son de gran ayuda para realizar el mantenimiento periódico de la red debido a que ayudan a llevar una historia del sistema, el aumento en la frecuencia del mantenimiento mejora el funcionamiento del sistema.

Los registros deben ser actualizados a medida que se realicen los mantenimientos en el sistema.

Los aspectos que se deben tener en cuenta son los siguientes:

- Problemas- frecuencia y ubicación; para esto es de gran ayuda la ubicación en el plano.
- Edad- los sistemas más antiguos tienen un mayor riesgo de deterioro que los recién construidos.
- Material de construcción – tuberías construidas con materiales más susceptibles a corrosión tienen un mayor potencial de deterioro y de derrumbamiento.

- Diámetro de la tubería o volumen transportado- Tuberías que reciben mayores volúmenes tienen prioridad sobre las que transportan volúmenes reducidos.
- Ubicación- tuberías ubicadas en áreas con poca inclinación o que tiene una alta probabilidad de inundación tienen una mayor prioridad.
- Tuberías a presión Vs. Tuberías de flujo por gravedad- tuberías a presión tienen una mayor prioridad que las de flujo por gravedad, considerando una equivalencia en diámetro, dada la complejidad de su limpieza y rehabilitación.
- Condiciones subterráneas- la profundidad del nivel freático, la profundidad hasta roca firme, las características del suelo (clasificación, resistencia, porosidad, compresibilidad, erodabilidad, y pH).
- Potencial de corrosión- el sulfuro de hidrogeno (H_2S) es responsable por la corrosión de las tuberías, las estructuras y los equipos usados en el sistema de alcantarillado. Es necesario hacer un monitoreo de las condiciones en el interior de las tuberías e implementar tratamientos según sea necesario para prevenir el crecimiento de película bacteriana y la producción de gases de H_2S .

2. OPTIMIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTES

Como se dijo anteriormente la disposición inadecuada de las aguas residuales trae consigo enfermedades perjudiciales para el ser humano, por lo tanto se darán lineamientos y recomendaciones en la parte pertinente al alcantarillado sanitario y al tratamiento de aguas residuales. Para el tipo de poblaciones que se presenta en las regiones de la zona plana, el alcantarillado pluvial existente consiste en un conjunto de canales abiertos y aprovechamiento de calles, por lo tanto los problemas que se presentan en estos sistemas son los de vegetación que puede manejarse con labores de rocería.

2.1. Alcantarillado sanitario

A medida que se produce el envejecimiento de los sistemas de alcantarillado, el riesgo de deterioro, obstrucciones y derrumbes se convierte en una consideración muy importante. La limpieza y la inspección de los colectores de agua residual son fundamentales para el mantenimiento y funcionamiento correcto del sistema, y además extienden la inversión de la comunidad en su infraestructura de alcantarillado.

De acuerdo a la norma RAS 2000 se deben tener programas de mantenimiento preventivo y correctivo de los colectores, estructuras de unión y demás elementos de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias, de acuerdo con los requerimientos dados en la tabla D.8.3 de la norma.

Tabla 3. Mantenimiento mínimo

Nivel de complejidad del sistema	Preventivo	Correctivo
Bajo y Medio	Requerido periódico	Obligatorio
Medio Alto	Requerido periódico	Obligatorio
Alto	Requerido periódico	Obligatorio

De acuerdo al nivel de complejidad del sistema, la disponibilidad de equipos de limpieza y la frecuencia mínima de inspección para mantenimiento preventivo se especifican en la tabla D.8.4.

Tabla 4. Limpieza de redes

Nivel de complejidad del sistema	Equipos	Frecuencia mínima de Inspección (años)
Bajo y Medio	Sonda manual y/o Rotosonda, carretilla y volqueta	3
Medio	Sonda manual, rotosonda, cabrestante o desasolvadora y chorro a presión, cargador frontal, pala draga y volqueta.	2o

Aunque todos los métodos presentan eficacia en el mantenimiento de sistemas de alcantarillado, se debe contar con programas de educación y prevención de la contaminación para reducir y controlar los materiales que se encuentran en las redes de alcantarillado. Las personas deben ser informadas de que sustancias comunes de uso doméstico como las grasas y aceites deben desecharse en la basura usando cerrados, no en el alcantarillado. Esto no solo ayudaría a reducir problemas de plomería a los dueños de viviendas sino que también ayudaría a mantener limpios los colectores del alcantarillado. De acuerdo a la frecuencia de limpieza e inspección, número de desbordes y estancamientos en cada línea de la red se deben establecer las prioridades para mantenimiento futuro de las redes y ajuste del calendario de limpieza e inspecciones de las líneas.

2.1.1 Inspección de colectores

En la mayoría de las poblaciones el mantenimiento del sistema se basa en la limpieza de los pozos de inspección la cual consiste en la remoción de lodo y basuras depositados en estas estructuras, dejando a un lado la limpieza de los colectores, los cuales pueden presentar problemas de sedimentación u obstrucciones lo que conlleva a un funcionamiento deficiente del sistema.

Este problema se debe a que, en estas regiones los métodos para limpieza de redes son desconocidos, en la siguiente sección se darán a conocer algunos

métodos para la limpieza de las redes con el fin de mostrar las herramientas necesarias.

Para la inspección de colectores existen algunos métodos que van desde el circuito cerrado de televisión (CCTV) pasando por las cámaras, la inspección visual hasta llegar a la inspección por iluminación con lámpara.

Como la siguiente guía trata de dar soluciones técnicas para la inspección, solo se tratarán los métodos de inspección visual y los de inspección con iluminación por lámpara debido a que las empresas no tienen la capacidad para adquirir un circuito cerrado de televisión

Las inspecciones visuales son vitales para tener un conocimiento completo de la condición de los alcantarillados. Las inspecciones visuales de pozos de visita y de tuberías incluyen las de superficie y las internas. Los operadores deben prestar atención a zonas colapsadas en el suelo sobre las tuberías y terrenos con acumulación de agua (estas zonas deben ser ubicadas en el plano). Los inspectores también deben examinar en detalle la condición física de los cruces de arroyos, las condiciones de los brocales y de las tapas de los pozos de inspección o de cualquier superficie de ladrillo expuesta, y la visibilidad de los pozos y otras estructuras. Si no se puede entrar a un pozo, se pueden utilizar espejos sujetos a varillas. Generalmente se colocan los espejos en dos pozos de inspección adyacentes para que la luz se refleje al interior de la tubería. Estas inspecciones pueden ser acompañadas de iluminación con lámparas, se utilizan para tuberías de baja prioridad, las cuales corresponden generalmente a tuberías de menos de 20 años de antigüedad.

2.1.2 Técnicas de limpieza

El sistema de alcantarillado requiere un programa de limpieza para mantener su funcionamiento apropiado. Existen varias técnicas que son usadas

tradicionalmente para eliminar obstrucciones y como herramientas de mantenimiento preventivo.

Las empresas deben contar además del personal encargado de realizar el mantenimiento con equipos que faciliten la limpieza a aquellos lugares de difícil acceso.

En la siguiente tabla se presentan los métodos utilizados para la limpieza de los sistemas de alcantarillado

Tabla 5. Métodos comunes de limpieza de alcantarillado

Tecnología	Usos y aplicaciones
Remoción mecánica	
Método de raspado	<ul style="list-style-type: none"> • Usa un motor y un eje de soporte con barras continuas de raspado o en secciones. • A medida que rotan las barras estas deshacen los depósitos de grasas, cortan las raíces y remueven la basura. • Las máquinas de raspado también ayudan a colocar los cables que se usan para inspecciones televisadas y las máquinas de baldes. • Es más efectivo en tuberías hasta de 300 mm (12 pulgadas) de diámetro.
Máquina de baldes	<ul style="list-style-type: none"> • Aparato cilíndrico, cerrado en un extremo y con dos mandíbulas opuestas de bisagra al otro extremo. • Las mandíbulas se abren, y raspan los materiales para depositarlos en el balde. • Remueve parcialmente depósitos grandes de lodo, arena, grava y otros tipos de residuos sólidos.
Remoción hidráulica	
Máquina de esfera	<ul style="list-style-type: none"> • Una esfera de limpieza de caucho con estrías gira y limpia el interior de la tubería a medida que aumenta el flujo en la línea de alcantarillado. • Remueve depósitos de material inorgánico sedimentado y acumulación de grasas. • Es de mayor eficacia en tuberías de diámetros desde 13 a 60 cm (5 a 24 pulgadas).
Chorro a presión	<ul style="list-style-type: none"> • Dirige un chorro de agua de alta velocidad a la tubería desde un pozo de visita. • Remueve la acumulación de basura y grasas, remueve las obstrucciones y corta raíces en tuberías de diámetro pequeño. • Es eficiente para la limpieza rutinaria de tuberías de diámetro pequeño y con flujo reducido.
Carretilla	<ul style="list-style-type: none"> • Escudo metálico circular con borde de caucho y articulación de bisagra montado sobre una carretilla de acero con ruedas pequeñas. El escudo funciona como un tapón para inducir una acumulación de agua. • Restriega la pared interna de la tubería • Eficaz en la eliminación de escombros pesados y la limpieza de grasas en la línea.
Método de vaciado	<ul style="list-style-type: none"> • Introduce un flujo fuerte de agua a la línea desde un pozo de visita.

	<ul style="list-style-type: none"> • Remueve materiales flotantes y en cierta medida arena y grava. • Es de mayor eficacia cuando se usa en combinación con otras operaciones mecánicas como por ejemplo limpieza con máquina de baldes.
Trampa de lodos	<ul style="list-style-type: none"> • Recolecta sedimentos en lugares convenientes. • Necesitan ser vaciadas regularmente como parte del programa de mantenimiento.
Trampa de grasas e interceptores de arena o aceite	<ul style="list-style-type: none"> • La solución final para la acumulación de grasa es recolectarla y eliminarla. • En algunos casos los códigos locales de construcción o las regulaciones del alcantarillado requieren estos tipos de estructuras. Generalmente se requieren interceptores de arena y aceite en las descargas de talleres de automóviles. • Necesitan de una limpieza completa para su funcionamiento correcto. • La frecuencia de limpieza varía desde dos veces por mes hasta una vez cada seis meses dependiendo de la cantidad de grasa en la descarga. • Se debe dar instrucción a los operadores de restaurantes y talleres de automóviles sobre la necesidad de dar mantenimiento a estas trampas.
Sustancias químicas	<ul style="list-style-type: none"> • Usadas para controlar raíces, grasa, olores (gas de H₂S), corrosión del concreto, roedores e insectos. • <i>Control de raíces</i> – el efecto dura más tiempo que el de las máquinas de raspado (aproximadamente de 2 a 5 años). • <i>Gas de H₂S</i> – algunas sustancias químicas comunes son el cloro (Cl₂), el peróxido de hidrógeno (H₂O₂), el oxígeno puro (O₂), el aire, la cal (CA(OH) 2), el hidróxido de sodio (NaOH) y las sales de hierro. • <i>Problemas de grasa y jabón</i> – algunas sustancias químicas comunes son los ácidos biológicos, agentes de digestión, enzimas, cultivos de bacterias, catalizadores, materiales cáusticos, hidróxidos y neutralizantes.

Es necesario aclarar que el manejo inadecuado de instrumentos y de sustancias químicas que se usan en la inspección y mantenimiento de las redes de alcantarillado puede causar la degradación del medio ambiente. Por ejemplo:

- La disposición final inadecuada de materiales y sustancias químicas provenientes de las operaciones de limpieza.
- El manejo inadecuado de tinturas químicas en polvo.
- El mantenimiento inadecuado de los instrumentos de inspección.

Sin embargo los métodos expuestos anteriormente presentan algunas limitaciones que serán dadas a continuación.

Tabla 6.Limitaciones de los métodos de limpieza

Método de limpieza	Limitaciones
Maquina de esfera, chorro a presión, carretilla	En general estos métodos sólo tienen éxito cuando se puede mantener la presión requerida de agua sin el riesgo de inundar sótanos o viviendas situadas a baja elevación. Chorro a presión- La limitación principal de esta técnica es que se debe tener precaución en áreas con instalaciones de agua en sótanos y en áreas con pendientes empinadas. Máquina de esfera – No se puede usar efectivamente en tuberías con uniones desfasadas o con conexiones de servicio que sobresalgan porque la esfera se puede deformar. Carretilla Para limpiar líneas más grandes, se requiere que los registros sanitarios sean diseñados de mayor tamaño para la entrada y salida del equipo. De otra manera la carretilla debe ser ensamblada dentro del registro sanitario. También se deben tomar precauciones en áreas con instalaciones de agua en sótanos y en áreas con pendientes empinadas.
Maquina de baldes	Se sabe que este tipo de maquinaria ha causado daños a alcantarillados. No se puede usar la máquina de baldes cuando la línea esta bloqueada completamente porque esto imposibilita que el cable de arrastre pase de un pozo de visita al siguiente. La preparación del equipo tarda bastante tiempo.
Método de vaciado	Este método no es muy eficaz en la eliminación de desechos grandes. El vaciado no remedia este problema porque solo logra el desplazamiento temporal de residuos sólidos de una sección a otra del sistema.
Limpiado de alta velocidad	El éxito y la eficiencia en la eliminación de basuras se disminuyen con el aumento del área transversal de la tubería. Se han producido estancamientos en viviendas cuando este método es usado por operadores con poca experiencia. Aún los operadores experimentados requieren tiempo adicional para la limpieza de raíces y grasas en las tuberías.
Método de raspado	Las barras continuas de raspado son más difíciles de recobrar y reparar cuando se quiebran y no son útiles en tuberías con diámetros mayores a 300 mm (0.984 pies) porque las barras tienen la tendencia a enrollarse y doblarse. Este aparato tampoco es efectivo en la remoción de arena o gravilla, pero sí puede soltar el material que debe ser vaciado posteriormente.

En la siguiente tabla se presenta la eficiencia de los métodos utilizados para cada tipo de problema que se puede presentar en las redes.

Tabla 7.Eficacia de los métodos de limpieza

Solución al problema	Tipo de problema				
	Taponamientos de emergencia	Grasas	Raíces	Arena, grava y basuras	Olores
Maquina de esfera		●		●	●
Limpeza de alta velocidad	·	●		●	●
Método de vaciado					·
Carretillas de alcantarillado		●		●	

Máquina de baldes				•	
Barras con motor	●	•	●		
Barras de manejo Manual	●	•	•		
Substancias químicas		•	●		●

● = Solución de mayor eficacia para una problema dado.

• = Solución de menor eficacia para un problema dado.

Los métodos aquí presentados para la limpieza de los colectores conllevan a aumentar la eficiencia del sistema debido a que mejoran el funcionamiento hidráulico de la red, evitando problemas de reboses en los pozos de inspección y en los sanitarios.

2.2. Sistema de tratamiento de aguas residuales.

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales en las poblaciones ubicadas en las sabanas de la costa atlántica, están compuestos de lagunas de estabilización.

Las lagunas de estabilización son estanques de tierra construidos por el hombre, con particularidades geométricas tales a inducir a las fuerzas de la naturaleza a estabilizar la materia biodegradable de las aguas servidas volcadas a ellos. Variando formato y dimensiones, el hombre logra, por ejemplo, que la misma agua residual, introducida en dos estanques diferentes, quede gris y sin oxígeno disuelto en uno de ellos, mientras en otro adquiere un color verde intenso y sobresaturado de oxígeno. Es el caso de las lagunas anaerobias y las facultativas.

Una vez abandonada a la acción de la naturaleza, la laguna debe funcionar normalmente por si misma, y poco puede hacer el operador de la planta sino fuere así.

Existe una serie de perturbaciones en el funcionamiento de una laguna para las cuales hay remedio, como se expone a continuación.

2.2.1 Funcionamiento normal de las lagunas anaerobias

- Los indicadores de buen funcionamiento de lagunas de estabilización anaerobias son:
 - Taludes internos exentos de plantas y hierbas, especialmente malezas;

Observación: Céspedes y hierbas deben ser guadañados periódicamente para el control de la ploriferación de insectos.

Las condiciones anaerobias en la laguna sirve de aislamiento del contenido de la laguna del oxígeno del aire, protege el agua residual contra pérdidas de calor y reduce la liberación de olores ofensivos.

- El operador debe verificar diariamente si todo esta normal.
 - Ausencia de percolación a través de los diques.
 - Ausencia de atascamiento en la tubería del afluente, especialmente si esta fuere sumergida.
 - Ninguna nata siendo arrastrada para la laguna facultativa secundaria, si hubiere.
 - Distribución uniforme del flujo, en el caso de haber dos o más entradas. A la medida que pasa el tiempo, el operador aprenderá a reconocer la uniformidad por observación visual.

Observación: Si hubiere interés de conocer el espesor de la cama de lodo en la laguna anaerobia, la determinación debe ser realizada en varios puntos del fondo de la unidad.

2.2.2. Funcionamiento normal de las lagunas facultativas y de maduración

2.2.2.1 Señales visuales de condiciones de buen funcionamiento de lagunas facultativas y de maduración.

- Un efluente con un color verde intenso (más pálido en lagunas de maduración), prácticamente exento de sólidos suspendidos sedimentables.
- Un efluente intenso y algo transparente, o mismo amarillento, esto puede indicar la presencia de predadores y que algunas formas de zooplancton están alimentándose con las algas.
- Ausencia de hierba y plantas acuáticas en el interior de la laguna.
Plantas acuáticas estimulan el desarrollo de insectos. En el caso de que haya césped protegiendo el talud del dique, este debe ser mantenido distante por lo menos 0.10 metros arriba del nivel máximo del agua, es decir, si se pretende proteger el talud interno por medio de un césped, el pasto debe ser sembrado arriba de una faja desnuda con aquel ancho.
- Ausencia de coloración azul-verdosa

Observación: La apariencia azul verdosa significa una floración de algas azul-verdosas (cianofíceas). Un recrudescimiento de algas azules indeseables tiene un efecto negativo sobre la penetración de la luz solar, reduciendo la concentración de oxígeno en la laguna.

- Ausencia de apariencia lechosa

Con ciertas aguas residuales tibias puede ocurrir la precipitación de hidróxido de magnesio y fosfato de calcio en consecuencia del aumento de pH en la laguna, esto puede causar un mal funcionamiento de la misma.

Esta reacción es llamada auto floculación y la laguna tiene un aspecto verde lechoso.

2.2.3. Soluciones a problemas presentados en el funcionamiento de los sistemas

Debido al hecho que lagunas de estabilización son plantas extremadamente simples, su operación y mantenimiento correcto son frecuentemente omitidos. Si es en verdad que, por lo menos en pequeñas instalaciones, poco o nada hay que hacer en materia de operación, lo mismo no sucede en relación al mantenimiento, porque los materiales de construcción son vulnerables al deterioro: taludes de tierra, revestimientos de rocas sueltas(“rip-rap”), céspedes de protección, etc.

Una laguna bien mantenida (bien operada si existieran plantas de bombeo o unidades de pretratamiento) generará un buen efluente con poca mano de obra y causará buena impresión a los visitantes.

2.2.3.1 Principales problemas de las lagunas anaerobias

En el caso de lagunas anaerobias, pueden ser consideradas las siguientes perturbaciones:

- Olores ofensivos

Condiciones de mal olor pueden ser causados por uno o más de los siguientes factores:

- Sobrecarga con consecuente reducción del tiempo de detención.
- Presencia de sustancias tóxicas o de inhibidores en el afluente.
- Caída brusca de temperatura.
- Bajo pH del afluente
- Alto contenido de sulfatos o sulfuros

Las soluciones que se presentan para corregir este problema son:

- Reducción del caudal afluente, desviando parte del mismo por el “by-pass”, durante el tiempo necesario para construir una nueva unidad.
- Si existiere una laguna facultativa en serie con la primera, el efluente secundario puede ser reciclado para la laguna anaerobia, creando una capa superficial de agua conteniendo oxígeno.
- Adición de nitrato de sodio (salitre) al afluente y en puntos seleccionados de la superficie de la laguna.
- Interrumpir la remoción de natas flotantes a fin de permitir que se forme una cobertura natural.
- La adición de cal afluente y en diferentes puntos de la superficie puede a veces dar buen resultado, por combinación con el gas sulfhídrico y neutralización de los ácidos orgánicos producidos por la fermentación ácida de la estabilización anaerobia.

Observación: Aunque la cloración sea capaz de desodorar rápidamente una laguna anaerobia maloliente, el cloro no debe ser usado, porque si fuere dosificado en exceso, podrá perjudicar la actividad biológica y la retomada del proceso podrá ser retardada, empeorando el inconveniente.

➤ Mosquitos y otras plagas de insectos

El apareamiento de mosquitos, moscas y otros insectos puede ser originado por uno o más de los siguientes factores:

- Material cribado o removido del desarenador(en el caso que tales instalaciones existan) dejado el tiempo, sin enterrarlo.
- Hierba y pastos creciendo en el talud interno de la laguna de tal manera a permitir que alcance la superficie del agua o quede bajo la misma.
- La cama de nata flotante que debe quedarse para minimizar el problema de olores.

Remedios para corregir problemas de insectos:

- En el caso de que haya rejas y/o desarenadores, el material removido deberá ser enterrado inmediatamente cubriéndolo con un mínimo de 0.3 metros de tierra. Este material también puede ser mojado con Kerosén(aceite fino de petróleo) o aceite diesel y quemado antes de enterrarlo. Los operadores deben ser convenientemente adiestrados para incinerar estos residuales sólidos en condiciones de absoluta seguridad.

- Hierbas, malezas y plantas acuáticas deben ser prontamente erradicadas así que aparezcan. Después de removidas no debe permitirse que caigan en la laguna.
- Se puede pulverizar insecticida sobre la capa flotante, pero con cuidado, para no alcanzar la masa líquida.
- La capa flotante puede ser suavemente golpeada con una coladera de mango largo para provocar el ahogamiento de las larvas; chorros de agua pueden ser igualmente empleados para esta operación.

➤ Crecimiento de plantas

Deben ser consideradas dos clases de plantas: las acuáticas y las terrestres. Las plantas acuáticas tienen raíces y tallos parcial o completamente sumergidas y ordinariamente solo son encontradas en la parte mojada del talud interno. Las plantas terrestres son encontradas en los demás sitios.

Las plantas acuáticas siempre están asociadas a algún tipo de nocividad, como por ejemplo: plantas acuáticas atraen insectos y larvas, que atraen ranas, que atraen roedores, que atraen culebras. Si las plantas acuáticas no fueren removidas periódicamente, estas pueden a veces afectar la seguridad de los taludes, pues se ha atribuido a ratones la excavación de túneles en los diques, a través de los cuales el agua escapa, pudiendo causar el desmoronamiento de aquellos por efecto de la erosión progresiva.

Remedios contra el desarrollo de plantas nocivas

- Es conveniente remover periódicamente las plantas acuáticas, evitándose que caigan en la laguna.

- Las hierbas nocivas terrestres pueden ser eliminadas por la aplicación o 2.4 D u otro, pero el operador debe ser previamente capacitado al manejo adecuado del agro tóxico y del equipo de aplicación.
- Las plantas terrestres pueden ser erradicadas con un azadón, especialmente en la época inmediatamente anterior a la en que son echadas las semillas.

2.2.3.2 Principales problemas en lagunas facultativas y de maduración

➤ Natas flotantes

Prácticamente no aparecen en lagunas de maduración. La superficie de una laguna facultativa debe ser libre de sustancias flotantes como natas, papel, plásticos, aceites, grasas, placas de lodo despegadas del fondo y todo material que pueda obstaculizar el paso de la luz solar. A veces natas de algas se acumulan sobre la superficie del agua en consecuencia de una floración, produciendo una capa verde oscura.

Remedios contra la acumulación de natas:

- Las natas flotantes son impulsadas por la acción del viento en dirección de algún punto en la orilla; así que llegue al alcance del chorro de una manguera dirigida por el operador, este material flotante puede ser hundido para el fondo; puede también ser destrozado por un rastrillo de mango largo con el cual se liberan los gases que provocan la flotación, causando el hundimiento.
- Si estuviere disponible un colador de mango largo, se puede remover la nata, siendo que esta debe ser inmediatamente enterrada; si la nata fuere de algas y estas no fueren removidas, probablemente irán a causar un problema de mal olor como consecuencia de su descomposición.
- En lagunas facultativas poco profundas puede producirse otro tipo de material flotante durante días muy calurosos. Algunas partes de la cama anaerobia del fondo son flotadas a través de la formación de burbujas de

gas que se forman en su interior con gran intensidad; se acumula una costra gris que debe ser hundida prontamente con chorros de agua.

➤ Lagunas facultativas malolientes

La emanación de olores objetables de una laguna facultativa pueden tener una o más de las siguientes causas:

- Sobrecarga
- Periodos largos sin sol, con nubes ocasionales y bajas temperaturas.
- Ocurrencia de sustancias toxicas o inhibidoras en el efluente.
- Cortocircuitos ocasionados por acción del viento, o por sedimentos o por mala posición relativa entre entrada y salida.

- **Sobrecarga:** En una laguna facultativa una sobrecarga es casi siempre asociada a una caída de pH y una depresión en la concentración de oxígeno disuelto; el color cambia de verde intenso a verde amarillento; sobre la superficie verde pueden aparecer máculas en las cercanías de la entrada y hay producción de malos olores.

Remedios contra malos olores

- Si hubiere dos a más lagunas facultativas operadas en paralelo y solamente una de ellas presentara señales de sobrecarga, esta última deberá ser quitada de operación hasta que el problema se solucione por si mismo. Durante ese tiempo el afluente es repartido entre las otras unidades.
- Si hubiera una única laguna, una parte del efluente de la misma puede ser recirculada para la entrada a través de una bomba transportable y una manguera suficientemente larga.
- Si estuvieren disponibles aereadores flotantes, estos pueden ser empleados para suministrar el oxígeno faltante.
- Si el problema resultare de la falta de mezcla causada por la ausencia de viento provocada por la existencia de árboles u otra vegetación de gran tamaño, este obstáculo debe ser removido.

- **Largos periodos de baja temperatura y cielo nuboso:** En este caso la producción de oxígeno va a reducirse y puede que no se encuentre oxígeno disuelto en el día.

Remedios contra fotosíntesis insuficiente

- Pueden ser empleados aereadores flotantes cerca del afluente, si es que están disponibles, con la finalidad de suplementar el oxígeno faltante temporalmente.
 - La recirculación del efluente, como ya se menciona puede también ayudar a superar el inconveniente.
-
- **Material tóxico en el afluente:** si una laguna tiene su buen funcionamiento súbitamente perturbado sin razón aparente, el operador debe notificar inmediatamente al laboratorio encargado del control de la planta, para eventualmente detectar la actividad bacteriológica que pueda estar presente como consecuencia del vertimiento de desechos industriales en la red de colectores de aguas servidas.

Remedios contra inhibidores

- Debe ser identificada la fuente de contaminación, por ejemplo por medio de muestreo en puntos estratégicos de la red recolectora. Una vez encontrado el origen del inhibidor, deben ser tomadas medidas administrativas para limitar el lanzamiento a niveles compatibles con el tratamiento.
-
- **Corto-circuitos:** El apareamiento de corrientes preferenciales en el cuerpo líquido de una laguna facultativa es frecuentemente asociada con una de las siguientes razones:
 - Mal diseño de la estructura de entrada, o posición relativa desfavorable entre la entrada y la salida, o mala ubicación de la entrada o la salida en relación a la geometría (formato) de la laguna;
 - Presencia de grandes poblaciones de plantas acuáticas en el interior de la laguna.

La existencia de corto-circuitos puede ser detectada por el análisis de oxígeno disuelto en diferentes muestras tomadas en varios puntos de la laguna. Si ocurrieren diferencias sustanciales entre los resultados, es probable la existencia de un cortocircuito. Por lo menos es de esperar un efecto deficiente de mezcla.

Remedios contra corto-circuitos:

- Si hubiere más de un dispositivo de entrada, debe hacerse un ajuste para obtener una distribución más equitativa.
- Si solo hubiere una única entrada, esta podrá ser cambiada para una múltiple, esta podrá ser cambiada para una múltiple, con poco consumo de material y mano de obra, de manera a obtenerse mejor distribución del caudal.
- Si la causa fueren las plantas acuáticas, es menester removerlas.

➤ Insectos

La ploriferación de insectos en lagunas facultativas es frecuentemente asociada a plantas acuáticas emergiendo de la superficie del agua. Larvas de culex y anofeles son comunes en diferentes regiones. La presencia de mosquitos también es frecuente en lagunas en las cuales se desarrollan plantas acuáticas emergentes.

Remedios contra insectos

- La estructura de salida de la laguna debe ser adecuada para que se pueda variar la profundidad de la laguna. De esta manera el operador puede reducir la profundidad de la laguna a tal punto de exponer la radiación solar la parte de las larvas causando su secado y muerte; la alteración entre la elevación y rebaja de la superficie del agua es una operación muy eficiente contra el desarrollo de las larvas.
- Si la cantidad de las moscas y mosquitos fuere considerable, puede aplicarse insecticida sobre el talud interno. BHC, DDT y otros insecticidas son un método utilizable de control de insectos, cuando son adecuadamente aplicados.

- La destrucción de las natas flotantes en lagunas facultativas también puede ser un método de control de insectos.
- Si las consideraciones de disponibilidad de oxígeno disuelto fueren favorables, se puede criar peces que se alimentan de larvas. Esto también es válido para lagunas de maduración. Peces adecuados son Gambusia, Lebistes, tilapia y carpa.

➤ Vegetación

La vegetación puede recubrir literalmente toda la superficie del agua de la laguna, si esta es operada con una profundidad muy reducida, de unos 0,60 metros. Estas profundidades bajas ocurren con relativa frecuencia en lagunas con fondo permeable o pueden ser causados por el caudal afluente insuficiente cuando comparado con las tasas de evaporación e infiltración. Si la profundidad normal de operación fuere superior a los 0,90 metros, la ocurrencia de desarrollo de plantas emergentes será limitada a una cinta angosta al largo de las orillas del agua.

Remedios contra la vegetación

- La remoción frecuente de la vegetación de las orillas es suficiente en la mayoría de los casos. Las plantas removidas no deben ser tiradas a la laguna;
- Si plantas acuáticas emergieren del agua en puntos distantes de las orillas, ellas deben ser removidas por el operador embarcado en un bote o una balsa; la rebaja el nivel de unos 0,50 a 0,30 metros facilitará la siega de las plantas en una altura adecuada de tallo.
- El revestimiento de los taludes internos o parte de los mismos con roca suelta ("rip-rap") o planchas de hormigón impiden las plantas acuáticas de desarrollarse en las pequeñas profundidades de los taludes; el revestimiento es útil también para minimizar los efectos de la erosión de los diques.

2.2.4. Mantenimiento y seguridad

Una laguna de estabilización es una planta de tratamiento semejante a cualquier otra y por eso debe ser mantenida en perfectas condiciones, con el mismo cuidado que amerita una planta convencional. Desafortunadamente hay una tendencia a

negligenciar la buena conservación de esta planta, debido a la sencillez de su operación. En este caso, la laguna será víctima del deterioro, perdiendo su utilidad.

Para los que reconocen la importancia de una planta de tratamiento de aguas residuales, las instalaciones deben lucir un buen aspecto, además de funcionar bien. Hay algunos puntos que son comunes a todas las plantas de las lagunas de estabilización y que merecen un mínimo mantenimiento y de seguridad.

2.2.4.1 El público

Lagunas de estabilización no deben estar disponibles como áreas de recreación pública. Es frecuente el caso de que las grandes áreas de las lagunas atraigan pajarillos y animales silvestres, y esto despierta el interés de las personas de hacer una visita por los alrededores.

Los operadores deben ser adiestrados en la forma de explicar al público y a los visitantes lo que son las lagunas, su función, y, como consecuencia el riesgo involucrado con la eventual presencia de gérmenes patógenos. Los visitantes deben ser advertidos de que no deben tocar a las plantas, los animales o la misma agua.

2.2.4.2 La cerca

El sitio de la laguna debe ser circundado por una buena cerca, a fin de no permitir que se acerquen intrusos y animales vagos. El operador debe inspeccionar periódicamente esta cerca, caminando a lo largo de la misma y buscando algún daño del alambre o de los postes. Cuando sea detectado, el operador debe ejecutar inmediatamente las reparaciones necesarias.

En sitios convenientes deben ser instalados avisos indicando que ahí se encuentra un sistema de tratamiento de aguas residuales.

2.2.4.3 Los diques y el césped

Los diques deben ser inspeccionados diariamente para detectar la existencia de señales de erosión, grietas, vegetación y huecos excavados por animales:

- Las hendeduras deben ser tapadas con arcilla, alisadas y compactadas.
- Plantas acuáticas deben ser erradicadas.
- Los céspedes deben ser segados según las necesidades con una guadaña o una segadora mecanizada; los céspedes no deben llegar hasta la superficie del agua, debiendo quedarse a por lo menos 0.10 metros arriba de ésta.
- Las zanjas para aguas pluviales deben ser mantenidas libres de arena y material obstruyente y deben ser inspeccionados después de cada lluvia intensa.

2.2.4.4 Los accesorios

- Los dispositivos de entrada y de salida deben ser mantenidos limpios y libres de obstrucciones.
- Los vertederos deben ser cepillados periódicamente para que se queden limpios y libres de natas de algas, costras, trapos, plásticos, hojas, etc.
- Las guías para operación de compuertas (“stop-log”) deben ser limpiadas periódicamente a fin de facilitar las maniobras del nivel de agua.
- Si hubiere una compuerta operada a través de un volante, la rosca debe ser mantenida lubricada con una grasa adecuada, a fin de que no oxide ni tampoco se bloquee.

2.2.4.5 Los residuales sólidos

- El material cribado retenido por las rejillas y la arena retenida en los desarenadores (suponiendo que existan) deben ser sepultados prontamente para que no aparezcan moscas ni malos olores.
- Natas y lodo flotante deben ser removidos o hundidos. Removidos por medio de un desnatador para ser enterrados inmediatamente.
- Las marcas de efluente no deben contener rocas, cascajo, trozos de madera y otros residuales que puedan haber sido hallados dentro de ellas.

2.2.4.6 La seguridad del operador

Para su propia integridad, el operador debe considerar las siguientes reglas simples:

- Antes de prender un cigarrillo o de comer algo, debe lavarse las manos con agua limpia y jabón.
- Deben quedarse en el lugar de trabajo, cuando salga, sus prendas de vestir, casco, guantes, botas e impermeable.
- Las herramientas (palas, azadón, rastrillo, colador), deben ser lavados con agua limpia antes de ser guardados.
- Cuando trabaje cerca de un cuadro eléctrico, el operador debe certificarse que sus manos, prendas y botas estén secos; haciendo algún trabajo de mantenimiento eléctrico, debe usar guantes apropiados.
- El operador no debe jugar con sus compañeros de trabajo en las cercanías de la laguna. Si alguien cayere en el agua puede resultar un accidente fatal: el depósito de lodo en el fondo frecuentemente es resbaloso y pegante y puede obstaculizar los movimientos de la víctima cuando se debate para salvar la vida.

- Debe estar disponible un barco, una soga y un salvavidas para una operación de salvamento.

- Cortes u otras heridas deben ser inmediatamente lavados con agua y jabón y desinfectados con una solución de yodo a 2% u otro desinfectante adecuado.

- El operador debe ser vacunado bajo asistencia médica contra tétano, fiebre tifoidea y, cuando sea necesario, contra fiebre amarilla y cólera.

- El operador debe mantener sus uñas limpias y cortadas, pues uñas largas y sucias son medios de transmisión de enfermedades.

- Un botiquín de primeros auxilios debe estar disponible en un sitio visible; suero contra picadura de culebras y jeringas desechables deberán ser incluidos; el operador debe ser adiestrado de cómo usar el suero en sí mismo o en otras personas, porque el auxilio médico podrá llegar demasiado tarde.

BIBLIOGRAFIA

Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Sección II, título D sistemas de alcantarillados. República de Colombia. Ministerio de desarrollo económico. Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico. Noviembre de 2000.

ROMERO, Jairo Alberto. Acuitratamiento por lagunas de estabilización. Segunda edición, 1995.

Catastro de redes. Municipios menores y zonas rurales. Programa de modernización empresarial. Programa nacional de control de pérdidas y agua no contabilizada. Ministerio de desarrollo económico. Agosto de 2002. Segunda edición.

Folleto informativo de operación y mantenimiento del alcantarillado. Environmental Protection Agency. Septiembre de 1999.